

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI-MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année 2020

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département d'Hydraulique

THESE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT EN SCIENCES
Option : hydraulique

THEME

***ETUDE DE LA CONCEPTION ET DE LA
MODELISATION HYDRAULIQUE D'UNE CHAINE
DE TRAITEMENT DES EAUX DANS UN MONOBLOC
COAGULATEUR-DECANTEUR***

Présentée Par :

Mme Bouragbi Née Lekouaghet Nassima

DIRECTEUR DE THESE : M. HAMMAR YAHIA Pr. Université de Annaba

Devant le jury :

Président :	Mr. Djemili Lakhdar	Professeur	Univ. annaba
Examineurs :	Mr. Delimi Rachid	Professeur	Univ. Annaba
	Mr. Maoui Ammar	Professeur	Univ. Guelma
	Mr. Zeghadnia Lotfi	MCA	Univ. Souk Ahras
	Mme. Khoualdia Wasila	MCA	Univ. Souk Ahras

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu « ALLAH » le tout puissant, qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté, le courage et les moyens pour la réalisation de ce modeste travail.

Je voudrais exprimer ma gratitude envers mon directeur de thèse Mr. **Hammar Yahia** Professeur d'hydraulique à l'université d'Annaba pour m'avoir proposé ce sujet de thèse. Son encadrement m'a laissé beaucoup de liberté pour développer ma formation autour du sujet. Il a été toujours présent en faisant possible un déroulement de mon travail sous les meilleures conditions, m'impliquant dans des projets et des activités de recherche complémentaires. Un grand merci pour les nombreuses idées proposées et les discussions intéressantes qu'on a eu ensemble. Merci Mr. **Hammar Yahia**.

Je remercie l'ensemble du personnel des laboratoires du département d'hydraulique et du laboratoire géodynamique & ressources naturelles de l'université Badji Mokhtar Annaba qui m'ont fourni tout le matériel indispensable à la réalisation de la partie expérimentale de ce travail et merci à tous les techniciens et les étudiants de Master II qui ont participé aux diverses parties expérimentales de ma thèse.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

- Mr le président ainsi que les membres de jury qui m'ont honorés pour examiner mon travail ;
- Tous mes collègues de travail et le personnel administratif du département de génie civil de l'université de 8 mai 1945 Guelma ;
- Le directeur d'Algérienne Des Eaux « ADE Guelma » **Mr Mohammed Chaalal** pour son autorisation d'accès au laboratoire de l'SP1 et la station monobloc de Hammam Edbagh Guelma ;
- Sans oublier de remercier le personnel du laboratoire de l'SP1 et la station monobloc de Guelma pour leurs conseils et orientations et spécialement **Mr Elagoun A.El-Gani**.

Je désire remercier aussi toutes les personnes qui m'ont apporté de près ou de loin leurs aides, leurs encouragements et leurs conseils et qui ont contribué ainsi à rendre possible la présentation de ce travail.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres, à mon mari **Bouragbi Lakhdar** pour m'avoir soutenu moralement pendant toute ma thèse et pour m'avoir donné tant d'idées intéressantes, avoir fait possible l'utilisation du logiciel Fluent et pour avoir été toujours là.

Grands merci à vous tous.

Lekouaghet Nassima 2019 🖊

Dédicace

Je dédie ce modeste travail qui est l'accomplissement de longues années d'étude à...

A la mémoire de mes exemples éternel, mes sources de joie et de bonheur, Ceux qui ont toujours sacrifié pour me voir réussir, à mes parents, qu'Allah leurs accueille dans son vaste paradis ;

A mon mari qui m'a encouragé, et m'a aidé et qui a toujours été là lorsque j'avais besoin de lui ;

*A tous les membres des familles : **Lekouaghet, Ayad et Bouragbi** ;*

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment, la liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier et en témoignage de l'amitié qui nous a uni, des souvenirs et de tous les moments qu'on a passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de bonheur.

Finalement aux lecteurs de ce travail.

A tous et à toutes, je dédie ce travail.

Lekouaghet Nassima 2019 ✍

RESUME

En Algérie, les stations de traitement de l'eau potable figurent parmi les infrastructures auxquelles une grande importance a été donnée. Parmi les principaux objectifs qui sont ciblés lors de la gestion et l'exploitation d'une station de traitement des eaux est l'objectif de qualité des eaux distribuées.

L'atteinte de l'objectif de qualité exige la production d'eau en quantité suffisante, de façon continue et avec une qualité répondant aux normes de potabilité en vigueur (normes OMS) lesquelles sont de plus en plus sévères.

La station de traitement des eaux de Chaïba, destinée à l'Alimentation en Eau Potable (AEP) de la ville d'Annaba et de sa région de capacité de 1000 l/s accuse une baisse remarquable de son rendement notamment celui des décanteurs. En effet le rendement des décanteurs est passé de 80% à 50% engendrant un colmatage anormal des filtres à sable dont la fréquence de lavage est passée de 72 à 20 heures.

Cette problématique à pousser l'Algérienne Des Eaux (ADE) en 2004 de lancer une réhabilitation qui consistait à remplacer les vieux équipements, réparer les bassins de décantation ainsi que les filtres à sable, de façon à redonner au minimum sa capacité initiale. Néanmoins cette réhabilitation n'a pas donné les résultats escomptés durant toutes ces années qui ont suivi sa remise en état. Cette constatation nous a incité à entreprendre une recherche d'une solution technique visant à augmenter le rendement général de la station.

Bien que le principe de la décantation soit connu depuis longtemps, il devient très complexe dans le cas de la sédimentation des particules plus ou moins flocculées du fait du changement des propriétés physiques initiales des particules (forme, diamètre et densité). Une modélisation de l'hydrodynamique d'un nouveau ouvrage qui inclut les deux procédés (Coagulation –Décantation) est élaborée sur modèle réduit à échelle 1/20. Les mesures des vitesses d'écoulement d'eau et l'étude de la distribution du temps de séjour du liquide au sein de l'ouvrage sont réalisées au laboratoire, avec plusieurs particularités constructives afin d'améliorer ces performances hydrauliques avec et sans injection d'air.

Une comparaison des résultats obtenus est faite par simulation numérique en 2D et en 3D par Ansys Fluent.

Mots clés : *Station de traitement, coagulation, décantation, modèle réduit, similitude, Hydrodynamique, Modélisation, Simulation, Fluent.*

ملخص

في الجزائر ، تعتبر محطات معالجة مياه الشرب من بين البنى التحتية التي أعطيت أهمية كبيرة لها. من بين الأهداف الرئيسية التي يتم استهدافها أثناء إدارة وتشغيل محطة معالجة المياه ، هدف الجودة هو توزيع المياه. يتطلب تحقيق هدف الجودة إنتاج المياه بكمية كافية وبطريقة مستمرة وبجودة تستجيب لمعايير القابلية للتنفيذ (القواعد منظمة الصحة العالمية) التي تزداد حدة.

إن محطة معالجة مياه الشعبة ، المعدة لتزويد مياه الشرب (AEP) لمدينة عنابة والمنطقة التي تبلغ قدرتها 1000 لتر / ثانية ، لديها انحدار ملحوظ في أدائها بما في ذلك الأواني. وبالفعل ، ازدادت كفاءة الأفران من 80٪ إلى 50٪ مما تسبب في انسداد غير طبيعي في مرشحات الرمل التي زاد تردد الغسيل فيها من 72 إلى 20 ساعة. هذه المشكلة دفعت شركة المياه الجزائرية (ADE) في عام 2004 لإطلاق إعادة تأهيل تتألف من استبدال المعدات القديمة وإصلاح ترسيب البرك والمرشحات الرملية ، وذلك لاستعادة قدرتها المبدئية على الأقل. ومع ذلك ، فإن هذا التأهيل لم يعط النتائج المتوقعة خلال جميع السنوات التي أعقبت إعادة التأهيل. تحفزنا هذه النتيجة على إجراء بحث عن حل تقني لزيادة الأداء العام للمحطة.

على الرغم من أن مبدأ **التصفيح** معروف منذ وقت طويل ، فإنه يصبح معقدًا للغاية في حالة ترسيب الجسيمات المتركمة بشكل أو بآخر نتيجة للتغير في الخواص الفيزيائية الأولية للجسيمات (الشكل والقطر والكثافة). تم تطوير النمذجة الهيدروديناميكية لهيكل جديد يتضمن كلا العمليتين (إزالة تخثر الدم) على نموذج مقياس 20/1. يتم تنفيذ قياسات سرعات تدفق المياه ودراسة توزيع وقت إقامة السائل داخل الهيكل في المختبر ، مع العديد من الخصائص البناءة من أجل تحسين الأداء الهيدروليكي مع حقن الهواء. وبدون هواء.

يتم إجراء مقارنة للنتائج التي تم الحصول عليها عن طريق محاكاة عددية في D2 و D3 من قبل Ansys

Fluent.

الكلمات المفتاحية: محطة معالجة ، تخثر ، إزالة ، نموذج مخفض ، تشابه ، هيدروديناميكية ، نمذجة ،

محاكاة ، بطلاقة.

ABSTRACT

In Algeria, drinking water treatment plants are among the infrastructures to which great importance has been given. Among the main objectives that are targeted during the management and operation of a water treatment plant is the quality objective of distributed water.

Achieving the objective of quality requires the production of water in sufficient quantity, in a continuous way and with a quality answering the standards of potability in force (norms WHO) which are more and more severe.

The water treatment plant of Chaïba, intended for the drinking water supply (AEP) of the city of Annaba and its region of capacity of 1000 l / s has a remarkable decline in its performance including that of decanters. Indeed the efficiency of the decanters has increased from 80% to 50% causing abnormal clogging of sand filters whose washing frequency has increased from 72 to 20 hours.

This problem to push the Algerian Water (ADE) in 2004 to launch a rehabilitation that consisted of replacing old equipment, repair settling ponds and sand filters, so as to restore at least its initial capacity. Nevertheless, this rehabilitation did not give the expected results during all the years that followed its rehabilitation. This finding motivates us to undertake a search for a technical solution to increase the overall performance of the station.

Although the principle of decantation has been known for a long time, it becomes very complex in the case of the sedimentation of more or less flocculated particles due to the change in the initial physical properties of the particles (shape, diameter and density). Hydrodynamic modeling of a new structure that includes both processes (coagulation-decantation) is developed on a 1/20 scale model. The measurements of the water flow velocities and the study of the distribution of the residence time of the liquid within the structure are carried out in the laboratory, with several constructive peculiarities in order to improve these hydraulic performances with air injection. and without air.

A comparison is made of the results obtained by numerical simulation in 2D and in 3D by Ansys Fluent.

Key words: *Treatment plant, coagulation, decantation, reduced model, similarity, Hydrodynamics, Modeling, Simulation, Fluent.*



Sommaire

Sommaire

Résumé	i
Abstract	ii
ملخص	iii
Sommaire	iv
Liste des figures et des courbes	viii
Liste des tableaux	xiii
Liste des abréviations	xiv
Liste des notations	xvi
Introduction, Problématique et objectifs	1

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les processus de production d'eau potable.

Introduction	3
1.1. Situation de l'eau en Algérie.....	3
1.2. Composition des eaux à traiter (Analyses chimiques)	4
1.2.1. Les substances contenues dans l'eau.....	4
1.2.2. Caractéristiques physiques de l'eau	5
1.2.3. Caractéristiques physico-chimiques	6
1.2.4. Caractéristiques chimiques	7
1.2.5. Caractéristiques microbiologiques.....	8
1.3. Les différents sources d'approvisionnement d'eau.....	9
1.3.1. Les eaux souterraines	9
1.3.2. Les eaux de surfaces	10
1.3.3. Comparaison entre les eaux superficielles et les eaux souterraine	11
1.3.4. Les eaux de mer et les eaux saumâtres.....	12
1.4. Classification des eaux (Faciès Hydro-chimique).....	13
1.4.1. Classification par la formule ionique	13
1.4.2. Classification par représentation graphique (diagrammes).....	13
1.4.3. Représentation Hypothétique en sels dissous	15
1.5. Généralité sur l'eau potable.....	18
1.5.1. Potabilité des eaux souterraines.....	18
1.5.2. Potabilité des eaux de surfaces.....	18
1.5.3. Quantité nécessaire	18
1.5.4. Pourquoi traiter ?.....	18
1.6. Processus de traitement des eaux de surface.....	19
1.6.1. Classification des unités de traitement des eaux de surfaces	19
1.6.2. Lignes directrices pour le traitement des eaux de surfaces	19
1.7. Prétraitement.....	21
1.7.1. Dégrillage	21
1.7.2. Micro-tamissage.....	21
1.7.3. Pré-chloration / pré-désinfection	21
1.8. Le traitement secondaire (La clarification)	24
1.8.1. La coagulation – floculation	24
1.8.2. La décantation	29
1.8.3. La filtration	30
1.9. Traitement d'affinage (désinfection)	38
1.9.1. Le chlore	38
1.9.2. L'ozone	38
1.9.3. L'ultraviolet	39
1.9.4. Avantages et inconvénients de chacune des méthodes	39

1.9.5.	Critères du choix d'une méthode de désinfection	40
1.10.	Conclusion	41
Chapitre 2 : Etats d'amélioration et de développement des décanteurs		
Première partie : Les décanteurs sans équipements lamellaires (Simple).....		42
2.1.	Décanteurs statiques	42
2.1.1.	Décanteurs sans raclage	42
2.1.2.	Décanteurs simple à raclage mécanique des boues	43
2.1.3.	Décanteurs à succion des boues	44
2.2.	Décanteur à contact de boue (accéléérés)	44
2.2.1.	Décanteur à lit de boues	44
2.2.2.	Décanteurs à recirculation des boues	47
Deuxième partie : Décanteurs lamellaires		49
2.3.	Décanteurs lamellaires statiques	50
2.3.1.	Le Sédipac	50
2.3.2.	Sédipac en béton	51
2.3.3.	Décanteurs Multiflo	52
2.4.	Décanteur lamellaire à lit de boues	53
2.4.1.	Le pulsator	53
2.4.2.	Le superpulsator	53
2.4.3.	L'ultrapulsator	54
2.4.4.	Le Cyclofloc (à lit de boues lestées)	55
2.5.	Décanteurs lamellaires à recirculation de boues	56
2.5.1.	Densadeg type RPL	56
2.5.2.	Décanteur Actiflo	57
2.6.	Derniers développements	58
2.7.	Conclusion	62
Chapitre 3 : Approche théorique et outils de conception d'un monobloc coagulateur-décanteur		
3.1.	Introduction	63
3.2.	Théorie de la Coagulation-Floculation	63
3.2.1.	La floculation péri-cinétique	63
3.2.2.	La floculation ortho-cinétique	64
3.2.3.	Importance du gradient de vitesse	64
3.3.	Conception des Ouvrages de Coagulation-Floculation	65
3.4.	Théorie de la décantation (Vitesse de décantation des particules dans un liquide)	66
3.4.1.	Particules isolées de forme sphérique	66
3.4.2.	Particules réelles	68
3.4.3.	Cas de suspension concentrées	69
3.4.4.	Paramètre intervenant dans le processus de décantation	70
3.5.	Procédure de dimensionnement des décanteurs	74
3.5.1.	Décanteurs à écoulement horizontal	74
3.5.2.	Décanteur à écoulement verticale	77
3.5.3.	Décantation réelle	79
3.6.	Application 1 : Station de Chaiba-Annaba Décanteur type Pulsator.....	80
3.6.1.	Dose des réactifs et volume des boues	80
3.6.2.	Bassin d'homogénéisation	82
3.6.3.	Dimensionnement du bassin de décantation	82
3.7.	Application 2 : Station de Guelma décanteur circulaire.....	83
3.7.1.	Dimensionnement du bassin de coagulation	83
3.7.2.	Dimensionnement du bassin de floculation.....	83
3.7.3.	Dimensionnement du bassin de décantation	83
2.8.	Conclusion.....	87

Chapitre 4 : Base mathématique de la mécanique des fluides numériques et Présentation du logiciel de simulation fluent

4.1.	Introduction	89
4.2.	Les équations fondamentales d'hydrauliques	89
4.2.1.	Généralités sur les équations de Navier-Stokes	89
4.2.2.	Définition et caractéristiques d'un écoulement turbulent	90
4.3.	Principales approches de simulation	91
4.3.1.	La simulation numérique directe (DNS)	92
4.3.2.	L'approche statistique méthode RANS	92
4.3.3.	La simulation des grandes structures turbulentes (LES)	95
4.4.	Méthodologie de l'MDF numérique (CFD)	96
4.5.	Les méthodes numériques de discrétisation	96
4.5.1.	Discrétisation du domaine physique (maillage)	97
4.5.2.	Discrétisation des équations aux dérivées partielles	98
	A) Méthode des différences finies	98
	B) La méthode des éléments finis	99
	C) La méthode des volumes finis	100
4.5.3.	Résolution des équations discrétisées.....	100
4.6.	Effets de la turbulence dans les ouvrages d'écoulement à surface libre.....	101
4.6.1.	Les courants secondaires.....	101
4.6.2.	Le Dip phénomène	102
4.6.3.	Effets de l'anisotropie de la turbulence et des conditions aux limites	103
4.7.	Utilisation de La mécanique des fluides numérique pour prédire les écoulements dans un bassin de décantation.....	103
4.7.1.	Modélisation de la surface libre	103
4.7.2.	Conditions initiales	104
4.7.3.	Conditions aux limites.....	104
4.8.	Présentation du code de calcul numérique Fluent	104
4.8.1.	Le prétraitement Géomesh & Gambit	105
4.8.2.	Le solveur FLUENT 6	105
4.8.3.	Le post-processeur	105
4.9.	Procédures de résolution par fluent	106
4.9.1.	Géométrie	107
4.9.2.	Maillage	108
4.9.3.	Setup & Résultats	108
4.9.4.	Convergence	111

Chapitre 5 : Partie expérimentale et analyse numérique - Résultats et Interprétation-

5.1.	Définition de la similitude	112
5.2.	Lois de similitude	112
5.2.1.	Similitude géométrique	112
5.2.2.	Similitude cinématique	113
5.2.3.	Similitude dynamique	113
5.3.	Incompatibilité des similitudes de Reech-Froude et de Reynolds	117
5.4.	Analyse des méthodes de modélisation hydraulique utilisée pour les ouvrages de type décanteur	117
5.5.	Equipements et matériels expérimentales.....	118
5.5.1.	Modèle 1 : bassin de sédimentation type déssableur-déshuileur	119
5.5.2.	Modèle 2 : Modèle réduit du décanteur	122
5.6.	Procédure et résultats expérimentale.....	123
5.6.1.	Choix de la position de la plaque (modèle 1)	123
5.6.2.	Mesure et résultats des vitesses d'écoulements des eaux (modèle 1)	123
5.6.3.	Localisation des points de mesure dans le modèle (modèle 2)	125

5.6.4.	Résultats du champ des vitesses d'écoulements (modèle 2)	125
5.7.	Étude hydrodynamique des décanteurs par tests traceurs (modèle 1)	128
5.7.1.	Mode d'injection	129
5.7.2.	Résultats des tests du traceur NaCl.....	131
5.8.	Simulation numérique (modèle 1)	132
5.8.1.	Simulation en 2D.....	132
5.8.2.	Simulation en 3D	134
5.8.3.	Interprétations des résultats.....	139
5.9.	Simulation numérique du (modèle 2)	139
5.9.1.	Géométrie, maillage et conditions aux limites	140
5.9.2.	Différents cas de simulation.....	141
5.9.3.	Résultats de différents cas de simulation	142
5.10.	Conclusion	154
	Conclusion générale	156
	Annexe 1 : Propriétés Physique Eau.....	159
	Annexe 2 : Normes de Qualité de l'eau potable.....	160
	Annexe 3 : Essai Jar-test.....	169
	Annexe 4 : Programme de dimensionnement d'un monobloc.....	172
	Références bibliographique	179

Liste des figures

N°	Titre	Page
Chapitre 1		
Figure 1.1	Gamme de taille des particules dans l'eau.	(04)
Figure 1.2	Diagramme de Schoeller-Berkaloff	(14)
Figure 1.3	Diagramme de Piper – Faciès type –	(15)
Figure 1.4	Lignes directrices de traitement d'une eau de surface.	(21)
Figure 1.5	Type des dégrillages dans une station de traitement d'eau	(22)
Figure 1.6	Temps de décantation des particules	(26)
Figure 1.7	Principe de coagulation-floculation	(26)
Figure 1.8	Processus de coagulation-floculation et décantation	(32)
Figure 1.9	Filtre de sable	(35)
Figure 1.10	Filtre rapide ouvert	(37)
Figure 1.11	Filtre fermé sous pression	(38)
Figure 1.12	Lavage d'un filtre	(41)
Chapitre 2		
Figure 2.1	Décanteur cylindro-conique	(42)
Figure 2.2	Décanteur circulaire	(43)
Figure 2.3	Décanteur longitudinal à chaîne	(44)
Figure 2.4	Décanteur longitudinal à pont racleur	(44)
Figure 2.5	Clarificateur avec racleur diamétral à entraînement central	(44)
Figure 2.6	Décanteur à succion annulaire de ROANNE (Loire), Q:30000 m ³ /j.	(44)
Figure 2.7	Décanteur – floculateur filtre rapide (Seclar-Sogreah)	(45)
Figure 2.8	Décanteur PULSATOR	(46)
Figure 2.9	Décanteur ACCELATOR	(48)
Figure 2.10	Décanteur Circulator (version béton)	(48)
Figure 2.11	Décanteur TURBOCIRCULATOR	(49)
Figure 2.12	Décanteur CLARICONTACT	(49)
Figure 2.13	SEDIPAC Schéma de principe	(50)
Figure 2.14	Décanteur SEDIPAC R	(51)
Figure 2.15	Décanteur SEDIPAC U	(51)
Figure 2.16	SEDIPAC C	(52)
Figure 2.17	Décanteur Multiflo (d'après doc. OTV)	(52)
Figure 2.18	Evolution des décanteurs à lit de boues pulsé	(53)
Figure 2.19	Décanteur Pulsatube	(54)
Figure 2.20	Décanteur Superpulsator	(55)
Figure 2.21	Décanteur à lit de boues lestées Cyclofloc (d'après doc. OTV)	(56)
Figure 2.22	Décanteur DENSADEG RPL Schéma de principe	(57)
Figure 2.23	Décanteur Actiflo (d'après doc. OTV)	(58)

N°	Titre	Page
Figure 2.24	Organigramme des décanteurs Simple	(60)
Figure 2.25	Organigramme des décanteurs lamellaire (Améliorés)	(61)
Chapitre 3		
Figure 3.1	Conception d'un coagulateur-floculateur	(65)
Figure 3.2	Type de turbine de mélange	(66)
Figure 3.3	Forces agissant sur une particule en eau	(66)
Figure 3.4	Variation du coefficient de trainée en fonction du nombre de Reynolds,	(68)
Figure 3.5	Débit conventionnel non idéal dans un bassin de sédimentation :	(73)
Figure 3.6	Décanteurs rectangulaire idéal à écoulement horizontal	(76)
Figure 3.7	Les composantes horizontales et verticales de la vitesse de chute	(76)
Figure 3.8	Fraction des particules dont la vitesse de décantation est inférieure à	(77)
Figure 3.9	Décantation verticale	(77)
Figure 3.10	Efficacité comparée des décantations horizontales et verticale	(78)
Figure 3.11	Décantation réelle	(79)
Figure 3.12	Filtre d'efficacité selon la théorie de Hazen et pour un décanteur réel	(80)
Figure 3.13	Schéma de la station de traitement de Guelma	(84)
Figure 3.14	Décanteur de la station de traitement de Guelma	(84)
Chapitre 4		
Figure 4.1	Vue en plan des processus de transition dans le flux de la couche limite sur une plaque plane.	(91)
Figure 4.2	Schéma explicatif de la méthode LES	(96)
Figure 4.3	Maillage structuré en 2D	(97)
Figure 4.4	Maillage non structuré en 2D	(97)
Figure 4.5	Présentation de schéma monobloc et multibloc	(98)
Figure 4.6	Noueds pour divers ordres d'interpolation sur un élément	(99)
Figure 4.7	Volume de contrôle et solution des différentes grandeurs	(100)
Figure 4.8	illustration des courants secondaires	(101)
Figure 4.9	Division des courants secondaires au voisinage des angles Selon (Nezu & Rodi, 1985) [77]	(102)
Figure 4.10	Champ U/U_{max} dans une demi-canalisation mesuré par (Nezu & Rodi, 1985) et Allure du profil de vitesse avec Dip phenomenon en rouge comparé à la loi logarithmique	(102)
Figure 4.11	Effets de l'anisotropie de la turbulence	(103)
Figure 4.12	Etapas typiques de la CFD industrielle	(106)
Figure 4.13	Interface du Fluent	(106)
Figure 4.14	Interface de la géométrie	(107)
Figure 4.15	a : Domaine physique du modèle 1 b : Domaine physique du modèle 2	(107)
Figure 4.16	Création des conditions aux limites	(108)

Figure 4.17	Lancement du Setup	(108)
Figure 4.18	Création des conditions initiales	(109)
Figure 4.19	Définition des conditions aux limites	(110)
Figure 4.20	Indication des différentes fenêtres du Fluent	(110)
Chapitre 5		
Figure 5.1	Les champs de vitesse mesurée (sans air)	(120)
Figure 5.2	Les champs de vitesse mesurée (avec air)	(120)
Figure 5.3	Maillage fin du bassin en 2D.	(121)
Figure 5.4	Conditions aux limites	(121)
Figure 5.5	Graphe des itérations de calcul	(122)
Figure 5.6	Graphe des itérations de calcul des vitesse horizontal X (m/s) sans l'injection d'air	(123)
Figure 5.7	Vitesse horizontal X (m/s) avec injection d'air	(123)
Figure 5.8	Maillage fin du bassin en 3D	(124)
Figure 5.9	Graphe des itérations de calcul en 3D	(124)
Figure 5.10	Vecteurs des vitesses selon les axes X, Y et Z	(124)
Figure 5.11	Ligne de courant de vitesse en 3D par rapport à l'axe X en m/s.	(125)
Figure 5.12	Courant de vitesse par rapport à l'axe X	(126)
Figure 5.13	Courant de vitesse par rapport à l'axe Y	(126)
Figure 5.14	Courant de vitesse par rapport à l'axe Z	(126)
Figure 4.15	Champs des vitesses dans la section 2	(126)
Figure 5.16	Champs des vitesses dans la section 3	(127)
Figure 5.17	Champs des vitesses dans la section 4.	(127)
Figure 5.18	Géométrie du bassin.	(133)
Figure 5.19	Maillage fin du bassin en 2D.	(133)
Figure 5.20	champs des vitesse horizontal X (m/s) sans l'injection d'air	(133)
Figure 5.21	Vitesse horizontal X (m/s) avec injection d'air.	(134)
Figure 5.22	Maillage fin du bassin en 3D.	(134)
Figure 5.23	Graphe des itérations de calcul en 3D	(135)
Figure 5.24	Q = 0.1 l/s (3D)	(135)
Figure 5.25	Q = 0.2 l/s (3D)	(135)
Figure 5.26	Vecteurs des vitesses selon les axes X, Y et Z	(136)
Figure 5.27	Ligne de courant de vitesse en 3D par rapport à l'axe X en m/s.	(137)
Figure 5.28	Courant de vitesse par rapport à l'axe X	(137)
Figure 5.29	Courant de vitesse par rapport à l'axe Y	(138)
Figure 5.30	Courant de vitesse par rapport à l'axe Z	(138)
Figure 5.31	Géométrie du monobloc du floculation-décantation	(139)
Figure 5.32	Zone de circulation dans le monobloc.	(139)
Figure 5.33	Détailles du maillage	(140)

Figure 5.34	Calcul de simulation	(140)
Figure 5.35	Les deux positions de la zone de sortie	(141)
Figure 5.36	différents forme de l'ouverture du mur de séparation	(141)
Figure 5.37	trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)	(142)
Figure 5.38	Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.	(142)
Figure 5.39	Trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z	(143)
Figure 5.40	trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)	(144)
Figure 5.41	Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.	(144)
Figure 5.42	Trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z	(145)
Figure 5.43	Trajectoires des vitesse du plan moyen et selon la X.	(145)
Figure 5.44	Trajectoires des vitesse au plan moyen selon les 2 directions Y et Z	(146)
Figure 5.45	trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)	(146)
Figure 5.46	Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.	(147)
Figure 5.47	Trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z	(148)
Figure 5.48	trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)	(149)
Figure 5.49	Trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z	(149)
Figure 5.50	Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.	(150)
Figure 5.51	trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)	(151)
Figure 5.52	Influence du mélangeur cas a et b.	(151)
Figure 5.53	trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)	(151)
Figure 5.54	Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.	(152)
Figure 5.55	Trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z	(153)

Liste des courbes

N°	Titre	Page
Courbe (1.1)	Variation du pourcentage du (HClO) et (ClO) en fonction du pH	(22)
Courbe (1.2)	Distribution de chaque espèce en fonction du pH.	(22)
Courbe (1.3)	La variation de la teneur en chlore résiduel en fonction de la dose en chlore appliquée.	(23)
Courbe (1.4)	Efficacité du filtre en fonction de la granulométrie	(31)
Courbe (5.1)	Le temps de séjour dans le modele pour un débit de 0.1 l/s	(131)
Courbe (5.2)	Le temps de séjour en seconde dans le modèle pour un débit de 0.2 l/s	(131)
Courbe (5.3)	Temps de sejour en présence d'air en seconde.	(132)

Liste de photographe

N°	Titre	Page
Photo 5.1	Dispositif experimental	(122)
photo 5.2	Répartition du colorant sans injection d'air	(129)
Photo 5.3	Répartition du colorant avec injection d'air	(130)
Photo 5.4	Point d'injection des solutions de traçage	(130)

Liste des tableaux

N°	Titre	Page
Tableau 1.1	Les sels minéraux sous forme d'ions.	(03)
Tableau 1.2	Plage des valeurs des titres hydrométriques	(06)
Tableau 1.3	Principales différences entre eaux de surface et eaux souterraines	(10)
Tableau 1.4	Origine et salinité des eaux de mer.	(11)
Tableau 1.5	Lignes directrices pour le traitement des eaux.	(19)
Tableau 2.1	Normes ex URSS pour lit de boues	(46)
Tableau 3.1	Les étapes de l'agrégation	(63)
Tableau 3.2	Gradient de vitesse en fonction de la température	(65)
Tableau 3.3	$C_D = f(R_e)$	(67)
Tableau 3.4	Vitesse limite de chute des particules sphériques en fonction du nombre de Reynolds	(68)
Tableau 3.5	valeurs de ψ pour différents matériaux	(69)
Tableau 3.6	Caractéristique de l'eau brute	(80)
Tableau 3.7	Fréquence et durée de purge d'extraction des boues en fonction du volume	(81)
Tableau 4.1	Valeurs des constantes empiriques du modèle k- ϵ .	(94)
Tableau 4.2	Valeur des constantes du modèle k- ω	(95)
Tableau 5.1	Vitesse de chute corrigée des particules de sable	(119)
Tableau 5.1	Informations du maillage	(134)

Liste des abréviations

MES	: Matière En Suspension
MC	: Matière Colloïdales
MOD	: Matière Organiques Dissoutes
pH	: Potentiel d'Hydrogène
TH	: Titre Hydrotimétrique
TA	: Titre Alcalimétrique simple
TAC	: Titre Alcalimétrique Complet
TAF	: Titre en Acides Forts
CO₃²⁻	: Ions carbonate
PO₄³⁻	: Ions ortho-phosphates
OH⁻	: Hydroxyde
HCO₃⁻	: Hydrogénocarbonate
HSiO₃⁻	: Hydrogéno-silicate
SAF	: Titre en Sels d'Acides Forts
Mg	: Magnisium
Ca	: Calcium
HCO₃	: Bicarbonate
Cl⁻	: Chlorure
SO₄²⁻	: Sulfate
NO₂⁻	: Nitrite
NO₃⁻	: Nitrate
SO₃²⁻	: Sulfite
PO₄³⁻	: Phosphate
TDS	: Total Dissolved Salt ou La minéralisation totale
BI	: Balance Ionique
CaSO₄	: Sulfate de calcium
CaSO₄.2H₂O	: Le Gypse
NH₄⁺	: Ammonium
H₂S	: Sulfure d'Hydrogène
HClO	: L'acide hypochloreux
ClO⁻	: Ions hypochlorites
CaClO	: Hypochlorite de calcium
NaCl	: Chlorure de sodium
Al₂(SO₄)₃	: Le sulfate d'aluminium
NaAlO₂	: L'aluminate de sodium
AlCl₃	: Le chlorure d'aluminium
FeCl₃	: chlorure ferrique
Fe(SO₄)₃	: Le sulfate ferrique
FeSO₄	: Le sulfate ferreux
CuSO₄	: Le sulfate de cuivre

TE	: La Taille Effective
CU	: Le Coefficient d'Uniformité
NTU	: Nephelometric Turbidity Units
JTU	: Jackson Turbidity Units
FTU	: Formazine Turbidity Units
UV	: Le rayonnement Ultra-Violet.
DNS	: Direct Numerical Simulation
RANS	: Reynolds Average Navier Stokes
LES	: Large Eddy Simulation
RSM	: Reynolds Stress Model
VOF	: Volume Of Fluid
UDF	: User Define Fonction
CFD	: Computational Fluid Dynamics
GAMBIT	: Geometry And Mesh Building Intelligent Toolkit
DAO	: Dessin Assisté par Ordinateur
OMS	: L'Organisation Mondiale de la Santé
UE	: L'Union Européenne
TDS	: Total Dissolve Salt
DCO	: La Demande Chimique d'Oxygène (mg/l).
DBO	: La Demande Biologique en Oxygène (mg/l).
MO	: Matières Organiques.
RS	: Résidus Secs.

Liste des Notations

Lettres romaines :

F_p	: flocculation péri-cinétique
n	: Nombre de particules par unité de volume ($1/m^3$)
k	: Constante de Boltzmann ($1.38 \times 10^{-23} \text{ J.K}^{-1}$)
T	: Température absolue (K)
t	: temps d'agitation (s)
F_o	: La flocculation ortho-cinétique
G°, G	: Gradient de vitesse moyen (s^{-1})
d	: Diamètre de la particule
P	: Puissance réellement dissipée ($m^2.kg/s^3$), (W)
W_f	: Volume occupé par le fluide (m^3)
F_p	: Force de la pesanteur (N)
S_p	: Surface de la particule (m^2)
d	: Diamètre de la particule (m)
g	: Accélération de la pesanteur (m/s^2)
F_A	: Force de la poussée d'Archimède (N)
$F_f = R$: Force de la résistance à l'avancement (frottement) (N)
C_D	: Coefficient de traînée
V_C	: Vitesse de chute réelle de la particule (m/s)
F_i	: Force d'inertie (N)
W_P	: Volume de la particule (m^3)
Re	: Nombre de Reynolds
V_t	: Vitesse de sédimentation individuelle d'une particule (m/s)
e	: Indice des vides
C_D'	: Coefficient de traînée corrigé
D	: Dilution (volume du liquide par unité de masse de solides) (m^3/kg)
D_{lim}	: dilution limite (m^3/kg)
D_c	: dilution correspondant au début de compression (m^3/kg)
V_{plim}	: la vitesse limite de chute des particules en suspension concentrée (m/s)
R_h	: Rayon hydraulique de l'ouvrage de décantation (m)
V_1	: Vitesse de chute relative dans l'écoulement à la vitesse moyenne \bar{V} (m/s)
V_c	: Vitesse de chute dans une eau immobile (m/s)
\bar{V}	: Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
$\bar{\omega}$: composante verticale moyenne de la turbulence (m/s)
V_{max}	: Vitesse max de l'écoulement (m/s)
h	: Profondeur du courant de densité, (m)
s	: Pente du fond du canal, (m/m)
f	: Facteur de frottement de Darcy –Weisbach, sans unité
V_E	: Vitesse de circulation d'eau dans le bassin de décantation, (m/s)
Q	: Débit d'eau, (m^3/s)

H	: Hauteur d'eau dans le bassin de décantation, (m)
L	: Longueur de bassin de décantation, (m)
l	: Longueur de bassin de décantation, (m)
S_H	: Section horizontale du décanteur ($L \times l$), (m ²)
S_t	: section transversale du décanteur ($H \cdot l$), (m ²)
V_H	: Vitesse de Hazen (à charge hydraulique superficielle), (m/s)
F	: Fraction des particules éliminées, (%)
t_0	: Temps de rétention, (s)
f_0	La fraction des particules dont la vitesse de chute est inférieure à V_0 , (%)
V_S	: Vitesse de Stokes ou vitesse de chute théorique statique, (m/s)
V_{cc}	Volume des boues après 20 mn de décantation, (m ³)
$V_{\text{bécher}}$	Volume d'un bécher, (m ³)
W_{bassin}	Volume d'un bassin, (m ³)
V_{asc}	Vitesse ascensionnelle du décanteur type PULSATOR, (m/s)
N	le nombre de mailles nécessaire à la méthode de simulation numérique directe (DNS)
Re_t	Nombre de Reynolds turbulent
k	Coefficient de vitesse
I	Intensité turbulente
k	l'énergie cinétique de turbulence
L_m	: Langueur de la maquette "modèle", (m)
L_P	: Langueur de prototype "décanteur réel", (m)
K_L	: Fonction d'échelle ou de conversion
$A_m ; V_m,$: Surface et volume dans la maquette
$v_m ; a_m$	Vitesse et accélération dans la maquette
$t_m ; Q_m$	Temps et débit dans la maquette
$A_P ; V_P,$: Surface et volume dans le prototype
$v_P ; a_P$	Vitesse et accélération dans le prototype
$t_P ; Q_P$	Temps et débit dans le prototype
$m ; a$: La masse et l'accélération
$F_m ; F_P$: Force appliques dans la maquette et celle appliques dans le prototype
F_I	: Force d'inertie, (N)
F_R	: Force de viscosité ou de frottement, (N)
F_K	: Force de tension superficielle (capillaire), (N)
F_E	: Force d'élasticité, (N)
\mathfrak{F}_r	: Nombre de Froude
τ	Contrainte visqueuse, (Pa)
$K_t ; K_v$: Echelle de translation de temps et de vitesse
$K_a, K_Q,$	Echelle de translation d'accélération et de débit
K_ρ	Echelle de translation de masse volumique
E_u	: Nombre d'Euler
W	: Nombre de Weber
Ma	: Nombre de Mache

E	: Module d'élasticité
H_e	Ouverture d'entrée d'eau, (m)
T	Temps théorique de décantation, (s)

Lettres grecques :

α	: Fraction des chocs efficaces
η, η_L	: Viscosité dynamique (Pa.s), (kg/m.s), , (N.s/m ²)
ν, ν_L	: Viscosité cinématique du liquide (m ² /s)
γ_P	: Poids volumique de la particule (N/m ³)
γ_L	: Poids volumique du fluide (N/m ³)
ρ_P	: Masse volumique de la particule (kg/m ³)
$\rho_L = \rho_w$: Masse volumique du fluide (kg/m ³)
ω_P	: Volume de la particule
ρ_s	: Masse volumique du solide (kg/m ³)
ψ	: Facteur de sphéricité ou de forme
ν_m	: Viscosité cinématique équivalente d'une suspension (m ² /s)
ρ_m	: Masse volumique équivalente d'une suspension (kg/m ³)
v_w	: Vitesse d'écoulement de l'eau dans le décanteur (m/s)
v_{wd}	: Vitesse du flux de densité, (m/s)
$\Delta\rho$: Différence de masse volumique entre deux liquides, (kg/m ³)
α_E	: Facteur de correction pour l'énergie cinétique allant de 0 à 1
μ_t	viscosité turbulente
ε	Taux de dissipation de l'énergie cinétique de turbulence



Introduction, problématique et objectifs

INTRODUCTION, PROBLEMATIQUE ET OBJECTIFS

L'Algérie se situe, à l'instar des 17 pays Africains touchés par le stress hydrique, dans la catégorie des pays les plus pauvres en matière de potentialités hydriques, soit en dessous du seuil théorique de rareté fixé par la Banque Mondiale à 1000 m³ par habitant et par an. Si en 1962, la disponibilité en eau théorique par habitant et par an était de 1500 m³, elle n'était plus que de 720 m³ en 1990, 680 m³ en 1995, 630 m³ en 1998, 500 m³ elle ne sera que de 430 m³ en 2020 La disponibilité en eau potable en Algérie en m³/Habitant/An dépassera légèrement le seuil des 400 m³ /ha (norme OMS).

La problématique de l'eau est indissociable du développement durable dans la mesure où l'eau doit permettre de répondre aux besoins des générations actuelles sans hypothéquer, la capacité des générations futures à satisfaire les leurs.

Il faudrait disposer entre 15 et 20 milliards de m³ par an, en réservant 70% à l'agriculture, pour parvenir à une sécurité alimentaire satisfaisante. C'est un défi titanesque lorsqu'on sait qu'on mobilise à peine au plus 5 milliards de m³ d'eau par an. La pression exercée sur ces ressources ne cessera de s'amplifier sous les effets conjugués de la croissance démographique et des politiques appliquées vis-à-vis des activités consommatrices d'eau.

Cette problématique de l'eau a été résolue par de gros investissements mettant en service d'importantes infrastructures de production et de distribution d'eau potable.

Les stations de traitement de l'eau potable figurent parmi les infrastructures auxquelles une grande importance a été donnée. Parmi les principaux objectifs qui sont ciblés lors de la gestion et l'exploitation d'une station de traitement des eaux est l'objectif de qualité des eaux distribuées.

L'atteinte de l'objectif de qualité exige la production d'eau en quantité suffisante, de façon continue et avec une qualité répondant aux normes de potabilité en vigueur (normes OMS) lesquelles sont de plus en plus sévères. Cela implique la conception d'une station de traitement correctement dimensionnée et incluant un large ensemble d'équipements mécaniques et hydromécaniques.

La station de traitement des eaux de Chaiba Annaba n'échappe pas à ce constat. Elle est destinée à l'Alimentation en Eau Potable (AEP) de la ville d'Annaba et de sa région de capacité de 1000 l/s accuse une baisse remarquable de son rendement notamment celui des décanteurs. En effet le rendement des décanteurs est passé de 80% à 50% engendrant un colmatage anormal des filtres à sable dont la fréquence de lavage est passée de 72 à 20 heures [1, 2].

Cette problématique a poussé l'Algérienne Des Eaux (ADE) en 2004 de lancer une réhabilitation qui consistait à remplacer les vieux équipements, réparer les bassins de décantation ainsi que les filtres à sable, de façon à redonner au minimum sa capacité initiale. Néanmoins cette réhabilitation n'a pas donné les résultats escomptés durant toutes ces années qui ont suivi sa remise en état [3]. Cette constatation nous a incité à entreprendre une recherche d'une solution technique visant à augmenter le rendement général de la station en proposant un nouveau type d'ouvrage en monobloc qui inclue deux procédés qui sont la coagulation et la décantation.

C'est dans ce contexte que l'objectif de la thèse s'inscrit et qui portera sur l'étude de la conception et de la modélisation hydraulique d'une chaîne de traitement des eaux dans un monobloc coagulateur-décanteur.

Pour atteindre nos objectifs ma thèse sera structurée de la manière suivante :

Une partie théorique qui comprend quatre chapitres :

- Le premier chapitre : Synthèse bibliographique sur les processus de production d'eau potable.
- Deuxième chapitre : Etat d'amélioration et de développement des décanteurs
- Troisième chapitre Approche théoriques et outils de conception d'un monobloc coagulateur-décanteur.
- Le quatrième chapitre portera sur une base mathématique de la mécanique des fluides numériques et Présentation du logiciel de simulation ANSYS Fluent.

La deuxième partie expérimentale sera consacrée à la comparaison des résultats obtenus in situ avec ceux de la simulation numérique par Fluent d'un nouveau décanteur type monobloc coagulation-décantation.



Chapitre 1

Synthèse bibliographique sur les processus de production d'eau potable

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les processus de production d'eau potable

Introduction

L'eau est essentielle à la vie et au bien-être. C'est pourquoi, elle a besoin d'être protégée, traitée et économisée.

L'eau n'est pas seulement un ensemble de molécules H₂O (deux atomes d'hydrogène et un atome d'oxygène). Elle contient en réalité naturellement **une très grande variété de matières dissoutes**, inertes ou vivantes : des gaz, des substances minérales ou organiques, des microorganismes (bactéries, virus, plancton), ainsi que des particules en suspension (fines particules d'argiles, limons et déchets végétaux).

En effet, l'eau est un **excellent solvant** qui se charge en composés solides ou gazeux tout au long de son cycle, suivant les milieux (rivières, zones humides, roches, atmosphère, etc.) dans lesquels elle circule ou séjourne : [1]

- Quand elle tombe en pluie, elle se charge des poussières atmosphériques,
- Quand elle ruisselle sur les sols (lessivage),
- Quand elle s'infiltré dans le sous-sol, elle se charge des produits d'altération des roches.

La composition chimique de l'eau est ainsi complètement **liée aux caractéristiques du bassin versant dans lequel elle opère son cycle** (la nature du sol et du sous-sol, les espèces végétales et animales, mais également les activités humaines).

C'est la raison pour laquelle, il est nécessaire de la traiter et de l'économiser. D'autant plus que le troisième millénaire sera purté aux pollutions.

1.1. Situation de l'eau en Algérie :

L'Algérie est un pays semi-aride, voire même Aride (200 à 400mm) et les ressources en eau sont faibles, irrégulières, et localisées dans la bande côtière, l'apport total des précipitations serait de l'ordre 100 milliards de m³ d'eau par an dont 12.4 milliards de m³ en écoulements superficiels, et seuls 6 milliards de m³ sont mobilisables en tenant compte des sites favorables techniquement (Hydrologie, topographie, géologie). En Algérie la population était estimée à 23 millions en 1987 ; 28 en 1995 ; 32 en 2000 ; 40 en 2010 ; et 46 en 2020, soit une consommation potable et industrielle de l'ordre de 5 milliards de m³ alors que la mobilisation actuelle est à peine de 2 milliards. Il faudrait mobiliser dans les 20 années à venir 3 milliards de m³, en excluant les eaux d'irrigations et les fuites dans les conduites. En conclusion il faudrait mobiliser plus de 11 milliards de m³ d'eau en 2020, alors que les capacités théoriques sont de 6 milliards, un réel défi à relever, mais surtout une stratégie et politique à définir. [2], [a]

1.2. Composition des eaux à traiter (Analyses chimiques) :

1.2.1. Les substances contenues dans l'eau : [1], [2], [3]

La quantité et la nature des sels dissous dépendent essentiellement de la nature géochimique des terrains que l'eau a traversée pendant son cycle.

Il est donc évident que l'eau contient de nombreux composés qui peuvent se regrouper en quatre catégories (figure 1.1)

1) Matières En Suspension (MES)

Les substances en suspension peuvent être d'origine minérale (sables, limons, argiles ...) ou organique (produits de la décomposition des matières végétales ou animales) , A ces composés s'ajoutent les micro-organismes tels que bactéries, plancton , algues et virus. Ces substances sont généralement visibles à l'œil nu et responsables, en particulier, de la turbidité et de la couleur.

2) Matières Colloïdales : (MC) (moins de 1 micron)

Ce sont des éléments présents dans l'eau dans un état intermédiaire entre l'état dissous et l'état solide (invisible à l'œil nu).

Doté à leur surface de charge électrique qui les maintient en suspension.

- Elles ne sont pas séparées par décantation ni par filtration.
- Leur élimination nécessite de neutraliser au préalable les charges électriques et les rassembler en particules plus grosses décantables et filtrables par ajout de coagulant ou flocculant.
- Elles sont également génératrices de turbidité et de couleur.

3) Matières Organiques Dissoutes : (MOD) (moins de quelques nanomètres)

Elles sont souvent à l'origine de la coloration de l'eau ou des mauvais goûts. On peut en apprécier globalement l'importance par la quantité de permanganate de potassium qu'elles sont susceptibles de décolorer.

4) Sels minéraux :

Ils proviennent de la dissolution des roches rencontrées par l'eau au cours de son infiltration. Cette dissolution s'accompagne d'une transformation de la matière dissoute phénomène d'ionisation. Le sel est électriquement neutre.

Un sel minéral est constitué par l'association de deux groupes de particules :

- Le 1^{er} a pour origine les acides.
- Le 2^{ème} a pour origine les métaux.

Les eaux naturelles contiennent des sels minéraux sous formes d'ions (Tab.1.1) :

Tableau 1.1 : les sels minéraux sous forme des ions.

Désignation	Symbole	Désignation	Symbole
Hydroxyde	OH ⁻	Hydrogène	H ⁺
Carbonate	CO ₃ ⁻²	Calcium	Ca ⁺²
Bicarbonates	HCO ₃ ⁻	Magnésium	Mg ⁺²
Chlorures	Cl ⁻	Sodium	Na ⁺
Sulfates	SO ₄ ⁻²	Potassium	K ⁺
Phosphates	PO ₄ ⁻³	Ammonium	NH ⁺⁴
Nitrates	NO ₃	Fer	Fe ⁺²
Nitrites	NO ₂ ⁻	Zinc	Zn ⁺²
Silicates	HSiO ₃ ⁻	aluminium	Al ⁺³
Fluorures	F ⁻		

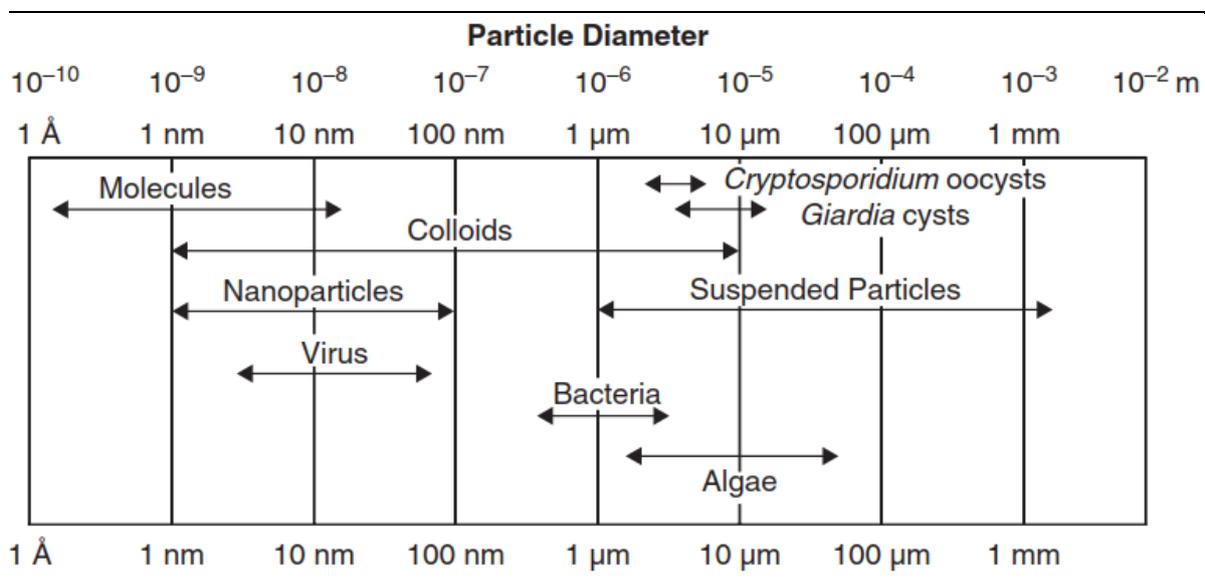


Figure 1.1 : Gamme de taille des particules dans l'eau. [4]

1.2.2. Caractéristiques physiques de l'eau : [5], [a], [b]

→ La température :

La température a une grande importance dans l'étude et la surveillance des eaux qu'elles soient souterraines ou superficielles ; les eaux souterraines gardent généralement une fraîcheur constante, mais la température des eaux de surface varie selon plusieurs facteurs, saisonniers et autres.

L'eau de boisson a une bonne fraîcheur si sa température varie entre **9** et **12°C**.

Une température élevée des eaux dans le réseau de distribution peut être à la base d'un développement planctonique important dans les conduites ou d'une sursaturation en gaz dissous, susceptible de rendre les eaux blanchâtres.

→ Matières en suspension :

La mesure des matières en suspension (MES) dans l'eau permet d'évaluer les risques (dépôts, détérioration des organes, en particulier de faible section, etc.) et de prévoir le traitement approprié en fonction de la charge de matières.

La présence de matières en suspension dans l'eau est souvent responsable de la turbidité de celle-ci (l'inverse n'étant pas systématiquement vrai). La mesure des matières en suspension est réalisée par filtration d'un volume connu d'eau sur un support calibré et s'exprime en mg/l.

→ Turbidité :

La turbidité est la propriété d'une eau à présenter un aspect trouble, par opposition à la limpidité. Ce paramètre est un indicateur de la qualité d'une eau.

La turbidité s'évalue manuellement, en comparant l'eau à analyser à une eau de référence rendue artificiellement turbide par addition d'un réactif approprié. Cette mesure est de nos jours réalisée à l'aide de turbidimètres mesurant le pouvoir de diffraction de la lumière par les solides en suspension (néphélométrie) contenus dans l'échantillon. Il existe plusieurs méthodes basées sur la diffraction de la lumière, chacune ayant son unité et son témoin.

- ✓ L'unité **NTU** (Nephelometric Turbidity Units) : unité la plus utilisée ;
- ✓ L'unité **JTU** (Jackson Turbidity Units) : son témoin est une solution de sulfate d'hydrazine et d'hexaméthylène tétramine ;
- ✓ L'unité **FTU** (Formazine Turbidity Units) : utilise également une solution de sulfate d'hydrazine et d'hexaméthylène tétramine, mais de concentration différente ;
- ✓ **Goutte de mastic** : dont la base est une solution alcoolique à 1 g/l de mastic végétal.

Pour la sécurité de l'eau de boisson, il faut maintenir une turbidité inférieure à **5 NTU**. Les Traitement correcteurs sont : la Filtration, Coagulation filtration.

→ Caractères organoleptiques de l'eau :

- ◆ **Couleur** : La couleur est évaluée par comparaison de l'échantillon à la couleur de solutions de référence. Elle est souvent due à la présence de composés du fer ou du manganèse.
- ◆ **Saveur** : La détermination s'effectue en goûtant différentes dilutions de l'échantillon. La nature de la saveur doit être précisée (amère, goût de terre, goût chloré, etc.).

Certaines molécules sont susceptibles de donner du goût à l'eau, même lorsqu'elles sont présentes en très faible quantité (quelques $\mu\text{g/l}$), comme par exemple les chloramines.

Si l'eau renferme une trop grande quantité de chlorure, l'eau aura une saveur saumâtre. Si elle contient de forte quantité de sels de magnésium, l'eau aura un goût amer. Les mauvais goûts de l'eau ne sont pas graves du point de vue de l'hygiène, mais ils sont désagréables pour l'emploi de cette eau comme boisson.

Les Traitement correcteurs sont : l'Aération, l'Adsorption, l'Oxydation et la Filtration.

- ◆ **Odeur** : Il s'agit de déterminer le seuil de perception de l'odeur en diluant l'échantillon jusqu'à la disparition de son odeur. Comme pour la saveur, la nature de l'odeur doit être précisée (odeur de chlore, d'herbe, de moisi, etc.).

1.2.3. Caractéristiques physico-chimiques : [6], [a], [b]

→ pH :

Le pH ou le Potentiel d'Hydrogène est le logarithme décimal de l'inverse de sa concentration en ions d'hydrogène [H_3O^+], il est inférieur ou supérieur à sept suivant que l'eau est acide ou basique. Le pH présente une notion très importante pour la détermination de l'agressivité de l'eau. Pour les eaux naturelles, le pH est compris entre **6** et **8**. Il est mesuré avec un **pH-mètre**.

Traitements correcteurs :	
Abaissement du pH	✓ Ajout de solution acides ✓ Injection de gaz carbonique
Élévation du pH	✓ Filtration sur matériaux alcalino-terreux ✓ Injection d'un réactif : Chaux vive, carbonate de calcium

→ Conductivité et minéralisation :

La conductivité est due aux charges électriques des ions présents dans l'eau et permet donc d'avoir très rapidement une idée sur la concentration de l'eau en sels dissous. Une conductivité élevée traduit soit des pH anormaux, soit le plus souvent une salinité élevée, comme elle peut conduire à un entartrage des conduites si l'excès est dû aux ions de calcium.

La conductivité s'exprime en micro-siemens par centimètre ($\mu\text{S}\cdot\text{cm}^{-1}$), tandis que son inverse la résistivité s'exprime en ohmcentimètre ($\text{ohm}\cdot\text{cm}$)

→ Oxygène dissous :

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'est pas un élément constitutif. Sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité.

La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement **10 mg/l**. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles peuvent en contenir des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes ne contiennent que quelques milligrammes par litre. L'eau saturée d'air, à **20°C** et sous la pression normale contient **9.1 mg/l** d'oxygène.

→ Résidu sec :

La détermination des résidus permet d'estimer la teneur en matières dissoutes et en suspension d'une eau, c'est le résidu total. Si l'eau est filtrée préalablement à la mesure, le résidu correspond alors aux matières dissoutes.

1.2.4. Caractéristiques chimiques : [6], [a], [b]

→ Titres :

Pour les ions majeurs, qui constituent l'essentiel des composants d'une eau naturelle, les titres (exprimés en meq/l ou en °F) regroupent un ensemble d'ions.

◆ Titre Hydrotimétrique (TH) :

Appelé aussi dureté totale, le titre hydrotimétrique mesure l'ensemble des ions alcalinoterreux, c'est-à-dire essentiellement les ions calcium et magnésium (Ca^{2+} et Mg^{2+}). Le TH se mesure par méthode volumétrique (Liquor du savon et Liquor complexométrique).

Tableau 1.2. Plage des valeurs des titres hydrométriques

TH (°f)	0 à 7	7 à 15		15 à 30	30 à 40	+ 40
Eau	Très douce	douce		Plutôt dure	dure	Très dure

Remarque : Le TH est totalement indépendant du pH, bien que ces deux notions soient, à tort, souvent associées.

♦ **Titre Alcalimétrique simple (TA) :**

Ce titre mesure la totalité des bases libres, une des deux valences des ions carbonate et une des trois valences des ions ortho-phosphates. On peut ainsi écrire :

$$TA = [OH^-] + \frac{CO_3^{2-}}{2} + \frac{PO_4^{3-}}{3}$$

La mesure du TA in situ consiste à ajouter à l'échantillon sous analyse quelques gouttes de solution alcoolique de phénolphtaléine, puis à ajouter, si l'échantillon s'est teinté en rouge violacé, une solution titrée d'acide fort (chlorhydrique ou nitrique) jusqu'à décoloration de l'indicateur.

La phénolphtaléine est incolore aux pH inférieurs à 8.3 et rouge violacé au-delà. En conséquence, le TA est nul lorsque le pH de l'eau est inférieur à 8.3.

♦ **Titre Alcalimétrique Complet (TAC) :**

Ce titre mesure l'ensemble des anions suivants : hydroxyde des bases libres OH^- ; carbonate CO_3^{2-} ; hydrogénocarbonate HCO_3^- ; hydrogéo-silicate $HSiO_3^-$ ainsi que deux des trois valences des ions ortho-phosphate (PO_4^{3-}).

On peut alors écrire :

$$TAC = [OH^-] + [CO_3^{2-}] + [HCO_3^-] + [HSiO_3^-] + \frac{2 \times [PO_4^{3-}]}{3}$$

♦ **Titre en Acides Forts (TAF) :**

Ce titre indique la concentration en acides forts libres :

Chlorhydrique (HCl) ; sulfurique (H_2SO_4) ; nitrique (HNO_3) ; phosphorique (H_3PO_4) qui ne peuvent être présents que dans des eaux dont le pH est inférieur à 4,5.

♦ **Titre en Sels d'Acides Forts (SAF) :**

Le titre en sels d'acides forts, appelé aussi titre en anions forts, indique la somme des anions fortement ionisés :

Chlorure (Cl^-) ; sulfate (SO_4^{2-}) ; nitrite (NO_2^-) ; nitrate (NO_3^-) ; sulfite (SO_3^{2-}) ; phosphate (PO_4^{3-}).

→ **Minéralisation totale :**

La minéralisation totale (ou Total Dissolved Salt [TDS], ou encore salinité totale) est la masse totale de sels dissous par litre d'eau. La minéralisation totale s'exprime en mg/l.

→ **Balance ionique :**

La balance ionique s'exprime en mg/l. Elle est équilibrée lorsque la somme des cations exprimée en mg/l est égale à la somme des anions exprimé en mg/l. [3]

$\Sigma \text{ Cations} = \Sigma \text{ Anions}$

1.2.5. Caractéristiques microbiologiques : [b]

Un micro-organisme présent dans l'eau est un être vivant qui appartient au règne :

- ➔ **Bactérien** : organismes unicellulaires vivant en colonie ou isolés, dépourvus de membrane nucléaire ; les bactéries se reproduisent par division lorsque le milieu est favorable, et produisent des spores dans le cas de conditions défavorables ;
- ➔ **Végétal** : les plus connus sont les champignons (dépourvus de chlorophylle et donc incapables de photosynthèse) et les algues, micro-organismes chlorophylliens ;
- ➔ **Animal** : notamment les êtres unicellulaires, et en particulier les protozoaires.

1.3. Les différentes sources d'approvisionnement d'eau :

Les réserves disponibles d'eaux naturelles sont constituées des eaux souterraines (infiltration, nappes), des eaux de surfaces retenues ou en écoulement (barrages, lacs, rivières) et des eaux de mer.

1.3.1. Les eaux souterraines :

➔ **Origine** : La porosité et la structure du terrain déterminant le type de nappe et le mode de circulation souterraine. Une nappe peut être **libre**. Elle est alors alimentée directement par l'infiltration des eaux de ruissellement. Le niveau de cette nappe fluctue en fonction de la quantité d'eau retenue. Une nappe peut être **captive**, elle est alors séparée de la surface du sol par une couche imperméable, elle est généralement plus profonde. Un cas particulier est représenté par les nappes **alluviales** : ce sont les nappes situées dans les terrains alluvionnaires sur lesquels circule un cours d'eau. La qualité de ces eaux est alors directement influencée par la qualité de l'eau de la rivière.

Le stockage et la circulation de l'eau de nappe peuvent se situer dans la totalité de la couche géologique considérée : c'est le cas des terrains poreux tels que sables, grès, alluvions.

Ils peuvent s'établir dans des fissures ou fractures de roches compactes. Les roches compactes à fissures étroites sont représentées par la plupart des roches éruptives ou métamorphique, ces roches ne sont pas intrinsèquement perméables. L'eau pénètre les roches et y circule grâce aux fissures localisées et dispersées.

Les roches compactes à fissures larges ou à cavernes sont typiquement représentées par les terrains calcaires : les fissures originales sont progressivement élargies par dissolutions dans l'eau chargée de gaz carbonique qui y circule, on aboutit à des cavernes importantes avec parfois formation de vrais cours d'eau souterrains, c'est le relief Karstique. On peut aussi trouver rarement des marnes et exceptionnellement du gré. [1], [5]

➔ **Caractéristiques générales** : La nature géologique du terrain a une influence déterminante sur la composition chimique de l'eau retenue. L'eau de pluie est légèrement acide du fait de sa teneur en CO₂ dissous. Au cours de son infiltration dans le sol et le sous-sol, elle se charge en ions et acquiert des propriétés physiques et chimiques qui caractérisent l'eau de la nappe qu'elle forme.

Les eaux souterraines sont plus ou moins minéralisées en fonction : [7]

- De la nature des roches traversées et des minéraux rencontrés au cours de l'infiltration ;

- Du temps de contact de l'eau avec les minéraux, donc de la vitesse de percolation de l'eau dans le sous-sol ;
- Du temps de renouvellement de l'eau de la nappe par l'eau d'infiltration.

On voit l'importance des minéraux solubles des roches et de la perméabilité de l'aquifère dans la minéralisation de l'eau. [7]

- ◆ Dans les réservoirs calcaires, les eaux sont dures, moyennement à fortement minéralisées en sels de calcium et magnésium ; elles entartrent les conduites.
- ◆ Au contact du gypse (CaSO_4), l'eau se charge en sulfate de calcium et devient dure et impropre à la consommation.
- ◆ En bordure de mer, les aquifères peuvent être en contact avec l'eau de mer : échange au niveau du biseau salée, contamination de l'eau d'infiltration par les embruns salés. L'eau de la nappe devient plus ou moins saumâtre. L'invasion de la nappe d'eau douce par l'eau salée est accélérée par les pompes et le rabattement de la nappe.

Parmi les caractéristiques des eaux souterraines : une faible turbidité, une température et une composition chimique constantes, l'absence presque générale d'oxygène. En outre, les eaux souterraines sont souvent d'une grande pureté bactériologique. [1]

➔ **Les eaux minérales et les eaux de sources :** Les eaux minérales sont des eaux profondes qui peuvent contenir certains éléments en concentration supérieure à la concentration autorisée pour les eaux potables et qui sont douées de propriétés thérapeutiques reconnues. Elles sont distribuées en bouteille avec parfois certains traitements bien définis comme décantation naturelle, déferisation par simple aération, élimination et/ou réincorporation du CO_2 original. Les eaux de sources sont des eaux qui contrairement aux eaux minérales, doivent répondre à l'émergence aux critères de potabilité, et ne peuvent subir aucun traitement.

A ces deux types d'eaux, on peut apposer le terme 'eaux de table' qui correspond à des eaux embouteillées dont le seul critère est de répondre aux normes de potabilité, tout traitement préalable étant autorisé. [1]

1.3.2. Les eaux de surface :

Ce terme englobe toutes les eaux circulantes ou stockées à la surface des continents.

➔ **Origine :** Elles ont pour origine, soit des nappes profondes dont l'émergence constitue une source de ruisseau, de rivière, soit les eaux de ruissellement. Ces eaux se rassemblent en cours d'eau, caractérisés par une surface de contact eau-atmosphère toujours en mouvement et une vitesse de circulation appréciable. Elles peuvent se trouver stockées en réserves naturelles (lacs) ou artificielles (retenues, barrages) caractérisées par une surface d'échange eau-atmosphère quasiment immobile, une profondeur qui peut être importante et un temps de séjour appréciable. [1]

➔ **Caractéristiques générales :** La composition chimique des eaux de surface dépend de la nature des terrains traversés par l'eau durant son parcours dans l'ensemble des bassins

versants. Au cours de son cheminement, l'eau dissout les différents éléments constitutifs des terrains. Par échange à la surface eau-atmosphère, ces eaux se chargent en gaz dissous (oxygène, azote, gaz carbonique).

1.3.3. Comparaison entre les eaux souterraines et superficielles :

Le tableau ci-dessous mentionner donne la différence entre les eaux souterraines et superficielles

Tableau 1.3 : Principales différences entre eaux de surface et eaux souterraines. [1], [3]

Caractéristiques examinées	Eaux de surface	Eaux souterraines
Température	Variable suivant les saisons	Relativement constante
Turbidité matières en suspension	Variable parfois élevée	Faible ou nulles sauf en terrain karstique
Minéralisation salinité totale	Variation en fonction des terrains des précipitations et des rejets	Sensiblement constante en général nettement plus élevés que dans les eaux de surfaces de la même région
Fer et manganèse bivalent à l'état dissous	Généralement absents sauf au fond des lacs d'eau en état d'eutrophisation	Généralement présents
Gaz carbonique agressif	Généralement absent	Souvent présent e grand quantité
Oxygène dissous	Souvent au voisinage de la saturation	Absence totale la plupart du temps
Ammonium NH₄⁺	Présent seulement dans les eaux polluées	Présence fréquente sans être un indice de pollution
Sulfure d'hydrogène H₂S	Absent	Souvent présent
Silice	Teneur généralement modérée, peu abondant	Teneur souvent élevée
Nitrates	Peu abondant en général	Teneur parfois élevée, risque de méthémoglobinémie
Micropolluants minéraux et organiques	Souvent présent dans des rivières	Généralement absents
Goûts et odeur	Fréquents	Rares sauf en présence de H ₂ S
Éléments vivants	Bactéries	Ferro-bactéries fréquentes

Du tableau 1.3 il faut noter :

- Présence quasi-générale de gaz dissous, en particulier l'oxygène ;
- Concentration importante en matières en suspension, tout au moins pour les eaux courantes. Ces matières en suspension, sont très diverses, allant des particules colloïdales aux éléments figurés entraînés par les rivières en cas d'augmentation importante du débit. Dans le cas des eaux des barrages, le temps de séjour provoque une

décantation naturelle des éléments les plus grossiers : la turbidité résiduelle est alors colloïdale ;

- Présence de matières organiques d'origine naturelle provenant de la décomposition des organismes végétaux ou animaux vivant à la surface du bassin versant ou dans la rivière et qui se décomposent après leur mort (végétaux, animaux ...) ;
- Présence de planctons : les eaux de surface sont le siège d'un développement important de phytoplancton (algues...) et de zooplancton. Dans certaines conditions, une vie aquatique intense peut se développer ;
- Développement de végétaux macrophytes de poissons ;
- Variations journalière (différence de température, d'ensoleillement) ou saisonnières : variations climatiques (température, fonte des neiges), de végétation (chute des feuilles). Elles peuvent être aléatoires : pluies soudaines, orages, pollution accidentelles. Dans les retenues d'eau de surface, la qualité de l'eau varie de la surface de l'eau jusqu'au fond de la retenue (O₂, Fe, Mn, oxydabilité, plancton). Le profil de chacun de ces paramètres varie lui-même en fonction des pesticides de l'année ;
- Pollution organique conduisant souvent à l'eutrophisation des eaux. [1]

1.3.4. Les eaux de mer et les eaux saumâtres :

Le tableau 1.4 donne la composition d'une eau de mer 'standard'. Ces eaux sont caractérisées par une salinité importante, qui peut varier selon les origines :

Tableau 1.4. Origine et salinité des eaux de mer.

Origine	Salinité (mg/l)
Mer Baltique	17
Atlantique et Pacifiques	32 à 35
Mer Méditerranée	38 à 40
Mer Rouge	43 à 45
Mer Morte	270

Certaines caractéristiques physiques de l'eau de mer sont particulièrement importantes : turbidité, matières en suspension, nombre de particules (de plus de 2 ou 5 µm par ml ou 100 ml), indice de colmatage. Elles sont très variables selon la localisation :

- En pleine mer, les MES sont représentées essentiellement par le zooplancton et le phytoplancton, dont la valeur est de quelque mg/l.
- Près des rivages : la teneur en sable peut être importante selon l'agitation (vent, marées) et la profondeur (présence d'un plateau continental).

De plus, à proximité des agglomérations la pollution par les rejets urbains et industriels peut devenir prépondérante : la teneur en MES peut varier de plusieurs dizaines de mg/l à une ou deux centaines. [1]

◆ Dans l'estuaires, la rencontre du courant fluvial avec l'eau de mer et l'influence de la marée (avec remontée de l'eau de mer dans le lit du fleuve et présence d'un mascaret) sont la cause de variations importantes de la salinité et de la teneur en MES de l'eau prélevée en un

point donné, l'agitation provoquée par l'inversion du courant remet en suspension des sédiments, avec formation d'un "bouchon" dont la teneur en MES peut atteindre plusieurs g/l.

♦ La teneur en plancton peut également être très variable selon les conditions géographiques (mer peu profonde et peu agitée) et climatiques (floraison d'algues en mer du Nord par exemple). [1]

1.4. Classification des eaux (Faciès Hydro-chimique) :

1.4.1. Classification par la formule ionique : [8], [9]

La formule ionique étant obtenue en classant par ordre décroissant, les quantités en réaction pour cent des ions ensuite celles des cations, en se basant sur la prédominance de tel ou tel ion.

Le but d'une classification est de faire ressortir les concentrations principales de l'eau (Anions max – Cation max) appeler aussi Faciès hydro-chimique de l'eau, dont on peut par exemple déduire l'origine "géologique" de l'eau et son évolution chimique dans les nappes.

1.4.2. Classification par représentation graphique (diagrammes) :

Des diagrammes particuliers ont été développés pour représenter les résultats d'analyses hydro-chimiques et en tirer des renseignements particuliers. L'emploi de ces diagrammes s'avère précieux, car il rend simple et directe l'interprétation d'analyses et permet de voir rapidement les eaux de même nature chimique et sont parfois utilisés pour un objectif spécifique (reconnaître le faciès d'une eau souterraine ou repérer des processus de salinisation par exemple). [8], [9], [a]

a) Diagramme de Scheller Berkaloff : ce diagramme permet de représenter le faciès chimique de plusieurs eaux. Chaque échantillon est représenté par une ligne brisée. La concentration de chaque élément chimique est figurée par une ligne verticale en échelle logarithmique. La ligne brisée est formée en reliant tous les points figurant les différents éléments chimiques.

Un groupe d'eau de minéralité variable mais dont les proportions sont les mêmes pour les éléments dissous, donnera une famille de lignes brisées parallèles entre elles. Lorsque les lignes se croisent, un changement de faciès chimique est mis en évidence. Toutefois, la visualisation du faciès est moins aisée qu'avec le diagramme de Piper.

Le diagramme de Schoeller-Berkaloff ne permet pas de présenter un nombre important d'analyses, mais autorise une comparaison quantitative des analyses l'unité utilisée n'est plus un rapport (%) mais le mg/l ou le meq/l. Les échelles de valeur sont graduées dans les deux unités (figure 1.2).

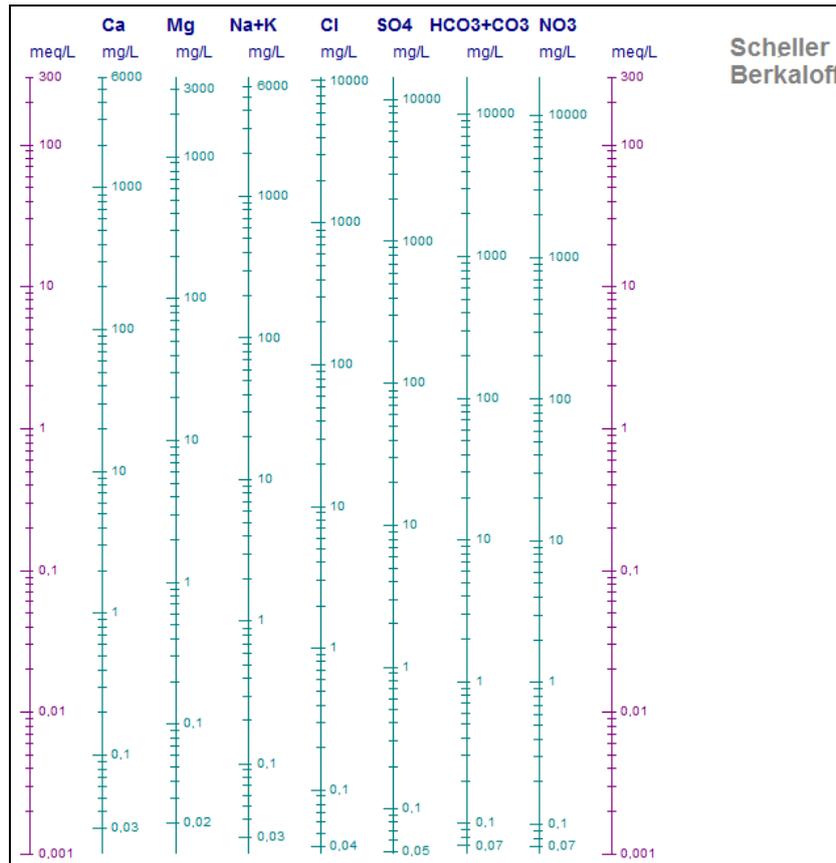


Figure 1.2 : Diagramme de Schoeller-Berkaloff

b) Diagramme de Piper : Ce diagramme permet de représenter le faciès chimique d'un ensemble d'échantillons d'eaux

Il est composé de deux triangles permettant de représenter le faciès cationique et le faciès anionique et d'un losange synthétisant le faciès global, les deux triangles (un triangle portant les cations et un autre les anions) sont d'abord remplis puis le losange. Les valeurs utilisées sont exprimées en (%) meq.L⁻¹.

Le diagramme de Piper est utilisé pour définir le faciès type des eaux. Il permet de présenter sur un même schéma un grand nombre d'analyses qui peuvent être comparées visuellement de façon simple. Les unités de mesure utilisées dans le diagramme Piper sont les % de meq/l

Ce type de diagramme est particulièrement adapté pour étudier l'évolution du faciès des eaux lorsque la minéralité augmente ou bien pour distinguer des groupes d'échantillons.

Avantage : on peut utiliser ce diagramme pour un nombre d'analyse non limité et visualiser facilement les eaux de même famille, en plus les petits triangles permettent de voir l'évolution chimique des analyses entre plusieurs périodes.

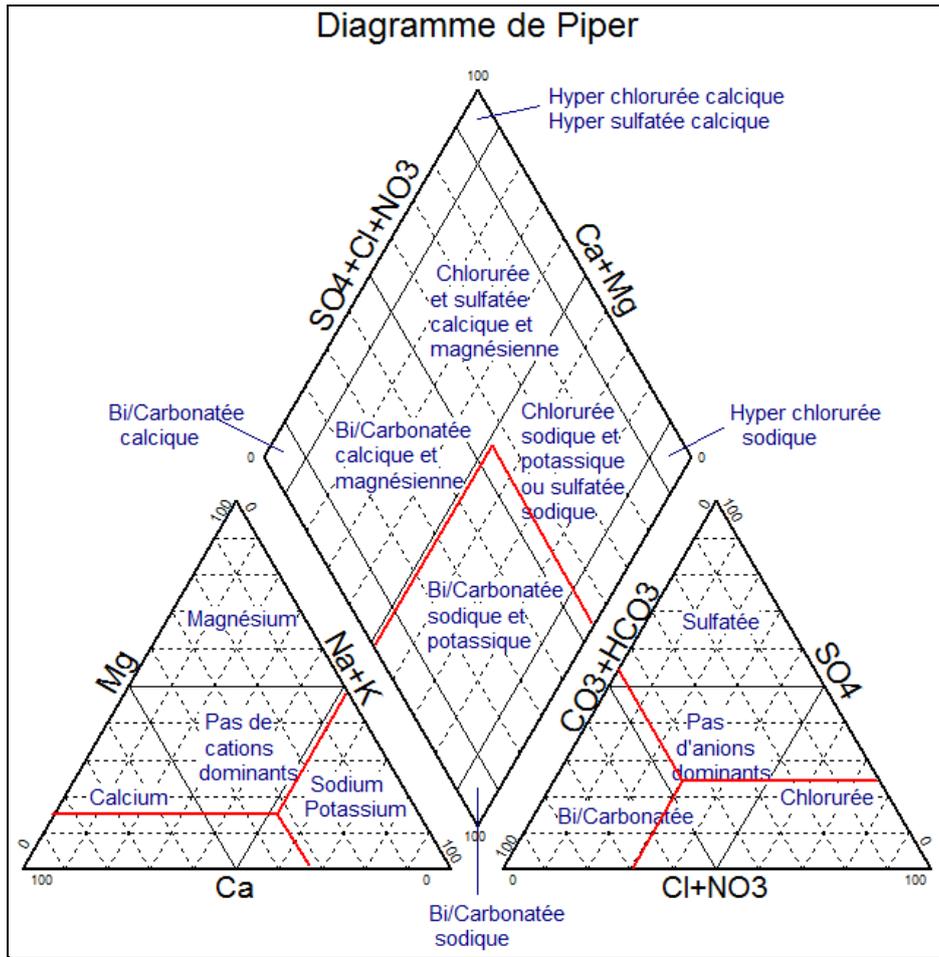


Figure 1.3 : diagramme de Piper – Faciès type –

1.4.3. Représentation Hypothétique en sels dissous : [7], [8], [a]

Il existe deux (02) cas :

➔ **1^{er} cas** : $rMg^{+2} + rCa^{+2} < rHCO_3^- + rSO_4^{-2}$

➔ **2^{eme} cas** : $rMg^{+2} + rCa^{+2} > rHCO_3^- + rSO_4^{-2}$

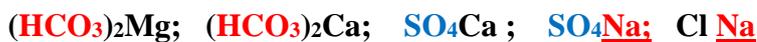
Etude du 1^{er} cas : $rMg^{+2} + rCa^{+2} < rHCO_3^- + rSO_4^{-2}$

Sous cas 1-a : $rHCO_3^- > rMg^{+2}$

rMg^{++}	rCa^{++}	rNa^+	
$rHCO_3^-$	rSO_4^{-2}	rCl^-	

\sum Cation = 100%
 \sum Anion = 100%

Reconstitution en sels dissous :



- Les carbonates de calcium et de magnésium font penser à un réservoir dolomitique
- Les teneurs importantes en sulfate font penser à un lessivage de gypse
- Aquifère de calcaire magnésien avec intercalation des marnes gypseuses

Sous cas 1-b : $rHCO_3^- < rMg^{+2}$

rMg^{++}	rCa^{++}	rNa^+
$rHCO_3^-$	rSO_4^{-2}	rCl^-

Σ Cation = 100%
 Σ Anion = 100%

Reconstitution en sels dissous :



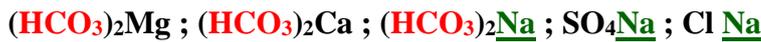
- Les très fortes teneurs en sulfate mis en cause des terrains riche en ions SO_4 , exemple lessivage d'évaporite par les eaux souterraine et présence de pyrite (FeS) dans le faciès géologique du réservoir.

Sous cas 1-c : $rHCO_3^- > rMg^{+2} + rCa^{+2}$

rMg^{++}	rCa^{++}	rNa^+
$rHCO_3^-$	rSO_4^{-2}	rCl^-

Σ Cation = 100%
 Σ Anion = 100%

Reconstitution en sels dissous :



- Les carbonates font penser à des roches de dolomie ou calcaire
- La forte teneur en sodium combiner en sels, avec une teneur probable élevée en chlorure peut s'expliquer par la présence d'eau saumâtre de chott, interphase eau douce eau salée

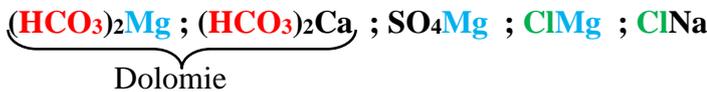
Etude du 2^{ème} cas : $rMg^{+2} + rCa^{+2} > rHCO_3^- + rSO_4^{-2}$

Sous cas 2-a : $rHCO_3^- > rCa^{+2}$

rCa^{++}	rMg^{++}	rNa^+
$rHCO_3^-$	rSO_4^{-2}	rCl^-

Σ Cation = 100%
 Σ Anion = 100%

Reconstitution en sels dissous :

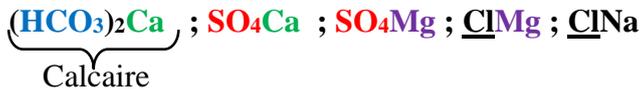


- Les carbonates de calcium et de magnésium font penser à un réservoir dolomitique
- La forte teneur en magnésium fait penser à la présence des grés
- La présence du chlorure s'explique par :
 - invasion d'eau salée
 - Pollution de surface

Sous cas 2-b : $rHCO_3^- < rCa^{+2}$

rCa^{++}	rMg^{++}	rNa^+	$\sum \text{Cation} = 100\%$ $\sum \text{Anion} = 100\%$
$rHCO_3^-$	rSO_4^{-2}	rCl^-	

Reconstitution en sels dissous :



➤ La forte teneur en sulfate s'explique par la présence du :

- Gypse $CaSO_4, 2H_2O$;
- Pyrite FeS (sulfate naturel de fer utilisé dans la fabrication d'acide sulfurique) ;
- Barytine $BaSO_4$.

Sous cas 2-c : $rHCO_3^- + rSO_4^{-2} < rCa^{+2}$

rCa^{++}	rMg^{++}	rNa^+	$\sum \text{Cation} = 100\%$ $\sum \text{Anion} = 100\%$
$rHCO_3^-$	rSO_4^{-2}	rCl^-	

Reconstitution en sels dissous :



➤ Forte teneur en calcium : dissolution de la calcite ($CaCO_3$) (filons)

➤ Forte teneur en chlorure combinés en sels :

- Bordure de mer ;
- Pollution de surface.

1.5. Généralités sur les eaux potables :

1.5.1. Potabilité des eaux souterraines :

Les eaux souterraines ont pendant longtemps été synonymes 'd'eau propres' et répondant naturellement aux normes de potabilité. Ces eaux sont en effet moins sensibles aux pollutions accidentelles. Une nappe libre, étant alimentée par toute la surface du sol située au-dessus d'elle est plus sensible qu'une nappe active. Les nappes alluviales sont aussi menacées sur toute leur surface et par l'ensemble des affluents de la rivière. Lorsqu'une nappe souterraine a été polluée, il est très difficile de récupérer sa pureté originelle : les polluants ayant contaminé la nappe sont en effet non également fixés et adsorbés sur les roches et minéraux du sous-sol.

Les eaux souterraines peuvent aussi contenir des éléments à des concentrations dépassant largement les normes de potabilité. Ceci est dû à la composition du terrain de stockage. On peut citer Fe, Mn, H_2S , F...

Les eaux souterraines doivent être traitées avant distribution toutes les fois que la concentration, d'un ou plusieurs éléments dépasse la valeur autorisée par les règlements en vigueur. [1]

1.5.2. Potabilité des eaux de surface :

Les eaux de surface sont rarement potables sans aucun traitement. Elles sont généralement polluées bactériologiquement. De plus, elles peuvent présenter plusieurs pollutions :

- D'origine industrielle : polluants et micropolluants organiques (hydrocarbures, solvants, produits de synthèse, phénols) ou inorganiques (métaux lourds, ammoniac, produits toxiques).
- D'origine agricole : engrais et produits pesticides ou herbicides entraînés par les eaux de pluie et de ruissellement. Egalement rejets organique due à la présence d'élevages importants. [1]

1.5.3. Quantité nécessaire :

On admet que l'homme consomme, en moyenne, 2 litres d'eau par jour pour la boisson et la cuisson des aliments. Cette quantité dépend des conditions climatiques et peut aller jusqu'à 3 ou 4 litres en pays chaud, mais reste faible par rapport à la consommation domestique de l'eau. Celle-ci peut varier de quelques litres par jour dans les pays sans adduction publique et faible confort ménager, jusqu'à plusieurs centaines de litres dans les pays très développés.

A ces besoins, il faut ajouter l'eau consommée par le secteur tertiaire (bureaux, commerces), et les différents services publics (hôpitaux, lavages de crue) qui consomment en quantité importante de l'eau distribuée. En outre, certaines industries utilisent également de l'eau de distribution.

En fin, la demande en eau doit également tenir compte de l'état du réseau et des pertes relevées dans le réseau. On définit un rendement du réseau, qui est le rapport de volume d'eau compté chez les abonnés par volume d'eau au départ de l'usine. Un bon réseau doit permettre d'obtenir un rendement de **80%**. [1]

1.5.4. Pourquoi traiter ?

Dans tous les cas, l'eau mise à disposition du consommateur dans le réseau de distribution doit être traitée, même si l'homme n'en consomme directement qu'une très faible proportion. Il est en effet dangereux pour la santé et économiquement prohibitif d'envisager un double réseau de distribution, l'un des réseaux distribuant l'eau destinée à la consommation et l'autre réseau distribuant l'eau destinée aux autres usages.

Quel que soit l'usage qu'en fera le consommateur, l'eau arrivant au robinet a la réglementation en vigueur.

Il est nécessaire de traiter de l'eau chaque fois que l'un des paramètres analytiques est supérieur aux normes en vigueur dans le pays considéré. L'OMS (organisation mondiale de la santé) établit pour chaque paramètre, des recommandations qui doivent être adaptées dans chaque pays, en fonction de l'état sanitaire et des considérations économiques de ces pays, pour obtenir aux normes réglementaires nationales. [1]

Pour la production d'une eau potable, on soumet l'eau brute (eau superficielles) à diverses étapes de traitement réalisées dans plusieurs unités de la station de traitement des eaux potables.

Les unités les plus couramment utilisées sont classées dans l'ordre suivant :

Le Prétraitement, la Coagulation-Floculation, la Décantation, la Filtration et la Désinfection

1.6. Processus de traitement des eaux de surface :

1.6.1. Classification des unités de traitement des eaux de surfaces

Pour traiter l'eau et débarrasser de sa pollution, on dispose **trois modes** de traitement : [10]

- Traitement physique.
- Traitement physico-chimique.
- Traitement biologique.

A. Traitement physique :

C'est une technique de séparation de phase (liquide-solide ou liquide-liquide).

Elle permet d'extraire ce qui est en suspension et le corps flottant. Elle constitue, généralement la première étape de la chaîne de traitement. On trouve aussi l'absorption sur un matériau poreux de la pollution organique (tel que le charbon actif). [11], [12]

B. Traitement physicochimique :

C'est une technique qui nous permet de transformer une substance indésirable en un composé inoffensif, on la piège dans une composante chimique qui la précipite facilement et ceci se fait par ajout de réactif chimique. Cependant le réactif rajouté risque parfois d'apporter une pollution spécifique. [11], [12]

C. Traitement biologique :

Il produit certaines réactions biologiques du milieu naturel. C'est la technique la plus importante car à l'inverse n'agissant pas sur la pollution organique. Elle permet d'éliminer la pollution organique dissoute par la dégradation biologique. [6] [12]

1.6.2. Lignes directrices pour le traitement des eaux :

En recourant au traitement des eaux, on vise de la production d'une eau potable à partir d'une eau brute plus ou moins polluée. Pour ce faire, on soumet cette eau brute à diverses étapes de traitement réalisées dans plusieurs unités de l'usine de traitement des eaux.

Tableau 1.5 : Lignes directrices pour le traitement des eaux. [2], [3]

Unité ou étape de traitement	Fonction	Commentaires
Prise d'eau	Relier la rivière ou le lac au puits d'eau brute. Acheminer l'eau à l'usine de traitement	Aucun entrainement de la vase et des matières flottantes vers le puits d'eau brute
Grillage	Arrêter les impuretés grossières	Installé dans le puits d'eau brute Nettoyage manuel ou mécanique
Pompes à basse pression	Refouler l'eau du puits d'eau brute jusqu'à la première unité de traitement (au 1 ^{er} étage)	Capacité totale de refoulement = consommation quotidienne maximale, Pression = 135 kPa
Prédésinfection ou préoxydation	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Réduire la concentration de microorganismes. ➤ Oxyder la matière organique. 	Ozone, dioxyde de chlore ou chlore
Microtamisage	Arrêter les particules fines en suspension	Inutile en cas de coagulation, floculation et décantation

Coagulation	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Déstabiliser les particules en suspension ➤ Amorcer la formation d'un floc 	dans un mélangeur rapide
Floculation	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Agglutiner les particules d'impuretés ➤ Augmenter le volume des particules de floc 	
Décantation	Eliminer les particules de floc	Liquide surnageant acheminé vers les filtres Boue formée par les particules de floc évacuée vers le réseau d'égouts
Filtration	Arrêter les petites particules de floc contenues dans l'effluent du décanteur	Dernière étape permettant de réduire la turbidité et la couleur
Désinfection	Détruire les microorganismes nuisibles à la santé	Chlore, dioxyde de chlore ou ozone
Fluoruration	Ajouter des ions fluorure à l'eau traitée	Concentration optimale d'ions fluorure dans les eaux de consommation = 1.2 mg/l
Réservoir	Conserver l'eau traitée jusqu'à son utilisation	
Pompe à haute pression	Refouler les eaux traitées vers les consommateurs	Capacité = consommation horaire maximale Pression = 600 kPa

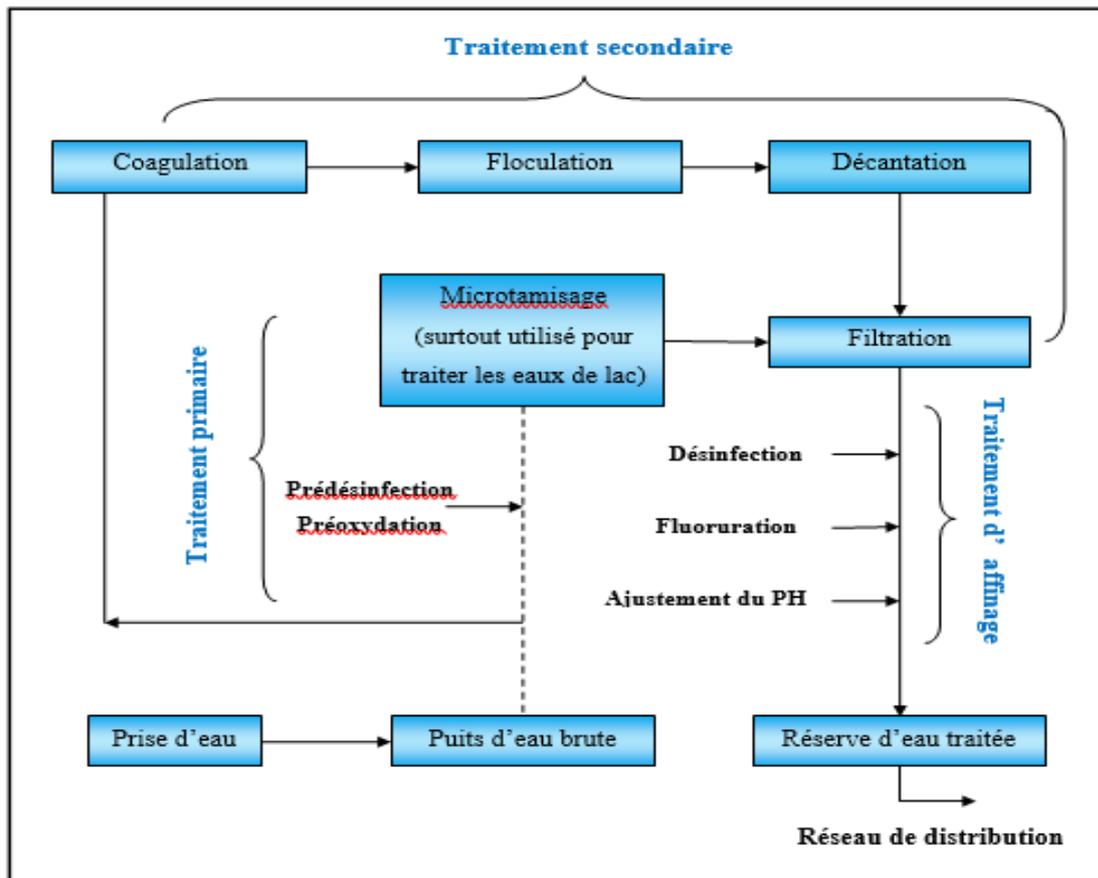


Figure 1.4 : Lignes directrices de traitement d'une eau de surface. [2], [3]

1.7. Prétraitement :

Une eau, avant d'être traitée, doit être débarrassée de la plus grande quantité possible d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient une gêne pour les traitements ultérieurs. Pour cela, on effectue des prétraitements de l'eau de surface. Dans le cas d'une eau potable, les prétraitements sont principalement de trois types :

- Le dégrillage ;
- Le micro-tamissage ;
- La pré-chloration/ pré-désinfection.

1.7.1. Dégrillage :

On dispose des grilles fixées pour retenir les matières flottantes grossières et des animaux aquatiques, ces grilles sont nettoyées dès que l'on atteint une limite de perte de charge, en raison du colmatage des grilles, par un jet d'eau sous pression. [12]

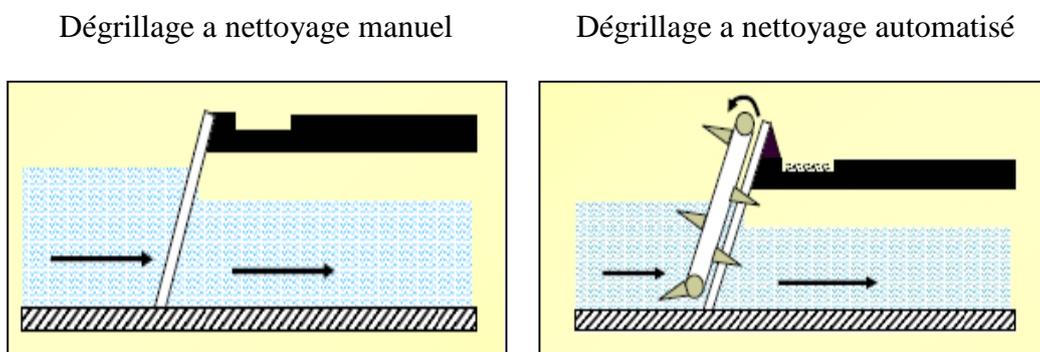


Figure 1.5 : type des dégrillages dans une station de traitement d'eau

1.7.2. Micro-tamissage :

Ce procédé est utilisé dans le cas d'une eau très colmatante, un micro-tamis est un tissu dont les vides des mailles sont de l'ordre de 23 à 65 μ .

Les eaux de lavage sont souvent fortement chlorées afin d'inhiber le développement d'un tapis biologique. [12]

1.7.3. Pré-chloration / Pré-désinfection :

Le chlore n'est pas le seul produit oxydant permettant la désinfection de l'eau. L'usage du permanganate de potassium n'est pas aussi répandu, mais ce produit est très efficace. De plus, il est facile de contrôler son action, car, lorsqu'il n'agit plus sur les micro-organismes ou sur les matières oxydables, sa couleur rose reste un moment dans l'eau. Son principal inconvénient vient de ce qu'il faut préparer la solution au moment même de l'emploi. [c]

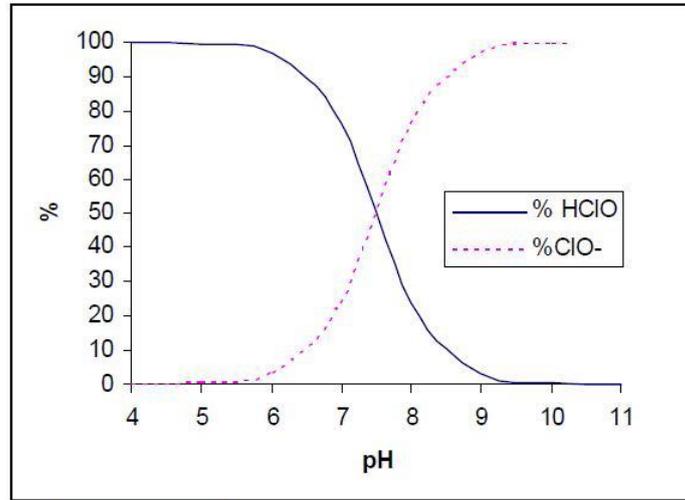
1.7.3.1. Le chlore :

C'est le plus connu et le plus universel. En solution, le chlore réagit avec l'eau pour former deux composés, l'acide hypochloreux (HClO) et des ions hypochlorites (ClO⁻). L'acide hypochloreux a un effet bactéricide plus important que l'ion hypochlorite.

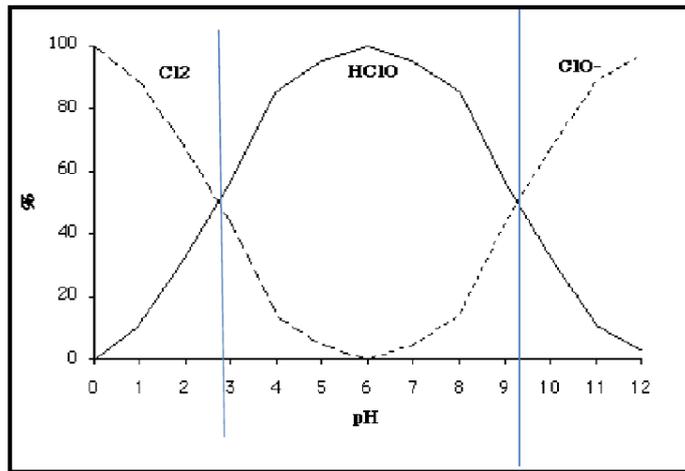
Il est utilisé dans le traitement des eaux comme :

- a) Désinfectant pour détruire les micro-organismes pathogènes.
- b) Oxydant, il permet de :

- b.1) L'élimination du fer et du manganèse ;
- b.2) La destruction des composés responsables du mauvais goût et des mauvaises odeurs ;
- b.3) Et l'élimination de l'azote ammoniacal.



Courbe 1.1 : variation du pourcentage du (HClO) et (ClO) en fonction du pH.



Courbe 1.2 : distribution de chaque espèce en fonction du pH

L'examen de la courbe précédente montre que la dissociation, pratiquement nulle à pH 5, est presque complète à pH 10. L'acide hypochloreux non dissocié est instable et se décompose irréversiblement pour donner de l'oxygène (réaction). Cette réaction est favorisée à faible pH, c'est pour cela que l'on ajoute un excès de soude caustique à l'eau de javel pour ralentir sa décomposition.

- **Modes de chloration :**

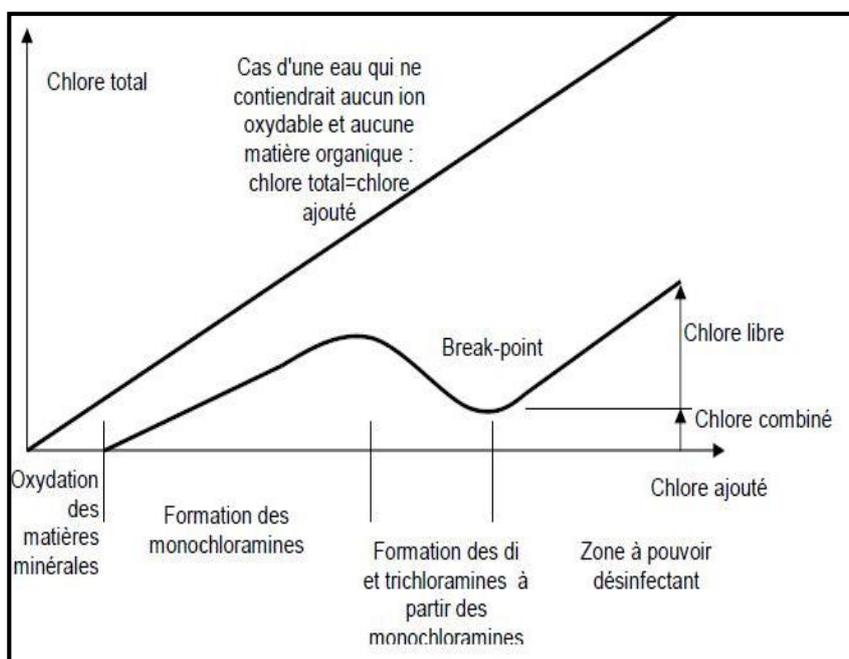
On peut effectuer la chloration d'une eau suivant deux modes selon l'objectif envisagé :

- **Chloration simple :**

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

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

Lorsque du chlore est ajouté à de l'eau contenant de l'ammoniac, la courbe représentative de la teneur en chlore résiduel en fonction de la dose appliquée est la suivante :



Courbe 1.3. La variation de la teneur en chlore résiduel en fonction de la dose en chlore appliquée.

La droite $y = x$ partant de l'origine des axes correspond à la concentration en chlore appliqué ou la concentration en chlore résiduel et ce dans le cas où la demande en chlore est nulle (absence de contaminants). En présence de contaminants dont l'ammoniac, la variation de la teneur en chlore résiduel en fonction de la dose en chlore appliquée est représentée par la courbe en trait gras ci-dessous.

Cette courbe montre que le traitement est divisé en trois phases :

- Phase 1 :**
- ⇒ Pas de chlore libre.
 - ⇒ Chlore résiduel entièrement sous forme de chloramine.
 - ⇒ Teneur en ammoniaque identique à celle de l'eau brute.
 - ⇒ Une légère augmentation du traitement augmente le chlore résiduel.
- Phase 2 :**
- ⇒ Pas de chlore libre.
 - ⇒ Chlore résiduel entièrement sous forme de chloramine.
 - ⇒ Teneur en ammoniaque plus faible que celle de l'eau brute, sans être nulle.
 - ⇒ Une légère augmentation de chlore (traitement) diminue la teneur en chlore résiduel.
- Phase 3 :**
- ⇒ Présence de chlore libre.
 - ⇒ L'ammoniaque a presque entièrement disparu.
 - ⇒ Une légère augmentation de traitement augmente le chlore résiduel.

L'ordre de grandeur de la dose à introduire est égal à 7 ou 10 fois la valeur de NH_4 (mg/l). [12]

1.7.3.2. Chloration par l'eau de javel :

Le traitement des eaux par l'eau de javel n'est utilisé que dans les petites installations fournissant de faibles débits. Certaines stations utilisent préférentiellement l'hypochlorite de calcium, solide, donc de manipulation plus aisée. Par ailleurs, les solutions d'hypochlorite sont alcalines, il faut éviter de les mettre en contact avec des substances acides. Elles sont instables et se décomposent lentement avec le temps. Il faut donc doser préalablement la teneur en chlore actif de l'eau de javel avant son utilisation.

Une eau de Javel contient-elle par litre :

- 40 g de NaClO soit 537 mmol de ClO⁻
- 32 g de NaCl soit 548 mmol de NaCl
- 0,6 g de NaOH soit 15 mmol de NaOH
- 1,1 g de Na₂CO₃ soit 10,4 mmol de Na₂CO₃. [b]

1.8. Le traitement secondaire (La clarification) :

La clarification est l'ensemble des opérations permettant d'éliminer les matières en suspension MES (minérales et organiques) d'une eau brute ainsi que des matières organiques dissoutes [1]. Suivant les concentrations de l'un et de l'autre des différents polluants, on peut être amené à pratiquer des opérations de plus en plus complexes qui vont de la simple filtration avec ou sans réactif jusqu'à la chaîne Coagulation /floculation – décantation – filtration. [13]

La clarification comprend les opérations suivantes :

- **Coagulation-Floculation ;**
- **Décantation ;**
- **Filtration.**

1.8.1. Coagulation-Floculation :

La couleur et la turbidité d'une eau de surface sont dues à la présence de particules de très faible diamètre : les colloïdes. Leur élimination ne peut se baser sur la simple décantation. En effet, leur vitesse de sédimentation est extrêmement faible. Le temps nécessaire pour parcourir 1m de chute libre peut être de plusieurs années (fig.1.6).

La coagulation et la floculation (Fig.1.7) sont les processus qui permettent l'élimination des colloïdes.

- ⇒ La coagulation consiste à les déstabiliser. Il s'agit de neutraliser leurs charges électrostatiques de répulsion pour permettre leur rencontre.
- ⇒ La floculation rend compte de leur agglomération en agrégats éliminés par décantation et/ou filtration. [3]

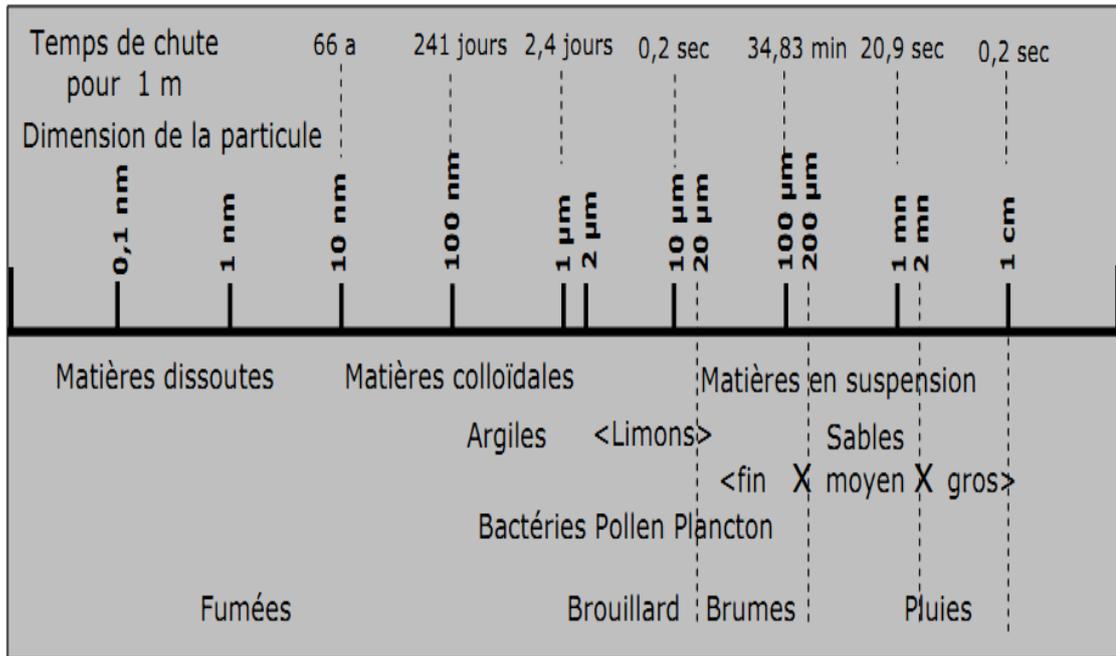


Figure 1.6 : Temps de décantation des particules

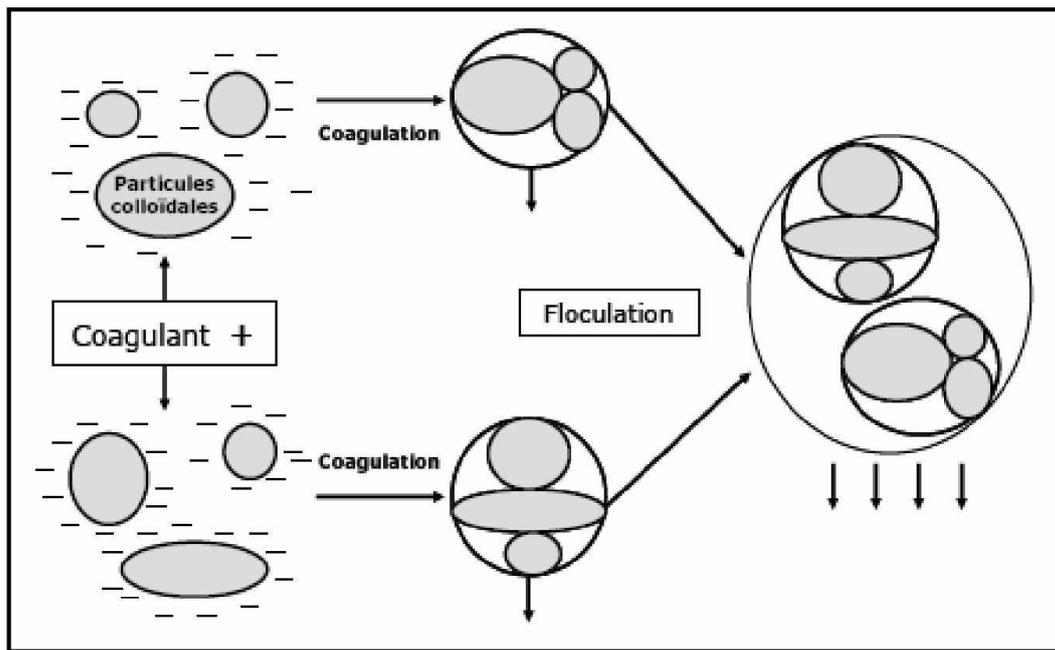


Figure 1.7 : Principe de coagulation-floculation

A) Définition de la coagulation :

La coagulation a pour but la déstabilisation des colloïdes et les particules fines en suspension.

La charge électrique et la couche d'eau qui entourent les particules hydrophiles (colloïdales) tendent à les éloigner les unes des autres, par conséquent, à les stabiliser dans la solution. Le but principal de la coagulation est de déstabiliser ces particules pour favoriser leur agglomération. [2]

La coagulation est favorisée par l'addition **des coagulants**, comme le sulfate d'alumine $Al_2(SO_4)_3$, utilisé pour déstabiliser les particules en deux charge inverses (+,-), qui seront par la suite rassemblées en flocons au contact des flocculant (polymère).

A.1) Les coagulants : sont des produits capables de neutraliser les charges des colloïdes présents dans l'eau. Le choix du coagulant pour le traitement de l'eau de consommation doit tenir compte de l'innocuité du produit, de son efficacité et de son coût. Le type de coagulant et la dose ont une influence sur ces paramètres :

- ❖ La bonne ou la mauvaise qualité de l'eau clarifiée.
- ❖ Le bon ou le mauvais fonctionnement de la floculation et de la filtration.
- ❖ Le coût d'exploitation.

A.2) Coagulants utilisés :

Les principes coagulants utilisés sont :

- Le sulfate d'alumine, $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14 H_2O$
- 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 $CuSO_4$

Les produits les plus utilisés pour la purification des eaux sont les sels d'aluminium et de fer. [2]. On a longtemps pensé que ses sels libéraient des ions Al^{+3} et Fe^{+3} qui neutralisent la force de répulsion entre les particules colloïdales et favorisent ainsi la coagulation.

On sait maintenant que les mécanismes qui entrent en jeu sont plus complexes et que les produits d'hydrolyse des sels d'aluminium et de fer sont des coagulants plus efficaces que les ions eux-mêmes.

A.3) Facteurs influençant la coagulation

Afin d'optimiser la coagulation. Il faut tenir compte de plusieurs variables en interrelations, comme le pH, les sels dissous, la température de l'eau, le coagulant utilisé, les conditions de mélange, la turbidité et la couleur. Ces interrelations complexes interdisent actuellement toute approche théorique permettant de prédire quelles sont les concentrations optimales de coagulants. [2]

- **Potentiel d'Hydrogène (pH) :**

Le pH est la variable la plus importante à prendre en considération au moment de la coagulation. Pour chaque eau, il existe une plage de pH pour laquelle la coagulation est optimale, plage qui est fonction du coagulant utilisé. De la concentration et de la composition de l'eau à traiter. Lorsque la coagulation se produit hors de cette plage optimale, il faut soit augmenter la quantité de coagulant, soit se contenter d'une eau de moins bonne qualité. [b]

Par exemple (Al^{3+} : pH 6,0 à 7,4 ; Fe^{3+} : pH 5 à 8,5). [2], [14], [15].

- **Concentration des sels dissous :**

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

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

A partir d'observation expérimentale, il a été affirmé que la coagulation à l'aide de sels d'aluminium de fer est davantage affectée par les anions que par cations. Ainsi, les anions élargissent vers l'acidité la plage de pH optimal. Cette influence est d'autant plus marquée que la valence des cations est élevée. [b]

- **Température de l'eau :**

L'expérience révèle que durant l'hiver, lorsque la température de l'eau avoisine 0°C, le floc se décante plus difficilement et a tendance à pénétrer plus profondément dans les filtres. Une diminution de la température de l'eau entraîne une augmentation de la viscosité, c'est ce qui explique les difficultés de décantation du floc. On constate en outre que la plage du pH optimale se rétrécit. On peut surmonter de diverses manières les difficultés dans une diminution de la température de l'eau. [2], [14]

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

- **Concentration du coagulant :**

Le choix du coagulant peut influencer la caractéristique de la coagulation. Ainsi, même si l'alun « $(\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3)_2$ » est le coagulant le plus fréquemment utilisé il peut être avantageux de le remplacer par le sulfate ferrique, ce dernier procure en effet à plusieurs eaux une plage de pH optimal plus large que celle dû à l'alun. De plus pour un même pH élevé le sulfate ferrique est moins soluble que l'alun. On ne peut choisir un coagulant et en déterminer la concentration optimale, pour une eau donnée, qu'après avoir effectué des essais au laboratoire (Jar-test). A titre indicatif, les doses utilisées en traitement « eau potables » sont comprises usuellement entre 20 – 100 g/m³ de $(\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3, 18\text{H}_2\text{O})$ ou de $(\text{Fe Cl}_3, 6\text{H}_2\text{O})$ alors qu'elles approchent respectivement 250 – 300 mg/l ou 150 – 200mg/l en eau usée. [2], [14]

- **Vitesse et temps d'agitation (le mélange) :**

Au cours de la coagulation et de la floculation, on procède au mélange des produits chimiques en deux phases. La 1^{ère} étape, le mélange est énergétique et de courte durée (60 s ou maximum), c'est le mélange rapide, ce mélange a pour but principal de disperser le produit dans la totalité du volume d'eau à traiter. A la 2^{ème} étape, le mélange est lent, et il a pour but de favoriser les contacts entre les particules de floc de turbidité et de couleurs, dans cette 2^{ème} étape on doit avoir un gradient de vitesse comparés entre 30 à 100 s⁻¹. [b], [2]

- **Turbidité :**

La turbidité des eaux de surface est en grande partie due à la présence de particules de glaise dont le diamètre varie de 0.2 à 5.0 μm . Il s'agit donc là de grosses particules colloïdales qui peuvent se déposer naturellement. La coagulation de ces particules est assez facile à réaliser lorsqu'on maintient le pH dans sa plage optimale. On peut faire par ailleurs les constatations générales suivantes :

- Il faut ajouter une concentration minimale de coagulant pour obtenir une certaine quantité de floc.
- Lorsque la turbidité augmente, il faut augmenter la concentration de coagulant. L'augmentation de la quantité de coagulant ne varie toutefois pas de façon linéaire en fonction de l'augmentation de la turbidité.
- Lorsque la turbidité est très élevée, la quantité de coagulant nécessaire est relativement faible, car la probabilité de collision entre les particules est très élevée. Par contre, lorsque la turbidité est faible, la coagulation est difficile.
- La matière organique absorbée sur les particules de glaise n'exerce aucune influence sur la quantité de coagulant nécessaire.
- Lorsque la turbidité est due à des particules de diamètres variés, il est plus facile d'effectuer la coagulation que lorsqu'elle est imputable à des particules de diamètres sensiblement égaux.
- La coagulation d'une faible concentration de particules de glaise dépend principalement du coagulant et de la composition chimique de l'eau. [2] [14]

B) Définition de la floculation : Après avoir été déstabilisées, les particules colloïdales ont tendance à s'agglomérer lorsqu'elles entrent en contact les unes avec les autres. Le taux d'agglomération des particules dépend de la probabilité des contacts et de l'efficacité de ces derniers.

La floculation n'étant qu'une partie du processus du Transport et mise en contact des particules déstabilisées. [1], [2]

B.1) Les flocculants (adjuvants de floculation) :

Ils sont dans leur grande majorité, des polymères de poids moléculaire très élevé. Ils peuvent être de nature minérale, organique naturelle ou organique de synthèse.

Comme pour la coagulation, il existe un certain nombre de paramètres à prendre en compte pour le bon fonctionnement de ce procédé. [2], [14]

- Le mélange doit être suffisamment lent afin d'assurer le contact entre les floccs engendrés par la coagulation.
- En effet, si l'intensité du mélange dépasse une certaine limite, les floccs risquent de se briser.
- Il faut également un temps de séjour minimal pour que la floculation ait lieu. La durée du mélange se situe entre **10** et **60** minutes.

B.2) Flocculant utilisés :

On utilise parfois un réactif complémentaire appelé adjuvants de floculation en quantité sensiblement plus faible que le réactif coagulant et qui permet au floc formé par les sels métalliques d'atteindre une taille plus grande par agglomération. [1]

Ces adjuvants ne sont utilisés qu'avec le sulfate d'aluminium mais rarement avec les sels de fer qui sont plus lourds, on trouve :

- La silice activée SiO_2
- Flocculant organique (polymère naturel)
- Les alginates ;
- Les amidons et les poly électrolytes.

B.3) Approche de la floculation :

Il faut un certain temps pour que le floc se forme dans l'eau coagulée, cette formation du floc est facilitée par une agitation rapide pendant quelque minutes (2 minutes) afin de bien répartir le réactif. Ensuite, une agitation douce plus lente (30 – 4 tr/min) pour la formation et l'homogénéisation des flocons, puisque les grains pour s'agglomères doivent se rencontrer. Cette agitation se fait généralement pendant 15 à 20 minutes. [2], [11], [15], [16]

La méthode classique pour déterminer le taux optimal de traitement d'un coagulant ou d'un flocculant est Le JART TEST (voir Annexe 3).

1.8.2. La décantation :

→ Définition :

Les décanteurs sont des appareils dans lesquels l'eau circule d'une manière continue, très lentement de façon qu'elle puisse abandonner ses matières en suspension et colloïdales rassemblées dans les flocons formés dans le flocculateur. Les décanteurs sont précédés d'un tranquillisateur en vue d'atténuer les tourbillons à l'entrée de l'appareil.

Les boues sont recueillies à la partie inférieure puis évacuées périodiquement Ou par raclage continu si leur volume est important. [1]

→ Principe :

Si on laisse reposer une suspension solide dans une phase liquide on observe que les particules sous l'action de la pesanteur et de poussée d'Archimède tendent à décanter vers le fond ou à remonter à la surface selon leur densité et leur taille.

Cette décantation peut cependant être relativement lente pour les très fines particules (sensibles à l'agitation thermique) et les liquides particulièrement visqueux.

Toute fois, il est possible d'agir sur plusieurs paramètres pour augmenter la vitesse de décantation :

- ✓ Le diamètre des particules, en utilisant des flocculant.
- ✓ La différence de densité.
- ✓ La viscosité du fluide qui diminue avec l'élévation de température.
- ✓ La surface de base du bac pour que la décantation soit efficace, il faut que la vitesse de sédimentation des particules soit supérieure à **8 m/h**.
- ✓ Les temps de séjour augmentent lorsque la vitesse de décantation diminue, donc entre **5 et 8m/h**.

Ces installations ont pour objectifs :

- ✓ La clarification, qui donne phase liquide quasi débarrassée de particules solides ;
- ✓ L'épaississement qui donne une boue à la teneur en solide la plus haute possible.

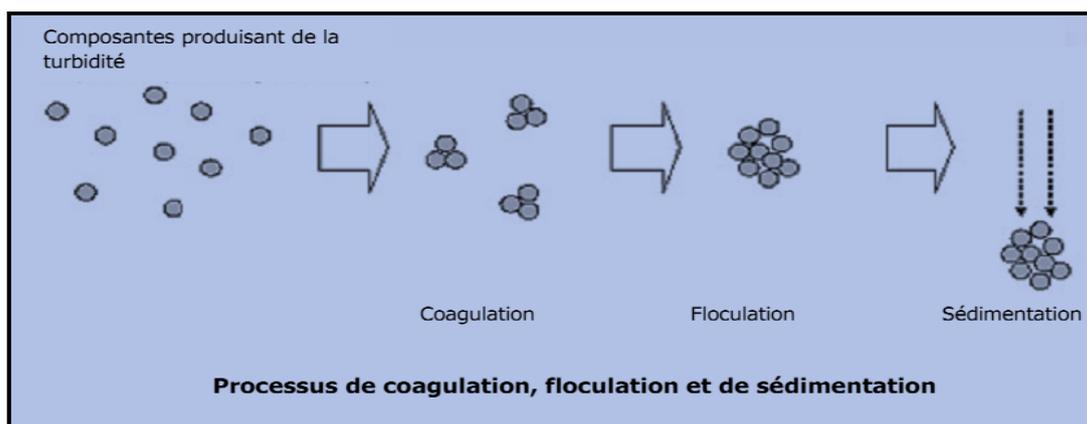


Figure 1.8 : Processus de coagulation-floculation et décantation

→ Type des décanteurs [1] :

Dans un décanteur lorsque la concentration en matières (MES) est faible le floc formé est dispersé et chaque flocon décante comme s'il était seul : c'est la "**décantation diffuse**" utilisée lorsque la floculation préalable à elle aussi, été diffuse, elle est mise en œuvre dans des "**décanteurs statique**".

Lorsque la concentration en matières (MES), est plus élevée, l'abondance du floc crée une décantation d'ensemble, caractérisée par une interface nettement marquée entre la masse boueuse et le liquide surnageant : c'est "**décantation en piston**" où "**a contact de boue**" dans lesquelles l'eau brute, additionnée de ses réactifs est mise en contact avec les boues préexistantes, dans ces décanteurs appelés aussi "**accéléres**" l'augmentation de la concentration est utilisée pour améliorer la floculation elle-même, d'autre part la formation d'un lit de boues permet des vitesses de séparation plus élevées [17].

La **décantation lamellaire** est réalisée en introduisant des surfaces inclinées dans l'espace de décantation, améliore considérablement les conditions de la décantation, qu'elle soit statique ou accélérée.

Donc on distingue deux types de décanteur (sans ou avec équipement lamellaire) [17] :

- 1) Décanteurs statique.
- 2) Décanteurs à contact de boue.

Pour plus de détails voir chapitre 2.

1.8.3. La filtration :

→ Définition de la filtration :

La filtration est un procédé destiné à clarifier un liquide qui contient des MES (matières en suspension) le faisant passer à travers un milieu poreux constitué d'un matériau granulaire.

En effet, il subsiste de très petites particules présentes à l'origine dans l'eau brute ou issues de la floculation.

La rétention de ces particules se déroule à la surface des grains grâce à des forces physiques. La plus ou moins grande facilité de fixation dépend étroitement des conditions d'exploitation du filtre et du type de matériau utilisé. L'espace inter granulaire définit la capacité de rétention du filtre. Au fur et à mesure du passage de l'eau, cet espace se réduit, le filtre se colmate. Les pertes de charge augmentent fortement. Il faut alors déclencher le rétro lavage.

Une biomasse se développe sur le matériau filtrant. Elle peut efficacement réduire le taux d'ammonium de l'eau brute par la nitrification. [18]

La filtration permet une élimination correcte des bactéries, de la couleur et de la turbidité.

→ **Matériaux de filtration : [18], [19]**

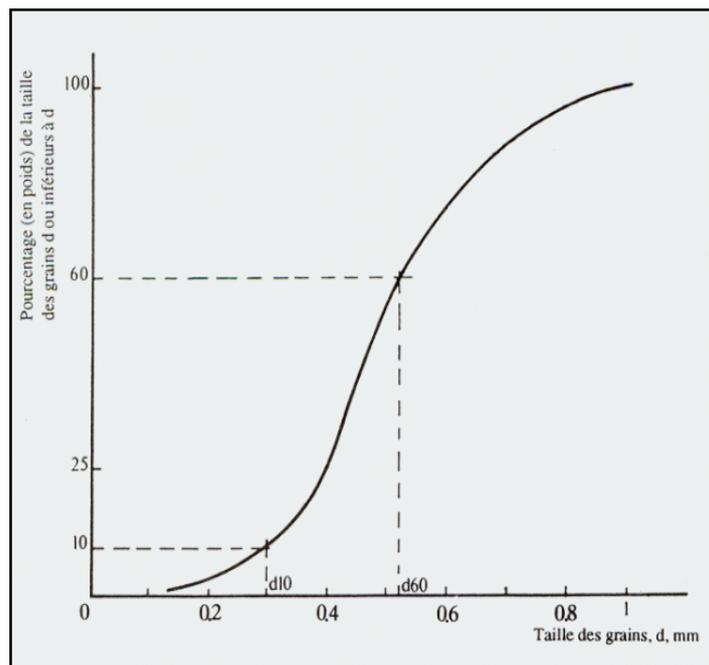
Les matériaux utilisés sont insolubles, des granules libres non adhérents les uns aux autres, insolubles, inattaquables par le liquide filtré ni par les solides retenus.

- Dans le cas des premiers étages de filtration, le choix se porte sur le sable quartz rond, la pierre ponce ou l'hydro anthracite pour les filtres bicouches.
- La pouzzolane est réservée à la déferisation sous pression. Le charbon actif en grains est utilisé en deuxième étage afin d'améliorer les qualités organoleptiques ou d'éliminer les micropolluants.
- En eau résiduaire, les bio filtres ou lits bactériens immergés sont constitués de matériaux plus techniques.
- On peut citer le schiste activé qui porte le nom de biolite et l'argile expansée dénommée biogène.
- Enfin, le polystyrène, matériau plus léger que l'eau est employée dans les filtres biostyr.

→ **Les caractéristiques d'un milieu filtrant :**

• **La granulométrie : [c]**

En principe à granulométrie fine, le lit filtrant peut-être constitué de n'importe quel matériau stable. On emploie le plus fréquemment le sable car il est bon marché, inerte, durable, et donne d'excellents résultats (voir schéma ci-dessous). On choisit normalement du sable dont la dimension des grains se situe entre 0,15 et 0,30 mm (il faut parfois le tamiser) et dont le coefficient d'uniformité est inférieur à 2 (bien qu'acceptable jusqu'à 5). Pour le bon fonctionnement du processus d'épuration, il faut prévoir un lit filtrant d'une hauteur minimum de 0,6 mètre.



Courbe 1.4 : Efficacité du filtre en fonction de la granulométrie

• La Taille Effective (TE) : [18]

La taille effective notée (TE) est celle qui correspond à l'ouverture de la maille laissant passer 10% du matériau, la connaissance de ce paramètre permet de savoir que 90% de la masse des grains ont un diamètre supérieur à TE.

Cette taille est généralement comprise entre 0.95 et 1.35mm avec possibilité d'extension entre 0.7 et 2mm.

• Le Coefficient d'Uniformité (CU) : [18]

C'est le rapport des ouvertures de maille laissant passer respectivement 60 et 10% du sable on a donc : $CU = TE_{60} / TE_{10}$, si ce paramètre tend vers 1 les grains du matériau présentent la même granulométrie.

Le coefficient d'uniformité est généralement compris entre 1.2 et 1.6 avec extension possible égale 1.8.

• La forme des grains : [18]

Est variée, en général ils sont ronds (sable de rivière et de mer) ou anguleux (matériaux concassés). Ces derniers s'imbriquent moins que les grains ronds.

- Les espaces interstitiels sont plus grands.
- La capacité de filtration augmente et les pertes de charge diminuent.

• La friabilité : [18]

Le test correspondant permet de choisir les matériaux susceptibles d'être utilisés en filtration sans risque de production de fines par les opérations de lavage.

Le sable filtrant doit avoir une faible friabilité et perte en poids après 24 heures de contact avec une solution d'acide chlorhydrique à 20% d'ordinaire inférieure à 2%.

• La porosité : [18]

La porosité du milieu filtrant est très importante, il s'agit du rapport du volume des vides dans le matériau sur le volume total.

- La porosité se note ϵ et s'exprime en pourcentage.
- Le volume des vides est très important car les particules sont retenues dans les interstices.

• Les masses volumétriques apparentes dans l'air et l'eau : [18]

- Elles permettent de connaître les volumes occupés dans l'air et dans l'eau par une masse déterminée de matériau.
- Ces caractéristiques assurent le maintien en état du lit filtrant dans le temps ainsi que l'obtention d'une eau filtrée de haute qualité pendant des cycles prolongés de filtration.

➔ Type de filtration : [18], [19], [20]

Il existe **des filtres ouverts** où la force d'infiltration est la pression hydrostatique de la couche d'eau surnageant et **des filtres fermés** où l'eau peut être amenée à une pression élevée à l'aide d'une pompe.

D'autre part on distingue des **filtres lents** et des **filtres rapides** en outre on peut varier la nature du matériau de remplissage (**Fig.2.9**) et (**Fig. 2.10**).

a-1) Les filtres lents sur sable :

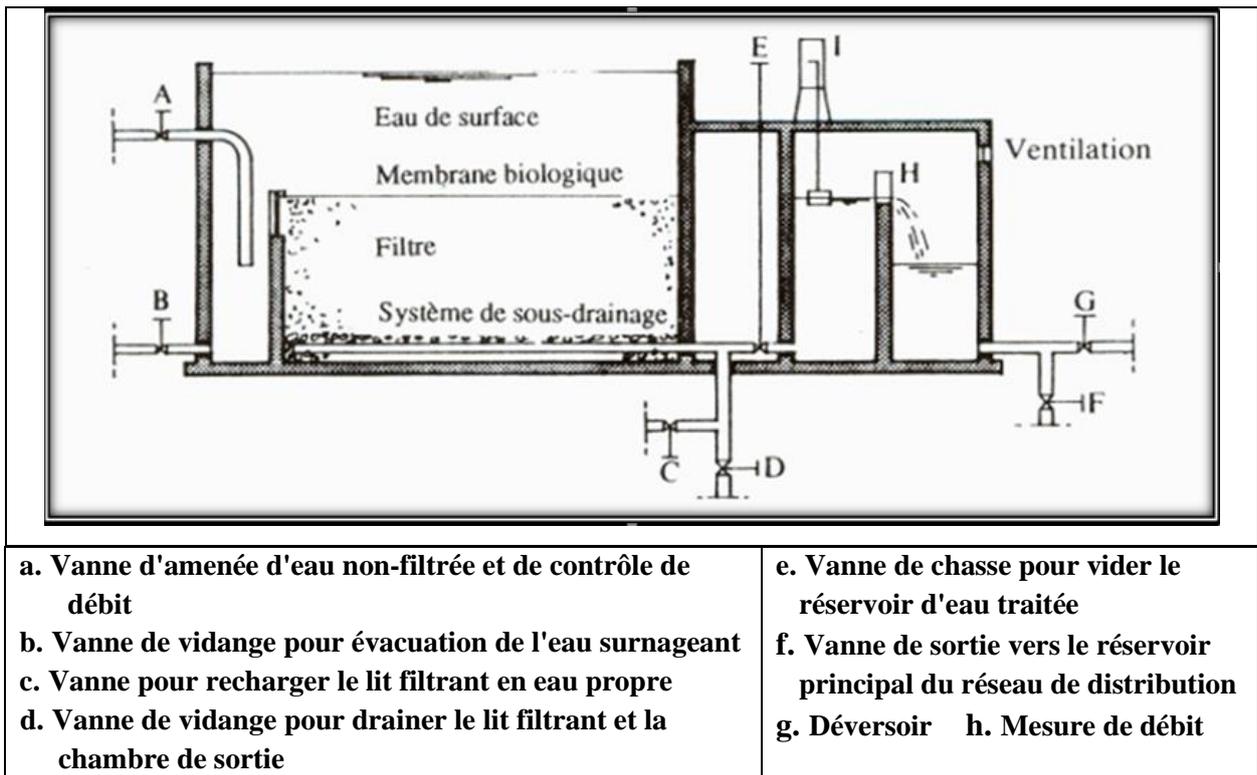


Figure 1.9 : Filtre de sable

Une installation de filtration lente comprend une série de bassins précédés ou non d'un bassin de décantation.

- Les bassins souvent disposés en trois étages successifs : pré filtration proprement dite.
- Les diamètres efficaces du sable dans les trois bassins sont approximativement de **2 à 3 mm** pour les filtres et **0.25 à 0.35mm** pour les filtres de finition
- Les épaisseurs des couches filtrantes sont de **0.50 m** pour le filtre dégrossisseur et le pré filtre et varie entre **0.80 et 1.20 m** pour les filtres finisseurs.
- Les deux premiers bassins ont pour rôle de débarrasser l'eau de la majeure partie des impuretés alors que les plus petites particules sont retenues dans le filtre.

L'action purificatrice d'un filtre lent ne s'explique pas par la seule rétention mécanique des impuretés plusieurs jours après la mise en service d'un nouveau lit filtrant on constate une maturation du filtre il se forme dans les couches supérieures du sable une accumulation de particules organiques et minérales dans la quelle règne une vie biologique.

Cette membrane biologique permet une épuration très poussée, réduction jusqu'à **1 ou 2%** de la valeur initiale, dégradation biologique des matières organiques, les saveurs et odeurs disparaissent, amélioration de la couleur et absorption physique de produits non dégradables à la surface des conglomérats bioactifs

a. Quelques Remarques Sur Le Filtre De Sable Lent :

Historiquement, la filtration lente était la première application à grande échelle des traitements de purification au moyen de milieux granuleux. Mais de nos jours, cette méthode doit progressivement céder sa place à des ouvrages à filtration rapide

b. Les avantages des filtres à sable lents :

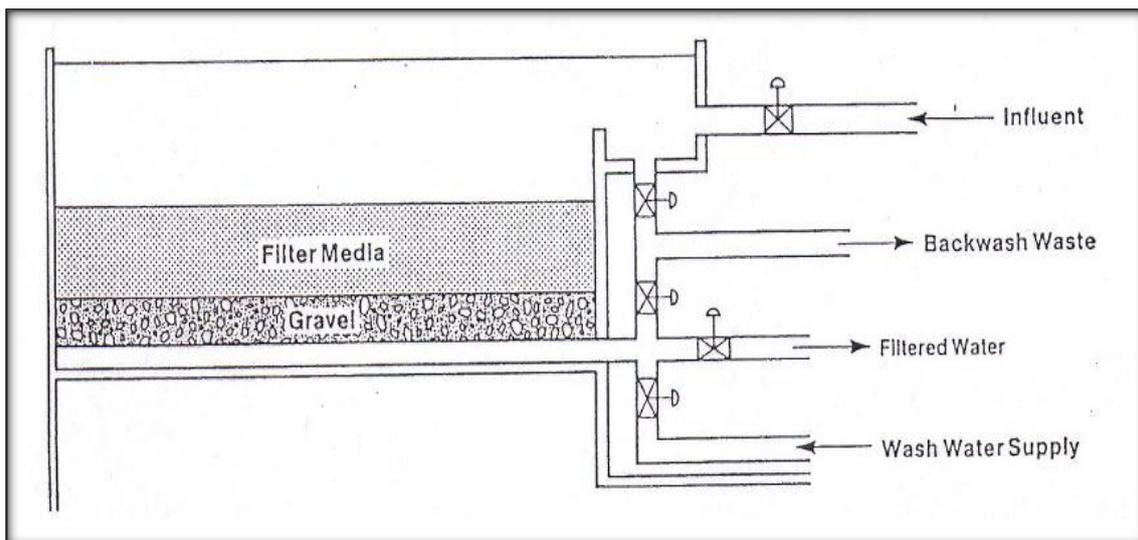
- ◆ Ne nécessitent pas l'ajout de produits chimiques ;
- ◆ Aucun élément mécanique ;
- ◆ La surveillance du fonctionnement de ces filtres est simple.
- ◆ On peut aisément se procurer du sable sur place.
- ◆ Leur effluent est moins corrosif et de qualité plus constante ;
- ◆ Ils éliminent bien les bactéries.

c. Les inconvénients des filtres lents :

- ◆ Occupent une grande superficie, un volume de sable important et des travaux coûteux ;
- ◆ Leur utilisation manque de souplesse puisque leur mise en exploitation et leurs lavages requièrent de longues périodes de temps, au cours desquelles ils sont inutilisables.
- ◆ Des eaux brutes très chargées dépassant 30 NTU peuvent colmater rapidement ces filtres ;
- ◆ Ils décolorent médiocrement les eaux colorées.
- ◆ Ils donnent de mauvais résultats lorsque les eaux sont riches en algues et peu chargées en matière organique ;
- ◆ Limitation dans les pays froids.

d. Critères de conception du filtre lent : [a]

- ◆ Largeur d'un filtre : 3–6 m, moyenne 4.9 m ;
- ◆ Ratio : longueur / largeur : 2–4 (moyenne 3) ;
- ◆ Surface du filtre : 25-100 m², moyenne 56 m² ;
- ◆ Profondeur : 4.5–7.6 m, moyenne 5.2 m ;

a-2) Les Filtres Rapides Ouverts :**Figure 1.10 : Filtre rapide ouvert**

Dans la technique de la préparation des eaux potables les filtres de sable gagnent rapidement du terrain, ils sont appliqués après coagulation et décantation. La filtration rapide est donc l'opération de finition **D10** du sable se situe d'habitude entre **0.5 et 1.5m m**. La filtration en profondeur intervient ici beaucoup plus que dans les filtres lents.

Le colmatage se fait très rapidement et le nettoyage par un contre-courant d'eau mélangée ou non de l'air doit être effectué journallement.

Les impuretés sont détachées par l'action d'écourage et enlevées avec les eaux de rinçage. Lors de la régénération à contre-courant, il peut y avoir une expansion du lit filtrant jusqu'à **20%**.

Les eaux filtrées sont recueillies en utilisant l'une des deux méthodes suivantes :

- ◆ Dans la 1^{ère} méthode la couche filtrante peut reposer directement sur des dalles de béton maigre qui sont soit poreuses soit munies de bougies poreuses ou de buselures à fentes.
- ◆ La 2^{ème} méthode consiste à recueillir l'eau filtrée au moyen de tuyaux perforés qui sont noyés dans une couche de sable fin.

a-3) Les Filtres Rapides Fermés : [c], [20], [21]

Les filtres rapides fermés sont constitués de cylindres sous pression placés soit horizontalement soit verticalement. On peut distinguer deux types de filtres fermés.

- ◆ Des filtres à granulométrie homogène : diamètre des particules **0.5 à 2mm** et épaisseur de la couche filtrante **0.50 à 1.20m**.
- ◆ Une nouvelle évolution dans ce domaine est la construction de **filtres hétérogènes** bicouches et multicouches. Leur granulométrie décroît d'amont en aval. Ils ont l'avantage d'arrêter la plus grande partie des matières dans la couche à gros canalicules et d'assurer une finition du traitement sur la ou les couches de granulométrie fine et de grande surface d'arrêt.

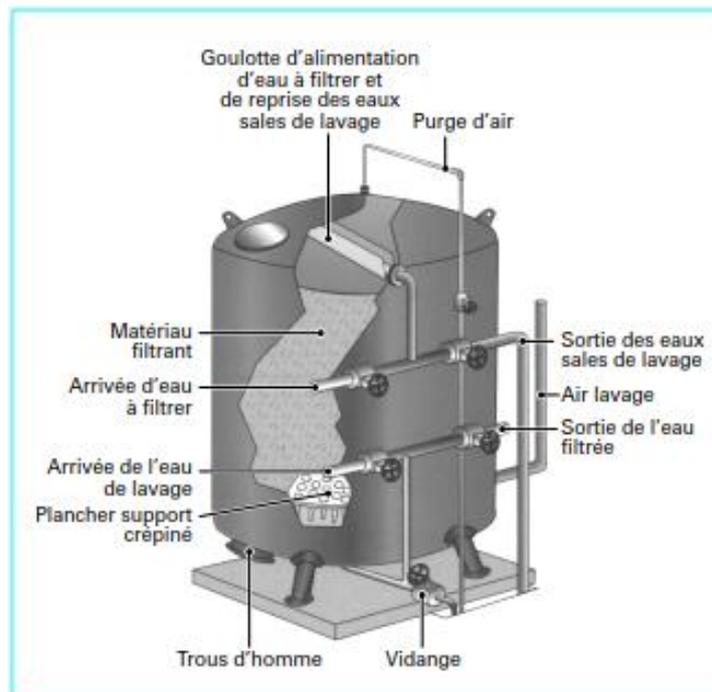


Figure 1.11 : Filtre fermé sous pression

La surface nécessaire à l'installation d'un filtre rapide est très réduite et les débits d'eau filtrée très élevés.

→ Les Avantages de la filtration rapide :

- ◆ De fait de la grande vitesse de filtration, la superficie nécessaire à l'installation sera bien moins importante que pour traiter le même volume en filtration lente d'où diminution très sensible des amortissements des dépenses d'investissements.
- ◆ Elle présente l'avantage de pouvoir traiter les eaux chargées de colloïdes et de décolorer les eaux teintées par cette charge de colloïdes.
- ◆ De même la formation d'algues sur les bassins, si fréquente en filtration lente est plus rare en filtration rapide car les algues n'ont pas le temps, ordinairement, de se développer entre deux lavages.

→ Les inconvénients de la filtration rapide :

Toute fois la filtration rapide est une opération délicate, complexe, qui demande des études et des essais préalables. La nature du coagulant et son dosage sont très délicats, d'autant que la composition de l'eau varie au cours des saisons, de même que sa température ; or il ne faut pas oublier que toute la qualité finale de l'eau reposera sur le soin qui aura été apporté au prétraitement de l'eau brute.

La fourniture, la mise en œuvre et le stockage des produits du traitement constituent des dépenses non négligeables.

Enfin, le personnel d'exploitation doit être hautement qualifié.

Il est assez difficile de comparer le prix de revient du m^3 d'eau issu de même importance par filtration lente car ces dernières installations, en général assez anciennes, ne sont pas dotées, notamment, de l'automatisme dont bénéficient les stations modernes, de sorte qu'en particulier les mêmes débits à traiter, les superficies couvertes et les terrains nécessaires seront moins étendus en filtration rapide et c'est un facteur à considérer.

Mais par contre, l'exploitation d'une station de filtration rapide se trouvera lourdement grevée par les dépenses des produits nécessaires au traitement. En particulier si la station de traitement est proche de la ville, ce qui arrive souvent, on peut obtenir un prix intéressant comparé à celui auquel donneraient lieu des captages éloignés en raison du sera à mettre en jeu dans le choix de la solution à adopter.

→ Critères de conception des filtres rapides : [20], [21]

- ◆ Largeur : 3-6 m, moyenne 5 m ;
- ◆ Ratio : longueur / largeur : 2 – 4 (moyenne 3) ;
- ◆ Surface du filtre : 25-80 m^2 ;
- ◆ Ratio : profondeur/ d_{10}
 - 1000 monocouche de sable ou bicouche ;
 - 1250 tri couche (anthracite, sable, grenat) et pour matériel grossier ($1.5mm > d_{10} > 1.0 mm$) ;
 - >1250-1500 pour matériel très grossier ($2.0 mm > d_{10} > 1.5 mm$).

a-4) Lavage des filtres :

Le lavage des filtres est réalisé en inversant le sens d'écoulement de l'eau. Le sable est mis en expansion et les impuretés, moins denses que les grains de sable, sont décollés par les phénomènes de frottement inter granulaires.

La vitesse de l'eau de lavage à contre-courant est limitée du fait des pertes possibles de matériau. On injecte donc de l'air pour augmenter les turbulences afin de décoller efficacement les particules de floc fixées sur les grains.

Selon la technologie du filtre, le niveau d'expansion du matériau est compris entre **8** et **30cm**. La hauteur des goulottes d'évacuation des eaux sales est en correspondance en évitant une trop grande hauteur qui augmenterait les volumes d'eau nécessaires au lavage.

Les étapes de lavage d'un filtre sont généralement les suivantes :

- ◆ Dé tassage à l'eau à faible débit de l'ordre de **5 à 7m³/h** durant **2 minutes**.
- ◆ Lavage à fort débit d'air et faible débit d'eau pour brasser le sable et décoller les impuretés.
- ◆ Dégazage pendant quelques minutes pour éviter toute embolie gazeuse du filtre.
- ◆ Rinçage à fort débit d'eau, pour éliminer les impuretés, jusqu'à obtenir de l'eau claire.

En général, le temps de lavage est déterminé par l'exploitant :

- ◆ Si on injecte de l'air simultanément à un fort débit d'eau, les pertes de sable sont inévitables.
- ◆ Si on omet l'étape de rinçage, on risque une percolation des particules dans le matériau filtrant lors de remis en marche. Le surpresseur d'air et le groupe électropompe sont dimensionnés sur les bases d'un débit d'air de l'ordre de **60 m³/h/m²** et d'eau **20m³/h** par **m²** de filtres.

Après beaucoup de lavage, le sable a tendance à se stratifier. Les grains les plus fins restent en surface. Les impuretés sont alors arrêtées par la couche supérieure qui est très rapidement colmatée.

Pour éviter ce problème, on préconise une bicouche de type anthracite sur sable. Les grains du premier matériau, plus légers et de taille supérieure demeurent en surface. En effet, la différence de masse volumique permet le maintien du classement des matériaux.

De plus, le pourcentage de vide étant important, la capacité de rétention est augmentée. Les petites particules traversent facilement la couche d'anthracite qui arrête celles d'un diamètre important ; la perte de charge d'un filtre est ralentie et l'homogénéité du colmatage est meilleure à l'intérieur de la masse filtrante.

La procédure de lavage de tel filtre est légèrement modifiée par rapport à celle décrite précédemment (**Fig.2.12**).

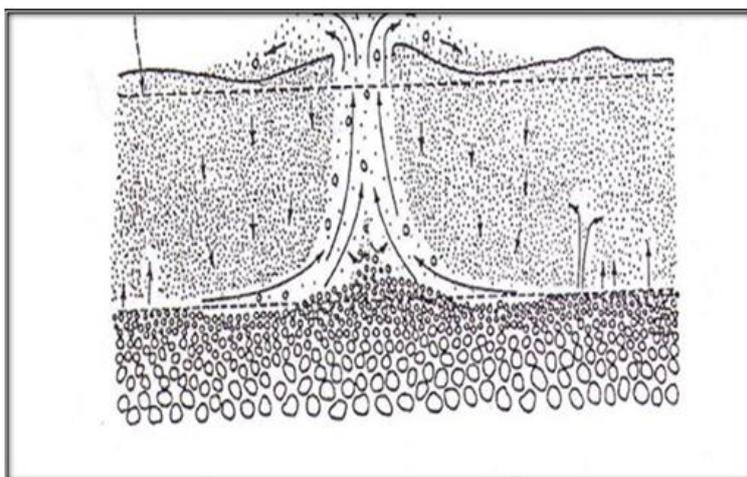


Figure 1.12 : Lavage d'un filtre

1.9. Traitement d'affinage (désinfection) :

Le but de la désinfection est d'éliminer tous les micro-organismes pathogènes présents dans l'eau afin d'empêcher le développement de maladies hydriques.

Le principe de la désinfection est de mettre en contact un désinfectant à une certaine concentration pendant un certain temps avec une eau supposée contaminée. Cette définition fait apparaître trois notions importantes : les désinfectants, le temps de contact et la concentration en désinfectant.

Les trois principales désinfections utilisées en eau potable sont les suivants :
Le chlore, ozone et U.V. [6]

1.9.1. Le chlore :

C'est la désinfection la plus connue et la plus universelle. En solution, le chlore réagit avec l'eau pour former deux composés. L'acide hypochloreux (**HClO**). L'ion hypochlorite a un effet bactéricide plus important que l'ion hypochlorite.

Sa qualité sera d'autant plus élevée que le pH de l'eau sera bas, en pratique, il est souhaitable que celui-ci soit compris entre **6,5** et **8**.

a) Généralité sur le chlore et ses dérivés :

Le chlore est utilisé dans le traitement des eaux :

- ✓ Comme désinfectant pour détruire les micro-organismes pathogènes.
- ✓ Comme oxydant, il permet :
 - L'élimination du fer et du manganèse.
 - La destruction des composés responsables du mauvais goût et des mauvaises odeurs.
 - Et l'élimination de l'azote ammoniacal.

b) Réaction du chlore avec l'eau :

- $\text{Cl}_2 + \text{H}_2\text{O} \leftrightarrow \text{HClO} + \text{H}^+ + \text{Cl}^-$
- $\text{HClO} \leftrightarrow \text{H}^+ + \text{ClO}^-$
- $2\text{HClO} \leftrightarrow 2\text{H}^+ + 2\text{Cl}^- + \text{O}_2$ (réaction irréversible)

La réaction d'hydrolyse du chlore est pratiquement complète dans les conditions de dosage appliquées dans le traitement des eaux. Le chlore élémentaire ne se trouve en quantités appréciables qu'aux concentrations supérieures à $1000 \text{ g} \cdot \text{m}^{-3}$

La valeur de la constante d'équilibre de la réaction montre que l'acide hypochloreux est très faible. Le degré de dissociation de cet acide dépend du pH. [6]

1.9.2. L'ozone :

L'ozonation consiste à dissoudre le gaz ozone dans l'eau pour qu'il réagisse avec la grande majorité de la matière organique de l'eau en cassant les macromolécules. Les sous-produits (non toxique) de cette réaction sont ensuite éliminés par filtration sur charbon actif.

Toutefois, la réaction chimique de l'ozonation sur les bromures, présents naturellement dans l'eau, produit des bromates non stoppés par ce dispositif et décrits comme cancérigènes dans la littérature scientifique ; leur taux maximum a donc été à $10 \mu\text{g/l}$ ce qui en restreint l'usage de l'ozone. [1], [6]

Les autres facteurs de restriction de cette technologie sont **le coût de production** de l'ozone puisqu'il consomme beaucoup d'électricité (20 000 volts sont nécessaires sur les

grosses installations) et le **manque de rémanence** qui oblige le producteur à chlorer son eau en fin de production et en divers points du réseau afin d'assurer une qualité sanitaire constante.

1.9.3. La désinfection par l'ultraviolet (UV) :

Le principe de la désinfection de l'eau par les UV est simple : l'eau à traiter passe au sein de réacteur contenant des tubes fluorescents qui émettent une lumière ultraviolette à haute énergie et à une longueur d'onde aux alentours de 254 nm. Ce rayonnement altère fortement les molécules du patrimoine génétique des micro-organismes et donc leur métabolisme et potentiel de multiplication. Ce procédé n'altère ni la composition chimique de l'eau, ni son odeur et sa saveur.

Très efficace sur les parasites de type cryptosporidium, c'est aux Etats unis qu'on trouve les plus grandes installations utilisant cette technologie.

Afin d'assurer une sécurité optimale, cette eau sera, comme c'est souvent le cas, complétée en amont par un ozoneur (23 kg/h d'ozone) pour réduire le goût et de l'eau. Les avantages de cette technologie UV sont importants : par de sous-produits chimiques, faible coût d'entretien (limite d'utilisation des lampes jusqu'à 8500 heures), facilité de mise en œuvre et de contrôle. Mais comme pour l'oxydation à l'ozone, cette technologie n'exerce pas de rémanence, il est donc nécessaire de sécuriser l'eau en sortie par une faible chloration inférieure à 0,2 mg/l.

1.9.4. Avantages et inconvénients de chacune des méthodes :

➤ Le Chlore :

Le chlore est un désinfectant puissant, traditionnellement utilisé pour le traitement de l'eau potable.

Les avantages du chlore sont :

- L'investissement est plus faible que pour un système d'ozonation
- Le système est très simple : il suffit d'utiliser une pompe à injection ou un injecteur venturi pour mélanger du chlore avec l'eau.

Les désavantages du chlore sont :

- Le chlore donne un goût caractéristique à l'eau
- Certains dérivés chlorés sont dangereux
- L'installation nécessite le transport et le stockage de produit toxique.
- L'efficacité du chlore dépend du pH de l'eau.

➤ Ultraviolet :

L'eau est soumise à un rayonnement ultraviolet à une longueur d'onde ayant un pouvoir biocide (UV, longueur d'onde d'environ 254 nm).

Les avantages de l'ultraviolet :

- Le système est bon économiquement à l'investissement et à l'utilisation
- Il n'y a pas de stockage de produit chimique ; le traitement ne laisse aucun dérivé dans l'eau.

Les désavantages de l'ultraviolet

- Les U.V. inactivent mais n'élimine pas les bactéries. L'eau doit donc être consommée directement après traitement.
- Les particules dans l'eau stoppent les rayons U.V. et diminuent l'efficacité du traitement.

➤ **L'ozonation :**

L'ozone, molécule composée de trois atomes d'oxygène, possède un pouvoir désinfectant très grand (plus efficace que le chlore). Il est instable et se décompose naturellement en oxygène.

Les avantages de l'ozonisation :

- L'ozone se décompose en oxygène, sans laisser de produits dérivés dans l'eau
- L'ozone est produit sur place (pas de transport de produits toxiques ni de consommable à changer régulièrement)

Les désavantages de l'ozonisation :

- La production d'ozone consomme de l'énergie
- Le système est assez complexe
- Certains matériaux ne sont pas résistants à l'ozone
- Ce système demande un investissement de départ important.

1.9.5. Critères du choix de la méthode de désinfection :

On choisit un type de désinfection en tenant compte de plusieurs critères :

a) **Grandeur de l'installation :**

Pour des petites installations l'investissement nécessaire pour la chloration ou l'ozonisation rend ces méthodes peu rentables. De plus, chloration et ozonisation nécessitent des connaissances techniques car on travaille avec des produits dangereux. On choisira donc, pour des petites installations de préférence la stérilisation U.V ; qui est simple à mettre en œuvre et économique.

b) **Micro-organismes à éliminer :**

L'ozone est un oxydant puissant qui possède la plus large gamme d'application. Il possède une forte activité virulicide. De plus, il est aussi efficace contre les protozoaires, contrairement aux composés chlorés. Les U.V. sont très efficaces mais certaines algues et moisissures nécessitent des doses d'exposition très importantes.

c) **Intervalle entre traitement et consommation :**

Lorsque l'eau est traitée au niveau du consommateur, toutes les méthodes sont applicables. Si l'eau doit par contre attendre avant d'être consommée (réseau de distribution ou réservoir), il faut que l'eau reste potable durant un certain temps. Dans ce cas, il faut éviter d'utiliser les U.V. car les bactéries peuvent redevenir actives dans certaine condition, même sans contamination extérieure. L'ozone est utilisable, pour autant qu'il n'y ait pas de contamination après traitement. Le chlore possède un effet rémanent qui garantit une désinfection dans le réseau, jusqu'au point de consommation. C'est pourquoi le chlore est employé dans pratiquement tous les réseaux de distribution d'eau potable. [6]

1.10. Conclusion :

Les eaux de surface contiennent des impuretés (Micro polluants minéraux et organiques, Eléments vivants) d'où elles devraient subir des modifications physiques, chimiques et biologiques qui les rendent potables, qui sont :

- Le prétraitement pour éliminer les matières grossières et les matières organiques.
- La coagulation-floculation pour déterminer les doses optimales du coagulant et floculant d'après l'essai de JAR-TEST.
- La décantation pour déterminer la vitesse de chute de particules existantes dans l'eau.
- La filtration pour calculer les pertes de charges dans le milieu filtrant.
- La désinfection pour déterminer la concentration parfaite des désinfectants.

Pour cela, il faut donc traiter les eaux de surfaces à l'aide des ouvrages appropriés qui sont très coûteux et demandent une main d'œuvre spécialisée.



Chapitre 2 :
**États d'amélioration et de
développement des
décanteurs**

Chapitre 2 : Etats d'amélioration et de développement des décanteurs

Première série : Les Décanteurs sans équipements lamellaires (Simple) :

2.1. Décanteurs statiques: [1] [17]

L'usage consacré le terme "statique" pour désigner les décanteurs qui sont ni à circulation de boues ni à lit de boues bien que, dans ces appareils, la décantation s'effectue en fait selon un processus dynamique.

Selon la quantité et la nature des matières en suspension (MES) de l'eau brute, le volume des précipités à évacuer et la pente du fond de l'ouvrage, ces décanteurs peuvent être équipés ou non d'un système de raclage des boues.

Donc on peut classer ces types comme suit :

2.1.1. Décanteurs sans raclage :

a-1) Décanteurs cylindro-conique ordinaire :

Ces décanteurs, à flux vertical, sont utilisés pour les installations de petit débit, jusqu'à environ $20 \text{ m}^3/\text{h}$; la pente de la partie conique de l'appareil est comprise entre 45° à 60° suivant la nature des boues et le traitement appliqué.

Les vitesses ascensionnelles moyennes sont de $0,5 \text{ m/h}$ dans le cas de clarification des eaux potables et de 1 à 2 m/h en décantation primaire des eaux usées [1] (Fig.2.1)

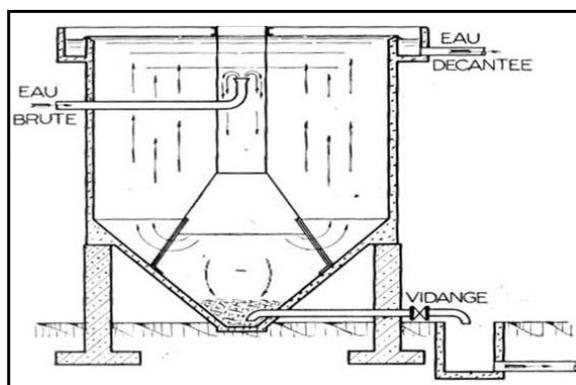


Figure 2.1 : Décanteur cylindro-conique

a-2) Décanteurs à flux horizontal :

Dans ce type de décanteur, utilisé pour les eaux potables, la surface de décantation en mètres carrés est égale à 1 ou 2 fois le débit horaire en mètres cubes d'eau à traiter. Cette solution exige de grandes surfaces et un génie civil important. D'autre part, lorsqu'on veut évacuer les dépôts de boue, il faut effectuer périodiquement la vidange totale du bassin. Ce système ne convient donc que lorsque le volume des boues à décanter est faible [1].

Le radier du bassin est incliné en pente douce avec un angle de 5 à 60° , les temps de séjour sont de l'ordre de $1\text{h}30$ à 2h . [3]

2.1.2. Décanteurs simple à raclage mécanique des boues :

Un dispositif mécanique de raclage des boues est utilisé dès que la surface de décantation devient supérieure à (30 – 40 m²). Il évite de prévoir de fortes pentes de radier, nécessaires à l'écoulement naturel des boues. [1]

b-1) Décanteurs circulaires : [1],[3]

Les décanteurs circulaires raclés, au delà d'un diamètre de l'ordre de 10 m sont à flux essentiellement "horizontal". L'entraînement de ces racleurs se fait selon deux modèles :

- Entraînement périphérique par un motoréducteur.
- Entraînement central par une tête de commande centrale.

Degrémont a normalisé une gamme de décanteurs allant de 6 à 60 m de diamètre. La vitesse périphérique des racleurs dépend du pourcentage de boues décantables dans l'eau à traiter et de leur densité, cette vitesse est de l'ordre de 1 à 3 cm/s pour les eaux résiduaires (Fig.2.2). Dans ces décanteurs le pont racleur tourne d'environ deux tours à l'heure [6].

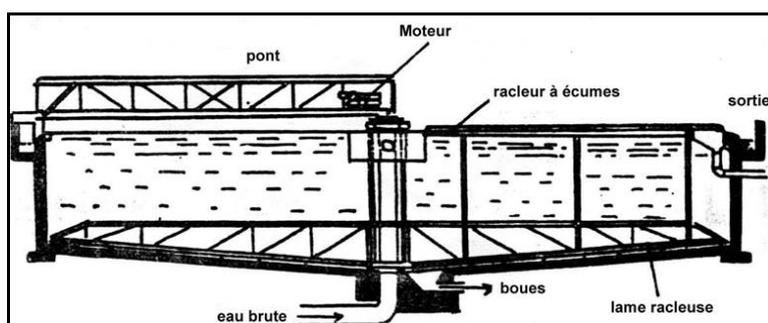


Figure 2.2 : Décanteur circulaire

b-2) Décanteurs rectangulaires :

Ces décanteurs sont généralement à **flux longitudinal**, avec un rapport longueur/largeur de 3 à 6, une profondeur de 2,5 à 4 m et une pente de fond de 1% pour les décanteurs de grande longueur. [1]

Le dispositif de raclage est entraîné soit par un pont transversal animé d'un mouvement en va-et-vient, soit constitué de chaînes sans fin munies de raclettes ou le raclage du fond s'opère de l'aval vers l'amont du décanteur et le raclage de surface dans l'autre sens. [3]

Le pont racleurs procèdent au raclage selon un mouvement à contre-courant, la vitesse ne peut excéder 3 cm/s. dans le cas des décanteurs de grande longueur, le transfert des boues vers les fosses d'extraction par ce type de racleur peut devenir impossible, surtout si le volume des boues est important, et si ces boues sont fermentescibles. [3] (Fig.2.3) et (Fig.2.4).

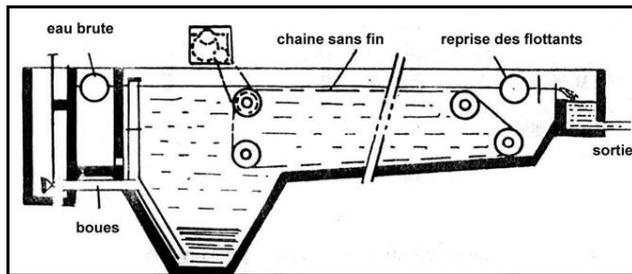


Fig.2.3 : Décanteur longitudinal à chaîne

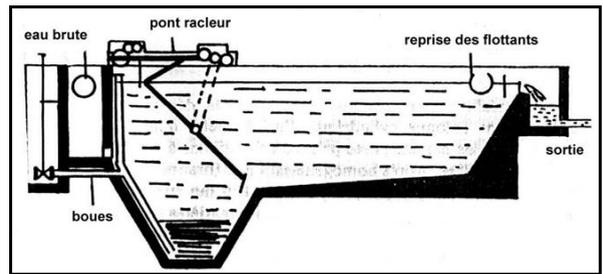


Fig.2.4 : Décanteur longitudinal à pont racleur

2.1.3. Décanteurs à succion des boues :

Ces décanteurs sont essentiellement utilisés dans la clarification des boues activées, ils sont utilisés aussi si les ouvrages de décantation ont une surface supérieure à 500 m² avec diamètre supérieure à 20 m ou si les boues sont particulièrement fines et afin qu'elles ne séjournent pas longtemps dans le décanteur. [1], [2], [20]

Degrémont dispose des décanteurs à succion brevetés qui lui sont propre, pour les décanteurs circulaires ils peuvent être réalisés, suivant les dimensions, avec pont suceur radial, ou pont suceur diamétral avec entraînement soit central soit périphérique, ou bien par succion annulaire (Fig.2.5 et Fig.2.6). [1]

La gamme normale des décanteurs à succion Degrémont, s'étend des bassins de 20 à 50 m de diamètre. [1], [22]

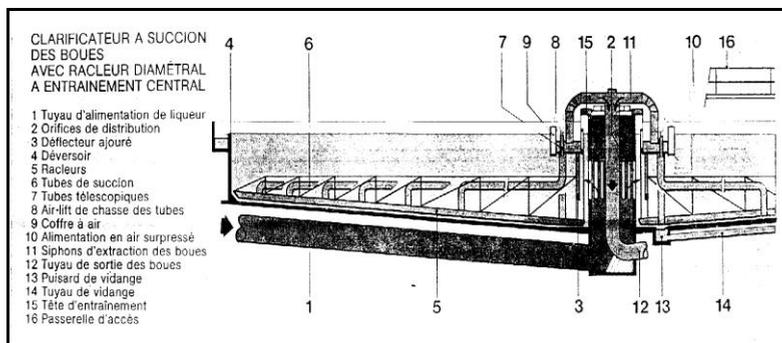


Fig.2.5 : Clarificateur avec racleur diamétral à entraînement central



Fig.2.6 : Décanteur à succion annulaire de ROANNE (Loire), Q:30000m³/j.

2.2. Décanteur à contact de boue (accélérés) :

2.2.1. Décanteur à lit de boues : [1], [23]

A l'origine, la mise au point des appareils à lit de boues préformées visait l'accélération des processus chimiques d'adoucissement par précipitation calso-sodique et la mise en équilibre carbonique, au moins partiel, de l'effluent décanté. Les premières recherches suivies datent des années 1930 mais c'est vers 1940 que ces unités apparaissent sur le marché aux USA (précipitation de Spaulding). Pendant les mêmes périodes, des recherches parallèles ont été poursuivies en URSS, toujours dans le domaine des adoucisseurs.

Cependant, la conception même de ce type d'appareil conduisant à des ouvrages compacts (Monobloc) où se trouvaient intégrés dans un même volume les différentes phases de mélange des réactifs, de précipitation et de séparation a incité les constructeurs à les proposer après 1945 dans le domaine de la clarification sans adoucissement.

Le lit de boues est en fait une suspension fluidisée de flocons et de particules. Dans une enveloppe cylindrique la hauteur de lit de boues dépendra :

- De la qualité initiale de boues (ou de la hauteur de lit de boues au repos) ;
- De la vitesse d'écoulement verticale de l'eau ;
- De la viscosité de l'eau (qui dépend de la température) ;
- De la densité relative des flocons et des particules en suspension ;
- De la dimension et de la forme des flocons.

c.1) Décanteur – flocculateur filtre rapide (Seclar-Sogreah)

D'après le comportement hydraulique du lit de boues dans un cylindre vertical, il a été établi que son volume (et par conséquent sa hauteur) est une fonction linéaire croissante de la vitesse de l'eau (du débit).

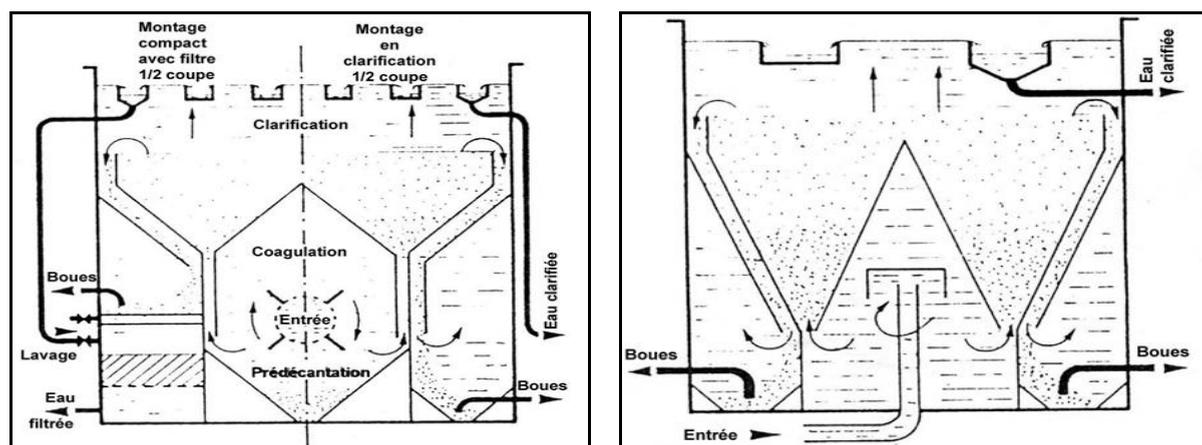


Figure 2.7 : Décanteur – flocculateur filtre rapide (Seclar-Sogreah)

L'objectif visé est d'obtenir une expansion suffisante du lit de façon à assurer une probabilité convenable de grossissement par coalescence des micro-flocons admis à la partie inférieure du lit, ce qui exige une certaine vitesse verticale minimale, la vitesse d'écoulement au-dessus du lit de boues devant être cependant inférieure à celle qui assurera l'entraînement des flocons formés.

Pour éviter les dépôts des boues sur les parois latérales, la pente de ces dernières doit être supérieure à 50° , ce qui constitue une difficulté pour le dessin d'unités de grosse capacité.

Tableau 2.1 : Normes ex URSS pour lit de boues

Eau brute et traitement	Vitesse Verticale limite (m/h)	Concentration du lit de boues (mg/l)	Hauteur du lit (m)
1. Mat. En suspension <100mg/l ♦ Sulfate d'alumine ♦ Coagulant ferrique	2,15 à 2,85 2,50 à 3,25	260 à 600 300 à 600	2
2. Mat. en suspension 100 à 400 mg/l ♦ Sulfate d'alumine ♦ Coagulant ferrique	2,85 à 3,25 3,25 à 3,60	600 à 1200 700 à 1400	2
3. Mat. en suspension 400 à 1000 mg/l ♦ Sulfate d'alumine ♦ Coagulant ferrique	3,25 à 3,60 4 à 4,30	900 à 2000 1100 à 2200	2
4. Mat. en suspension 1000 à 2000 mg/l ♦ Sulfate d'alumine ♦ Coagulant ferrique	3,60 à 4 4 à 4,30	1900 à 6000 2200 à 7500	2
5. Adoucissement à la chaux avec coagulant ferrique ♦ Densité Mg < 25 % dh° ♦ Densité Mg 25 à 50 % dh°	4,30 à 5 3,60 à 4	2400 à 8000 1600 à 4000	2,5 2,5

c.2) Décanteur Pulsator : [1], [24]

C'est le décanteur le plus répandu dans le monde : plus d'un million de mètres cubes d'eau est traité chaque heure, dans des décanteur Pulsator, ces décanteurs sont à lit de boues simple, d'une grande fiabilité, souple d'emploi, facilement adoptable à des bassins existants pour en **augmenter la capacité de traitement**.

Généralement utilisé en clarification des eaux, il permet d'atteindre des vitesses ascensionnelles comprises entre 2 et 4 m/h (Fig.2.8).

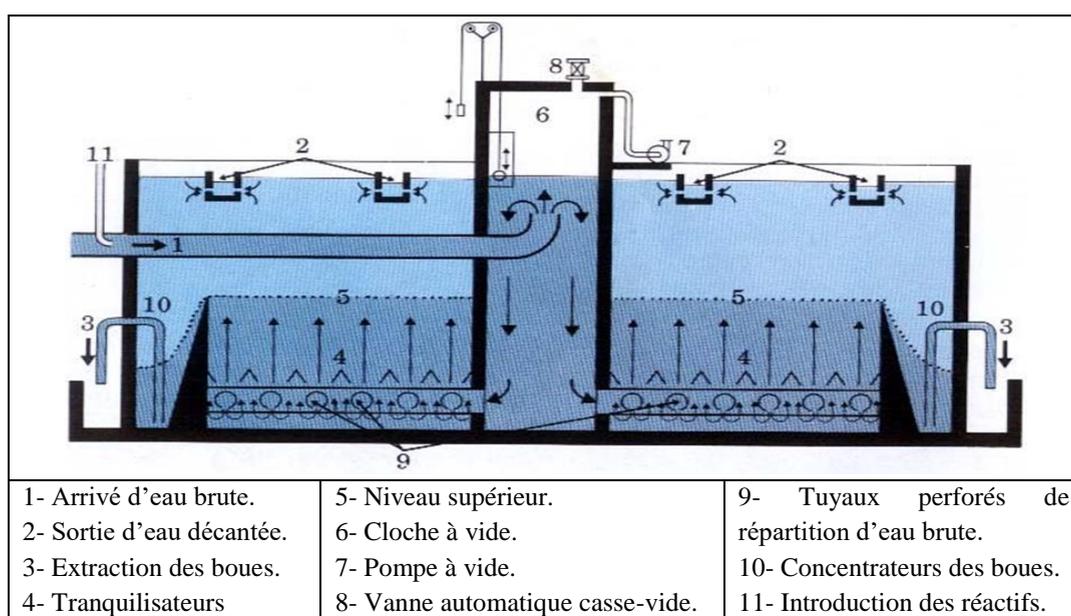


Figure 2.8 : Décanteur PULSATOR

Pour alimenter le collecteur inférieur d'une manière discontinue on introduit l'eau brute dans une cloche (6) à l'intérieur de laquelle on aspire l'air à l'aide d'une machine aspiratrice (7) déplaçant un débit d'air sensiblement égal à la moitié du débit maximal d'eau à traiter, cette cloche est mise en communication avec le collecteur inférieur du décanteur.

Le niveau de l'eau brute peut atteindre une valeur comprise entre 0,6 m et 1 m au dessus du niveau de l'eau dans le décanteur un relais électrique commande l'ouverture brusque d'une vanne (8) de mise en communication de la cloche avec l'atmosphère. La pression atmosphérique s'applique donc immédiatement sur l'eau stockée dans la cloche, qui pénètre dans le décanteur avec une grande vitesse. Ces appareils sont généralement réglés de telle sorte que **la vidange** de la cloche dans le décanteur s'effectue en **5 à 20 seconds**, alors que **le remplissage** de cette cloche dure de **20 à 40 secondes**. Le collecteur général, situé à la partie inférieure du décanteur, possède une très grande section, afin de réduire sa perte de charge, les orifices disposés sur ses ramifications sont calculés de telle sorte qu'il se constitue, dans la moitié inférieure du décanteur, un lit de boues homogène. Ce lit est animé de mouvements alternatifs verticaux et tend à augmenter de volume du fait des impuretés apportées par l'eau brute et des réactifs introduit : son niveau monte régulièrement jusqu'à un niveau où les boues en excès se déverse et se concentre, on effectue les purges d'une manière intermittente par les conduites (3).

L'appareil ne comporte aucun système de brassage mécanique des boues susceptible de briser les flocons déjà formés.

De fait de la haute concentration du lit de boues et de son rôle tampon, un mauvais ajustage du taux de traitement, une variation du pH de l'eau brute, n'ont pas de conséquence néfaste immédiate : on constate une variation lente de la turbidité de l'eau décantée, mais sans qu'il se produise de départ massif des boues contenues dans le décanteur.

2.2.2. Décanteurs à recirculation des boues :

Ce type d'appareil, favorise un bon contact de l'eau et des boues par recyclage de tout ou partie des boues dans une colonne centrale de réaction, d'autre part, le rassemblement des flocons permet une sédimentation plus rapide. [1], [17]

La zone de mélange peut être munie d'une :

- ◆ Agitation mécanique (Accelator et Turbocirculator)
- ◆ Ou hydraulique (Circulator).

d.1) L'Accelator : [4]

Un des premiers appareil a recirculation de boues comportant une zone centrale de réaction entourée d'une zone de décantation ; comme tous les appareils de cette famille, les deux zones communiquent par le haut et par le bas, l'Accelator est caractérisé par la présence d'une **turbine**, comme **organe de floculation et de**

recirculation des boues, et d'une jupe inclinée à la sortie de la colonne centrale de floculation, favorisant l'écoulement des boues et leur séparation avec l'eau surnageant (Fig.2.9). [1]. Le gradient moyen de vitesse dans la première zone d'agitation (5) est $G \leq 20 \text{ s}^{-1}$, lorsque l'option du procédé consiste en de longues périodes de mélange.

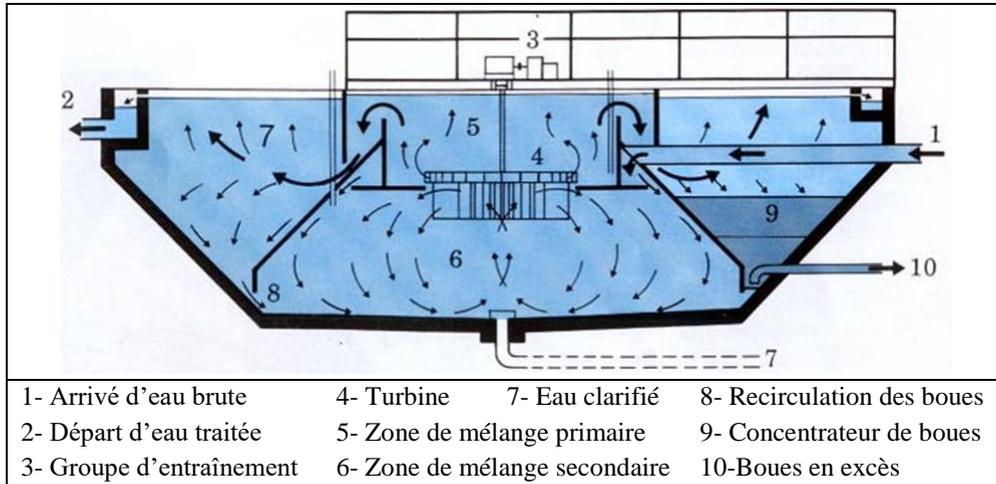


Figure 2.9 : Décanteur ACCELATOR

d.2) Le Circulator :

Est un appareil très simple qui s'adapte parfaitement aux installations moyennes avec de petits diamètres (Fig.2.10).

Ce type de décanteur comporte un dispositif hydraulique particulièrement étudié assurant l'accélération des réactions par recirculation méthodique des précipités formés avec les réactifs et l'eau à traiter. L'appareil comporte un fond conique pour aider le glissement des boues vers l'éjecteur qui assure la recirculation.

Le Circulator peut normalement clarifier une eau avec un temps de rétention compris entre 45 min et 2 h selon le cas ; la vitesse ascensionnelle de l'eau ne doit pas dépasser 2,5 m/h. Pour les appareils de très grand diamètre, on utilise un pont racleur destiné à ramener continuellement les boues vers le centre. [1]

Mais en plaçant le système d'hydro-éjecteur sur le tuyau d'arrivée d'eau brute, le floc risque de se briser au passage de la tuyère ce qui a conduit au type suivant : le Turbocirculator.

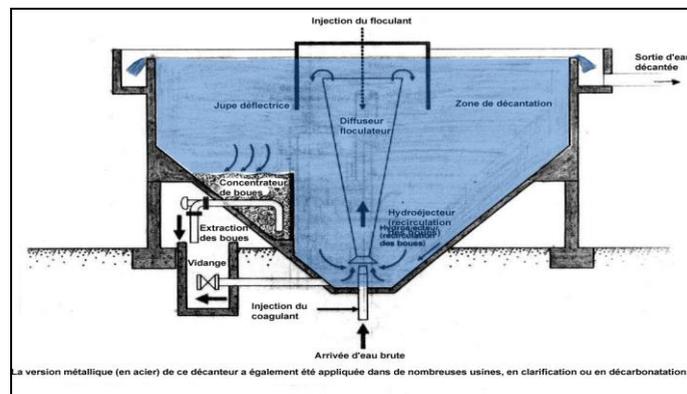


Figure 2.10 : Décanteur Circulator (version béton)

d.3) Le Turbocirculator :

Ou la tuyère est remplacée par une hélice, cette dernière évite la détérioration des précipités fragiles d'hydroxyde métallique qui ne résisteraient pas à une reprise par éjecteur hydraulique.

La zone de réaction, située au centre de l'appareil, permet une parfaite maîtrise des réactifs de coagulation, floculation, adoucissement ou même d'oxydation, un système de raclage ramène continuellement vers le centre les boues qui sont alors, soit reprise par le système de recirculation, soit dirigées vers la fosse à boues ou elle se concentrent et d'ou elles sont extraites par intermittence (Fig.2.11).

d.4) Le Claricontact :

Dans cet appareil on utilise dans la partie centrale un système de pompes à émulsion d'air, qui permet de contrôler la qualité.

Le volume et le temps de contact (donc de floculation) sont dimensionnés suivant la nature de l'eau. Un système de raclage permet d'épaissir les boues et de les ramener vers des fosses ou elles se concentrent et d'ou elles sont extraites par intermittence (Fig.2.12).

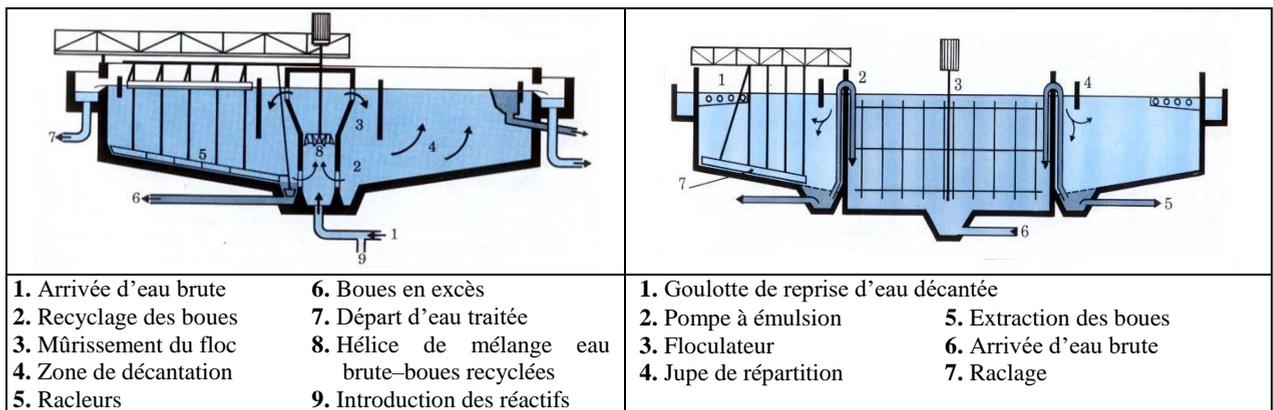


Fig. 2.11 : Décanteur TURBOCIRCULATOR

Fig. 2.12 : Décanteur CLARICONTACT

Deuxième série : Les Décanteurs lamellaires (améliorés) :

De nombreux inventeurs ont cherché à accélérer et améliorer le déroulement du processus de décantation en diminuant la distance du parcours verticale des particules. Le procédé le plus communément employé a consisté à interposer des surfaces auxiliaires à l'intérieur du volume offert à la décantation.

Tous ces appareillages conduisent finalement à canaliser le courant d'eau, ou il s'agit de séparer les particules en suspension, dans un volume finement découpé par une série de surfaces de dépôt très rapprochées (quelques centimètres), ces surfaces de dépôt, sont assemblées avec une pente suffisante pour leur auto-curage, les boues déposées ayant ainsi tendance à s'écouler sous forme d'un courant de densité vers un lieu de recueil déterminé.

Les dispositifs pratiques sont constitués d'un assemblage de "plaques" parallèles soit d'un assemblage modulaire qui se traduit par la création au sein du décanteur des "tubes" de section et de forme diverses.

Vu la grande importance que revête ce type d'installation, qu'en l'utilisant dans le processus technologique de traitement des eaux naturelles, la productivité de la station de traitement augmente tout en conservant et améliorant la qualité de l'eau décantée.

2.3. Décanteurs lamellaires statiques :

La firme Degrémont donne lieu à quelques réalisations de ces décanteurs qui sont des décanteurs tubulaires, on peut citer le Sédipac. [1], [25]

2.3.1. Le Sédipac :

Le Sédipac est un appareil combiné (monobloc) qui réunit dans une même enceinte, une zone de coagulation-floculation, et une zone de décantation lamellaire, le transfert de l'eau floculée entre ces deux zones est assuré par des canaux placés de part et d'autre de la zone de décantation lamellaire (Fig.2.13).

Les modules lamellaires inclinés à 60° sur l'horizontale, sont en polystyrène, ils sont constitués de tube à section hexagonale, de diamètre hydraulique 80 mm, et de longueur de 1500 mm

L'importance de la section transversale de ces tubes permet de minimiser le risque de bouchage en présence de graisse et particules fibreuses.

La forme hexagonale présente les avantages suivants :

- Une ouverture maximale pour une performance hydraulique et une longueur de module données.
- Une absence de flexion sous le poids des boues, à la différence des modules lamellaires à plaques. [1]

Ces décanteurs sont utilisés pour traiter des eaux résiduaires industrielle ou urbaines, dont le temps de floculation et de 5 à 10 minutes.

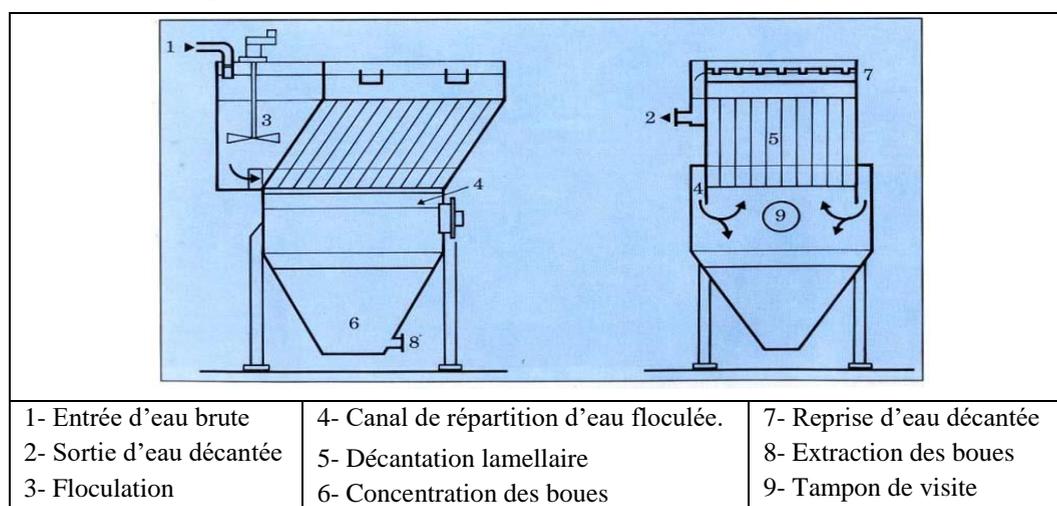


Figure 2.13 : SEDIPAC Schéma de principe.

2.3.2. Sédipac en béton :

Ces appareils sont utilisés en général pour traiter des eaux chargées en matières en suspension (MES environ 0,1 à 1 g/l). Dont le débit est supérieur à 300 m³/h. la vitesse de décantation peut atteindre 15 m/h (exceptionnellement 18 m/h).

Ces appareils sont réalisés avec deux zones parallèles de décantation lamellaire de 2 ou 3 m de large chacune. Ils disposent d'équipements mécaniques d'extraction des boues. La hauteur d'eau est de 4 à 4,5 m et les surfaces de décantation peuvent aller jusqu'à 120 m². [1]

Il y a trois types de ces décanteurs.

- **Sédipac R** : Il est équipé d'un pont racleur (Fig.2.14) comprenant une poutre transversale (1) au milieu de laquelle est fixée un bras articulé (2) terminé par une lame racleuse (3). Le bras articulé circule entre les parois (4) séparant les deux zones de décantation (5), l'eau traitée est collectée en surface, soit par des goulottes (6), soit par des collecteurs immergés. [1]
- **Sédipac U** : Il est équipé d'un pont suceur (Fig.2.15), et sa conception, avec des canaux de distribution d'eau flocculée facilement accessibles pour être nettoyés, permet de l'utiliser avec efficacité pour le traitement physico-chimique des eaux résiduaires urbaines (ERU).

Le pont suceur est composé d'une poutre porteuse (1) sur laquelle est fixé un cadre (2) entourant l'ensemble des deux zones de décantation (3) servant de support à l'ensemble des tubes suceurs (4). L'eau flocculée est distribuée par les canaux (6), puis tranquillisés dans les zones(5).

L'eau traitée est récupérée dans des goulottes transversales se déversant dans deux canaux d'évacuation (7), situés de part et d'autre du canal central de distribution.

La même technique peut être mise en oeuvre pour la réalisation de décanteurs lamellaires de grande dimension ne comportant pas de floculation préalable. [1]

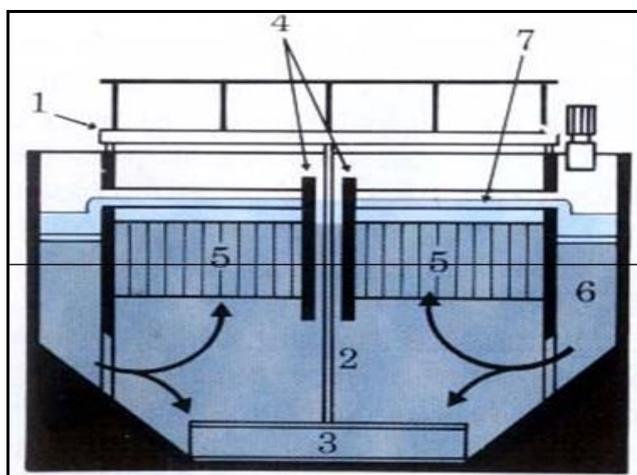


Figure 2.14 : Décanteur SEDIPAC R

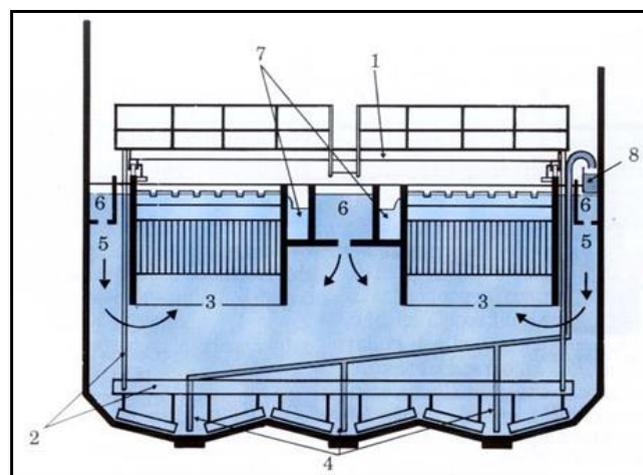


Figure 2.15 : Décanteur SEDIPAC U

➤ **Sédipac C** : Cet appareil est particulièrement adapté pour la clarification des eaux à forte variation de concentration en MES pouvant atteindre plusieurs grammes par litre (Fig.2.16).

La zone de décantation, carrée, est équipée d'un racleur de fond à entraînement central. Le fond est réalisé avec une pente partant du centre vers la périphérie. La boue est évacuée par quatre fosses d'angle. Ce dispositif permet d'éliminer de grandes quantités de boue avec une perte en eau minimale.

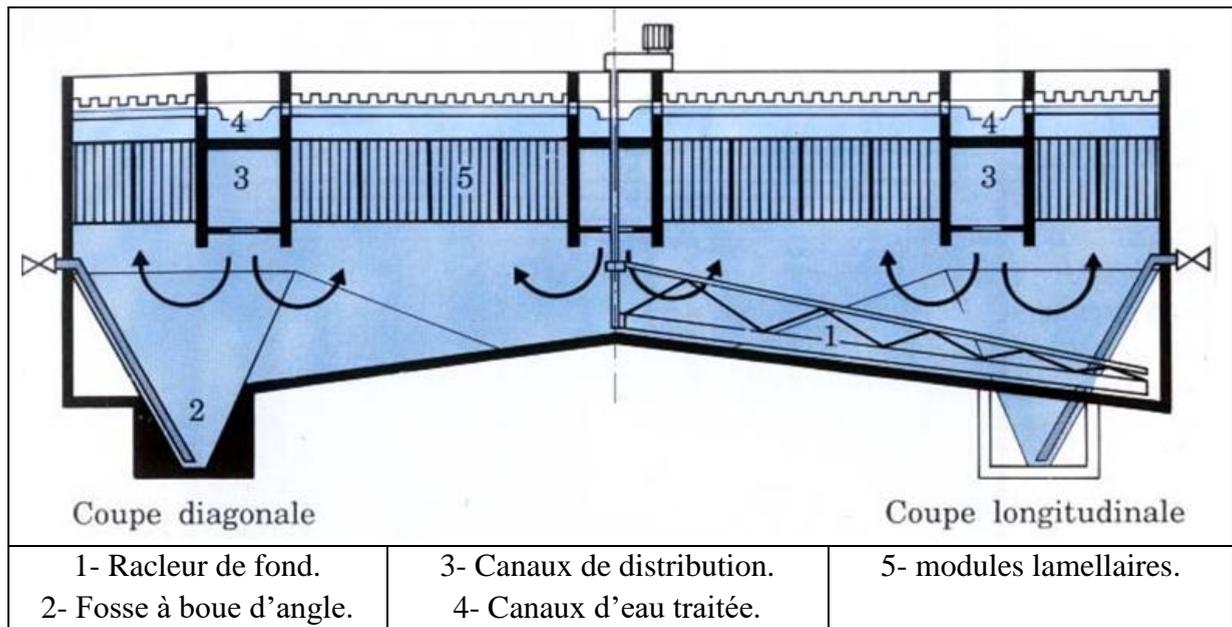


Figure 2.16 : SEDIPAC C.

2.3.3. Le Multifloc : [19]

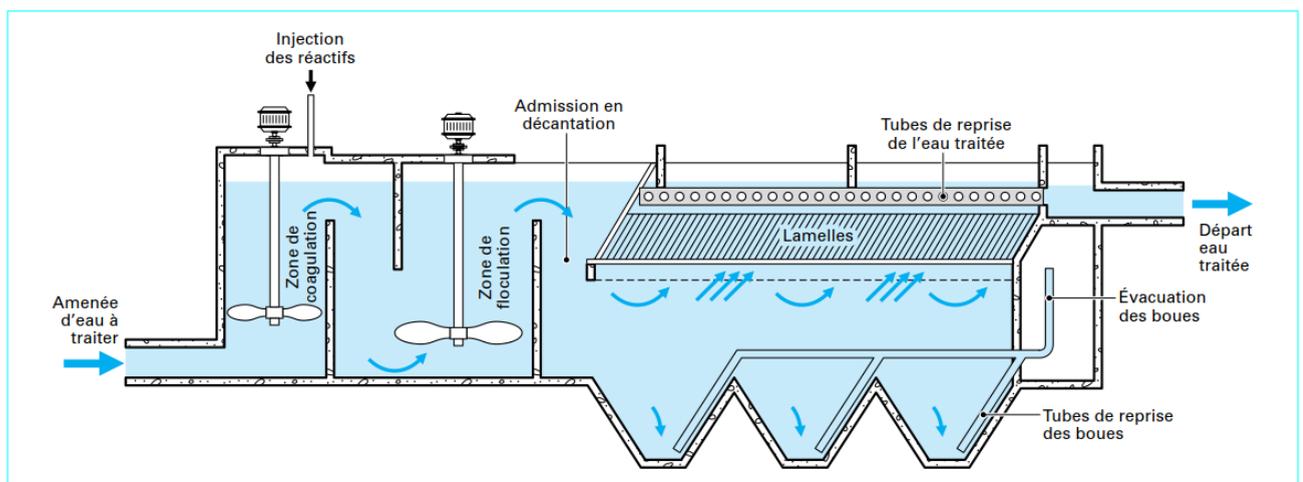


Figure 2.17 : Décanteur Multiflo (d'après doc. OTV)

2.4. Décanteur lamellaire à lit de boues :

Vue que les décanteurs les plus utilisés en Algérie et ainsi qu'en France et d'autre pays sont les Pulsators de la firme Degremont ; cette même firme a donné lieu à quelques réalisations de décanteur Pulsator avec modules lamellaire plaques ou tubes. [2]

L'adjonction de dispositif lamellaire au principe de base du Pulsator a donné naissance à la famille d'appareils qui est récapitulée dans la (Figure 2.18). [2]

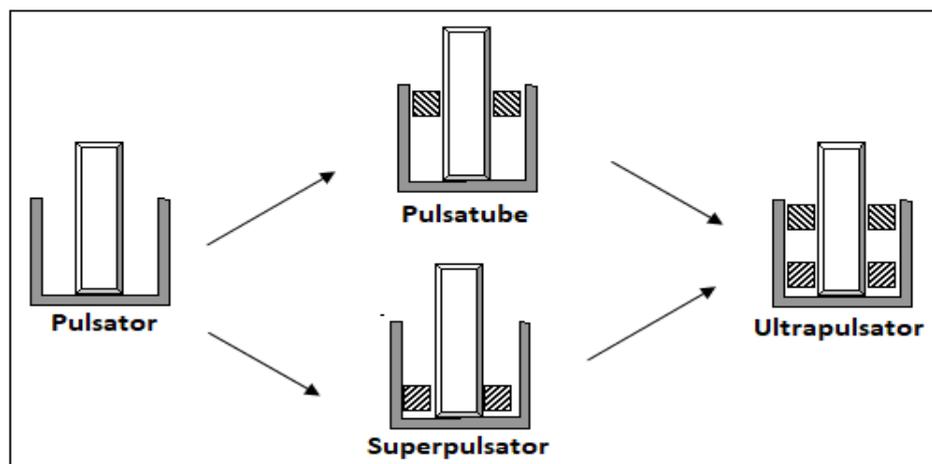


Figure 2.18 : Evolution des décanteurs à lit de boues pulsé

2.4.1. Le Pulsatube : [1], [17].

Dans lequel on place les tubes inclinés, au dessus de lit de boue de Pulsator, il permet soit d'améliorer la qualité de l'eau produite, à vitesse de décantation égale, dans un appareil classique, soit d'accroître cette vitesse qui est alors généralement comprise entre 4 et 8 m/h (Fig.2.19).

Les particules de floc ayant échappé au lit de boues se déposent sur les parois inférieures des modules et s'y accumulent en une légère couche jusqu'à ce que leur cohésion leur permette de glisser et redescendre dans le lit de boues.

Ces types de décanteurs ont été utilisés dans la station d'épuration d'eau d'Orly [7] où la productivité a augmenté de 33% ainsi que dans la station de traitement d'eau de la ville Annet-sur-Marne avec une productivité de 60.0000 m³/j

Le temps de séjour de l'eau dans les Pulsators avec les modules lamellaires est de 30 mn, soit 4 fois moins qu'un décanteur ordinaire.

2.4.2. Le Superpulsator : [1], [17].

Dans lequel des plaques inclinées, (fig.2.20), munies de déflecteurs, placées au sein du lit de boues, ces appareils combinent les avantages respectifs de la décantation à contact de boues, de la pulsation d'un lit de boues et de la densification

de la boue par l'effet de la décantation lamellaire, Les "tranquillisateurs" utilisés dans le Pulsator, peuvent être supprimés ici.

Les plaques sont inclinées à 60° sur l'horizontale et chaque plaque est équipée de déflecteurs qui servent à la fois de supports et d'organes créateurs de mouvements de brassage favorisant la floculation.

Les plaques permettent de maintenir dans le lit de boues une concentration élevée, deux fois supérieur à celle d'un Pulsator fonctionnant à la même vitesse, ce qui permet au Superpulsator de jouer le rôle d'un véritable filtre à impuretés.

Ce décanteur est appliqué dans l'usine de traitement d'eau potable de Morsang sur seine, il comporte 2 demi cuves en béton armé de superficie unitaire 208 m^2 , chaque cuve est équipée de 96 plaques en polyester armé inclinées de 60° par rapport à l'horizontale. [8]

2.4.3. L'Utrapulsator : [1], [17].

Le dernier-né de cette gamme est l'**Utrapulsator**, qui réunit les deux principes précédents : plaques inclinées dans le lit de boues et modules tubulaires au-dessus ; la vitesse ascensionnelle peut alors atteindre une valeur triple de celle du Pulsator conventionnel 8 à 15 m/h .

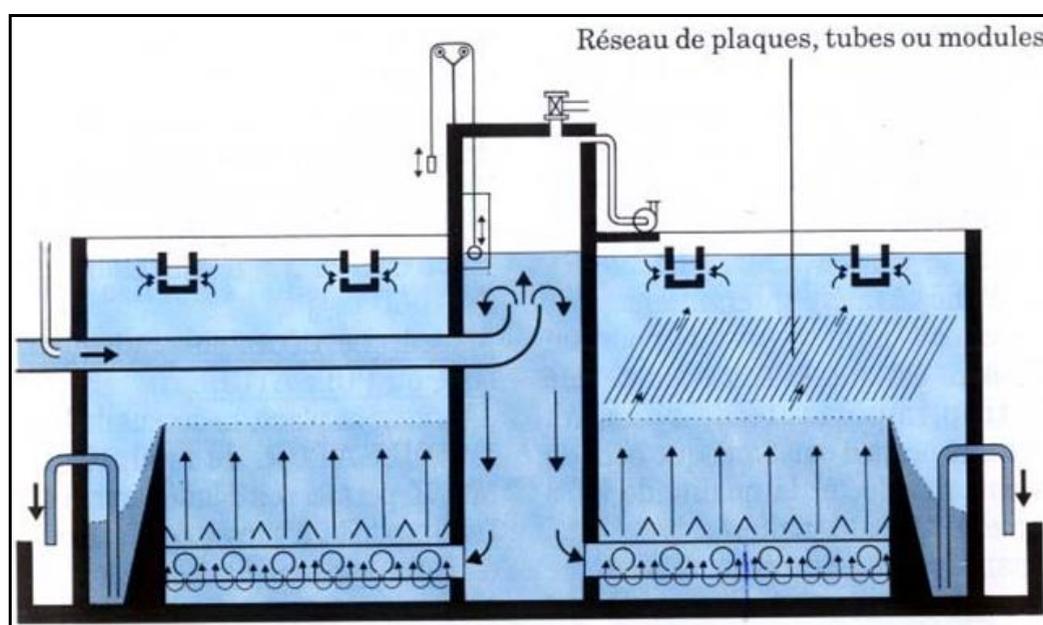


Figure 2.19 : Décanteur Pulsatube

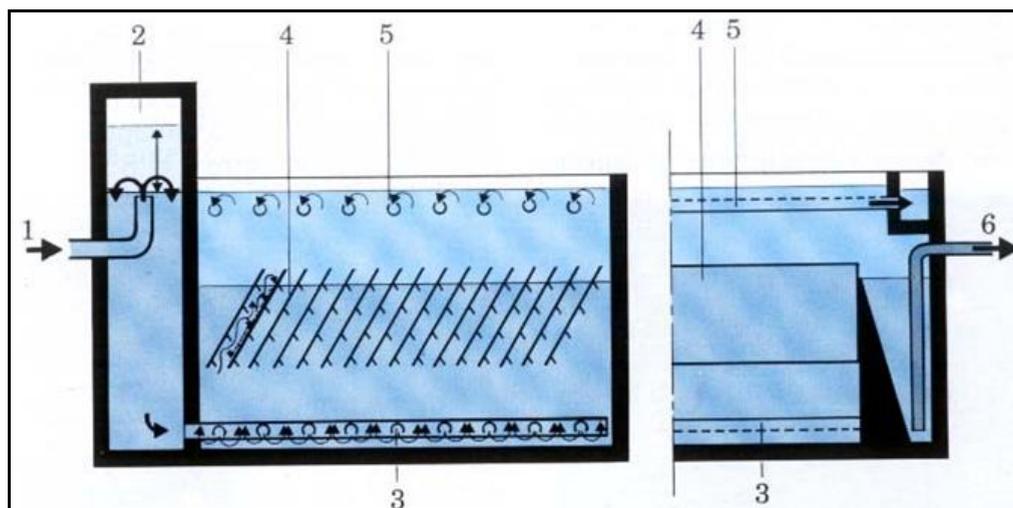


Figure 2.20 : Décanteur Superpulsator

2.4.4. Décanteur à lit de boue lestés (Cyclofloc) : [19], [23]

Une voie de stabilisation et d'amélioration des performances par lestage des agglomérats à l'aide de micro-sable (25 à 100 μm) ; les flocons, dopés par un adjuvant poly-électrolyte, se fixent fortement sur des grains de microsable et le flocon composite est beaucoup plus dense ; il se sépare rapidement de l'eau traitée pour des vitesses verticales élevées. Les boues lestées accumulées sur le radier sont évacuées par raclage et le microsable, séparé des boues dans un hydrocyclone, retourne dans le circuit de traitement (figure 2.21). Des performances doubles ou triples de celles des appareils à lit de boues classiques sont ainsi obtenues avec une stabilité de fonctionnement excellente.

La synthèse de ces différents perfectionnements a été obtenue dans des appareils à lit de microsable fluidisé dont l'expansion est bloquée par l'utilisation de modules lamellaires disposés à la partie supérieure. Un lit de microsable activé par un adjuvant reçoit à sa partie inférieure l'eau chargée de réactifs de coagulation. Cette eau maintient le lit en fluidisation et le traverse en subissant une turbulence décroissante. Le lit fluidisé remplit les deux rôles de dispersion (agitation rapide) et de floculation (agitation réduite) ainsi qu'un troisième rôle, celui d'un filtre expansé ; les flocons finalement adhèrent aux grains de microsable. Les grains saturés (qui se regroupent à la partie supérieure du lit) sont évacués à travers un concentrateur et sont séparés des boues dans un hydrocyclone.

Les micrograins propres reçoivent une faible dose d'adjuvant et sont renvoyés au sein du lit. Les séparateurs lamellaires situés à la partie supérieure assurent un double rôle de finisseur de clarification et de stabilisateur vis-à-vis des variations du débit. Les performances d'un tel dispositif sont près de huit fois supérieures à celles d'un décanteur classique à écoulement horizontal.

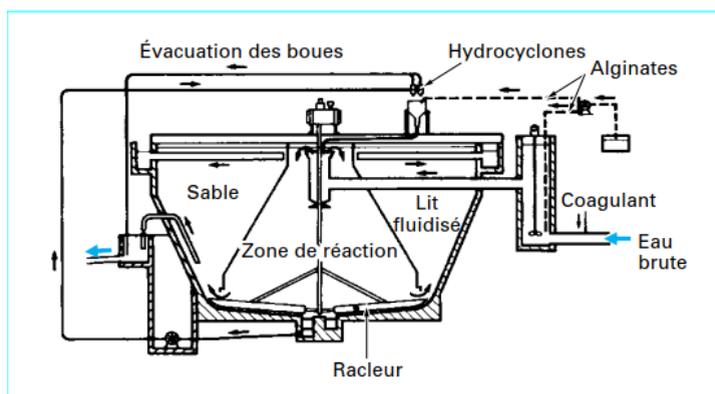


Figure 2.21 : Décanteur à lit de boues lestées Cyclofloc (d'après doc. OTV) [b]

2.5. Décanteurs lamellaires à recirculation de boues :

Dans cette famille de décanteurs, associant le principe de la recirculation des boues à celui d'une décantation lamellaire généralement pratiquée dans des modules tubulaires.

Les principes de base de cet appareil sont : une recirculation externe des boues, une floculation optimisée, une décantation lamellaire très performante (30 à 50 $\text{m}^3/\text{h.m}^2$ en clarification d'eaux naturelles) ; un épaisseur intégré (avec stockage éventuel des boues) donnant des boues très concentrées qui permettent de limiter les pertes d'eau et d'admettre directement les boues sur un système de déshydratation, sans épaisseur intermédiaire. [1], [17], [19]

2.5.1. Le DANSADEG type RPL : [1], [24]

Peut être utilisé dans tous les domaines du traitement des eaux : préparation des eaux potables ou industrielles (en clarification ou en décarbonatation), épuration des effluents urbains (traitement primaire ou dé-phosphatation physico-chimique tertiaire) ou industriels (clarification avant rejet ou recyclage, précipitation de métaux, épaisseur des boues, etc.).

Il est généralement constitué de trois éléments (Fig.2.22). [1]

- **R- Réacteur** : La conception de ce réacteur permet une densification importante du floc, et des vitesses ascensionnelles dans la zone de décantation lamellaire pouvant dépasser 20 m/h en clarification et de 30 m/h en décantation.
- **P- Pré-décanteur épaisseur** : cet élément assure la décantation de la plus grande partie du floc formé.
- **L- Chambre de décantation Lamellaire.**

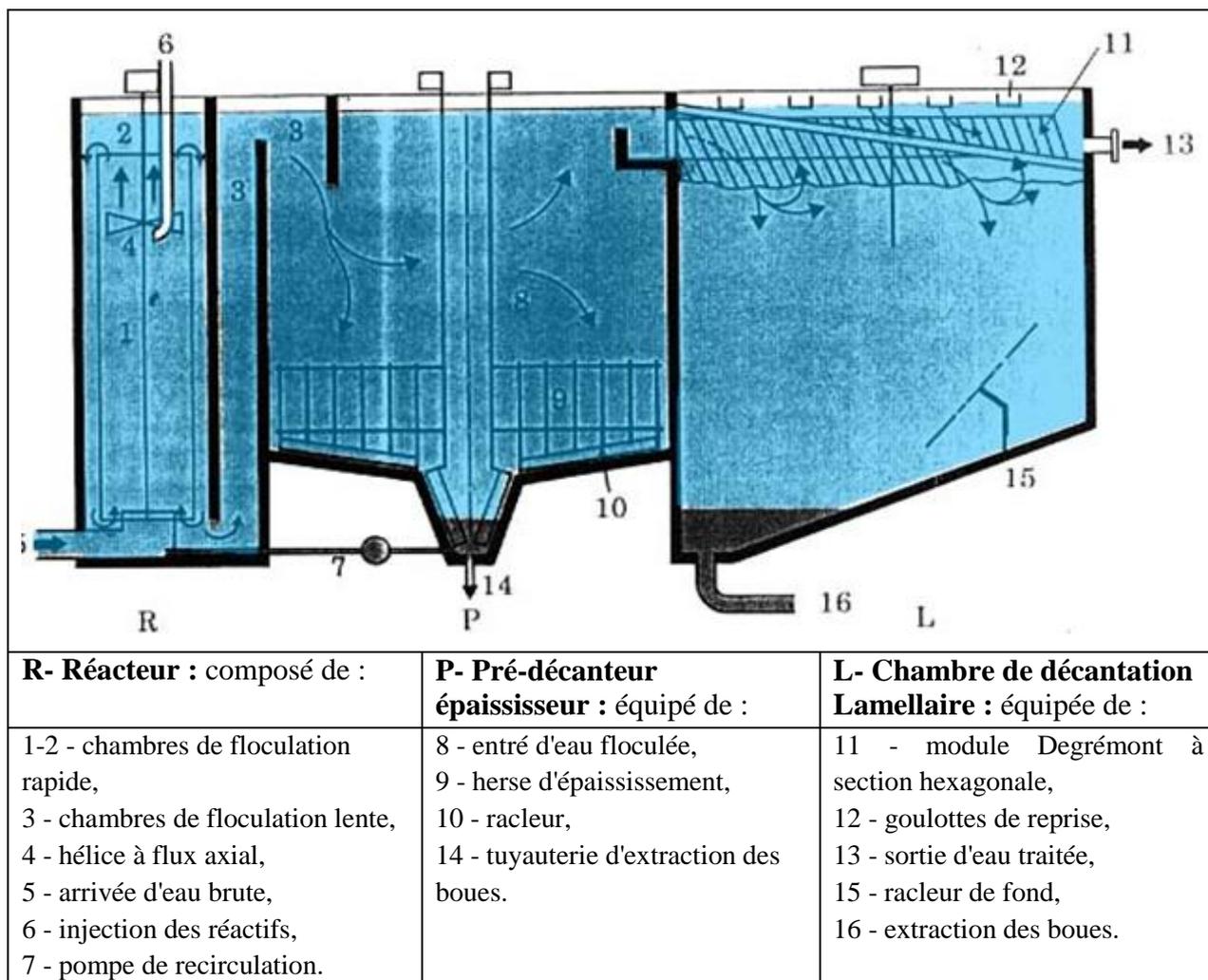


Figure 2.22 : Décanteur DENSADÉG RPL Schéma de principe

2.5.2. L'Actiflo : [19], [24]

L'Actiflo opère en trois étapes : coagulation, floculation par floccs lestés et décantation lamellaire. Ce procédé compact et à très grande vitesse augmente les performances du processus et réduit la consommation de produits chimiques.

→ Bénéfices d'Actiflo :

◆ Efficacité de prétraitement élevée :

En éliminant plus de 90 % de la turbidité, Actiflo améliore les performances des étapes de traitement en aval et en éliminant la matière organique, évite le colmatage des membranes d'osmose inverse ainsi que des pollutions sur les résines d'échanges d'ions.

◆ Emprise au sol réduite

La technologie des floccs lestés accélère la vitesse de décantation. D'où une emprise au sol 5 fois moindre que celle des décanteurs lamellaires classiques et jusqu'à 20 fois inférieure à celle des clarificateurs conventionnels.

◆ **Flexibilité et rapidité de mise en œuvre :**

La clarification à grande vitesse Actiflo facilite l'exploitation grâce à une adaptation rapide aux variations de charge et de débit de l'eau brute (de 30 % à 100 % du débit nominal). Le procédé permet un démarrage très rapide, inférieur à 10 minutes.

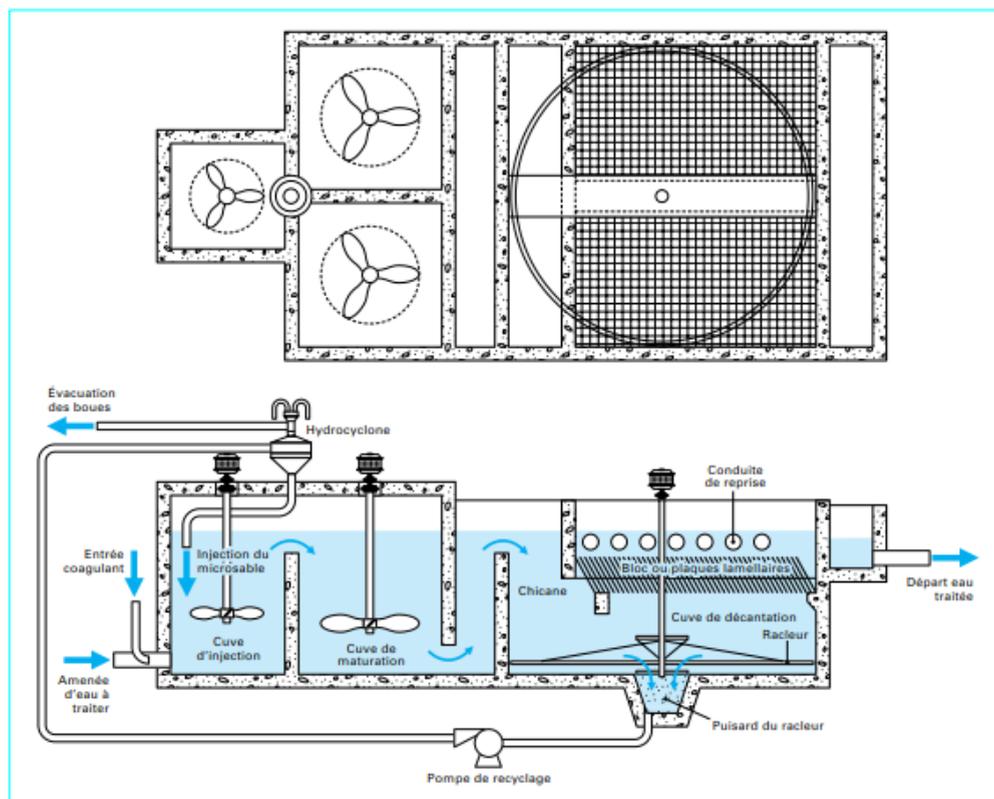


Figure 2.23 : Décanteur Actiflo (d'après doc. OTV)

2-6. Derniers développements

Les derniers décanteurs les plus performants sont en fait des ensembles de clarification mettant en œuvre des réacteurs de coagulation-floculation très soignés. Certains complètent le dispositif avec un réacteur décanteur-épaisseur avec recirculation de boues puis séparateur lamellaire. D'autres ont perfectionné les techniques de lestage du floc qui est introduit après maturation dans une zone de séparation lamellaire. Les derniers clarificateurs ainsi construits ont des vitesses caractéristiques bien supérieures à 30 m/h) (jusqu'à 60 m/h), au lieu de vitesses de l'ordre de 1 m/h pour les décanteurs horizontaux classiques (figure 21). Cela permet notamment des gains de place et de coûts de génie civil.

➔ Concepts du clarificateur combinés (monobloc) : [22], [23]

Aujourd'hui, les concepts reconnus du clarificateur combiné sont :

- 1) Application du principe du gradient de vitesse, inhérent à la floculation orthocinétique.
- 2) Simultanéité des mécanismes d'agrégation et de rupture lors de la floculation par mélange.

- 3) Durée minimale de temps pour l'amorçage de la formation des floccs.
- 4) Amélioration de la floculation par la succession de réacteurs, et particulièrement par des bassins coniques d'agitation.
- 5) Continuité du processus qui ne se trouve pas entravé par l'intermittence des apports de coagulant (par ex. intervalles de 10 à 15 min).
- 6) Nécessité de maintenir des conditions désinfectantes durant la phase de floculation lorsque celle-ci est combinée à un contact de boues ou à un recyclage de l'eau. Un gout et des odeurs indésirables peuvent, en effet, résulter d'un développement bactérien au sein du lit de boues qui se trouverait ré-inoculé.
- 7) Nécessité de roder le procédé pour permettre à la couche de boues de se constituer. Ceci peut réclamer plusieurs jours de mise en fonctionnement. Cette période de mise en route peut être écoutée en recyclant les boues dans l'eau brute avant leur entrée dans l'unité.

Récapitulation :

Les figures 2.24 et 2.25 représente une récapitulation des états d'amélioration et de développement des décanteurs avec la précision des monoblocs (processus combinés : *coagulation-floculation-décantation*) en gras souligné et italique.

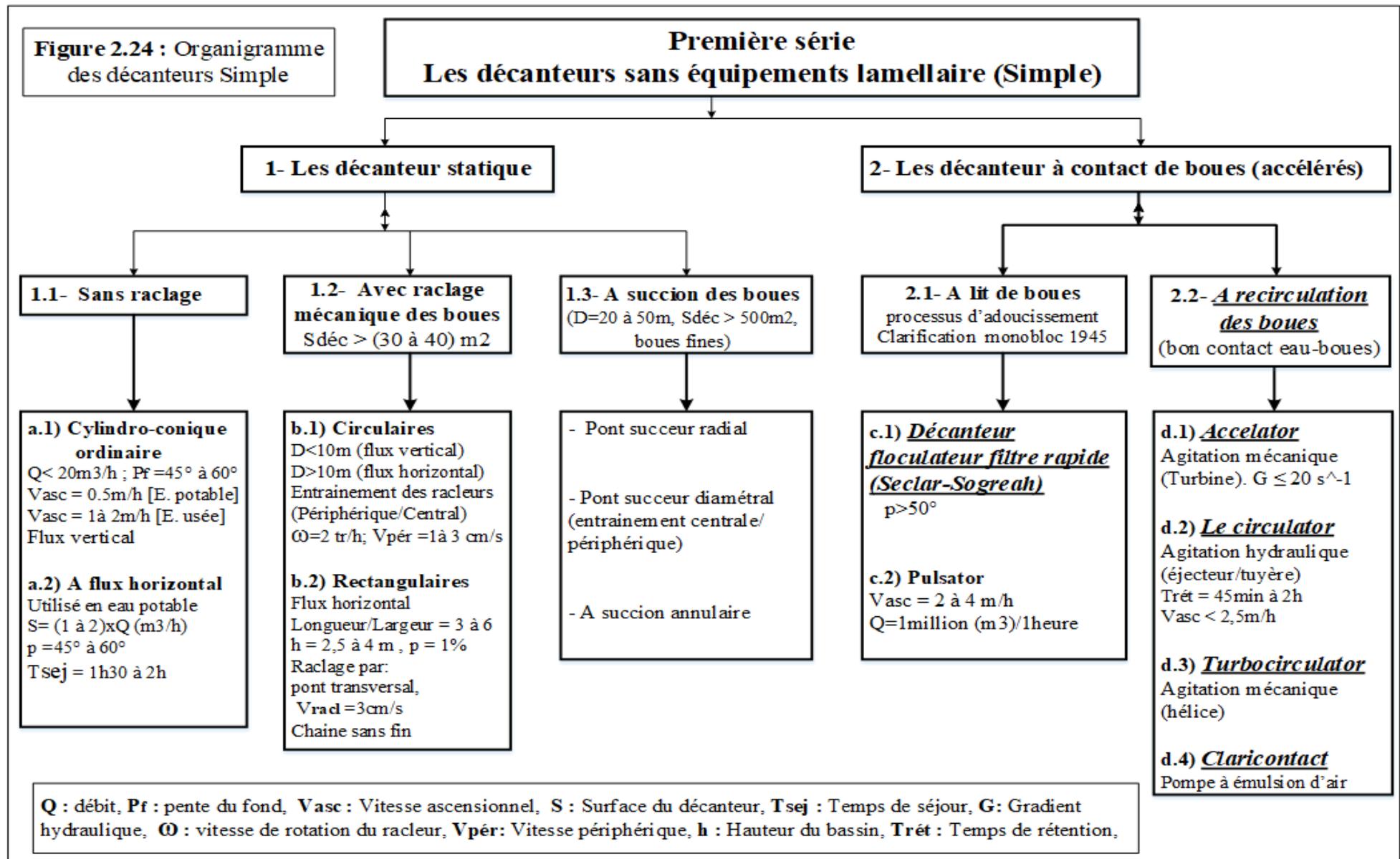
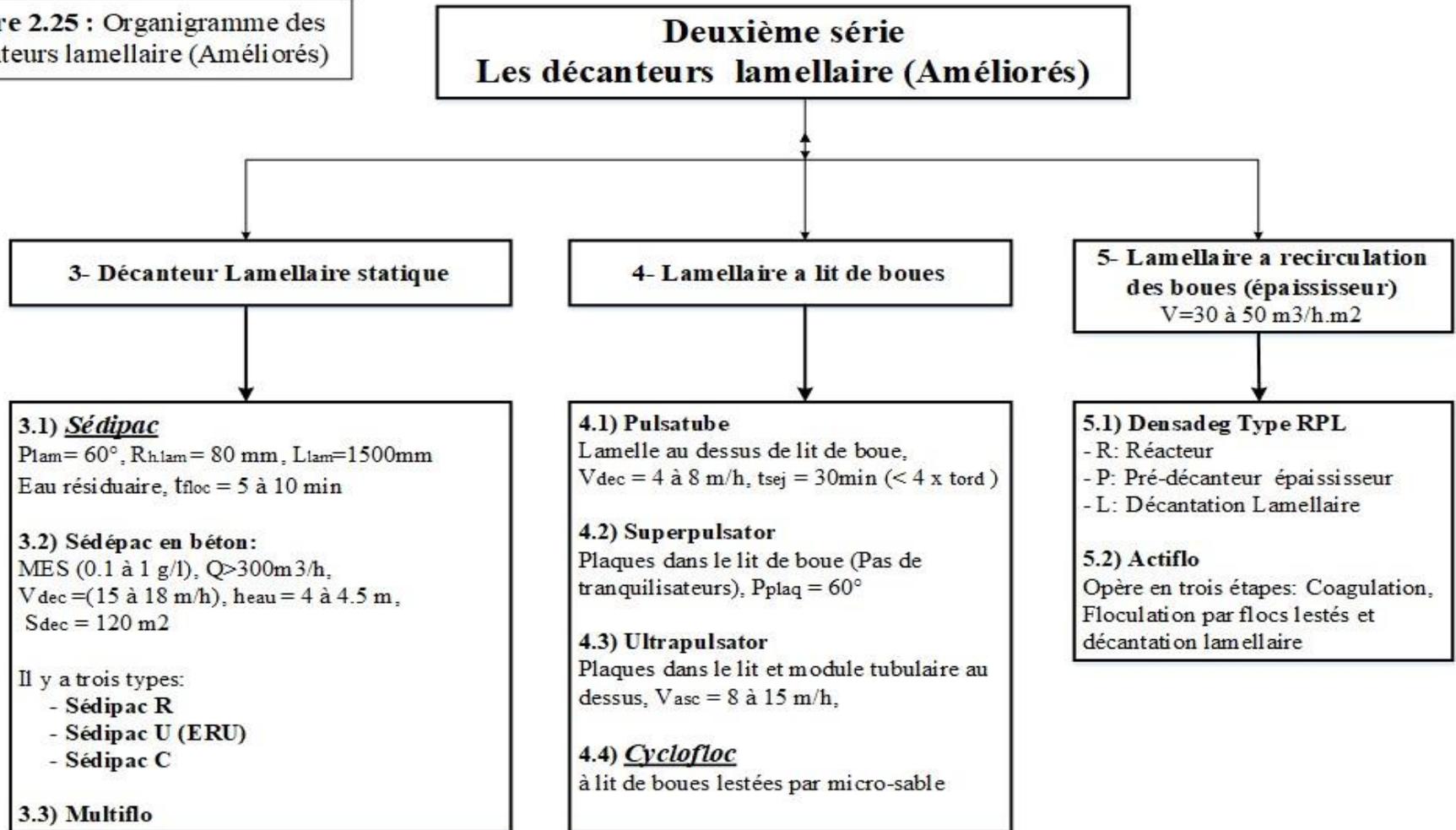


Figure 2.25 : Organigramme des décanteurs lamellaire (Améliorés)



Plam : Pente des lamelles, Pplaq :Pente des plaques, Rh.lam:Rayon hydraulique des lamelles, Llam: Longueur des lamelles,
Vdec : Vitesse de décantation, Vasc : Vitesse ascensionnel, heau : Hauteur d'eau, tfloc : Temps de floculation,
tsej : Temps de séjour, tord : Temps de séjour ordinaire, Sdec : Surface de décantation

2.7. Conclusion

L'analyse bibliographique nous montre un très grand nombre de décanteurs de différentes constructions du plus simple au plus complexe du point de vue construction et régime hydraulique.

Ainsi il n'y a pas de station de traitement des eaux de consommation ou des eaux usées sans se passer de la décantation (décanteur) où se passe l'élimination du grand taux des matières en suspension, mais leurs coefficients d'utilisation du volume ainsi que leurs rendements sont jusqu'à présent reste faible ceci malgré les différentes améliorations apportées à ces derniers.

Pour cet effet plusieurs problèmes restent à résoudre pour améliorer l'hydrodynamique des décanteurs.

- Équirépartition des eaux entrantes dans tout le volume du décanteur
- Sortie des eaux décantées soit uniforme
- Régime d'écoulement laminaire.

On peut citer par exemple pour l'équirépartition des eaux entrantes pour les décanteurs circulaires consiste à placer en leur centre un « cliffond », sorte de jupe où est déversé l'effluent, et qui assure une certaine régulation du flot.

L'hydraulique du bassin, c'est en fait, une suite au phénomène complexes qui intègrent aussi bien la variation de débit et les variations de température, et viscosité de l'eau, où il se produit souvent des court-circuit, des zones mortes se créent, et les durées de rétention du liquide sont très inférieurs aux durées théoriques, le rapport des deux données est approximativement, de [0,5-0,6] dans les ouvrages dont l'hydraulique est excellent.



Chapitre 3 :

**Approche théorique et outils
de conception d'un monobloc
(Coagulateur – décanteur)**

Chapitre 3 : Approche théorique et outils de conception d'un Monobloc (Coagulateur-Décanteur)

3.1. Introduction :

Un monobloc est un **appareil combiné** qui réunit dans une même enceinte, une zone de coagulation-floculation, et une zone de décantation simple ou lamellaire, le transfert de l'eau floculée entre ces deux zones est assuré par des canaux placés de part et d'autre de la zone de décantation.

L'idée de combiner des zones d'activité physico-chimique avec des zones de décantation se développait progressivement. La meilleure illustration en est l'unité à niches Clariflow développée par Walker. Dans cet exemple, le bassin de floculation est intégré dans l'ensemble de la construction : son volume demeure néanmoins séparé du décanteur par une paroi perforée. Le flux est ascendant dans le décanteur qui est pourvu d'une zone de concentration des boues, peu intégrée encore dans la réalisation. [22]

Ce procédé compact et à très grande vitesse augmente les performances du processus et réduit la consommation de produits chimiques.

3.2. Théorie de la Coagulation-Floculation : [1], [26], [27]

En peut résumer le rôle de coagulation-floculation dans le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : Les étapes de l'agrégation [1]

Stade	Phénomènes	Terminologie
AJOUT DU COAGULANT	Réaction avec l'eau Ionisation, hydrolyse, polymérisation	HYDROLYSE
DESTABILISATION	Compression de la double couche	COAGULATION
	Absorption spécifique d'ions du coagulant à la surface de la particule	
	Liaison spécifique d'ions ou d'espèces à la surface de la particule	
	Inclusion du colloïde dans un précipité d'hydroxyde	
TRANSPORT et MIS en CONTACT	Mouvement brownien (agitation thermique)	FLOCCULATION PRECINETIQUE
	Energie dissipée (Gradient de vitesse)	FLOCCULATION ORTHOCINETIQUE

Du tableau on voit que deux phénomènes de transport régissent la floculation qui ont pour théorie ce qui suit :

3.2.1. La floculation péri-cinétique (F_p) : liée à la diffusion brownienne (agitation thermique). La vitesse de floculation ou variation du nombre de particules au cours du temps est donnée par :

$$F_p = \frac{dn}{dt} = -\alpha \frac{4kT}{3\eta} n^2 \dots \dots \dots Eq.(3.1)$$

n : Nombre de particules par unité de volume (1/m³)
 α : Fraction des chocs efficaces
 k : Constante de Boltzmann (1.38×10⁻²³ J.K⁻¹)
 T : Température absolue (K)
 η : Viscosité dynamique (Pa.s)
 t : temps d'agitation (s).

Cette floculation n'intervient que pour de petites particules dont la taille est inférieure à 1-micron. Elle favorise la formation du micro-floc.

3.2.2. La floculation ortho-cinétique (F_o) : liée à l'énergie dissipée, elle constitue la base des systèmes à contact de boues. L'efficacité de cette floculation qui permet d'obtenir le floc volumineux séparable de diamètre (d) est donnée par :

	Régime laminaire	Régime turbulent
$-\frac{dn}{dt} =$	$\frac{1}{6} \alpha n^2 G^\circ d^3 \dots \dots \dots Eq.(3.2)$	$k G^\circ n^2 d^3 \dots \dots \dots Eq.(3.3)$

Le gradient de vitesse G° n'est définissable qu'en régime laminaire, comme la différence de vitesse entre deux veines liquides adjacentes dans le plan orthogonal à leur déplacement

$$G^\circ = \frac{dV}{dz} \dots \dots \dots Eq.(3.4)$$

Dans la pratique, on utilise un gradient de vitesse G correspondant au régime turbulent.

La probabilité de rencontre des particules dépend de :

- ◆ **Leur taille** : fonction de la nature des particules et du coagulant employé ;
- ◆ **Leur concentration** : est directement liée à la teneur en particules de l'eau brute à traiter ;
- ◆ **Leur gradient de vitesse** ;
- ◆ **Leur temps de séjour** dans l'ouvrage de floculation.

La croissance du floc, liée à la vitesse imprimée aux particules et au temps de séjour, s'exprime par la relation G.t., G étant le gradient non pas d'une particule singulière, mais le gradient moyen régnant dans l'ouvrage.

3.2.3. Importance du gradient de vitesse : Le gradient de vitesse est défini par :

$G = \sqrt{\frac{P}{W_f \cdot \eta}} = k \sqrt{\frac{P}{W_f}} \dots \dots \dots Eq.(3.5)$	G : Gradient de vitesse moyen (S ⁻¹) P : Puissance réellement dissipée (m ² .kg/s ³) (W) η : Viscosité dynamique (kg/m.s) W _f : Volume occupé par le fluide (m ³)
-------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Cette définition de G est applicable par extension à tout type de régime hydraulique. G dépend en particulier de la température :

Tableau 3.2 : gradient de vitesse en fonction de la température

Température °C	0	5	10	15	20	30	40
Coef. k	23.6	25.6	27.6	29.6	31.5	35.4	38.9

Le gradient de vitesse est l'un des paramètres importants agissant sur la probabilité de rencontre des particules. Il n'est pas possible de l'augmenter exagérément. En effet, pour des valeurs trop élevées de G , le floc formé subit un cisaillement mécanique entraînant sa destruction. Les valeurs généralement admises pour G sont :

- ◆ **En coagulation** : jusqu'à 400, voire 1000 s^{-1}
- ◆ **En floculation** : de l'ordre de 100 s^{-1}

3.3. Conception des Ouvrages de Coagulation-Floculation : [26]

Le temps de séjour dans l'ouvrage dépend de la qualité de l'eau à traiter, mais principalement de sa température.

En coagulation, le temps de séjour varie en général de 1 à 3 minutes maximum.

En floculation, le temps de séjour varie de 10 minutes (eau à 30°C) à 30 minutes (eau à 5°C).

La circulation dans l'ouvrage est également importante, on cherchera à opposer l'entrée et la sortie d'eau. La direction du flux de la turbine sera opposée à celle de l'eau.

Les hélices doivent se situer :

- ◆ Au 1/3 inférieur de la hauteur d'eau en coagulation ;
- ◆ De 0,4 à 0,5 fois la hauteur d'eau en floculation.

La forme de l'ouvrage est généralement proche du cube (pour des ouvrages en béton).

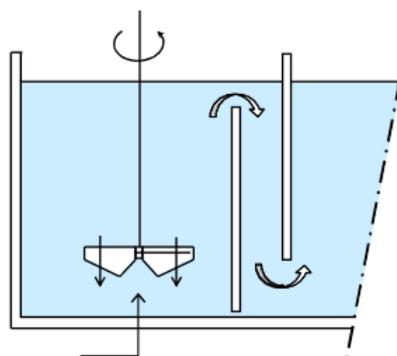


Fig. 3.1 : Conception d'un coagulateur-floculateur

Cependant, les caractéristiques des hélices mises en œuvre peuvent en influencer la géométrie : diamètre de l'hélice et longueur maximale des arbres notamment.

On essaie en général de limiter le rapport (longueur/largeur) à une valeur supérieure à 0,7.

Pour des cuves circulaires, des pales anti-vortex sont installées pour éviter la mise en rotation de l'eau.

→ Équipements mis en œuvre : [26]

Les turbines de mélange rapide et de floculation sont en général entraînées par des motoréducteurs placés sur passerelle. Pour des installations rustiques et/ou de faible capacité, il peut être envisagé de créer l'agitation nécessaire à la floculation en prévoyant des chicanes perturbant l'écoulement de l'eau dans l'ouvrage.

Il existe différents types de turbines de mélange (figure 3.2).

Les hélices à pales profilées sont généralement choisies, car elles consomment 4 fois moins d'énergie que les turbines axiales.

Le choix des turbines est réalisé en fonction de la puissance absorbée en eau donnée par les constructeurs, afin d'atteindre le gradient de vitesse recherché (G). Les valeurs de G sont de :

- ◆ 200 à 300 s⁻¹ en coagulation ;
- ◆ 30 à 60 s⁻¹ en floculation ;

et ceci pour des hélices à pales profilées minces.

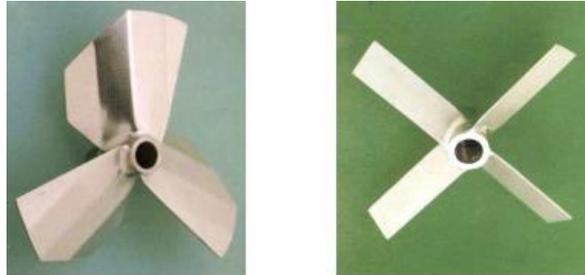


Figure 3.2 : type de turbine de mélange

De plus, en mélange rapide, le taux de recirculation (débit de pompage de la turbine) sera égal à 4 fois le débit traversier par minute de temps de séjour, les débits étant exprimés en m³.h⁻¹. En floculation, le débit des turbines doit permettre un recyclage du volume d'eau du bassin en 1 minute.

Pour des volumes de floculation trop importants, il peut être nécessaire de mettre deux ouvrages en série, pour trouver des hélices d'un débit et d'une puissance suffisants.

3.4. Théorie de la décantation (Vitesse de décantation des particules dans un liquide) :

3.4.1. Particules isolées de forme sphérique : [2], [3], [28], [29], [30], [31]

Lorsque la concentration en volume des solides en suspension est inférieure à 0,5% ; on considère que les particules sont suffisamment éloignées les unes des autres et que, de ce fait, chacune d'entre elle sédimente comme si elle était isolée dans le liquide.

Dans un fluide, un solide en mouvement libre est soumis au forces suivantes :

1) La pesanteur : $F_p = \omega_p \cdot \rho_p \cdot g = \omega_p \cdot \gamma_p \dots \dots \dots \text{Eq.}(3.6)$

2) La poussée d'Archimède :

$$F_A = \omega_p \cdot \rho_L \cdot g = \omega_p \cdot \gamma_L \dots \dots \dots \text{Eq.}(3.7)$$

3) La résistance à l'avancement :

$$F_f = R = \frac{C_D}{2} \cdot S_p \cdot \rho_L \cdot V_C^2 \dots \dots \dots \text{Eq.}(3.8)$$

4) La force d'inertie :

$$F_i = m \cdot a = \omega_p \cdot \rho_p \cdot \frac{dV_C}{dt} \dots \dots \dots \text{Eq.}(3.9)$$

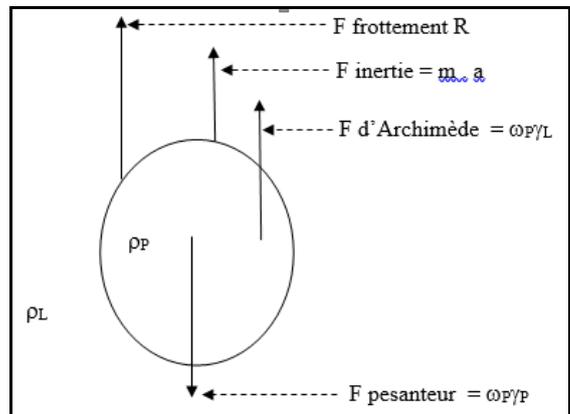


Figure 3.3 : Forces agissant sur une particule en eau

Avec :

- γ_p, γ_L : poids volumique de la particule et du fluide.

- ρ_P, ρ_L : masse volumique de la particule et du fluide
- ω_P, S_P, d : volume, surface, diamètre de la particule.
- V_C : vitesse de décantation de la particule.
- g : accélération de la pesanteur
- C_D : Coefficient de traînée (adimensionnel) dépend du nombre de Reynolds

$$Re = \frac{V_C \cdot d}{\nu} \dots\dots\dots \text{Eq.(3.10)} \quad \text{Avec : } \nu : \text{viscosité cinématique du liquide } \nu = \frac{\eta}{\rho_L}$$

η : Viscosité dynamique du liquide

Pour l'équilibre la somme des forces égale à zéro :

$$\omega_P \cdot \rho_P \cdot \frac{dv}{dt} = \omega_P \cdot g \cdot (\rho_P - \rho_L) - \frac{C_D}{2} \cdot \rho_L \cdot S_P \cdot V^2 \dots\dots\dots \text{Eq.(3.11)}$$

la particule qui chute accélère jusqu'à ce que $\frac{dv}{dt} = 0 \Rightarrow (1) = 0 \Rightarrow$

$$V_C^2 = \frac{2\omega_P \cdot g \cdot (\rho_P - \rho_L)}{C_D \cdot S_P \cdot \rho_L} \dots\dots\dots \text{Eq.(3.12)}$$

Avec : $\omega_P = \frac{\pi \cdot d^3}{6}$, $S_P = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ donc :

$$V_C^2 = \frac{4g \cdot (\rho_P - \rho_L) \cdot d}{3C_D \cdot \rho_L} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.13)}$$

le coefficient de frottement C_D dépend du régime d'écoulement hydrodynamique (nombre de Reynolds Re) et de la forme de la particule figure 3.3 ce coefficient peut être calculé par la formule $C_D = aRe^{-n}$ avec a et n constantes tableau 3.3.

Tableau 3.3 : $C_D = f(Re)$ [31]

Re	Régime	a	n	C_D	Formule
$10^{-4} < Re < 1$	Laminaire	24	1	$2,4Re^{-1} \dots\dots\dots$	Eq.(3.14) Stokes
$1 < Re < 10^3$	Intermédiaire	18,5	0,6	$18,5Re^{-0,6} \dots\dots\dots$	Eq.(3.15) Allen
$10^3 < Re < 2 \cdot 10^5$	Turbulent	0,44	0	$0,44 \dots\dots\dots$	Eq.(3.16) Newton

a- en régime laminaire et on utilisant $C_D = \frac{24}{Re} = \frac{24\eta}{\rho_L \cdot V_C \cdot d} \dots\dots\dots \text{Eq.(3.14)}$

On obtient l'expression de la loi de Stockes soit : $V_C = \frac{g}{18\eta} (\rho_P - \rho_L) \cdot d^2 \dots\dots\dots \text{Eq. (3.17)}$

b- si le nombre de Reynolds compris entre 0,5 et 10^4 ; Fair-Geyer donne [2] :

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0,34 \dots\dots\dots \text{Eq.(3.18)}$$

Dans ce cas, il faut, pour calculer V_p , procéder par essais et erreurs en remplaçant C_D dans la formule de l'équation (3.3).

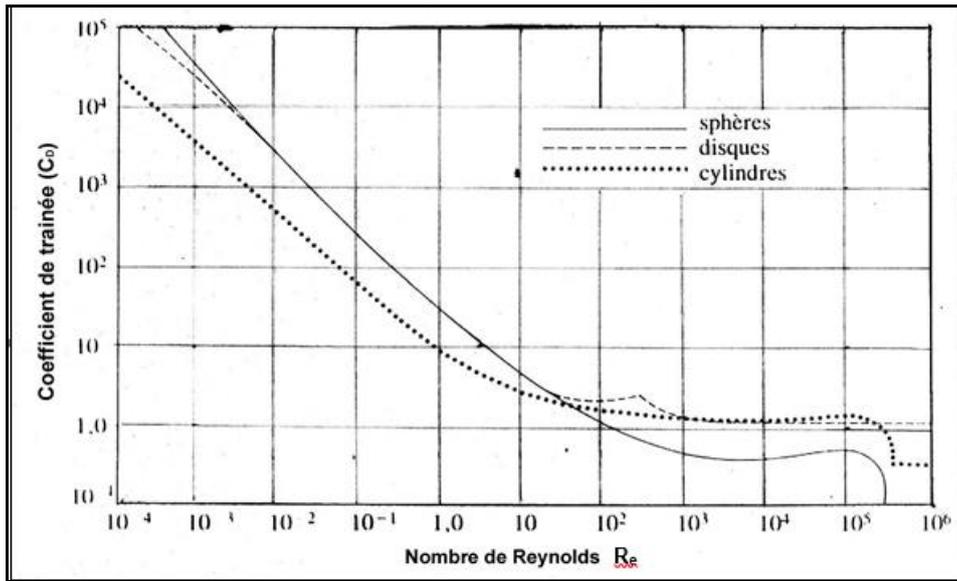


Figure 3. 4 : variation du coefficient de trainée en fonction du nombre de Reynolds, pour des particules de différentes formes

Le tableau 3.4. Donne les relations exprimant la vitesse de chute des particules pour chaque domaine, en fonction du coefficient C_D ; tiré des résultats de nombreux travaux expérimentaux [32]. Avec $g = 9,81$ (accélération de pesanteur)

Tableau 3.4 : Vitesse limite de chute des particules sphériques en fonction du nombre de Reynolds

R_e	C_D	U_{lim}	Domaine
$<10^{-4}$	La loi de Stokes ne s'applique pas ; car le mouvement des particules est influencé par le mouvement brownien.		
10^{-4} à 1	$24 / R_e$	$0,545 \cdot (\rho_s - \rho_L) \cdot \eta_L^{-1} \cdot d^2$	Régime laminaire
1 à 10	$26 / R_e^{0,77}$	$0,57 \cdot (\rho_s - \rho_L)^{0,814} \cdot \eta_L^{-0,625} \cdot d^{1,439}$ $0,73 \cdot (\rho_s - \rho_L)^{0,741} \cdot \eta_L^{-0,481} \cdot d^{1,222}$ $1,81 \cdot (\rho_s - \rho_L)^{0,604} \cdot \eta_L^{-0,209} \cdot d^{0,813}$	Régime de transition
10 à 10^2	$20 / R_e^{0,65}$		
10^2 à 10^3	$4,92 / R_e^{0,346}$		
10^3 à $2 \cdot 10^5$	0,44	$5,40 \cdot (\rho_s - \rho_L)^{0,5} \cdot d^{0,5}$	Régime turbulent

La valeur inférieure du domaine de validité de la loi de Stokes ($R_e < 10^{-4}$) correspond à la distance que font les exploitants de la décantation entre une « particule » et un « colloïde »

3.4.2. Particules réelles :

De nombreuses formules existent dans la littérature. Toutes ces formules sont différentes les unes des autres ; donc beaucoup de facteurs influencent ce phénomène. Ces formules sont valables pour des cas particuliers et on a du mal à faire un choix, on cite quelques formules à titre d'exemple. [2]

Steinour $V_C = V_t \frac{1-e}{e^3} f(e) \dots \dots \dots \text{Eq. (3.19)}$

Raise $V_C = \frac{V_t}{b} \cdot \left[1 - \left(\frac{1-e}{a} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$ Eq. (3.20)

V_C : vitesse de sédimentation de la suspension
 V_t : vitesse de sédimentation individuelle d'une particule
 e : volume du vide sur le volume total de la suspension

Où on utilise le **facteur de sphéricité** : [1]

La forme d'une particule réelle à une surface plus grande que la surface d'une sphère de même volume, il en résulte que la vitesse de chute V_C diminue, on corrige le facteur de traîné C_D .

A l'aide d'un facteur de forme où de sphéricité (ψ) tel que :

$$C'_D = \psi \cdot C_D \text{ Eq.(3.21)}$$

Ce facteur ψ est donné par :

$$\psi = \frac{\text{Volume de la sphère de même surface}}{\text{volume du grain}} \text{ Eq.(3.22)}$$

Le tableau 3.5. donne les valeurs de ψ pour différents matériaux.

Tab. 3.5 : valeur de ψ pour différents matériaux

Sable	2
Charbon	2,25
Talc	3,25
Gypse	4
Lamelles de graphite	22
Mica	170

3.4.3. Cas de suspension concentrées :

Si la concentration volumique en solides devient élevée (> 0,5%) donc en régime laminaire ($Re < 1$) et en milieu newtonien, on peut admettre que la viscosité cinématique équivalente d'une suspension (ν_m) et sa masse volumique (ρ_m) s'expriment approximativement à partir de celle du liquide (ν_L et ρ_L) suivant les relations : [28], [29]

$$\nu_m = \nu_L \frac{D + \left(\frac{1}{\rho_s} \right)}{D - D_{lim}} \text{Eq. (3.23),} \quad \rho_m = \frac{D\rho_L + 1}{D + \left(\frac{1}{\rho_s} \right)} \text{Eq. (3.24)}$$

Avec D et D_{lim} ; dilution (volume du liquide par unité de masse de solides) de la suspension et de la boue en fin de sédimentation (tassement), respectivement en remplaçant ρ_L , ρ_m et ν_L par ν_L dans l'équation de la loi de Stokes en régime laminaire tableau 3.4 on obtient la valeur approximative de la vitesse limite de chute des particules en suspension concentrée, soit :

$$V_{lim} = 0,545 \frac{(\rho_s - \rho_L) \cdot (D - D_{lim}) \cdot d^2}{\left[\left(\frac{1}{D} \right) + \rho_L \right] \cdot \left[D + (1 + \rho_s) \right]} \cdot \nu_L \text{Eq.(3.25)}$$

Dans le cas des particules floculées, la valeur de V_{plim} est obtenue en remplaçant, dans la relation (3.7) ; D_{lim} par D_C : la dilution correspondant au début de compression.

3.4.4. Paramètres physique affectant le processus de décantation : [31]

L'eau ne traverse pas les bassins de décantation en écoulement homogène mais au contraire assez irrégulier. Cet état est donc très différent de celui d'un bac de sédimentation calme : l'objectif est de réaliser des conditions telles que l'écoulement soit aussi uniforme que possible pendant une période assez longue pour permettre le dépôt de la plus grande quantité de matières solides décantables, avant que l'eau parvienne à l'orifice de sortie.

Or la sédimentation dépend de nombreux paramètres dont plusieurs chercheurs ont les prouvées par des essais expérimentaux ou des simulations et des modélisations numériques, on cite :

- a) La dimension, la forme et le poids du floc [33] ;
- b) La viscosité et, par conséquent, la température de l'eau ;
- c) La concentration en solides [34], [35], [36] ;
- d) La période moyenne utile de sédimentation [37] ;
- e) La profondeur utile des bassins ;
- f) La surface des bassins [38] ;
- g) La vitesse de débordement ;
- h) La vitesse d'écoulement [39], [40], [41] ;
- i) La conception des ouvertures d'entrée et de sortie des eaux [42], [43], [44], [45], [46], [47], [48] ;

Chacun de ces paramètres pose des problèmes de calcul et d'exploitation. La théorie de la décantation est complexe parce que le floc n'est pas uniforme, en sorte qu'il est impossible de déterminer quantitativement ses propriétés de sédimentation et que d'autre part l'influence des **courants turbulents** est imprévisible. Aussi l'étude de ces facteurs en rapport avec la conception et l'exploitation repose-t-elle sur des bases largement empiriques.

La prédiction précise de la performance des bassins de décantation par des méthodes mathématiques et expérimentales est un défi, même pour les meilleurs ingénieurs de conception. Les essais de modèles utilisant des traceurs et des colonnes de décantation sont limités par la mise à l'échelle, qui ne peut pas être exprimée adéquatement par des principes de similitude, principalement parce que les particules solides ne sont pas faciles à réduire. De plus, bon nombre des hypothèses simplificatrices de la modélisation ne s'appliquent pas aux prototypes. [31]

➔ Différence de température : [30], [31]

L'entrée d'eau chaude dans un bassin de sédimentation contenant de l'eau plus froide peut entraîner un phénomène de court-circuit dans lequel l'eau chaude monte à la surface. Inversement, l'eau froide ajoutée à un bassin contenant de l'eau chaude a tendance à forcer les eaux entrantes à plonger au fond du bassin et à s'écouler le long du fond puis à remonter à la sortie du bassin.

Kawamura (1981) a mené des études à l'aide d'un modèle à l'échelle $1/25$ présentant une similitude dynamique suivant la loi de Froude. Les températures dans le réservoir et le débit d'alimentation ont été maintenus constants, le débit d'alimentation étant inférieur d'environ $0,3^\circ\text{C}$ à celui de l'eau dans le réservoir. Sans parois de diffusion dans la cuve, le courant de densité circulait au fond de la cuve à une profondeur relativement faible et mettait moins de temps à atteindre la sortie. Dans ces conditions, les deux tiers supérieurs de la profondeur du réservoir n'ont pas été utilisés efficacement. Pour améliorer l'efficacité hydraulique, des parois de diffuseur avec une ouverture nette d'environ 7 % ont été ajoutées. Les pertes de

charge créées au niveau de ces parois ont forcé le ralentissement et le mélange du courant de densité avec l'eau ambiante, améliorant la distribution du liquide dans le réservoir et le coefficient de performance hydraulique.

Lors d'essais à l'aide de traceurs dans le cadre d'études en usine pilote, Tekippe et Cleasby (1968) ont constaté que des différences de température mineures réduisaient grandement les résultats des expériences dans les variables de conception des entrées et sorties. La performance des bassins de décantation construits avec des parois métalliques et exposés à la lumière du soleil peut également être imprévisible. La chaleur transmise par le mur du côté ensoleillé du bassin tend à réchauffer l'eau, la rendant moins dense que l'eau du côté ombré. L'eau chaude monte à son tour, formant un courant de densité. Qui peut inverser le contenu du bassin.

➔ **La concentration en solides : [30], [31]**

Les problèmes de courant de densité semblables à ceux dont il a été question ci-dessus peuvent également être causés par les changements dans les concentrations de solides de l'eau entrant ou des vents forts à la surface de l'eau du lac. Dans un réservoir circulaire à alimentation centrale, lorsque l'entrant est plus dense que l'eau dans le réservoir, il tombe au fond et se dirige vers l'extérieur à partir du centre dans une direction radiale sous forme des courants de densité. Ces courants ont tendance à laisser le centre du bassin dans une position relativement stagnante, réduisant ainsi le volume effectif et le temps de rétention.

➔ **Période moyenne utile de décantation : [31]**

La « durée de rétention » d'un bassin s'entend du temps nécessaire pour remplir ce bassin au débit moyen d'alimentation ; par exemple pour un bassin de 100 m³, elle sera de 4 h si le débit est de 25 m³/h.

Toutefois, comme on l'a déjà indiqué, l'eau ne se déplace pas en masse uniforme, mais en un courant qui remue l'eau du bassin et produit des courants et des tourbillons complexes. Ce phénomène peut être mis en évidence par addition, pendant un temps bref, d'**un colorant** ou d'**un sel** dans le courant d'arrivée et observation de sa distribution dans le bassin. La durée de traversée observée est la période moyenne utile de sédimentation. En fait le rendement d'un bassin ou « efficacité de déplacement » est égal au rapport de la durée de traversée à la durée de rétention théorique :

$$\text{Efficacité de déplacement} = \frac{\text{Durée de traversée}}{\text{Durée de rétention}} \times 100 \dots \dots \dots \text{Eq. (3.26)}$$

Cette efficacité doit être supérieur à 30 %. La durée de traversée se mesure en laboratoire.

➔ **Vitesse de débordement :**

Les normes établies de cette vitesse sont fondées sur la vitesse de sédimentation du floc. Un floc dense et bien formé sédimente à environ 3 m/h. la vitesse de débordement ne doit pas excéder la moitié de cette valeur, soit 1,5 m/h, c'est-à-dire que le débit ne doit pas dépasser 36m³/m². jour, ce qui pour un bassin de 3 m de profondeur donne une durée de 2 h.

L'expérience a montré que ce débit maximal n'est satisfaisant que si la coagulation et la floculation sont bien réglées et si l'on utilise, lorsqu'il y a lieu, dans les eaux froides en particulier, des accélérateurs de coagulation, augmentant le poids du floc.

➔ Influence de la vitesse d'écoulement : [14], [31]

En dehors des cas, très rares dans la pratique du traitement des eaux, où la séparation par décantation s'effectue par cuvée (dans des bassins sans écoulement), il y a lieu de tenir compte des effets produits par l'écoulement, donc il faut considérer :

- Le nombre de Reynolds concernant l'écoulement du liquide :

$$R_e = \frac{\rho_w \cdot v_w \cdot R_h}{\mu} = \frac{v_w \cdot R_h}{\nu} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.27)}$$

Avec : v_w : vitesse d'écoulement de l'eau dans le décanteur, m/s
 R_h : rayon hydraulique de l'ouvrage de décantation, m
 ν : Viscosité cinématique, m^2/s
 μ : Viscosité dynamique, $N.s/m^2$ ou $kg/m.s$
 ρ : masse volumique de l'eau, kg/m^3

- Le nombre de Froude déterminé par l'équation :

$$Fr = \frac{v_w^2}{g R_h} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.28)}$$

Avec : g : Accélération de la pesanteur, $9,81 m/s^2$

Pour les bassins de décantation les valeurs recommandées sont $R_e \leq 2000$ (écoulement laminaire) et $Fr > 10^{-5}$ (Kawamura, 2000).

Si la valeur de $R_e > 4000$, le régime d'écoulement est turbulent, le régime transitoire se situe entre les deux limites de R_e . En assainissement **les décanteurs fonctionnent** le plus souvent en **régime transitoire**. [27]

Si l'écoulement est turbulent la particule subit des impulsions aléatoires dans tous les sens, les impulsions situées au-dessus du plan horizontal s'opposant, dans une certaine mesure, à la sédimentation recherchée.

La mécanique des fluides turbulents donne des indications sur la valeur de la composante verticale de la turbulence $\bar{\omega}$.

Des valeurs expérimentales ont été proposées par certains auteurs [14] pour estimer d'une façon simple le ralentissement de la vitesse de chute due à la turbulence de l'écoulement.

Pour Gomella, dans les ouvrages habituellement en service :

$$V_1 = V_c - \frac{\bar{V}}{20} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.29)}$$

avec : V_1 : valeur de chute relative dans l'écoulement à la vitesse moyenne \bar{V}
 V_c : vitesse de chute dans une eau immobile
 \bar{V} : vitesse moyen de l'écoulement
 $\frac{\bar{V}}{20} = \bar{\omega}$: composante verticale moyenne de la turbulence.

Pour Piskounov et Troufanov, la valeur de $\bar{\omega}$ peut être obtenue à partir d'une relation de la forme :

$$\bar{\omega} = a \frac{\bar{V}}{H} 0,2 \dots\dots\dots \text{Eq. (3.30)} ; (a : \text{coefficient numérique})$$

et en pratique, ils conseillent d'adopter :

$$\frac{1}{29} \bar{V} < \bar{\omega} < \frac{1}{25} \bar{V} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.31)}$$

Une autre formule est donnée par Karpensky : $V_1 = \sqrt{V_C^2 - \left(\frac{V_{\max}}{20}\right)^2}$ Eq (3.32)

et on peut adopter $V_{\max} = 1,2 * \bar{V}$

Conclusion intermédiaire

De toute façon, il y a lieu de retenir que **la vitesse d'écoulement, qui est fonction de la forme du décanteur, a une influence directe sur la vitesse réelle de chute d'une particule et que le facteur de forme doit être pris en compte.**

Il ne faudrait cependant pas en déduire que dans un décanteur à écoulement continu, **il faudra choisir la forme conduisant à l'écoulement le plus lent. En effet, il faut encore répartir et guider, l'ensemble du débit dans tout l'ouvrage** et pour cela communiquer à l'eau une vitesse minimale assurant la stabilité de l'écoulement.

➔ **Influence des courants de densité : [30], [31], [49], [50]**

Lorsque l'eau d'alimentation pénètre dans un bassin de sédimentation, elle peut former un courant de densité de surface ou de fond, comme illustré sur les Fig.3.5a et b, respectivement, en fonction de la densité relative de l'eau d'alimentation et de l'eau dans le bassin. Dans ces conditions d'écoulement, la vitesse réelle d'écoulement s'éloignera de la vitesse moyenne théorique et idéalisée du bassin. La vitesse théorique est égale au débit entrant total divisé par la superficie totale de la section transversale du bassin.

Des court-circuit causés par des courants de densité ont été observés dans de nombreuses stations d'épuration. Un certain nombre de chercheurs ont décrit des méthodes utilisées pour minimiser les effets des courants de densité (Camp, 1946 ; Fitch et Lutz, 1960 ; Harleman, 1961 ; Hudson, 1972 ; Kao, 1977 ; Sank, 1978). Kawamura (2000) a signalé des vitesses de flux de densité comprises entre **0,8 et 1,8 m/min** au fond des bassins de sédimentation, par rapport à une vitesse théorique de **0,4 m/min**. Ces vitesses d'écoulement de densité ont été observées pendant la journée lorsque la température de surface était de **0,2 à 0,5°C** plus chaude que l'eau brute influente.

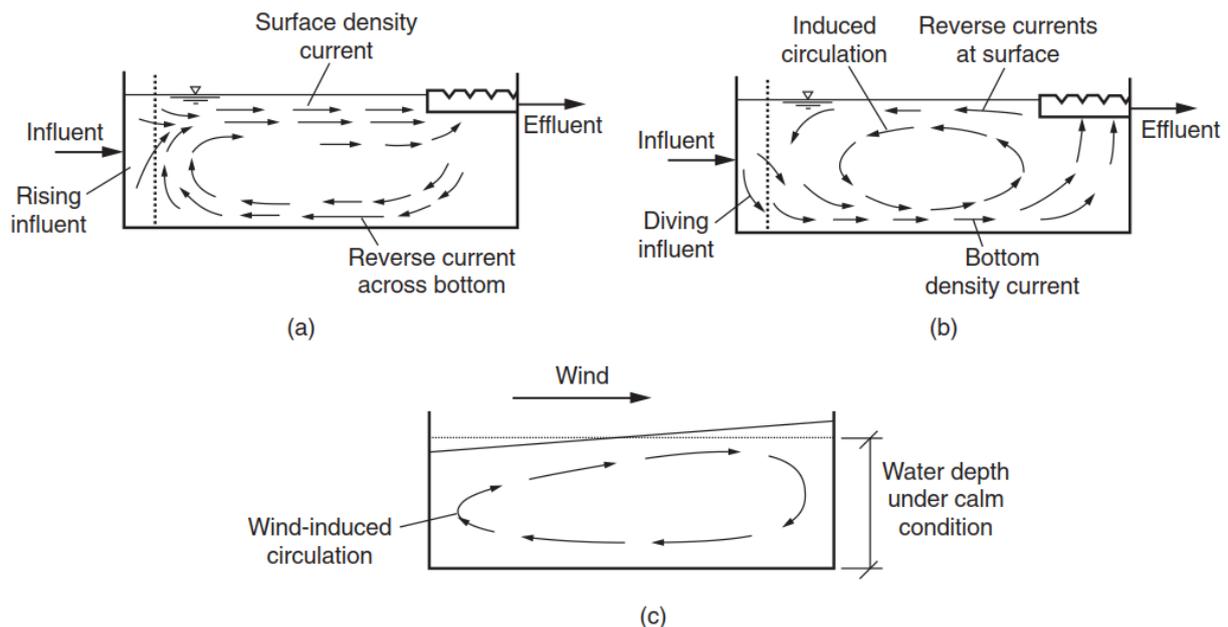


Figure 3. 5 : Débit conventionnel non idéal dans un bassin de sédimentation : (a) courants de densité de surface, (b) courants de densité de fond et (c) courants induits par le vent. [31]

La vitesse du courant de densité (v_{wd}) peut être évaluée par l'expression suivante (Harleman, 1961) :

$$v_{wd} = \left\{ 8g \frac{\Delta\rho}{\rho} \left(\frac{h_s}{f(1+\alpha_E)} \right) \right\}^{0.5} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.33)}$$

Avec : v_{wd} = vitesse du flux de densité, m/s

g = accélération due à la pesanteur, 9,81 m/s²

$\Delta\rho$ = différence de masse volumique entre deux liquides, kg/m³

ρ = masse volumique du fluide, kg/m³

h = profondeur du courant de densité, m

s = pente du fond du canal, m/m

f = facteur de frottement de Darcy –Weisbach, sans unité

α_E = facteur de correction pour l'énergie cinétique allant de 0 à 1 (0.43 pour un flux turbulent), sans unité

Les dispositifs d'entrée et de sortie du bassin devraient être conçus de manière à permettre un certain contrôle afin de minimiser les effets des courants de densité. A l'entrée, les techniques suivantes ont été utilisées : le flux d'alimentation est réparti uniformément dans la section transversale du bassin en utilisant des parois de diffuseur.

3.5. Procédure de dimensionnement des décanteurs :

3.5.1. Décanteurs à écoulement horizontal : [27]

a) Le paramètre d'efficacité (condition de capture) : [2], [19], [51], [52]

Pour être retenue lors de la décantation, une particule doit atteindre le radier du décanteur (et y rester). Or, cette particule est entraînée horizontalement (décanteur horizontal) ou verticalement (décanteur vertical) sous l'effet du courant d'eau à traiter.

La figure 3.5 indique un découpage du décanteur en différentes zones correspondant à des comportements différents des fluides et matières traversant l'ouvrage.

b) Modèle de Hazen : figure 3.6 et 3.7 [4]

Les dimensionnements des décanteurs sont souvent effectués à partir de calcul fondé sur la théorie de Hazen [33] qui est une des théories qui sont basé les modèles conceptuels où semi-empiriques intègre les facteurs complexe en essayant de décrire le concept physique du comportement du système par une représentation plus simple. Les modèles de ce type, tout en conservant une certaine signification physique, sont cependant dépourvus de réalité physique. Le fonctionnement hydrodynamique des bassins de décantation est généralement décrit de façon grossière.

Cette théorie est une approche globale aux hypothèses très simplificatrice, mais la méthode est aisée à mettre en œuvre (Lafond, 1995), (Lucas et Chebbo, 1995a).

On suppose qu'une particule (P) introduite dans le décanteur à hauteur H est entraînée :

- verticalement vers le fond du décanteur à vitesse $V_{P_{lim}}$ vitesse de Stokes de la particule (P) dans l'eau.
- Et horizontalement par la vitesse de circulation de l'eau.

$$V_E = \frac{Q}{H \cdot l} = \frac{Q}{S_t} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.34)}$$

Cette particule est retenue par le décanteur de longueur L si :

$$\frac{V_{P_{lim}}}{H} \geq \frac{V_E}{L} \text{ et en tenant compte de la relation (3.13) on aura :}$$

$$\Rightarrow \frac{V_{P_{lim}}}{H} \geq \frac{Q}{H \cdot l \cdot L} \Rightarrow V_{P_{lim}} \geq \frac{Q}{l \cdot L} = \frac{Q}{S_H}$$

on note que $\frac{Q}{S_H} = V_H \Rightarrow V_{P_{lim}} > V_H \dots\dots\dots(3.35)$ (méthode de Hazen "simple") [53]

Avec : $S_H = l.L$: surface horizontale du décanteur
 Q : le débit permanent entrant dans le bassin
 $V_H = \frac{Q}{S_H}$: vitesse de Hazen (où charge hydraulique superficielle) qui est donc
 indépendante de la profondeur d'un décanteur appelé aussi : l'efficacité intrinsèque d'un décanteur.

De la formule (3.14) on constate que plus V_H est faible, plus un pourcentage élevé de particules présentés à l'entrée peut décanter.

Certaines des particules telles que $V_{P_{lim}} < V_H = \frac{Q}{S_H}$ décanteront également on prorata de leur hauteur (h) d'injection par rapport à la hauteur (H) (Méthode de Hazen "corrigée") [53]

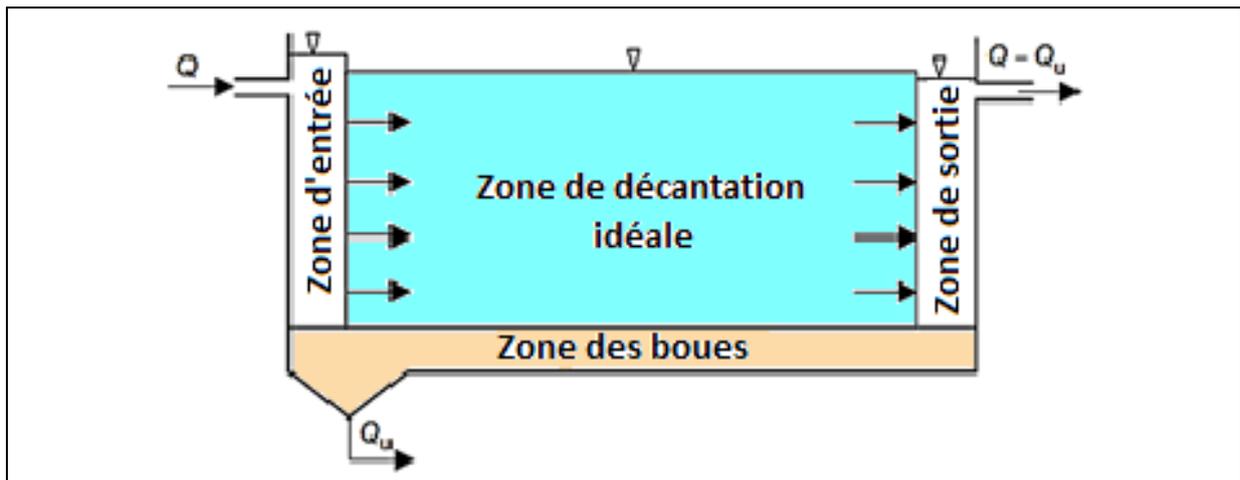
Si les particules ont la même vitesse de chute V_P , la fraction de particules éliminées, F, est donné par :

$$F = \frac{h}{H} = \frac{V_P t_0}{V_{P_{lim}} t_0} \Rightarrow F = \frac{V_P}{V_{P_{lim}}} \Rightarrow t_0 = \frac{L}{V_H} \dots\dots\dots (3.36)$$

Où : t_0 : temps de rétention

$$V_{P_{lim}} = \frac{H}{t_0} = \frac{Q}{S_H} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.37)}$$

$$\Rightarrow F = \frac{V_P}{\frac{Q}{S_H}} \dots\dots\dots \text{Eq. (3.38)}$$



Zone d'entrée : et de dispersion des filets liquides (par intermédiaire d'un déversoir et d'une cloison).

Zone des boues : zone de collecte et de tassement des matières sédimentées.

Zone de décantation idéal : zone théorique de décantation.

Zone de sortie : zone de mise en vitesse avant le déversoir de sortie.

Figure 3.6 : Décanteurs rectangulaire idéal à écoulement horizontal [30]

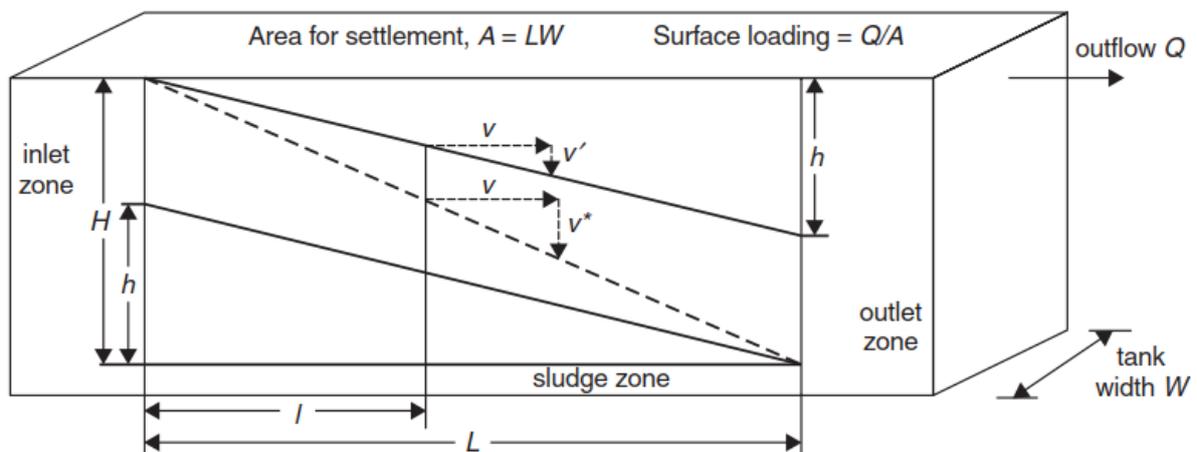


Figure 3.7 : Les composantes horizontales et verticales de la vitesse de chute. [4]

Dans le cas où les particules n'ont pas la même granulométrie (les vitesses de chute sont différents) donc pour calculer le rendement global d'un bassin de décantation il faut :

- ◆ Classer les particules selon leur vitesse de chute.
- ◆ Calculer le pourcentage retenu pour chaque classe.

Puis en trace un graphe qui donne en abscisse les vitesses de décantation et en ordonnée la proportion en poids des particules ayant une vitesse de chute inférieure figure 3.8.

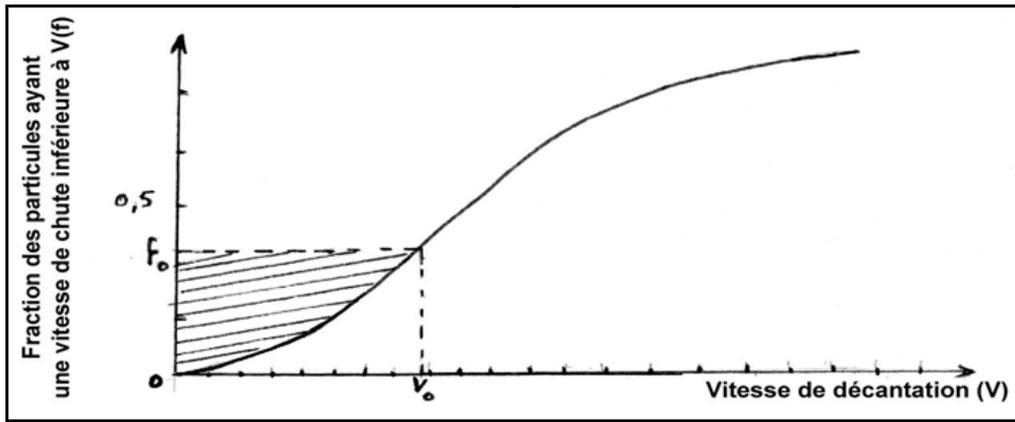


Figure 3.8 : Fraction des particules dont la vitesse de décantation est inférieure à celle portée en abscisse

Si f_0 représente la fraction des particules dont la vitesse de chute est inférieure à V_0 . La fraction des particules complètement éliminées est représentée par $(1-f_0)$. Pour toutes les particules dont la vitesse de chute est inférieure à V_0 , la fraction des particules éliminées est donnée par $V_p/V_{P_{lim}}$. Donc la fraction totale de particules éliminées est donnée par :

$$F = (1 - f_0) + \frac{1}{V_{P_{lim}}} \int_0^{f_0} V_p df \dots\dots\dots Eq. (3.39)$$

A partir de l'équation (3.32) on calcul graphiquement la valeur de l'intégrale en mesurant la surface délimitée par la courbe de vitesse, l'ordonnée et la droite $f = f_0$ (Surface hachurée fig.3.8)

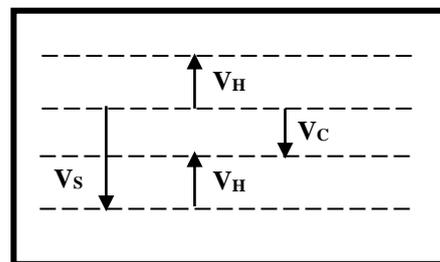
3.5.2. Décanteur à écoulement verticale : [31]

La même notion s'applique à la décantation verticale, dans le décanteur vertical simple, la vitesse de Hazen est égale à la vitesse ascensionnelle.

La vitesse ascensionnelle est la vitesse de circulation de l'eau vers le haut dans la partie supérieure cylindrique de l'ouvrage. [19]

La chute d'une particule obéit donc au schéma de la figure 3.8 [19]

Figure 3.9 : Décantation verticale



Avec V_S : vitesse de stokes où vitesse de chute théorique en statique
 V_H : vitesse de Hazen dans l'ouvrage
 V_C : vitesse de chute réelle.

Si $V_S > V_H \Rightarrow V_C$ entraîne la particule vers le bas
 Si $V_S < V_H \Rightarrow V_C$ entraîne la particule vers le haut

Donc théoriquement, à surface horizontale égale, un décanteur à flux horizontal permet donc la séparation d'un plus grand nombre de particules [1] fig. 3.10.

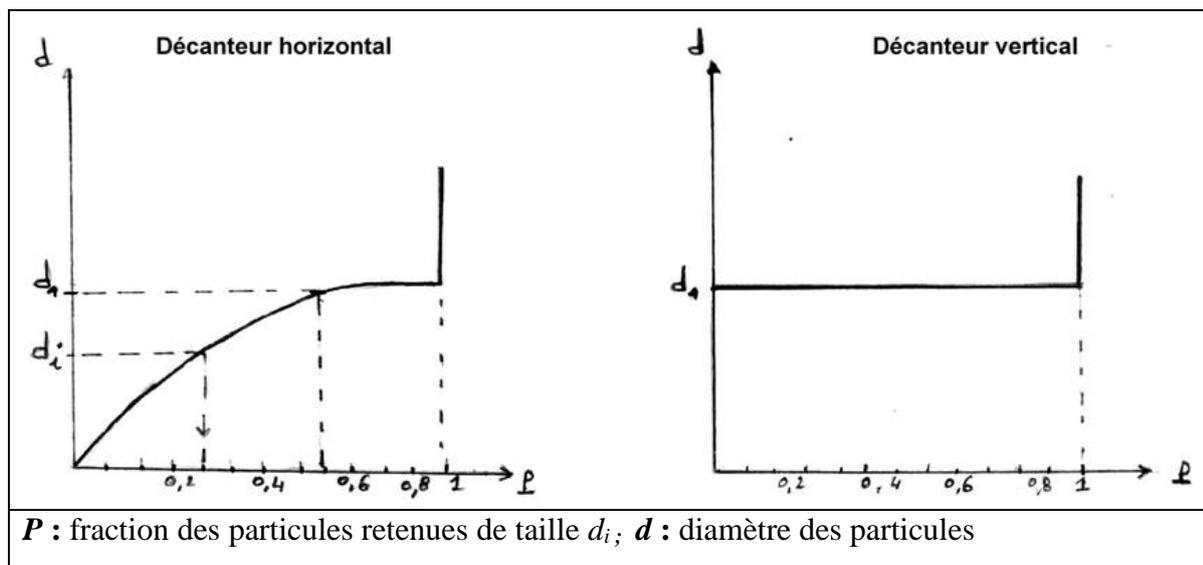


Figure 3.10. Efficacité comparée des décantations horizontales et verticale
(Particules grenues)

Dans la pratique, cette différence est atténuée, voir inversée, pour les raisons suivantes liées à la décantation à flux horizontal :

- ◆ Difficulté de répartition hydraulique sur un plan vertical aussi bien à l'entrée qu'à la sortie de l'ouvrage (voir schéma de décantation réelle)
- ◆ Accumulation et collecte des boues.
- ◆ Dans un décanteur circulaire à flux horizontal ; la composante horizontale de la vitesse de la particule (V_P) diminue du centre vers la périphérie et sa trajectoire devient curviligne.

Suivant le paragraphe 3.5.1. Hazen appelle « décanteur idéal » un appareil où sont respectées les hypothèses suivantes : [19]

- ◆ Toutes les particules sont indépendantes et tombe à leur V_C ;
- ◆ Il n'y a ni floculation, ni turbulence, ni courants ;
- ◆ Il n'y a pas de perturbation thermique ;
- ◆ L'écoulement est laminaire partout (en particulier l'entrée est horizontale et uniformément répartie) ;
- ◆ Il n'y a pas remise en suspension ;
- ◆ La loi de Stokes reste valable si on passe d'une sédimentation statique à une sédimentation dynamique.

Pour ces hypothèses ; dans un tel bassin idéalisé, toute particule entrante suit une trajectoire rectiligne.

3.5.3. Décantation réelle : figure 3.11 [31]

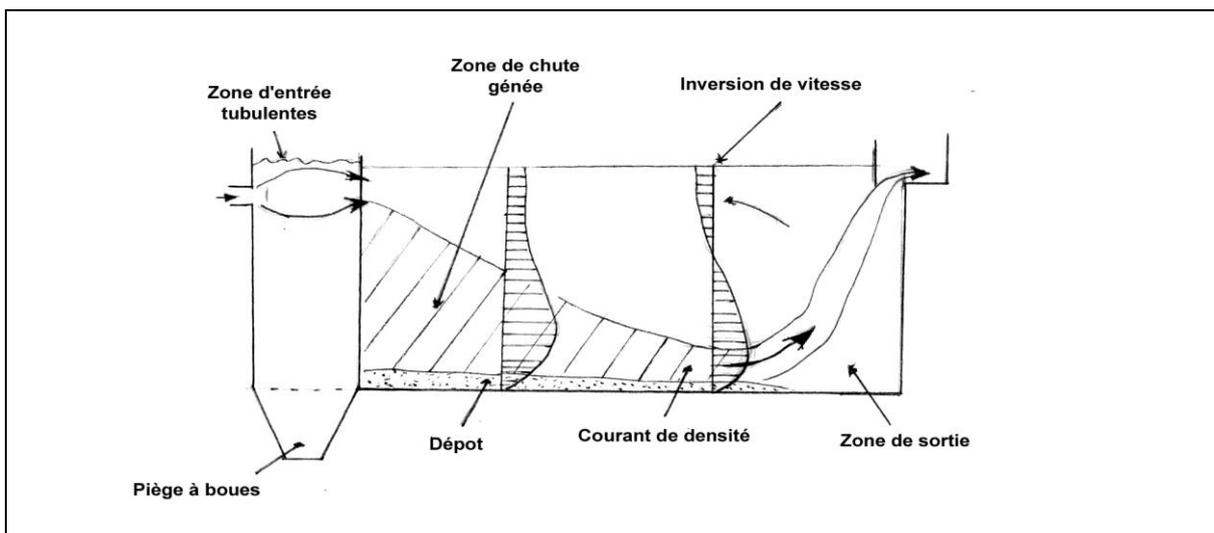


Figure 3.11 : Décantation réelle

Les conditions de décantation idéale ne sont pas complètement réalisées dans la pratique, à cause des phénomènes perturbateurs suivants :

- ◆ La chute gênée, due au ralentissement de la vitesse de descente des particules au fond du décanteur au fur et à mesure de l'augmentation de la densité de l'eau due à la concentration des particules déposées.
- ◆ La coalescence des particules à l'intérieur du décanteur (regroupement des granules d'une suspension colloïdale), qui favorise l'étalement des vitesses de décantation.
- ◆ Les courants de densité, dus à la différence de charge en matières en suspension de l'eau entrant dans le décanteur et de celle qui s'y trouve, l'eau chargée se comporte comme du liquide lourd qui s'écoule dans le fond du décanteur sans aucun mélange avec le reste de la masse liquide et remonte au déversoir.
- ◆ Les turbulences d'écoulement, par exemple, l'arrivée en fontaine ...

On peut réduire ces phénomènes perturbateurs en donnant des formes adéquates au décanteur : pentes des parois, arrondis, chicanes, etc. mais la complication des formes influe sur le temps de réponse du décanteur aux variations de débit d'alimentation où de consommation. [6]

Les hypothèses qui sont à la base de la théorie de Hazen sont cependant loin de refléter la réalité. Elles négligent en particulier la turbulence ; la dispersion des particules n'est donc pas du tout prise en compte. Il s'agit pourtant d'un phénomène important dans la plupart des ouvrages de décantation. Donc pour un décanteur réel la théorie de Hazen devient comme suit [51] figure 3.12

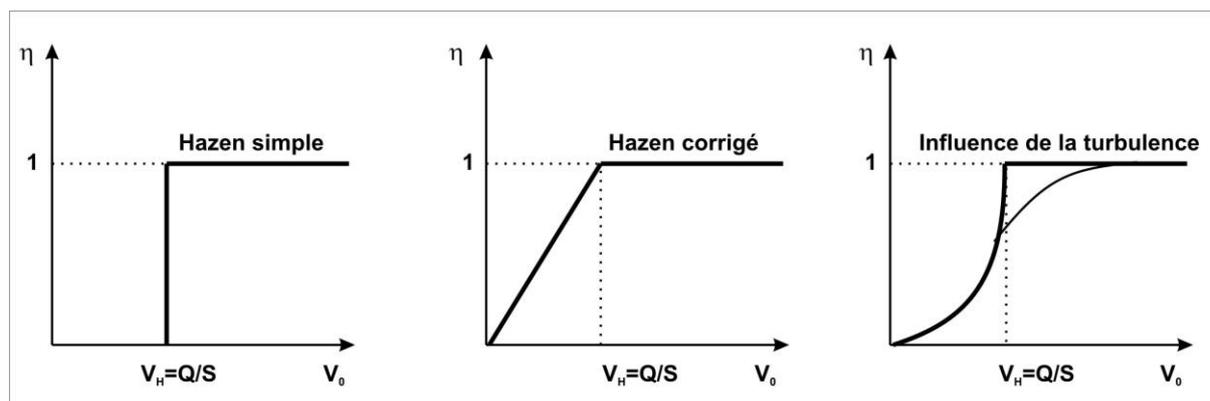


Figure 3.12 : Filtre d'efficacité de la théorie de Hazen pour un décanteur réel.

3.6. Application 1 : Station de Chaiba-Annaba Décanteur type Pulsator : [54], [55], [56]

3.6.1. Dose des réactifs et volume des boues :

Débit de la station : 3600 m³/h

Tableau 3.6 : Caractéristique de l'eau brute :

code	Paramètre de désignation	Unité	Résultat
1	pH	-	
2	Turbidité	NTU	28
3	Conductivité	µs/cm	438
4	Température	°C	11.9
5	Salinité	g/l	0.398

➔ Recherche de la dose du sulfate d'alumine et d'adjuvant (essai jar-test) :

Sulfate d'alumine (g/m ³)	15	20	25	30	35
Adjuvant (g/m ³)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
1 ^{er} Flocc	30	25	25	25	15
Note de floculation	6	6	8	8	8
Décantation	Moyenne	Moyenne	Bonne	Bonne	Bonne
Turbidité	20	17	14	13	12

Dosage appliqué sur la station :

- Sulfate d'alumine : 30 g/m³
- Adjuvant de floculation : 0.1 g/ m³
- Volume de boue après 20 mn de décantation : 1cm³ = 1CC
- Réglage du chrono contact : 30'5"

➔ Calculs des volumes réels des réactifs (Sulfate d'alumine) :

Calcul du **nombre du sac de sulfate** par rapport à une dose trouvée au laboratoire :

- Après les essais de floculation au niveau de laboratoire on a trouvé : 30 g/m³
- Débit de la station : 3600 m³/h
- L'injection du produit par heure = 3600*30= 108000 g/h
- Les bacs de sulfate se vident en 8 heures :
108000*8 = 864000 g /8h =864 Kg/8h
- Un sac de sulfate d'alumine pèse 50 kg donc le nombre des sacs est :
864/50 = **17.28 sacs/8h**, on adopte **Nsacs/8h = 18**

➔ **Calcul de la concentration de sulfate :**

- La concentration du bac de sulfate d'alumine = (Nbre de sac* poids du sac) / la capacité du bac de sulfate = $18 \times 50 / 10 = 90 \text{ kg/ m}^3$
(Capacité du bac de sulfate = 10 m^3)

Calcul de débit des pompes doseuses de Sulfate :

- La dose du sulfate au laboratoire = 30 g/ m^3 ;
- Il y a 2 pompes doseuses de Sulfate d'alumine ;

$$\text{Débit /pompe} = [\text{Q Entrée station (m}^3/\text{h)} * \text{dose laboratoire (g/m}^3)] / \text{Concentration (g/m}^3) * 2$$

$$= 3600 \times 30 / (90 \times 10^3 \times 2) = 108 / (100 \times 2) = 0.6 \text{ m}^3/\text{h} = 600 \text{ l/h}$$

$$Q/\text{pompe} = 0.167 \text{ l/s}$$

Remarque :

- ♦ Utilisant la même logique pour les autres réactifs

Depuis plus de quatre mois, l'eau brute du barrage Chafia possède une turbidité relativement faible (< à 10 NTU), les doses de sulfate ne provoquent pas d'abaissement du pH et par conséquent, pas de nécessité d'utiliser la chaux.

- ♦ La demande en chlore s'effectue une fois par semaine au niveau de la station de traitement de CHAIBA.

➔ **Durée d'extraction des boues :**

Après les essais de floculation au niveau de laboratoire on a trouvé $1 \text{ cm}^3 = 1 \text{ CC}$

1) Volume des boues $V_{cc} = 1 \text{ cm}^3 = 1 \text{ ml}$;

2) Volume d'un bécher est $V_{\text{bécher}} = 1000 \text{ ml}$;

2) % de boue = $(V_{cc} / V_{\text{bécher}}) \times 100 = 0.1\%$

3) Volume de boue = $\frac{\% \text{ de boue} \times \text{débit de la station}}{100} = \frac{0,1 \times 3600}{100} = 3,6 \text{ m}^3$

4) Volume de boue / Nbre Pulsator = $3.6/4 = 0.9 \text{ m}^3$

A partir du tableau d'extraction des boues on adopte :

- Durée de purge = 5°
- Fréquence = 30 min

Tableau 3.7 : Fréquence et durée de purge d'extraction des boues en fonction du volume [57]

Durée purge Fréquence (min)	5°	10°	15°	20°	25°	30°
30	1 m³	2 m ³	3 m ³	4 m ³	5 m ³	6.7 m ³
25	1.1 m ³	2.25 m ³	3.3 m ³	4.5 m ³	5.5 m ³	6.6 m ³
20	2 m ³	3 m ³	4.5 m ³	6 m ³	6.9 m ³	7.85 m ³
15	2.5 m ³	3.75 m ³	6 m ³	7.5 m ³	10 m ³	12 m ³
10	5.5 m ³	5 m ³	7.5 m ³	10 m ³	14.5 m ³	19 m ³
5	5.5 m ³	11.5 m ³	17 m ³	23 m ³	28 m ³	33 m ³
2	11 m ³	22 m ³	33 m ³	44 m ³	55 m ³	67 m ³

3.6.2. Bassin de coagulation :

Les données :

- Le débit : $Q_{total} = 3600 \text{ m}^3/\text{h}$, on a 2 bassin
 $Q_{bassin} = Q/2 = 3600/2 = 1800 \text{ m}^3/\text{h}$;
- Le temps de sejour : $t_{cont} = 1 \text{ min}$; avec t_{cont} varie de [1 à 5 min]
- La hauteur du bassin : $H = 2.70 \text{ m}$

Les calculs :

- Le volume du bassin d'homogénéisation est de :
 $W_{bassin} = Q \times \text{temps} \Rightarrow W_{bassin} = 1800 \times (1/60) = 30 \text{ m}^3$
- La surface du bassin d'homogénéisation :
 $S = W_{bassin} / H = 30/2.7 = 11.11 \text{ m}^2$
 On adopte un bassin de section carrée et de dimension :
 $B = S^{-2} \Rightarrow B = 3.33 \text{ m}$; on adopte $B = 3.35 \text{ m}$

Les données			Les calculs		
Q (m ³ /h)	t _{sej} (min)	H (m)	W (m ³)	S (m ²)	B (m)
1800	1	2.7	30	11.11	3.35

3.6.3. Dimensionnement du bassin de décantation :

Le décanteur de Chaiba est de type PULSATOR, On a 4 décanteur donc les données sont :

- Le débit : $Q_{déc} = 3600/4 = 900 \text{ m}^3/\text{h}$
- La vitesse ascensionnelle : $V_{asc} = 3.21 \text{ m/h}$; [2 à 4 m/h]
- La hauteur du bassin : $H = 4.2 \text{ m}$

Les calculs :

- Le temps de sejour (t_{sej}) est :
 $t_{sej} = H / V_{asc} = 1.3 \text{ h}$
- Calcul de La capacité (volume) du bassin de décantation :
 $W_{déc}(\text{m}^3) = Q \times t \rightarrow W = 900 \times 1.3 = 1170 \text{ m}^3$
- Calcul du volume réel du bassin de décantation ($W_{réel}$) :
 $W_{réel}(\text{m}^3) = W_{déc} + W_{boue} = 1170 + 0.9 \rightarrow W_{réel} = 1170.9 \text{ m}^3$
- La surface de décantation :
 $Q = V_{asc} * S_{déc} \Rightarrow S_{déc} = (Q/ V_{asc}) = 280.37 \text{ m}^2$
- Surface totale du bassin de décantation :
 $S_{total} = S_{déc} + S_{boue} = (1.17 \text{ à } 1.19) \times S_{déc} = 328.03 \text{ à } 333.64 \text{ m}^2$
 La section carrée de dimension : $B = (18.11 \text{ à } 18.26)$ On adopte : $L = 18.30 \text{ m}$, $\ell = 18.20 \text{ m}$.

Les données			Les calculs					
Q (m ³ /h)	V _{asc} (m/h)	H (m)	t _{sej} (min)	W _{déc} (m ³)	W _{réel} (m ³)	S _{total} (m ²)	L (m)	ℓ (m)
900	3.21	4.20	1.3	1170	1170.9	333.06	18.30	18.20

Hauteur de remplissage de la cloche : $h = 1 \text{ m}$

3.7. Application 2 : Station de Guelma décanteur circulaire : [56], [58]**3.7.1. Dimensionnement du bassin de coagulation :**

- Débit d'alimentation : $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{h}$;
- Le temps de contact d'environ : $t = 1.10 \text{ mn}$;
- Une hauteur de : $H=4 \text{ m}$.

avec ces données on aura :

- **Capacité (volume) (W) du bassin de coagulation est :**

$$W = Q \times t / 60 \text{ (m}^3\text{)} = 36.67 \text{ m}^3$$

- **Surface du bassin de coagulation est :**

$$\text{On a que: } W = S \times H \longrightarrow S = W / H = 36.67/4 = 9.16 \text{ m}^2$$

On adopte une forme rectangulaire de dimension :

$$\text{Longueur (L)} = 3.7 \text{ m et largeur (}\ell\text{)} = 2.5 \text{ m.}$$

Les données			Les calculs			
Q (m ³ /h)	t _{sej} (min)	H (m)	W (m ³)	S (m ²)	ℓ (m)	L (m)
2000	1.10	4	37	9.25	2.5	3.7

3.7.2. Dimensionnement du bassin de floculation :

Le bassin de floculation de la station a une forme rectangulaire, équipé de deux mélangeurs lents, dans lequel est injecté le polymère. Il est dimensionné sur la base du :

- Débit d'alimentation : $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Un temps de contact d'environ : $t = 19 \text{ mn}$ avec t_{cont} varie de [10 à 20 min] ;
- Une hauteur de : $H=5 \text{ m}$.

- **La capacité (volume) W du bassin de floculation est :**

$$W = Q \times t / 60 \text{ (m}^3\text{)} = 633.34 \text{ m}^3$$

- **La surface du bassin de floculation est :**

$$S = W / H = 633.34/5 = 126.67 \text{ m}^2$$

On adopte une forme rectangulaire de dimension :

$$\text{Largeur (}\ell\text{)} = 8 \text{ m et Longueur (L)} = 15.83 \text{ m}$$

Q (m ³ /h)	t (mn)	H (m)	W (m ³)	S (m ²)	ℓ (m)	L (m)
2000	19	5	633.34	126.67	8	16

3.7.3. Dimensionnement du bassin de décantation :

Le décanteur de la station a une forme circulaire, équipé d'un dispositif d'évacuation des boues, il est dimensionné à la base de :

- Débit d'alimentation : $Q = 2000 \text{ m}^3/\text{h}$.
- La vitesse ascensionnelle : $V_{\text{asc}} = 1.6 \text{ m/h}$.
- Hauteur du bassin : $H = 3.2 \text{ m}$ avec H varie de [2.5 à 4.5 m] ;

➤ Le temps de séjour (t_{sej}) est :

$$t_{sej} = H / V_{asc} = 2 \text{ h}$$

➤ La capacité (volume) W du bassin de décantation est :

$$W \text{ (m}^3\text{)} = Q \times t_{sej} = 4000 \text{ m}^3$$

➤ La surface totale du bassin de décantation est :

$$Q = V_{asc} * S_{d\acute{e}c} \Rightarrow S_{d\acute{e}c} = (Q / V_{asc}) = 2000 / 1.59. \text{ Donc : } S_t = 1250 \text{ m}^2$$

On adopte une forme circulaire de diamètre :

$$D = (4 \times S / \Pi)^{-2} = 39.9 \text{ m.}$$

Les données			Les calculs			
Q (m ³ /h)	V _{asc} (m/h)	H (m)	t _{sej} (h)	W (m ³)	S _t (m ²)	D (m)
2000	1.60	3.20	2	4000	1250	40

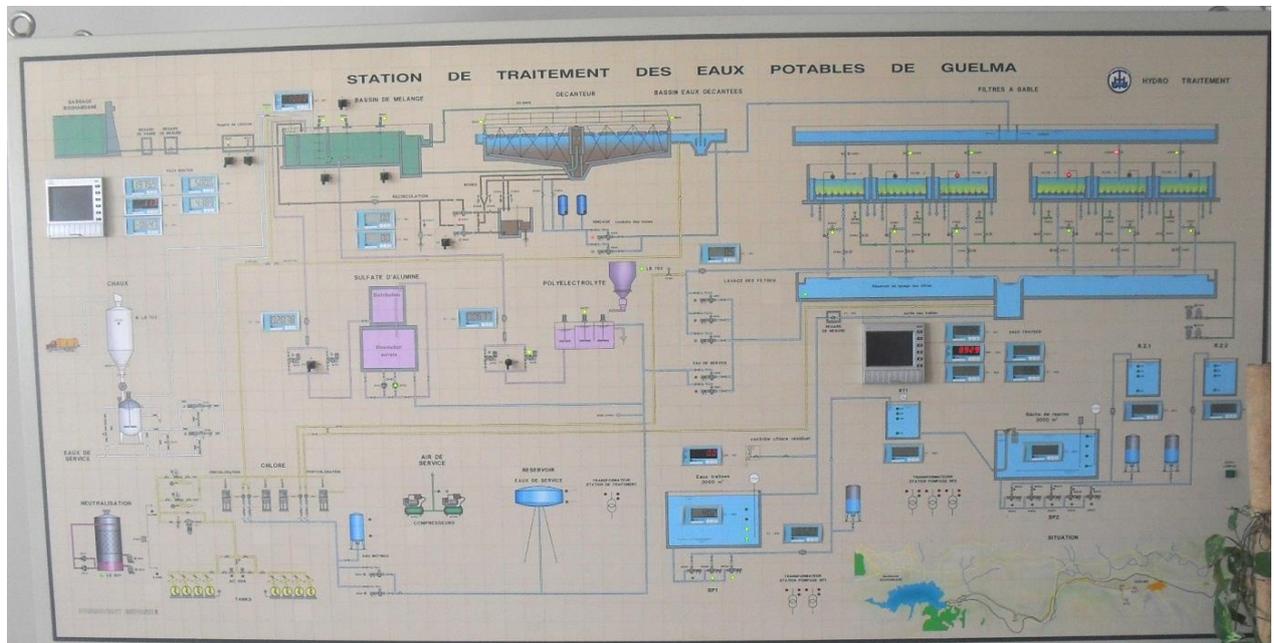


Figure 3.13 : Schéma de la station de traitement de Guelma



Figure 3.14 : Décanteur de la station de traitement de Guelma

➤ **Résultats du Programme Matlab de dimensionnement des bassins de Coagulation – Décantation :** (voir Annexe 4)

➤ **Cas de la station de Guelma :**

```

Command Window
-----
- >> Calcul des doses des réactifs et volume des boues à partir du jar test
-----
----- Les données -----
- Débit de la station:                Qstation = 3600.000 m3/h
- Concentration du réactif (jar test):  CReact = 30.00 g/m3
- Volume d'un bécher:                 VBechr = 1000.00 ml
- Volume des boues après 20 min:      VboueLab = 1.00 Cm3
- Temps de vidange d'n bac de réactif: TVidBac = 8.00 h
- Poids d'un sac de réactif:          PoidSacReat = 50.00 Kg
- Capacité (volume) du bac de réactif: VBac = 10.00 m3
- Nombre des pompes doseuses de réactif: NPompDose = 2.00
- Nombre des décanteurs :              NDec = 4.00

----- Les résultats -----
- Débit massique du réactif par heure:  Qreact = 108000.00 g/h
- Poids du bac du réactif:              PoidReat = 864.00 kg/8 h
- Nombre des sac des réactifs en 8h:    NSacReact = 17.28 donc Nsac = 18
- Concentration du bac de réactif:      CBacReact = 90.00 Kg/m3
- Débit de la pompe doseuse:           QPompDose = 600.00 l/h = 0.167 l/s
- Pourcentage des boues:                PBoue = 0.10 %
- Volume des boues de la station:       VboueSt = 3.60 m3
- Volume des boues par décanteur:      VboueDec = 0.900 m3
fx >> |

```

Command Window

- >> Dimensionnement des bassins d'homogénéisation (Station Guelma)

----- Les données -----

- Débit de la station: QStation = 2000.00 m3/h
 -> Bassin de coagulation
 - Nombre de bassin: NBasCoag = 1.00
 - Temps de séjour: TSejCoag = 1.10 min
 - Hauteur du bassin: HBasCaog = 4.00 m
 - Largeur du bassin rectangulaire: LargBCoag = 2.50 m
 -> Bassin de floculation
 - Nombre de bassin: NBasFloc = 1.00
 - Temps de séjour: TSejFloc = 19.00 min
 - Hauteur du bassin: HBasFloc = 5.00 m
 - Largeur du bassin rectangulaire: LargBFloc = 8.00 m

----- Les Résultats -----

-> Dimensions du bassin de coagulation
 - Volume du bassin: WBCoag = 36.67 m3
 - Surface du bassin: SBCoag = 9.17 m2
 - Cas Section carrée de côté: BBCoag = 3.03 m
 - Cas Section rectangulaire: LongBCoag = 3.67 m
 -> Dimensions du bassin de floculation
 - Volume du bassin: WBFloc = 633.33 m3
 - Surface du bassin: SBFloc = 126.67 m2
 - Cas Section carrée de côté: BBFloc = 11.25 m
 - Cas Section rectangulaire: LongBFloc = 15.83 m

>>

Command Window

- >> Dimensionnement du Bassin de décantation (Station Guelma)

----- Les données -----

-> du Bassin de décantation
 - Nombre de bassin: NBasDec = 1.00
 - Vitesse ascensionnelle: VAscDec = 1.60 m/h
 - Largeur du bassin rectangulaire : LargBDec = 25.00 m
 - Hauteur du Bassin de décantation: HBasDec [m] = [2.5 3 3.2 3.5 4 4.5]

----- Les Résultats -----

TSejDec= Temps de séjour , WBDec = Volume

	1	2	3	4	5	6
HBasDec[m]:	2.50	3.00	3.20	3.50	4.00	4.50
TSejDec[h]:	1.56	1.88	2.00	2.19	2.50	2.81
WBDec[m3]:	3125.0	3750.0	4000.0	4375.0	5000.0	5625.0

- Surface du bassin : SBDec = 1250.00 m2

Dimension du bassin de décantation

1. Cas Section carrée de coté : BBDec = 35.36 m
 2. Cas Section rectangulaire de coté : LongBDec = 50.00 m
 3. Cas Section circulaire de diamètre : DBDec = 39.89 m

>>

➤ Cas de la station de Chaiba Annaba :

```

Command Window
-----
- >> Dimensionnement du bassins de coagulation (Station Chaiba)
-----
----- Les données -----
- Débit de la station:                QStation = 3600.00 m3/h
->Bassin de coagulation
- Nombre de bassin:                  NBasCoag = 2.00
- Temps de séjour:                   TSejCoag = 1.00 min
- Hauteur du bassin:                  HBasCaog = 2.70 m
- Largeur du bassin rectangulaire:    LargBCoag = 2.50 m

----- Les Résltats -----
->Dimensions du bassin de coagulation
- Volume du bassin:                   WBCoag = 30.00 m3
- Surface du bassin:                   SBCoag = 11.11 m2
- Cas Section carrée de coté:         BBCoag = 3.33 m
- Cas Section rectangulaire:          LongBCoag = 4.44 m
>>
    
```

```

Command Window
-----
- >> Dimensionnement du Bassin de décantation (Station Chaiba)
-----
----- Les données -----
-> du Bassin de décantation
- Nombre de bassin:                   NBasDec = 4.00
- Vitesse ascensionnelle:             VAscDec = 3.21 m/h
- Largeur du bassin rectangulaire :    LargBDec = 12.00 m
- Hauteur du Bassin de décantation:    HBasDec [m] = [2.5 3 3.5 4 4.2 4.5]

----- Les Résultats -----
      TSejDec= Temps de séjour ,  WDec = Volume
           1         2         3         4         5         6
HBasDec[m]: 2.50    3.00    3.50    4.00    4.20    4.50
TSejDec[h]: 0.78    0.93    1.09    1.25    1.31    1.40
WDec[m3]:  700.9    841.1    981.3    1121.5  1177.6  1261.7

- Surface du bassin :                   SBDec = 280.37 m2
  Dimension du bassin de décantation
- Surface Min du bassin de décantation: STotBDecMin = 328.04 m2
  1. Cas Section carrée de coté:        BBDecMin = 18.11 m
  2. Cas Section rectangulaire de coté: LongBDecMin = 27.34 m

- Surface Max du bassin de décantation: STotBDecMax = 333.64 m2
  1. Cas Section carrée de coté:        BBDecMax = 18.27 m
  2. Cas Section rectangulaire de coté: LongBDecMax = 27.80 m
>>
    
```

2.8. Conclusion

De ce chapitre on distingue que les ouvrages et les équipements de mélange rapide et de floculation doivent être conçus de façon optimum pour atteindre les objectifs recherchés. En effet, les dysfonctionnements constatés sur les ouvrages de décantation (turbidité élevée de l'eau décantée, concentration des boues faible ...) trouvent souvent leur origine d'une part dans la conception des ouvrages amont et d'autre part de la conception du bassin de décantation (la vitesse de décantation ; la profondeur utile du bassin ; la vitesse de débordement ; la conception des ouvertures d'entrée et de sortie des eaux.....).

De plus, les réactifs mis en œuvre ont également un impact important sur le traitement. Une amélioration des performances d'ouvrages existants est très souvent obtenue par un simple changement de réactif, ou par un ajustement des doses mises en œuvre.

Par ailleurs pour déterminer les paramètres optimaux cités ci-dessus la méthode expérimentale s'impose, c'est ce qu'on essayera de développer dans le chapitre suivant après avoir donnée quelque notion sur la similitude puisque on à effectuer nos essais sur un modèle réduit de décantation horizontal.



Chapitre 4 :
Bases mathématique d'MDF
numérique et présentation
du logiciel de simulation
- Fluent -

Chapitre 4 : Bases mathématique d'MDF numérique et présentation du logiciel de simulation Fluent

4.1. Introduction :

La mécanique des fluides numérique (CFD : Computational Fluid Dynamics) est simplement le calcul numérique appliqué à la mécanique de fluides [59]. Elle permet de représenter l'écoulement et le transfert de matière dans un ouvrage. À l'aide de la description locale des phénomènes mis en jeu (conservation de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie). Le mouvement d'un fluide devrait être caractérisé par l'étude du mouvement de chacune de ses particules. Cependant, cette approche microscopique est inutile et beaucoup trop complexe dans la plupart des cas d'étude. Le mouvement d'un fluide est donc modélisé par les équations de Navier-Stokes qui sont des équations aux dérivés partielles non linéaires. Dans le cas d'un fluide unique, ce système d'équation est composé d'une équation de continuité (aussi appelée conservation de la masse), d'une équation de bilan de la quantité de mouvement (équivalente de la seconde loi de Newton) et d'une équation de bilan de l'énergie. Ces équations n'ont pas de solutions analytiques sauf dans des cas très simples.

En mécanique des fluides numérique, différentes méthodes ont été développées. Elles sont basées sur une discrétisation du temps et de l'espace sur le domaine de résolution (chacune des mailles définies), permettant de résoudre le système d'équations de Navier-Stokes. Le choix des méthodes de résolution de ces équations ainsi que le choix des relations de fermeture associées sont nécessaires.

Dans un premier temps, cette étude décrit les équations à résoudre et les différentes approches de résolution de ces équations. Les différents travaux traitant de la simulation de l'hydrodynamique des bassins de décantation sont ensuite recensés.

4.2. Les équations fondamentales d'hydrauliques

4.2.1. Généralités sur les équations de Navier-Stokes : [60], [61], [62]

La modélisation des écoulements tridimensionnels est fondée sur les lois de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et, dans certains cas, sur d'autres grandeurs auxquelles nous ne nous intéressons pas ici (comme par exemple l'énergie).

Un fluide en mouvement est défini par quatre paramètres : les trois composantes de vitesses et la pression. Afin de décrire de manière précise le mouvement du fluide ces quatre paramètres doivent être calculés en chaque point du domaine spatial et temporel. On a alors recours aux équations de Navier Stokes qui permettent de relier ces quatre paramètres entre eux.

Les équations de Navier Stokes permettent à la fois de prédire la météo, de simuler les océans ou encore d'optimiser la forme des avions. Ces équations ont été établies au XIX^{ème} siècle. Elles tirent leur nom de leurs découvreurs : le mathématicien et l'ingénieur français Henri Navier ainsi que mathématicien et le physicien Georges Stokes. [62], [63]

Il s'agit d'équation aux dérivées partielles non-linéaires très largement utilisées en hydrodynamique. Elles décrivent l'évolution dans le temps et l'espace du champ de vitesse d'un fluide newtoniens considéré comme continu.

Dans le cas des fluides incompressibles et de densité constante, ces lois s'expriment en notation tensorielle de la façon suivante :

- ◆ Équation de continuité (Conservation de la masse) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \dots\dots\dots \text{Eq. (4.1)}$$

- ◆ Équations de Navier – Stokes (Conservation de la quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j \partial x_j} \dots\dots\dots \text{Eq. (4.2)}$$

Avec : U_i : composante du vecteur vitesse instantanée

P : pression

ν : viscosité cinématique

ρ : masse volumique

La représentation tridimensionnelle du fonctionnement hydraulique des ouvrages nécessite d'utiliser l'ensemble des équations de Navier – Stokes. Les variables qui apparaissent dans les équations précédentes sont instantanées.

Le problème d'absence de solution analytique de ces équations a été contourné par le recours à la résolution numérique. Dans ce qui suit, nous donnerons les expressions des équations et les différents moyens de résolution de ces dernières dans le cas d'un écoulement turbulent. [65], [66]

4.2.2. Définition et caractéristiques d'un écoulement turbulent [62], [64], [65]

Un écoulement turbulent est composé de "filets fluide" qui, au lieu de conserver leur individualité en glissant uniquement les uns sur les autres comme dans un écoulement laminaire, échangent entre eux des particules fluides. Ainsi, le fluide ondule de manière complexe, s'enroule sur lui-même et semble se déplacer de façon aléatoire autour de la direction principale de l'écoulement. Cet état désordonné survient en réalité lorsque la vitesse du fluide devient supérieure à une limite au-delà de laquelle la viscosité ne suffit plus à régulariser les mouvements.

Il est courant de caractériser le régime d'un écoulement par un nombre adimensionnel, le nombre de Reynolds (Re), qui correspond au rapport des forces d'inertie aux forces visqueuses :

$$Re = \frac{\rho UL}{\mu} \dots\dots\dots \text{Eq. (4.3)}$$

Où : ρ : est la masse volumique

μ : est la viscosité dynamique moléculaire

U et L : étant une vitesse et une distance caractéristique de l'écoulement.

Pour un écoulement dans un canal, la transition entre un régime laminaire et un régime turbulent s'effectue généralement pour un nombre de Reynolds critique égal à 2500. Un écoulement est considéré pleinement turbulent lorsque le nombre de Reynolds est supérieur à 5000.

Le mouvement d'un fluide est dit turbulent lorsque les différentes caractéristiques physiques (vitesse, pression, température) peuvent être décrites par des variables aléatoires du temps et de l'espace, et pour lesquels on peut définir une valeur moyenne.

Si le flux entrant est laminaire, de nombreuses expériences confirment les prédictions de la théorie selon laquelle une instabilité linéaire (processus de transition) initiale se produit dans la direction du flux voir figure (4.1) : [63], [67], [68]

- 1) Création des perturbations bidimensionnelles instables appelées ondes de Tollmien–Schlichting (T-S).
- 2) Si l'amplitude est suffisamment grande, un mécanisme d'instabilité secondaire, non linéaire, fait que les ondes (T–S) deviennent tridimensionnelles et se transforment finalement en tourbillons épineux en épingle à cheveux. Dans le mécanisme de transition le plus commun, appelé transition de type K.
- 3) Au-dessus des tourbillons en épingle à cheveux, une région de fort cisaillement est induite qui s'intensifie, s'allonge et s'enroule par la suite.
- 4) Des régions de changements intenses ($Re=Re_t$) et très localisés se produisent à des moments et à des emplacements aléatoires près du mur solide. Des points turbulents triangulaires ont éclaté à partir de ces endroits. Ces points turbulents sont entraînés par le flux et se développent en s'étendant latéralement, ce qui entraîne une augmentation des quantités de fluide laminaire dans le mouvement turbulent.

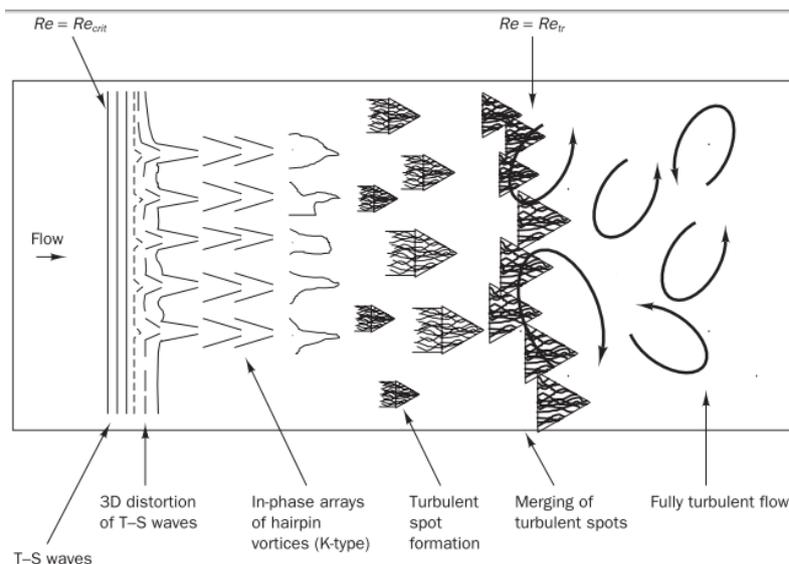


Figure 4.1 : Vue en plan des processus de transition dans le flux de la couche limite sur une plaque plane. [63]

4.3. Principales approches de simulation [63], [67] :

Les équations de Navier Stokes permettent de décrire un fluide en mouvement n'ont pas de solution analytique dans le cas d'un écoulement turbulent. Afin de contourner ce problème, ces équations sont **discrétisées** et **résolues** numériquement.

Il existe trois approches majeures pour simuler les écoulements turbulents :

- La simulation numérique directe aussi appelée **DNS** (Direct Numerical Simulation)
- L'approche statistique connue sous le nom : méthode **RANS** (Reynolds Average Navier Stokes)

- La méthode de simulation des grandes échelles aussi appelée LES (Large Eddy Simulation)

Dans ce qui suit, ces trois méthodes seront présentées.

4.3.1. La simulation numérique directe (DNS) :

Les équations de Navier - Stokes traduisent complètement les écoulements à surface libre turbulents. Cependant, malgré les récents progrès réalisés au niveau technologique, leur résolution numérique complète pose problème.

En effet, les tourbillons peuvent être de l’ordre du millimètre alors que le domaine peut s’étendre sur des mètres et même des kilomètres. Une grille assez fine pour une description assez précise de toutes les échelles de la turbulence exigerait un nombre considérable de cellules. En effet, (Chassaing, 2000) indique que le nombre de mailles (N) nécessaire à cette méthode est tel que [61] :

$$N \geq Re_t^{\frac{9}{4}} \dots\dots\dots Eq. (4.4)$$

Ou Re_t représente le nombre de Reynolds turbulent définit comme tel : [63], [69]

$$Re_t = \frac{\sqrt{k} * 0.07 * L}{\nu} \dots\dots\dots Eq. (4.5)$$

- L : est une échelle de longueur caractéristique de la conduite (diamètre) ;
- ν : la viscosité cinématique ;
- k : est un coefficient de vitesse calculé par : $k = \frac{3}{2} (V_{moy} * I)^2 \dots\dots\dots Eq. (4.6)$
 - I : est l’intensité turbulente calculé par : $I = 0.016 * Re^{-\frac{1}{8}}$

Le nombre de maille est alors supérieur à 4.10^7 . En prenant en compte le nombre de variables calculées, la matrice calculée nécessite une mémoire vive tellement grande Or, la capacité de stockage et la vitesse des ordinateurs demeurent à l’heure actuelle insuffisantes.

Un autre inconvénient de cette approche est le fait que la grande finesse de la structure de la turbulence exige la prescription de données initiales et aux limites à un niveau important, ce qui n’est pas sans poser parfois de sérieuses difficultés.

Afin de passer ce type de difficultés, deux solutions sont utilisées : l’approche statistique et la simulation des grandes structures turbulentes.

4.3.2. L’approche statistique méthode RANS : [63], [70], [71]

Les modèles qui se fondent sur l’approche statistique sont les plus répandus. Ils reposent sur la décomposition classique de Reynolds en quantités moyenne et fluctuante :

- $U_i = \bar{U}_i + u'_i \dots\dots\dots Eq. (4.7)$
- $P = \bar{P} + p' \dots\dots\dots Eq. (4.8)$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{U}_i = \frac{1}{T} \int_0^T U_i dt \\ \bar{u}'_i = \frac{1}{T} \int_0^T u'_i dt = 0 \end{array} \right. \dots\dots Eq. (4.9)$ Et : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{P} = \frac{1}{T} \int_0^T P dt \\ \bar{p}' = \frac{1}{T} \int_0^T p' dt = 0 \end{array} \right. \dots\dots Eq. (4.10)$

Cette décomposition en valeur moyenne et fluctuante entraîne au niveau physique, une considération du mouvement moyen et du mouvement d’agitation turbulente.

Les équations 4.1 et 4.2 deviennent :

- ◆ Conservation de la masse (équation de continuité) :

$$\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_i} = 0 \dots\dots\dots \text{Eq. (4.11)}$$

- ◆ Conservation du moment (équations de Navier - Stokes):

$$\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial t} + \bar{U}_j \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} - \overline{u'_i u'_j} \right) \dots\dots\dots \text{Eq. (4.12)}$$

Les termes $-\overline{u'_i u'_j}$ appelés contraintes de Reynolds proviennent de la décomposition de Reynolds. Ils posent un problème de fermeture.

Le but de l’ensemble des modèles de transport de quantités moyennes consiste à estimer les contraintes de Reynolds. Le code de calcul **Fluent** propose trois méthodes de fermeture basées sur l’approche statistique :

- ◆ Le modèle k-ε et ses variantes
- ◆ Le modèle de turbulence k-ω (modèle de Wilcox)
- ◆ Le modèle des contraintes de Reynolds (RSM)

a.1. Le modèle k-ε : [63], [72]

Le modèle k-ε est le plus simple des modèles complets dits à deux équations. Il suppose que le régime de turbulence est pleinement établi dans tout le domaine et que les effets de la viscosité moléculaire sont négligeables par rapport à ceux de la viscosité turbulente (loin des parois).

Il est basé sur l’hypothèse de Boussinesq, à savoir qu’il existe une analogie entre l’action des forces visqueuses et les contraintes de Reynolds dans l’écoulement moyen, soit :

$$-\rho \overline{u'_i u'_j} = \mu_t \left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \dots\dots\dots \text{Eq. (4.13)}$$

Le modèle calcule la viscosité turbulente μ_t en faisant intervenir l’énergie cinétique de turbulence k et le taux de dissipation de l’énergie cinétique de turbulence ε comme suit :

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \dots\dots\dots \text{Eq. (4.14)}$$

Deux équations de transport sont utilisées : une pour l’énergie cinétique de turbulence k et l’autre pour le taux de dissipation de l’énergie cinétique ε.

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \text{div}(\rho k U) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \text{grad}(k) \right] + 2\mu_t \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_i} - \rho \varepsilon \dots\dots\dots \text{Eq. (4.15)}$$

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \text{div}(\rho \varepsilon U) = \text{div} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \text{grad}(\varepsilon) \right] + 2\mu_t C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_i} - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{k} \dots\dots \text{Eq. (4.16)}$$

La signification physique de ces équations est la suivante :

$$\begin{array}{cccccc} \text{Taux de} & & \text{Transport} & & \text{Transport} & & \text{Taux de} & & \text{Taux de} \\ \text{variation} & + & \text{de } k (\varepsilon) \text{ par} & = & \text{de } k (\varepsilon) \text{ par} & + & \text{production} & - & \text{destruction} \\ \text{de } k (\varepsilon) & & \text{convection} & & \text{diffusion} & & \text{de } k (\varepsilon) & & \text{de } k (\varepsilon) \end{array} \dots \text{Eq. (4.17)}$$

Les résultats de calcul dépendent fortement de la valeur des constantes empiriques C_μ , σ_k , σ_ε , $C_{1\varepsilon}$ et $C_{2\varepsilon}$. Cela constitue une faiblesse de ce modèle, bien que les auteurs admettent le plus souvent les mêmes valeurs.

Les valeurs utilisées par défaut dans le code Fluent sont groupées dans le tableau 4.1. Leurs valeurs standard, découlant d'un processus d'ajustement de nombreuses données expérimentales avec :

C_μ : est le lien de proportionnalité entre la viscosité turbulente et le rapport (k^2/ε) .

σ_k et σ_ε : sont les nombres de Prandtl (également appelés nombres de Schmidt) ; ils relient les diffusivités des grandeurs k et ε à la viscosité turbulente.

$C_{1\varepsilon}$ et $C_{2\varepsilon}$: deux constantes interviennent respectivement dans les taux de production et de destruction de ε .

Tableau 4.1 : Valeurs des constantes empiriques du modèle k- ε .

Constantes	C_μ	σ_k	σ_ε	$C_{1\varepsilon}$	$C_{2\varepsilon}$
Valeurs	0.09	1.00	1.30	1.44	1.92

Le modèle k- ε a été utilisé avec succès pour la modélisation des bassins de sédimentation [47], [69], [73] et dont ses équations doivent être résolues en même temps que les équations de mouvement et de continuité ; il y a maintenant cinq équations à résoudre pour le modèle hydrodynamique.

Prise en compte des effets des parois [75], [76]

Cependant, proche des parois, les effets visqueux ne peuvent plus être négligés et la modélisation basée sur un nombre de Reynolds turbulent n'est plus valable. Pour pallier à cette difficulté, on utilise des « lois de paroi » (Standard Wall Function), qui sont des modèles d'intégration connectant les conditions à la paroi et près de la paroi.

Nous ne nous intéressons pas au détail de la couche limite, mais à l'effet global de la présence d'une paroi sur l'écoulement.

La modélisation de l'écoulement en proche paroi s'appuie sur celle des écoulements turbulents pariétaux cisailés simples.

L'option « standard wall function » est disponible lorsqu'on utilise le modèle k- ε ou RSM, mais ne peut être utilisée avec le modèle k- ω (Fluent, 2001).

Avec le modèle k- ε standard, les contraintes de Reynolds à la paroi sont calculées en supposant l'existence d'un profil de vitesse entre la paroi et la première cellule proche de la paroi (Fluent, 2001).

a.2. Le modèle k-oméga (k- ω) : [60], [63], [77]

Le modèle k- ω standard proposé par FLUENT est fondé sur le modèle de Wilcox (Wilcox, 1998). Sa structure est proche de celle du modèle k- ϵ .

Ce modèle fait intervenir deux équations de transport :

- Une pour l'énergie cinétique turbulente k
- Et l'autre pour le taux de dissipation spécifique ω .

Le taux de dissipation spécifique est défini par :

$$\omega = \frac{\epsilon}{k} \dots\dots\dots \text{Eq. (4.18)}$$

Finalement, les constantes du modèle k- ω sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 2-2 : Valeur des constantes du modèle k- ω

α_{∞}^*	α_{∞}	α_0	β_{∞}^*	β_i	R_{β}	R_k	R_{ω}	ζ^*	σ_k	σ_{ω}
1	0.52	1/9	0.09	0.072	8	6	2.95	1.5	2.0	2.0

L'avantage du modèle k- ω par rapport au modèle k- ϵ réside au niveau de la prise en compte des effets dus à la turbulence des écoulements à faible nombre de Reynolds. Il est utilisable pour modéliser les courants secondaires de manière plus précise que le modèle k- ϵ .

Ce modèle est applicable pour les écoulements en charge, les écoulements à surface libre caractérisés par de fortes contraintes de cisaillement, les jets et les écoulements autour d'un obstacle (phénomène de sillage), la diffusion d'un polluant dissous.

a.3. Le modèle RSM : [60], [62], [61]

Le modèle des contraintes de Reynolds ou Reynolds Stress Model (RSM) est un modèle de **fermeture du second ordre**. Il permet de traiter de manière plus exacte l'anisotropie des tenseurs de Reynolds. Il est plus général que les modèles de premier ordre, mais plus difficile à mettre en place car il requiert de nombreuses hypothèses de fermeture et de constantes empiriques à déterminer.

4.3.3. La simulation des grandes structures turbulentes (LES) : [62], [60], [75]

La simulation des grandes structures turbulentes (LES ou 'Large Eddy Simulation') est une approche intermédiaire entre la méthode directe et la méthode statistique (RANS). Elle utilise une résolution partielle pour les grands tourbillons et une modélisation partielle pour les petits tourbillons (Schiestel, 1998). La construction du modèle est basée sur le caractère universel des petits tourbillons et la variabilité dans le temps et dans l'espace de la structure des grands tourbillons.

La méthode de résolution est basée, dans un premier temps, sur le calcul du mouvement tridimensionnel et instationnaire des gros tourbillons dans des configurations particulières de l'écoulement considéré. Dans un second temps, les propriétés statistiques sont obtenues sur des signaux issus de mesures en laboratoire.

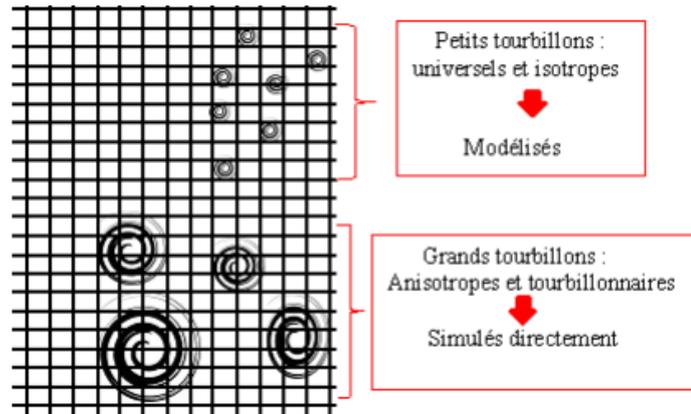


Figure 4.2 : Schéma explicatif de la méthode LES [62]

De manière très générale, la simulation repose sur la résolution numérique des équations de base et le traitement statistique des bases de données ainsi constituées. La difficulté à modéliser la structure des grands tourbillons justifie ce type d'approche. En effet, les grands tourbillons produits par l'écoulement moyen sont **anisotropes** et ont une longue durée de vie. Par contre les petits tourbillons ont un caractère plus universel et ont tendance à être **isotropes**. Leur durée de vie est courte et ils sont relativement plus faciles à modéliser.

Cette méthode est un outil pour l'ingénieur. Elle permet de simuler des configurations très proches de celles rencontrées dans l'industrie ; notamment celles pour lesquelles les modèles classiques, de type $k-\varepsilon$, échouent. On peut citer par exemple les calculs de pollution atmosphérique, de l'aérodynamique externe et interne de bâtiments, des fluctuations du vent autour d'un pont, des vibrations de tubes dans un échangeur ou les fluctuations thermiques en parois (Bailly et Comte-Bellot, 2003).

4.4. Méthodologie de l'MDF numérique (CFD) : [71] [72], [75]

Les grandes étapes de la résolution numérique des problèmes de la Mécanique des Fluides sont :

- 1) Mise en équations : le problème physique continu est décrit par un modèle mathématique continu ;
- 2) Modèle mathématique continu est discrétisé en s'appuyant sur une(des) méthode(s) numérique(s) ;
- 3) Les équations discrétisées sont approximées à l'aide des schémas numériques appropriés, l'algorithme de résolution est établi ;
- 4) L'algorithme est codé (C++, Fortran, Matlab, Java, etc.....) ;
- 5) Le code est exécuté sur un ordinateur ;
- 6) Si tout va bien, la solution approchée du problème initial est obtenue.

4.5. Les méthodes numériques de discrétisation : [63], [73]

La résolution de l'ensemble du système d'équation aux dérivées partielles ne peut se faire analytiquement. Il est donc nécessaire de le résoudre de manière approchée dans un espace discret. Cette méthode implique :

- De discrétiser le domaine physique,
- De discrétiser les équations,
- De résoudre les équations discrétisées.

4.5.1. Discrétisation du domaine physique (maillage) : [73]

La discrétisation du domaine physique, appelée aussi maillage, est réalisée sous le contrôle de l'opérateur. En effet, l'opérateur en fonction du code de calcul utilisé, a le choix entre le maillage multibloc ou monobloc, le maillage structuré ou non structuré. Dans tous les cas, la discrétisation des équations dépendra de la manière dont est maillé le domaine. Il est donc important de vérifier la qualité de maillage.

a) Le maillage structuré et le maillage non structuré [59], [67]

➤ Maillage structuré (quadra/hexa) :

Les éléments de maillage structuré en 2D, ce sont des rectangles (quadra) et en 3D, ce sont des parallélépipèdes (hexa). Ce type de maillage est beaucoup plus facile de le générer en utilisant une géométrie à multibloc, il présente les avantages suivants :

- ◆ Economique en nombre d'éléments, présente un nombre inférieur de maille par rapport à un maillage non structuré équivalent.
- ◆ Réduit les risques d'erreurs numériques car l'écoulement est aligné avec le maillage.

Ses inconvénients :

- ◆ Difficile à générer dans le cas d'une géométrie complexe.
- ◆ Difficile d'obtenir une bonne qualité de maillage pour certaines géométries complexes.

➤ Maillage non structuré (tri/tétra)

Les éléments de maillage non structuré en 2D, ce sont des triangles (tri) et en 3D, ce sont des tétraèdres (tétra). Les éléments de ce type de maillage sont générés arbitrairement sans aucune contrainte quant à leur disposition, ces avantages sont :

- ◆ Peut-être généré sur une géométrie complexe tout en gardant une bonne qualité des éléments.
- ◆ Les algorithmes de génération de ce type de maillage (tri/tétra) sont très automatisés

Ses inconvénients :

- ◆ Très gourmand en nombre de mailles comparativement au maillage structuré.
- ◆ Engendre des erreurs numériques (fausse diffusion) qui peuvent être plus importante si l'on compare avec le maillage structuré.

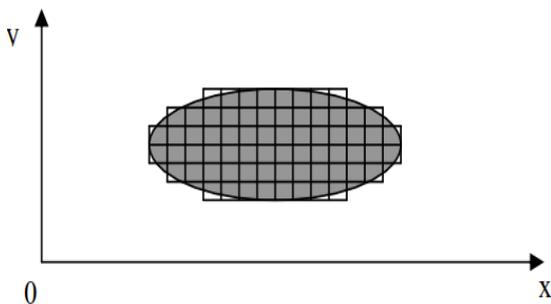


Fig. 4.3 : Maillage structuré en 2D [73]

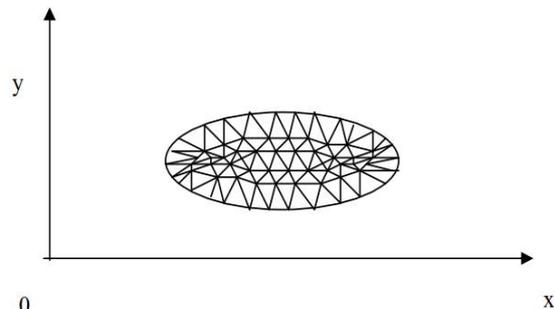


Fig. 4.4 : Maillage non structuré en 2D [73]

La différence entre les maillages structuré et non structuré correspond à la manière dont le logiciel stocke les coordonnées des mailles dans sa mémoire.

b) Le maillage monobloc et le maillage multibloc [59], [73] :

Les notions de monobloc et de multibloc nécessitent d'introduire la notion de topologie, qui est la manière de partager le domaine physique avant le maillage. Si le domaine est en une seule partie, alors le maillage est de type monobloc. En revanche, si le domaine est constitué de plusieurs parties connectées entre elles (le domaine est alors dit topologiquement correct), alors le maillage est de type multibloc. L'exemple suivant illustre, pour une même géométrie (raccordement en T, en 2D) les 2 types de maillage possible :

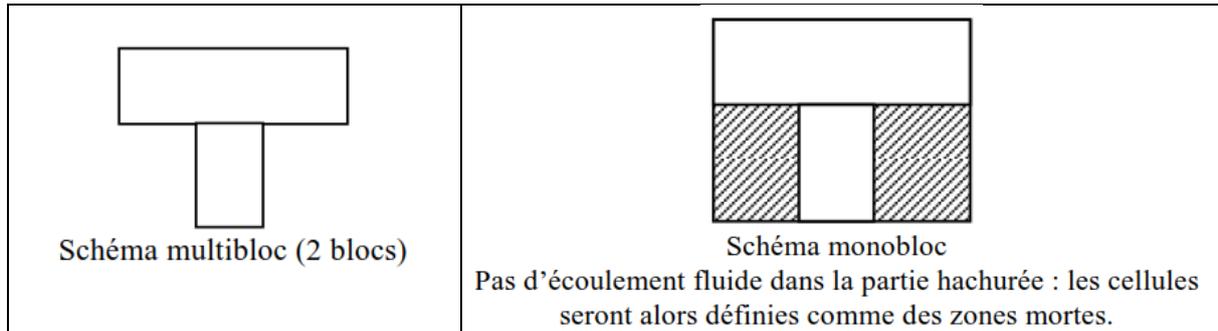


Figure 4.5 : Présentation de schéma monobloc et multibloc [73]

La figure (4.5) montre que le schéma multibloc nécessitera beaucoup moins de mémoire que le schéma monobloc, car ce dernier devra mailler la zone hachurée, alors que les cellules mortes n'interviendront pas dans l'écoulement. En ce qui concerne l'allocation mémoire, il est donc avantageux de travailler avec un schéma multibloc par rapport à un schéma monobloc. La place mémoire ainsi économisée pourra être investie dans une augmentation du nombre de mailles à certains endroits, ou alors le temps de calcul sera moins important.

4.5.2. Discrétisation des équations aux dérivées partielles [74] :

les techniques de discrétisation des équations aux différences partielles les plus importantes sont : la méthode des différences finies, la méthode des éléments finis et la méthode des volumes finis .

A) Méthode des différences finies :

Cette méthode consiste à remplacer l'équation à résoudre par un nombre fini d'approximations discrètes qui modélisent le problème en tout point du maillage : les dérivées partielles de l'équation sont substituées par les différences finies obtenues à partir d'un développement en série de Taylor limité généralement au troisième terme. Le domaine (espace-temps) est ainsi discrétisé et la solution est calculée aux centres des domaines élémentaires de la grille. [72], [73]

Caractéristiques :

- Bien connue ;
- Mise en œuvre simple pour une géométrie simple ;
- Mise en œuvre difficile pour une géométrie complexe ;
- Pas toujours conservative ;
- Utilisation dans des codes de "recherche".

B) La méthode des éléments finis : [73]

Cette méthode consiste dans un premier temps à découper la frontière du domaine en segments de droite. Puis en écrivant une formulation du problème à l'aide uniquement d'intégrales de bord, elle permet de calculer les variables inconnues en certains point de la frontière appelés nœuds. Les nœuds sont en général les milieux ou les extrémités des segments de droite discrétisant la frontière.

La méthode des éléments finis consiste à écrire une approximation de chaque variable de l'écoulement sur chaque élément du domaine. Cette approximation est réalisée à l'aide d'un nombre fini de fonctions poids qui sont linéairement indépendantes de type polynôme et les paramètres de l'approximation sont des valeurs de la variable aux nœuds d'interpolation.

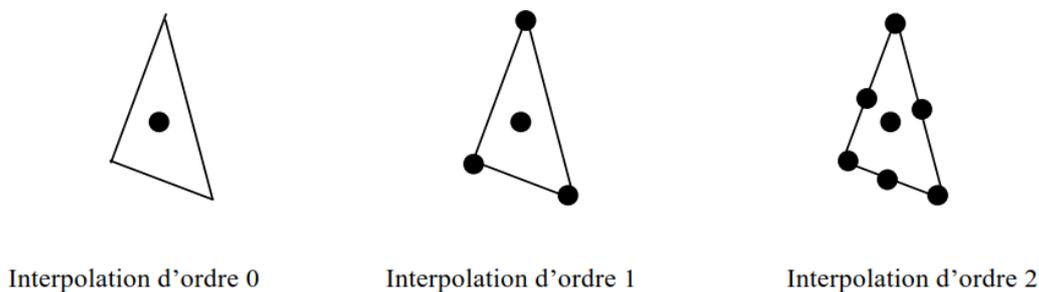


Figure 4. 6 : Nœuds pour divers ordres d'interpolation sur un élément

Les étapes de base de l'approximation par éléments finis diffèrent des étapes de la méthode des différences finies essentiellement par la généralité de leur formulation. Afin de mettre en place d'un schéma de discrétisation par différence finie, il faut : [72]

- définir une discrétisation de l'espace par laquelle les points de maillage sont répartis le long de familles de lignes non croisées ;
- développer les fonctions inconnues sous la forme d'une expansion en série de Taylor autour des valeurs de la grille ; et
- remplacer les équations différentielles par des approximations par différence finie des dérivées.

La méthode des éléments finis définit pour chacune de ces trois étapes une formulation plus générale.

Caractéristiques :

- Approche très "mathématique" ;
- S'adapte à une géométrie quelconque ;
- Difficultés pour résoudre les termes non-linéaires ;
- Très utilisée dans le domaine de Mécanique des Solides et pour des problèmes multi-physique (Comsol, ex FemLab).

C) La méthode des volumes finis : [71], [72]

Cette méthode consiste à découper le domaine en « volumes de contrôle » tels que chaque nœud du maillage se trouve à l'intérieur d'un seul volume. Les équations de conservation de flux sont ensuite discrétisées et résolues sur chaque volume élémentaire : les termes de ces équations différentielles sont interpolés entre le centre du volume et la frontière. Les autres variables sont les valeurs à la frontière. Dans les cas simple et pour des maillages rectangulaires, les équations obtenues sont analogues à celles définies par la méthode des différences finies classique.

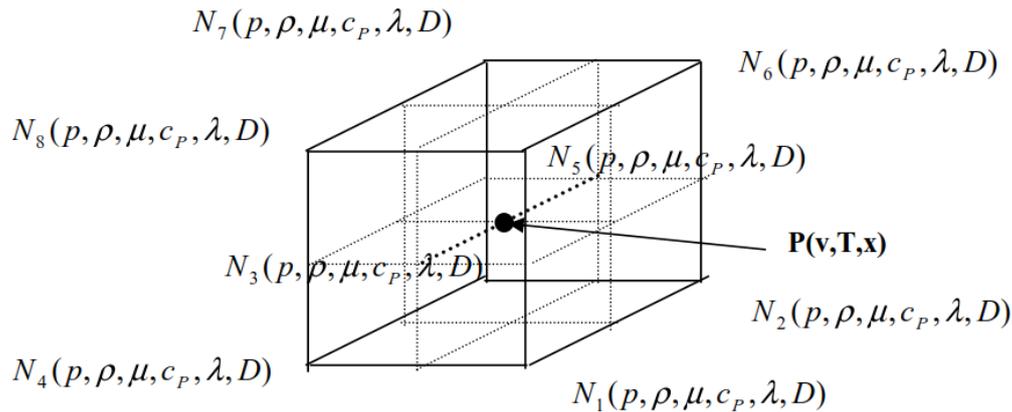


Figure 4.7 : Volume de contrôle et solution des différentes grandeurs

La solution calculée satisfait ainsi la conservation des flux des grandeurs calculées (vitesse, température et concentration) sur n'importe quel élément de volume et sur le domaine tout entier (voir figure 4.7). ainsi, pour ces trois variable, la solution sera déterminée au centre de chaque volume.

Il existe plusieurs procédures pour discrétiser les équations. Pour la pression. Une interpolation linéaire est généralement effectuée. Pour les équations de transport de scalaire, un schéma amont du premier ordre (First Order Upwind Scheme) ou du second ordre peut être utilisé. Cependant, il existe aussi le schéma de la loi de puissance ou le schéma de QUICK. Le choix du schéma d'interpolation est fonction de la précision souhaitée.

Caractéristiques :

- Approche très "physique" : bilan des flux ;
- S'adapte à une géométrie quelconque ;
- Plusieurs schémas pour la résolution des termes non-linéaires hyperboliques ;
- Conservative (par sa formulation)
- La base de tous les codes généralistes en Mécanique des Fluides ; Fluent et CFX (ANSYS), StarCCM+ et ProStar (CD-Adapco), Fire (AVL), OpenFoam (Libre) etc....

4.5.3. Résolution des équations discrétisées : [73]

En règle générale, les équations discrétisées sont résolues séquentiellement. Dans le procédé de solution séquentielle, l'équation décrivant la mise à jour de la pression est requise et n'est pas disponible explicitement via les bilans de masse et de quantité de mouvement.

La famille des algorithmes SIMPLE (Semi Implicit Methode for Pressure Linked Equation), développés par Patankar (1980) est basée sur l'utilisation de la correction de vitesse et de la correction de pression, de façon à respecter l'équation de continuité en terme de correction de pression. La résolution des équations de transport des scalaires est réalisée à l'aide d'un schéma de discrétisation qui peut être par exemple du premier ou de second ordre.

4.6. Effets de la turbulence dans les ouvrages d'écoulement à surface libre :

4.6.1. Les courants secondaires : [67], [75], [76]

Dans cette partie nous allons définir et décrire les écoulements secondaires, cette description se fera à travers l'analyse de mesures expérimentales tirées notamment de l'ouvrage de (Nezu & Nakagawa, Turbulence in open-channel flow, 1993). Les écoulements secondaires sont des perturbations à grande échelle de l'écoulement moyen, qui en modifient grandement la structure. Suivant la classification de Prandtl (1952), Il existe plusieurs types d'écoulement secondaire :

- Les premiers sont liés aux gradients de pression qui découlent directement des forces d'inertie dues aux courbures éventuelles du canal.
- Le second type consiste en la perturbation du champ moyen par effet de la turbulence. Dans la mesure où cette turbulence peut être générée par les parois et les angles, la présence de ces derniers va donc amplifier ces écoulements secondaires. En effet, les parois et la surface libre ont tendance à réduire l'intensité turbulente dans le sens de l'écoulement. Cette perte est redistribuée, par réflexion, dans les deux autres directions augmentant l'anisotropie de la turbulence et provoquant la mise en mouvement du fluide dans le plan transverse. Ce phénomène de réflexion est modélisé par le terme proche paroi de l'expression de la corrélation vitesse/fluctuation de pression.

La vitesse de ces courants secondaires fluctue entre 2 et 5% de la vitesse débitante. Le champ de vitesse moyenne prend donc la forme de rouleaux contrarotatifs comme l'illustre les figures suivantes, l'une tracée à partir de données calculées, l'autre à partir du logiciel Fluent.

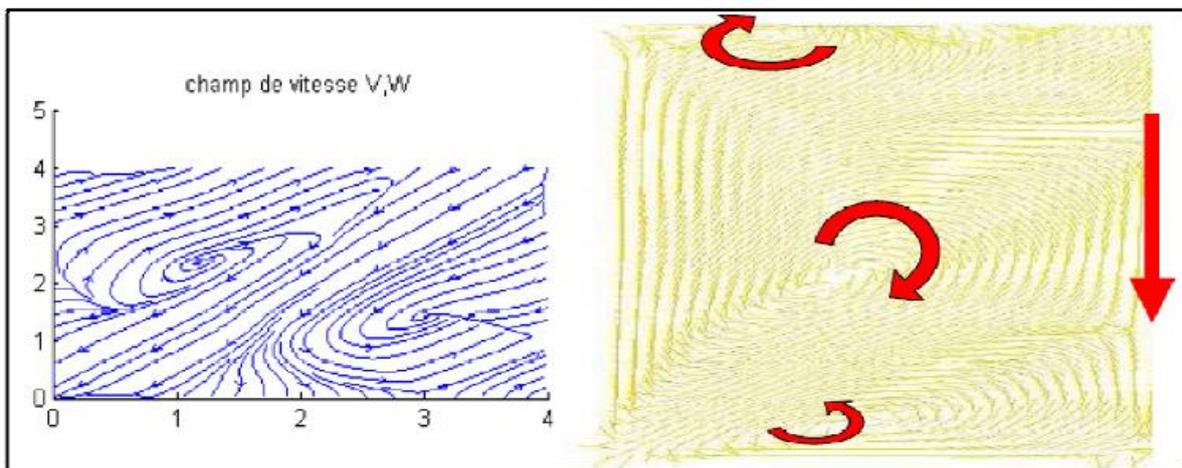


Figure 4.8 : illustration des courants secondaires.

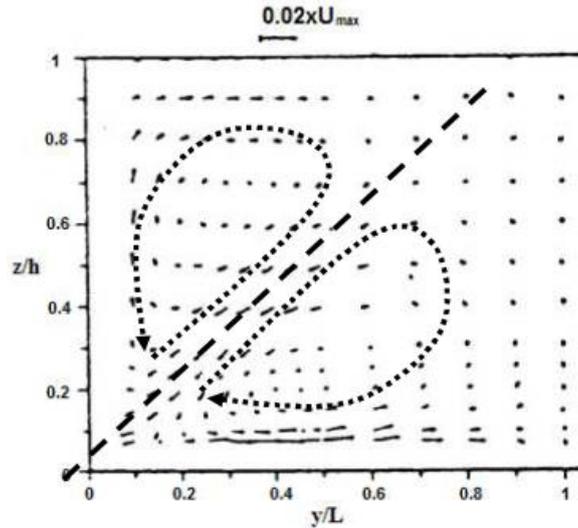


Figure 4.9 : Division des courants secondaires au voisinage des angles
Selon (Nezu & Rodi, 1985) [77]

4.6.2. Le Dip phénomène : [77], [78], [79]

Une des conséquences principales des courants secondaires est le Dip phénomène ; le fluide est ralenti au voisinage de la surface libre. Ainsi le maximum de vitesse ne se trouve pas au niveau de la surface où les effets de la viscosité sont les plus faibles, mais en dessous, à 80% de la hauteur d'eau environ. Comme on le voit sur la Figure 4.9 une partie du fluide est déplacé du bas, zone où le fluide subit fortement les effets de la viscosité, vers le haut ce qui peut expliquer le ralentissement du fluide dans cette zone. Au vu du champ de vitesse mesuré par (Nezu & Rodi, 1985) représenté ci-dessus, l'allure globale du profil de vitesse à mi-largeur de la canalisation n'est pas un logarithme comme bon nombre d'applications d'ingénierie le préconisent mais ressemble plutôt à la Figure 4.10.

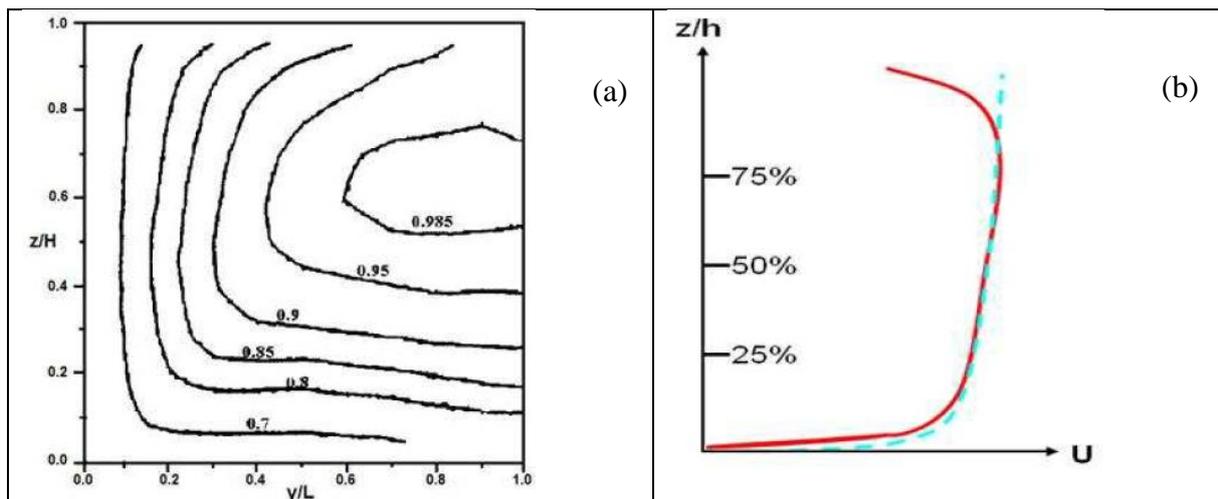


Figure 4.10 : Champ U/U_{max} dans une demi-canalisation mesuré par (Nezu & Rodi, 1985) et Allure du profil de vitesse avec Dip phenomenon en rouge comparé à la loi logarithmique [70]

Le Dip phenomenon n'apparaît qu'en deçà d'une valeur du rapport de la largeur du canal (B) par la hauteur d'eau (h). (Nezu & Rodi, 1985) évaluent expérimentalement cette valeur seuil B/h égale à 5.

Le modèle RSM retranscrit bien ce phénomène dont la prise en compte est essentiel lors de la modélisation notamment pour la pose de capteur.

4.6.3. Effets de l'anisotropie de la turbulence et des conditions aux limites :

La turbulence génère les tourbillons mentionnés plus hauts comme illustré sur la figure (3.4). Ou on remarque que la rugosité des parois et les gradients de pression générés à leur contact peuvent créer des vortex donnant eux même naissance à la turbulence. [77], [80], [81]

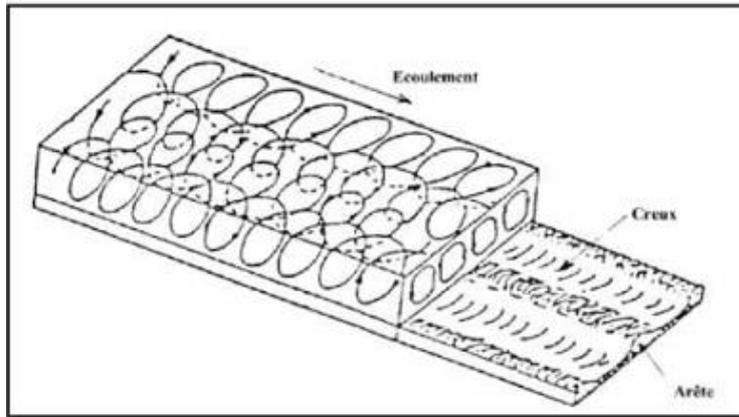


Figure 4.11 : Effets de l'anisotropie de la turbulence

4.7. Utilisation de La mécanique des fluides numérique pour prédire les écoulements dans un bassin de décantation :

4.7.1. Modélisation de la surface libre : [77], [82], [83]

Pour modéliser les écoulements multiphasiques, les deux approches principales sont : Euler –Euler et Euler – Lagrange.

Fluent (2001) propose trois modèles principaux fondés sur l'approche eulérienne, à savoir :

Le modèle VOF (Volume Of Fluid), le modèle de mélange ou « Mixture » et le modèle d'Euler. Dans le dernier modèle, une distinction est faite entre les écoulements fluide – fluide et les écoulements fluide – solide (modèle dit eulérien-granulaire).

L'approche lagrangienne sert de base au module de transport solide « particle track » ou modèle particulaire. Ce module est utilisé pour connaître la distribution et la trajectoire des particules.

Fluent dispose de quatre schémas numériques pour localiser l'interface eau-air par exemple : Euler Explicit, implicit, géométric reconstruction, donor-acceptor.

Le schéma « implicit » est adapté en régime permanent. En régime transitoire, l'utilisation des méthodes VOF implique la donnée du nombre de Courant. C'est un nombre sans dimension qui compare le pas de temps de calcul (Δt) au temps caractéristique durant lequel un élément fluide transite à travers le volume de contrôle.

4.7.2. Conditions initiales :

Il faut fournir au modèle numérique les conditions initiales qui représentent l'état de l'écoulement lors du démarrage de la simulation.

Il est nécessaire de donner des vitesses initiales de l'écoulement dans différents domaines fluides, ainsi que les valeurs initiales pour la pression et la fraction volumique (position initiale de la surface libre).

Si les variables possèdent des valeurs initiales constantes, il est possible de les livrer directement au logiciel. Dans le cas contraire, l'utilisateur peut créer un sous-programme (fonctions définies par l'utilisateur ou **User Define Fonction (UDF)**) dans lequel il est possible d'établir des profils initiaux non uniformes pour chacune des variables de l'écoulement.

4.7.3. Conditions aux limites

Les conditions aux limites définissent la valeur des paramètres hydrauliques (débit, tirant d'eau, etc...) permettant de représenter l'effet en terme hydrodynamique de ce qui n'a pas pu être modélisé. [83]

Plusieurs types de conditions aux limites sont proposés dans le code de calcul FLUENT (conditions de symétrie, de pression, de flux nul, de vitesse imposée ...).

Nous avons utilisé essentiellement quatre : vitesse d'entrée, pression de sortie, condition de la surface libre et condition de paroi. [86], [87], [88].

- ➔ La 1^{ère} condition vitesse d'entrée « **velocity-inlet** » correspond à une vitesse imposée sur toute la section de façon à imposer un débit.
- ➔ La 2^{ème} condition pression de sortie « **pressure-outlet** » est appliquée au niveau des sorties déversé ou conservé (sortie de fluide à la pression atmosphérique).
- ➔ La 3^{ème} condition de paroi « **Standard wall function** » Les murs verticaux et horizontaux ont été spécifiés comme étant près des limites du mur en utilisant le modèle standard k- ϵ [42], [43].
- ➔ La 4^{ème} condition de la surface libre « **free water area** » La surface libre statique a été spécifiée comme axe rigide de symétrie du couvercle. [69], [84], [85]

4.8. Présentation du code de calcul numérique Fluent : [73], [89]

C'est un logiciel permet d'effectuer des simulations en matière de mécanique des fluides. Ce code prend en compte l'écoulement des fluides incompressible et compressible, newtoniens et non newtonien, en régime permanent ou transitoire, avec transfert de chaleur et de matière. Les équations de Navier-Stokes sont résolues en régime laminaire ou turbulent.

Le code de calcul Fluent est commercialisé par le groupe FLUENT. Ce groupe est actuellement l'un des pôles de compétence en mécanique des fluides numérique les plus importants. Les codes de simulation numérique des écoulements, ou code CFD (Computational Fluid Dynamics), résolvent les équations régissent les mouvements d'un fluide. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement (Navier-Stokes), ainsi que la conservation d'énergie. Il existe un grand nombre de code CFD disponibles qu'ils soient commerciaux, du domaine public ou encore propres à certaines institutions.

Ce code propose d'effectuer une étude en trois éléments clés qui sont :

1. Le prétraitement (preprocessing), qui permet de générer un maillage ;
2. Le solveur qui résout l'ensemble des équations qui décrivent le système ;
3. Le post-processeur, qui traite les résultats bruts issus de l'étape précédente, de façon à les présenter sous forme graphique.

4.8.1. Le prétraitement Géomesh & Gambit : [60], [73]

Le logiciel GAMBIT (Geometry And Mesh Building Intelligent Toolkit) est un logiciel de DAO (Dessin Assisté par Ordinateur) il permet à l'utilisateur de construire la géométrie du domaine de calcul et de subdiviser ce dernier en petits volumes de contrôle ou cellules de calcul. L'ensemble de ces volumes élémentaires constitue le maillage. La définition des conditions aux limites appropriées, au niveau des cellules qui coïncident ou touchent la frontière du domaine de calcul, se fait également à ce niveau.

4.8.2. Le solveur FLUENT 6 : [60], [68], [90]

Avant de lancer le calcul proprement dit, l'utilisateur doit spécifier les conditions aux limites et définir le type de fluide transporté, ainsi que ses propriétés chimiques (masse, viscosité, ...). Ensuite, l'utilisateur doit effectuer ses choix sur le calcul : modèle de turbulence, type d'équation à résoudre, schéma de discrétisation, Il initialise ensuite les valeurs des inconnues de chaque cellule. Une fois l'ensemble de ces opérations effectuées, le calcul peut être lancé par les étapes suivantes :

- ◆ Intégration des équations continues sur chaque volume de contrôle ;
- ◆ Discrétisation en espace et en temps (pour les écoulements non permanents) des équations substitution des dérivées partielles par des approximations en différences finies ; transformation du système d'équations en système algébrique,
- ◆ Résolution du système algébrique par un processus itératif ; utilisation d'un algorithme pour corriger la pression et les composantes de la vitesse afin d'assurer la conservation de la masse.

4.8.3. Le post-processeur : [68], [91]

Le post-processeur est l'élément qui permet de visualiser la géométrie et le maillage du domaine, mais surtout d'afficher les résultats obtenus. Il est ainsi possible de visualiser les champs du vecteur-vitesse, les champs de pression, de turbulence ainsi que toutes les autres grandeurs calculées sur un segment, d'une section du domaine ou sur tout le volume. Il offre aussi la possibilité de tracer des courbes et de visualiser les lignes de courant ou la trajectoire des particules.

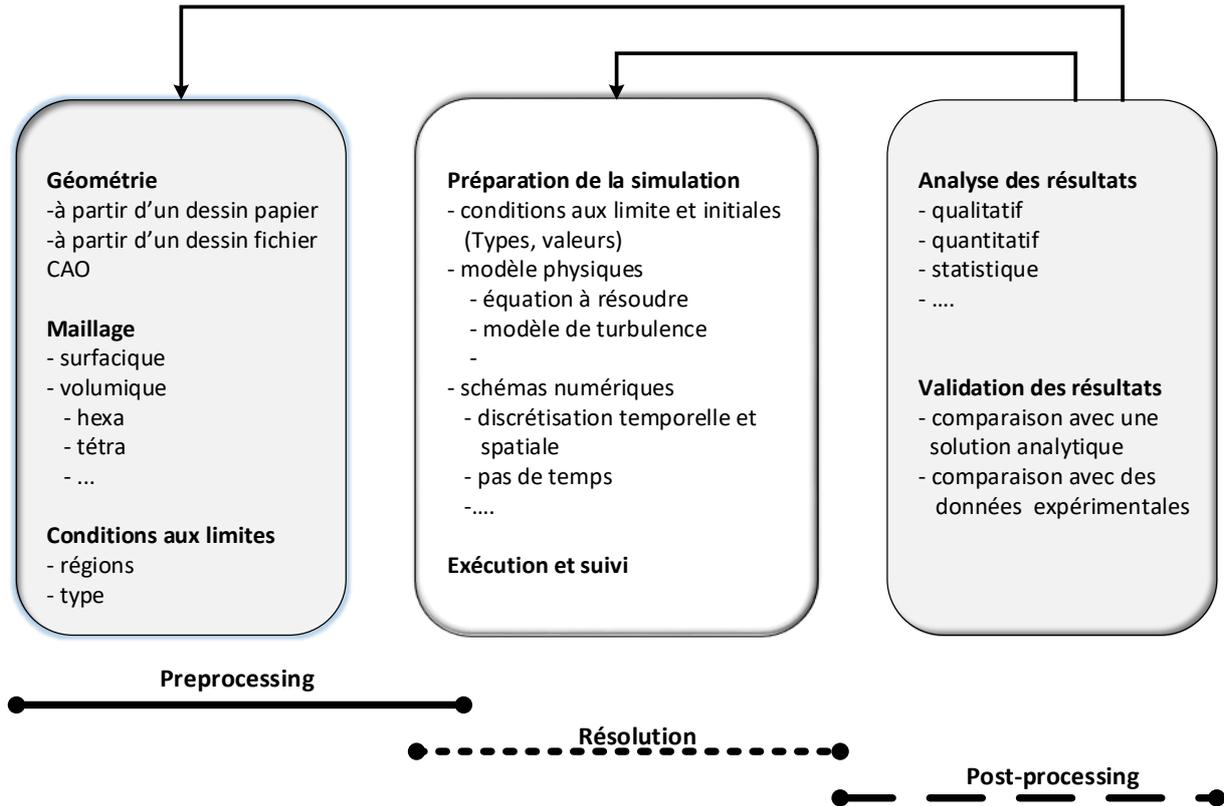


Figure 4.12 : Etapes typiques de la CFD industrielle [68]

Remarque : Fluent génère deux types de fichier :

- ✓ Un fichier ayant une extension « .cas » qui comprend l’ensemble des données relatives au maillage : nombre de cellules, nombre de nœuds, nombre de faces, coordonnées de chaque nœud ; conditions aux limites et conditions initiales ;
- ✓ Un fichier ayant une extension « .dat » qui comprend l’ensemble des résultats de calcul.

4.9. Procédures de résolution par fluent : [73], [92]

Fluent possède une interface facile à manipuler et qui est constituée de plusieurs fenêtres d'outils d'opération destinées à construire le modèle, générer le maillage et incorporer les conditions aux limites (figures 4.13 et 14).

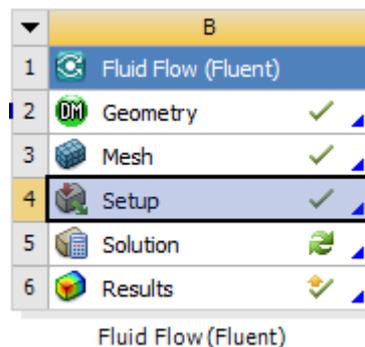


Figure 4.13 : Interface du Fluent

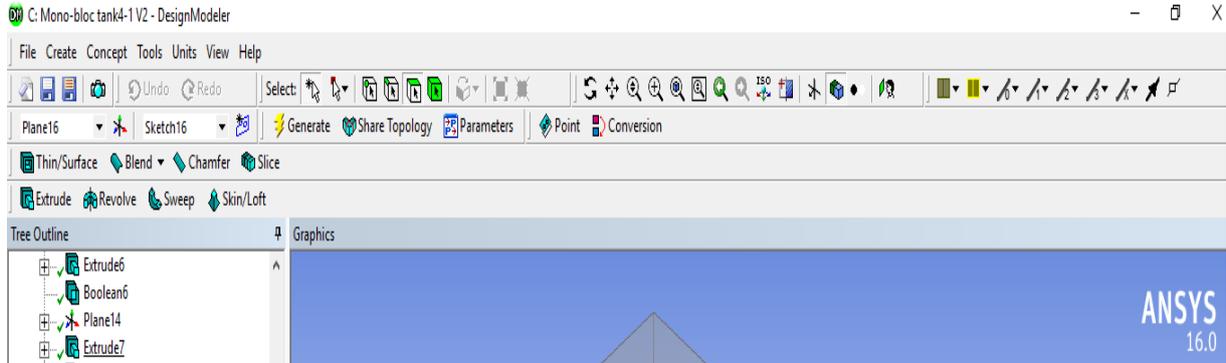


Figure 4.14 : Interface de la géométrie

4.9.1. Géométrie :

Le domaine d’étude se limite à un décanteur à section rectangulaire variable, (avec un convergent et divergent), les deux modèles choisis pour notre étude, sont illustrés par les figures 4.14 (a & b) ci- après.

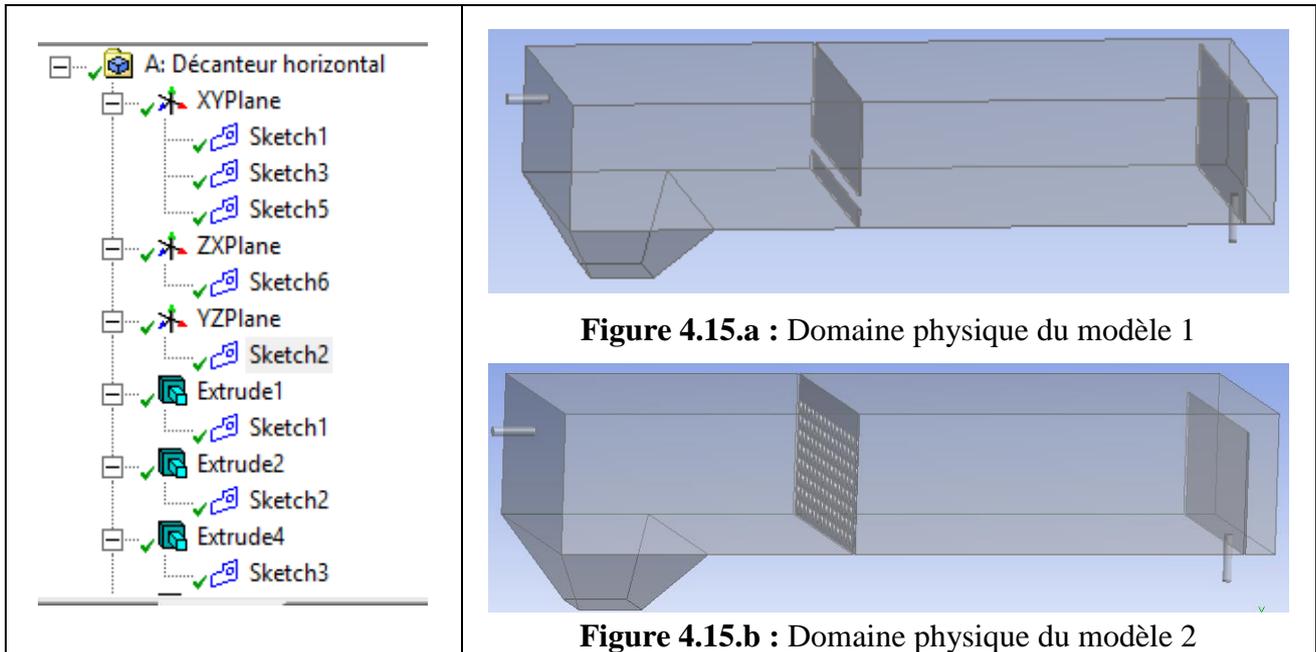


Figure 4.15.a : Domaine physique du modèle 1

Figure 4.15.b : Domaine physique du modèle 2

4.9.2. Maillage :

1. Création des conditions aux limites :

- Entré
- Sortie
- Surface libre
- Domain liquide

2. Lancer le maillage par défaut

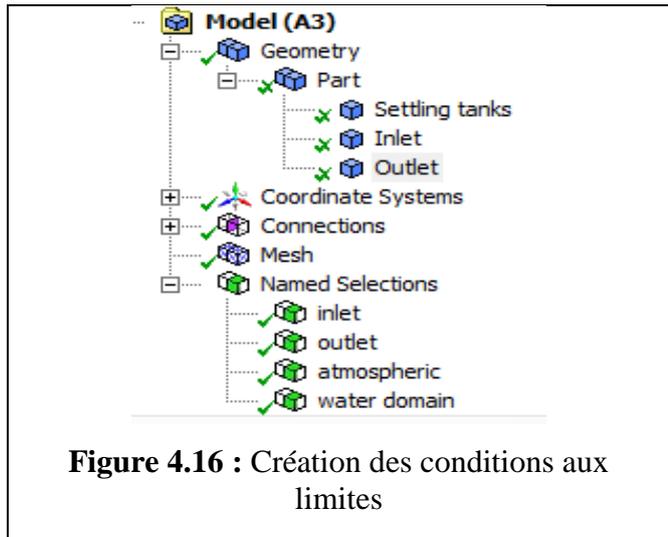


Figure 4.16 : Création des conditions aux limites

4.9.3. Setup & Résultats :

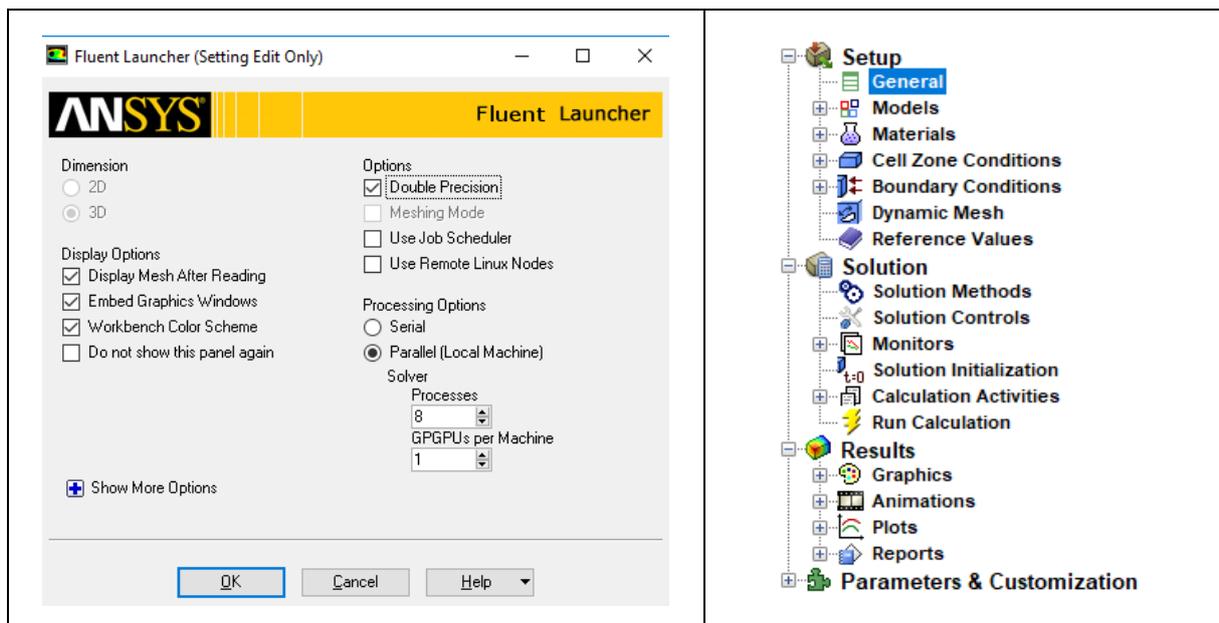


Figure 4.17 : Lancement du Setup

• **General :**

Read mesh (fichier.mes) : Lire le maillage

Grid check : vérifier la valeur du minimum volume (attention au signe -)

Solver : steady (rien à modifier)

Gravity : direction des Y

• **Models :**

Turbulence : k-ε model

k-epsilon Model: RNG

Near-Wall Treatment: Scalable Wall Function

• **Materials:**

Database water liquid copy / close

Change / create

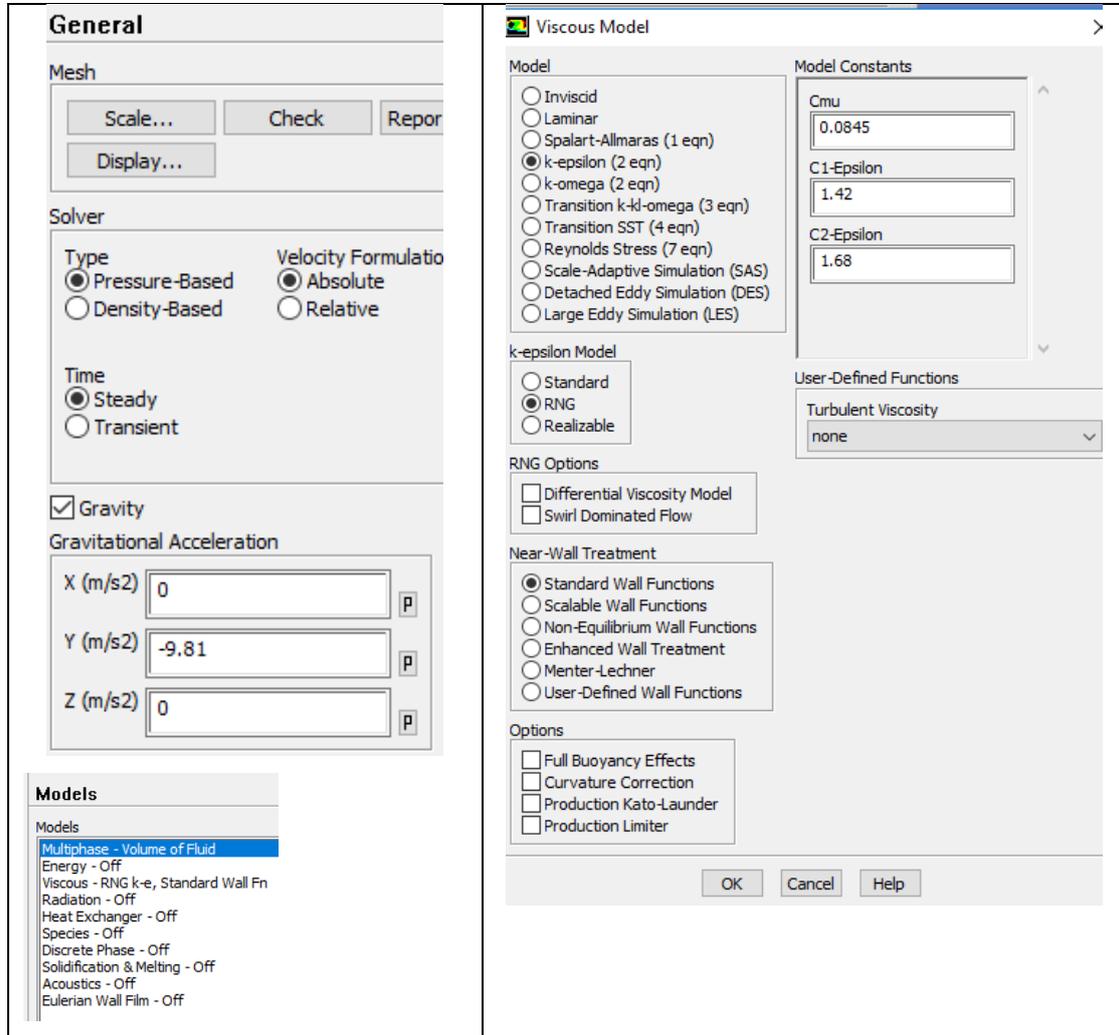


Figure 4.18 : Création des conditions initiales

• **Boundary condition :**

La 1^{ère} condition : « *velocity-inlet* » correspond à une vitesse imposée.

La 2^{ème} condition : « *pressure-outlet* » (pression atmosphérique) est appliquée au niveau de la sortie

La 3^{ème} condition : « *symétri*y » à la surface libre.

La 4^{ème} condition : « *wall* » est une condition de flux nul. Elle est appliquée au niveau des parois ou des seuils. La vitesse est tangente à la paroi pour les cellules du voisinage (condition de non glissement).

La 5^{ème} condition : « *interior* » correspond à l'espace maillé est pris par défaut comme étant fluide.

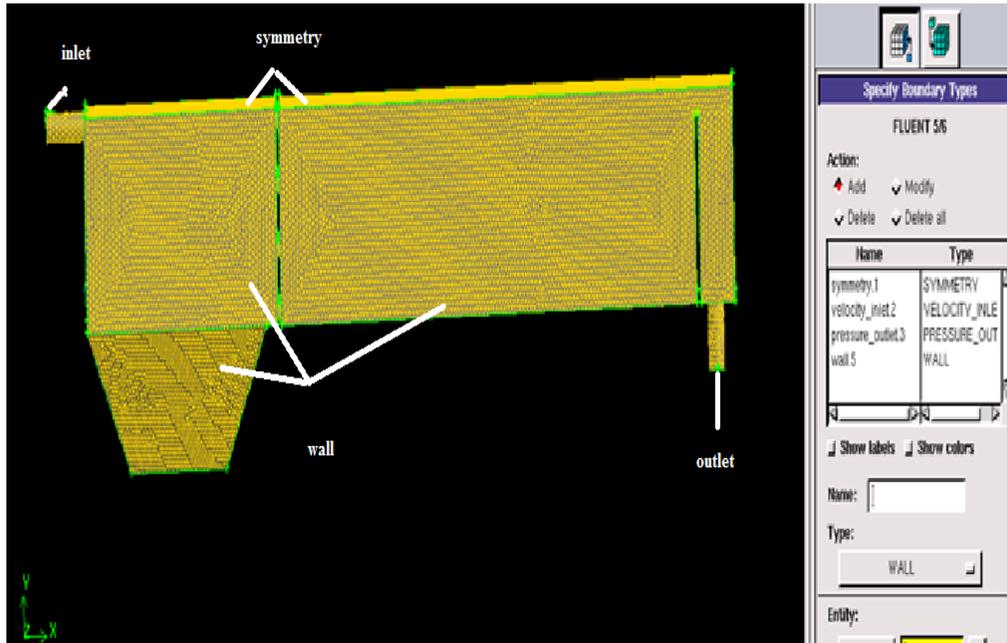


Figure 4.19 : Définition des conditions aux limites

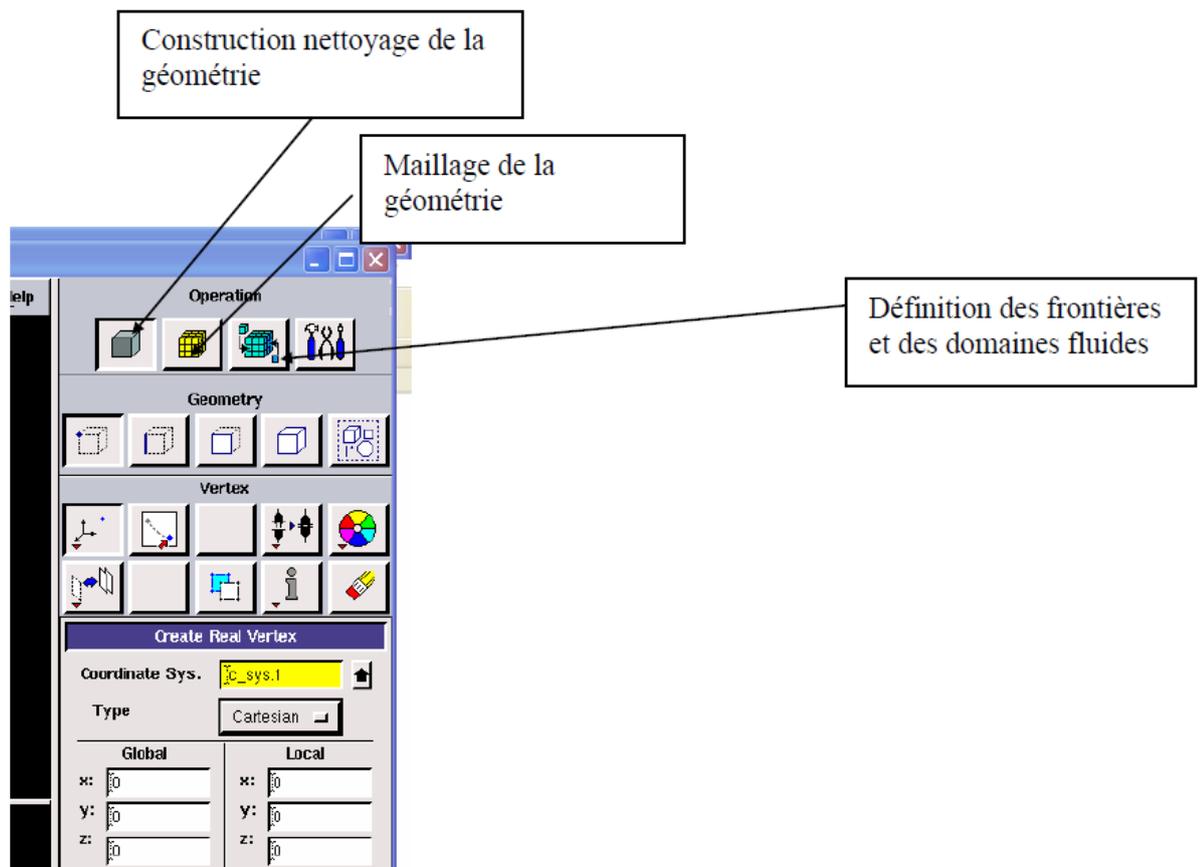


Figure 4.20 : Indication des différentes fenêtres du Fluent

4.9.4. Convergence :

La résolution numérique des problèmes de type CFD nécessite un processus itératif. Pour apprécier la convergence du processus itératif, des critères de convergence doivent être pris en compte. Ainsi, la convergence du processus itératif est déterminée par le concept de résidu.

A chaque itération, Fluent permet de juger l’état de convergence par le biais du calcul des résidus sur toutes les cellules du domaine avec un degré de précision généralement égal à 10^{-3} . Il s’écrit donc sous la forme :

$$R^\emptyset = \sum_{cellules\ p} |\sum_{nb} a_{nb} \emptyset_{nb} + b - a_p \emptyset_p| \dots\dots\dots Eq. (4.19)$$

Avec : a_p : Et a_{nb} sont des coefficients,

\emptyset_p : Est la valeur d’une variable scalaire au centre de la cellule.

n_b : Représente les indices des cellules voisines

En général, il est difficile de juger de la convergence à partir de son résidu car il dépend de la taille du système. Fluent rend adimensionnel le résidu en utilisant un facteur d’échelle représentatif du débit de \emptyset sur le domaine. Ce résidu relatif est défini par :

$$R^\emptyset = \frac{\sum_{cellules\ p} |\sum_{nb} a_{nb} \emptyset_{nb} + b - a_p \emptyset_p|}{\sum_{cellules\ p} |a_p \emptyset_p|} \dots\dots\dots Eq. (4.20)$$

Fluent propose par défaut l’utilisation de ces résidus relatifs, et c’est la méthode que nous utiliserons pour juger la convergence des calculs.



Chapitre 5 :

**Partie expérimentale et
analyse numérique**

- Résultats et interprétation -

Chapitre 5 : Partie expérimentale et analyse numérique - Résultats et Interprétation-

5.1. Définition de la similitude :

Avant de construire un prototype devant évoluer dans un fluide (où de faire un aménagement hydraulique), ce qui peut être très coûteux ; il est souhaitable de savoir comment il se comportera, pour en avoir une idée, nous fabriquerons un modèle réduit, plus facile à mettre en place et beaucoup moins coûteux que le prototype, les modifications éventuelles à apporter y sont moins onéreuses. On peut déterminer directement et rapidement les meilleures dispositions à adopter pour son fonctionnement, son rendement, son économie, etc. ...[80]

Le problème essentiel qui se pose : dans quelle mesure et suivant quelles lois les résultats obtenus sur le modèle peuvent-ils être transposés dans l'écoulement naturel en vraie grandeur (qu'on appelle le prototype) ? Autrement dit, si le modèle est géométriquement semblable au prototype, les dimensions linéaires homologues du modèle et du prototype étant dans le rapport K_L (échelle du modèle) et si, en outre, dans le modèle les caractéristiques de l'écoulement qui intéressent l'ingénieur (vitesses, débits, pressions, etc. .) sont réduites par rapport à celles du prototype suivant des rapports différents (K_V , K_Q , K_P , etc. .) pour que les résultats obtenus sur le modèle soient transposables dans la réalité, il faut d'abord que les rapports susvisés (K_V , K_Q , K_P , etc. .) soient bien déterminés et constants, qu'ils ne changent pas, par exemple, quand on modifie les conditions d'écoulement (débit, pression, tirant d'eau, etc. .) ; ensuite, il faut que ces rapports soient connus en fonction de l'échelle K_L . Si ces conditions sont réalisées on a dans le modèle un écoulement semblable à l'écoulement réel dans le prototype. La réalisation de ces conditions résulte de l'application des lois de similitude. [81]

5.2. Lois de similitude :

5.2.1. Similitude géométrique :

Nous aurons similitude géométrique, si les rapports des toutes les longueurs correspondantes du modèle et du prototype sont égales : [80], [81], [93]

De tel rapport peuvent s'écrire :

$$\frac{L_{maquette}}{L_{prototype}} = K_L \quad ; \quad \text{où} \quad \frac{L_m}{L_p} = K_L = \text{cts} \dots \dots \dots \text{Eq. (5.1)}$$

Avec : K_L : fonction d'échelle ou de conversion

De ce rapport on peut également déduire les rapports de :

$$\text{Surface : } \frac{A_{modèle}}{A_{prototype}} = \frac{L_{modèle}^2}{L_{prototype}^2} = K_L^2 \dots \dots \dots \text{Eq. (5.2)}$$

$$\text{Volume : } \frac{V_{maquette}}{V_{prototype}} = \frac{L_{maquette}^3}{L_{prototype}^3} = K_L^3 \dots \dots \dots \text{Eq. (5.3)}$$

5.2.2. Similitude cinématique :

Nous aurons similitude cinématique, si en deux points homologues de la maquette et du prototype ; les vitesses ont des directions homologues et des modules dans un rapport constant. [80], [81], [93]

$$K_V = \frac{V_{maquette}}{V_{prototype}} = cts \dots\dots\dots Eq. (5.4)$$

- temps : $\frac{t_M}{t_P} = K_t \dots\dots\dots Eq. (5.5)$

- vitesse : $\frac{V_M}{V_P} = \frac{L_M/T_M}{L_P/T_P} = \frac{L_M}{L_P} \cdot \frac{T_P}{T_M} = \frac{K_L}{K_t} \dots\dots\dots Eq. (5.6)$

- Accélération : $\frac{a_M}{a_P} = \frac{L_M/T_M^2}{L_P/T_P^2} = \frac{L_M}{L_P} \cdot \frac{T_P^2}{T_M^2} = \frac{K_L}{K_t^2} \dots\dots\dots Eq. (5.7)$

- Débit : $\frac{Q_M}{Q_P} = \frac{L_m^3/T_M}{L_p^3/T_P} = \frac{L_M^3}{L_P^3} \cdot \frac{T_P}{T_M} = \frac{K_L^3}{K_t} \dots\dots\dots Eq. (5.8)$

5.2.3. Similitude dynamique :

Nous aurons similitude dynamique, si en deux points homologues de la maquette du prototype, les forces ont des directions homologues et des modules dans un rapport constant. [80], [81]

$$K_F = \frac{Force\ maquette}{Force\ prototype} = \frac{F_M}{F_P} = cts \dots\dots\dots Eq. (5.9)$$

Dimensionnellement nous pouvons écrire une force : $[F] = [m \cdot a] = [\rho \cdot L^3] \cdot \left[\frac{V^2}{L} \right]$

$$[F] = [\rho \cdot L^2 \cdot V^2]$$

$$\left[\frac{F_1}{F_2} \right] = \left[\left[\frac{\rho_1}{\rho_2} \right] \left[\frac{L_1}{L_2} \right]^2 \left[\frac{V_1}{V_2} \right]^2 \right] = \frac{\rho_1}{\rho_2} \cdot K_L^2 \cdot K_V^2 \dots\dots\dots Eq. (5.10)$$

Donc si les deux fluides sont homogènes, c'est-à-dire que les masses volumiques (ρ) sont dans un rapport constant et que nous ayant une similitudes géométrique et cinématique, nous avons aussi une similitude dynamique.

Si les trois similitudes sont réunies, nous dirons alors que la similitude est complète et connaissant l'écoulement autour de la maquette nous pourrons déterminer l'écoulement autour du prototype.

a) Modèles des nombres sans dimension :

En mécanique des fluides et dans l'expérimentation hydraulique les forces qui interviennent sont :

- Les forces d'inertie où de turbulence (F_I).
- Les forces de pesanteur (F_G)
- Les forces de viscosité ou de frottement (F_R)
- Les forces de tension superficielle (capillaire) (F_K)
- Les forces d'élasticité (F_E)

Les forces de capillarité n'interviennent que pour l'étude de problèmes très particuliers qui sorte du domaine habituel de l'hydraulique traditionnelle. Nous ne considérons donc que les trois premières catégories de forces. [81]

b) Modèles de similitude dynamique :

Suivant la nature de l'écoulement considéré ces diverses catégories de forces interviennent d'une manière plus ou moins importante.

Si les forces d'inertie ne peuvent jamais être négligées puisqu'il y a toujours une masse liquide en mouvement, les conditions du problème étudié permettront souvent, pour les autres catégories de forces, d'en négliger certaines par rapport à d'autres.

Cette remarque permet d'établir les distinctions fondamentales suivantes en ce qui concerne la similitude dynamique. [81]

b.1) Modèle de Froude :

Dans le cas où les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérante vis-à-vis des autres forces. [80], [81], [93], [94]

$$\mathfrak{F}_r = \frac{F_I}{F_G} \quad \text{Avec : } \left. \begin{aligned} F_I &= m \cdot a = \rho \cdot W \cdot \frac{dv}{dt} \\ F_G &= m \cdot g = \rho \cdot W \cdot g \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{F_I}{F_G} = \frac{\rho L^3 \cdot L/T^2}{\rho \cdot g \cdot L^3} = \frac{L}{g \cdot t^2} = \frac{L^2}{L \cdot g \cdot T^2} = \frac{v^2}{L \cdot g}$$

Avec : W : le volume en (m³)

la racine carré de ce rapport $\frac{v}{\sqrt{L \cdot g}}$ connue sous le nom de nombre de Froude

$$\mathfrak{F}_r = \frac{v}{\sqrt{L \cdot g}} \dots\dots\dots \text{Eq. (5.11)}$$

Donc pour Froude-Reech :

$$K_{F_I} = K_{F_G} \Rightarrow K_{\rho} \cdot K_L^4 \cdot K_t^{-2} = K_{\rho} \cdot K_L^3 \cdot K_g$$

$$\Rightarrow K_L \cdot K_t^{-2} = K_g \quad \text{Pour la même accélération dans la nature et le modèle } K_g = 1$$

$$\text{on aura : } K_L \cdot K_t^{-2} = 1 \Rightarrow K_t = K_L^{1/2} \dots\dots\dots \text{Eq. (5.12)}$$

Cette relation très importante est connue sous le nom de "loi de similitude de Reech-Froude"; elle fut découverte par l'alsacien Ferdinand Reech en 1832⁽¹⁾, rendu publique par lui en 1852 et tombée par la suite dans l'oubli ; elle a été retrouvée et remise en honneur par l'anglais William Froude vingt ans plus tard en 1872. [81], [95]

En combinant les similitudes géométriques, cinématique, et dynamique, il est facile d'établir les rapports de toutes les grandeurs physiques caractérisant l'écoulement dans le modèle et le prototype, ce qui permet de passer des résultats observés sur le premier à ceux escomptés sur le second : [81], [96],

de l'équation (5.6) vitesse : $K_v = K_L^{1/2}$ Eq. (5.13)

de l'équation (5.7) accélération : $K_a = 1$ Eq. (5.14)

de l'équation (5.8) débit : $K_Q = K_L^{5/2}$ Eq. (5.15)

$$\text{donc : } K_L K_t^{-2} = \frac{l_M}{l_p} \cdot \frac{t_p^2}{t_M^2} = 1 \Rightarrow \frac{l_M}{t_M^2} = \frac{l_p}{t_p^2} \Rightarrow \frac{l_M \cdot l_M}{t_M^2 \cdot l_M \cdot g} = \frac{l_p \cdot l_p}{t_p^2 \cdot l_p \cdot g}$$

$$\Rightarrow \frac{v_M^2}{l_M \cdot g} = \frac{v_p^2}{l_p \cdot g} \Rightarrow \frac{v_M}{\sqrt{l_M \cdot g}} = \frac{v_p}{\sqrt{l_p \cdot g}} \Rightarrow F_{r_M} = F_{r_p} \text{ où bien } K_{F_r} = \frac{F_{r_M}}{F_{r_p}} = 1$$

La similitude de Reech-Froude est très fréquemment utilisée dans les études sur modèle réduit. Elle intervient notamment pour la plupart des écoulements à surface libre qu'il s'agisse d'écoulement non turbulents sur des ouvrages courts (déversoir, seuil, chute, ressaut...) dans lesquels le frottement visqueux à la paroi ne joue qu'un rôle très faible par rapport à la pesanteur, la pression et l'inertie ou d'écoulement très turbulents dans lesquels les forces de viscosité sont également négligeables par rapport aux forces d'inertie, de turbulence et de pesanteur. [81]

b.2) Modèles de Reynolds :

Dans le cas où les forces d'inerties (F_I) et de viscosité (F_r) sont prépondérantes vis-à-vis des autres forces ; nous sommes dans les conditions des écoulements sous pression, en conduite par exemple et nous aurons une similitude de Reynolds [78], [80], [93], [97]

$$Re = \frac{F_I}{F_r} = \frac{M \cdot a}{\tau \cdot A} = \frac{\rho \cdot L^4 \cdot t^{-2}}{\eta \cdot L^2 \cdot t^{-1}} = \frac{L^2}{\nu \cdot t} = \frac{\nu \cdot L}{\nu} \text{ , avec : } Fr = \tau \cdot A_r = \eta \cdot \frac{dv}{dn} \cdot A_r$$

Avec : τ : Contrainte visqueuse en (Pa) ,

η, μ : sont respectivement la viscosité dynamique et cinématique du fluide

Donc pour Reynolds : $K_{F_I} = K_{F_r} \Rightarrow K_\rho \cdot K_l^4 \cdot K_t^{-2} = K_\eta \cdot K_L^2 \cdot K_t^{-1}$

Et : $\eta = \rho \cdot \nu \Rightarrow K_\eta = K_\rho \cdot K_\nu \Rightarrow K_\rho \cdot K_l^4 \cdot K_t^{-2} = K_\rho \cdot K_\nu \cdot K_L^2 \cdot K_t^{-1} \Rightarrow K_t = K_l^2 \cdot K_\nu^{-1}$ Eq. (5.16)

on a le même fluide donc : $K_\nu = 1 \Rightarrow \nu_M = \nu_p$

Alors on obtient comme échelle de transposition :

⁽¹⁾ Dans son cours professé à l'Ecole du Génie maritime, Reech écrivait en 1832 : "Les résistances de corps flottants de formes semblables ne peuvent être proportionnelles aux surfaces et aux carrés des vitesses qu'autant que les carrés des vitesses sont proportionnels aux dimensions linéaires".

de l'équation (5.5) temps : $K_t = K_l^2$ Eq. (5.17)

de l'équation (5.6) vitesse : $K_v = K_l^{-1}$ Eq. (5.18)

de l'équation (5.7) accélération : $K_a = K_L^{-3}$ Eq. (5.19)

de l'équation (5.8) débit : $K_Q = K_L$ Eq. (5.20)

Donc :

$$K_t = K_l^2 \cdot K_v^{-1} \Rightarrow \frac{K_l^2 \cdot K_v^{-1}}{K_t} = 1 \Rightarrow \frac{l_M^2}{l_p^2} \cdot \frac{v_p}{v_M} \cdot \frac{t_p}{t_M} = 1 \Rightarrow \frac{l_M^2 / t_M \cdot v_M}{l_p^2 / t_p \cdot v_p} = \frac{v_M \cdot l_M / v_M}{v_p \cdot l_p / v_p} = \frac{R_{eM}}{R_{ep}} = 1$$

Donc : $K_{Re} = \frac{R_{eM}}{R_{ep}} = 1$ similitude de Reynolds.

La loi de similitude de Reynolds est fréquemment employée en hydraulique, en particulier dans les écoulements en charge dans lesquels la pesanteur intervient pas ni les phénomènes de tension superficielle, sauf toutefois dans le cas d'écoulement très rapides dans lesquels la turbulence et les phénomènes d'inertie deviennent prépondérants ; dans ce cas on doit se libérer de la similitude de Reynolds, nous verrons plus loin comment.

La loi de similitude de Reynolds est également utilisée pour l'étude sur modèle de la résistance opposée à un écoulement par un corps entièrement immergé ; dans ce cas en effet les forces de pesanteur sont négligeables par rapport aux forces d'inertie et de viscosité. [81]

b.3) Nombre d'Euler :

Le rapport entre la force d'inertie et celle de pression [22], [23], [25]

$$E_u = \frac{M.a}{p.A} = \frac{(\rho.L^3)(L/T^2)}{p \cdot L^2} = \frac{\rho \cdot L^2 (L^2 / t^2)}{p \cdot L^2} = \frac{\rho \cdot v^2}{p} \dots\dots\dots \text{Eq. (5.21)}$$

b.4) Nombre de weber :

Si on a une dominance des forces d'inerties et de capillarité : [93], [96]

$$W = \frac{F_l}{F_k} = \frac{M.a}{\sigma.L} = \frac{\rho.L^2.v^2}{\sigma.L} = \frac{\rho.L.v^2}{\sigma} \dots\dots\dots \text{Eq. (5.22)}$$

Ce nombre utilise dans le cas des ondes capillaires, dispersion d'un rayon d'eau, processus avec formation de bulles d'aires.

b.5) Nombre de Cauchy-mach :

Lors de l'introduction des pressions de choc, l'eau se comporte comme un fluide compressible où il y a lieu des forces d'élasticité (F_E) [93], [96]

$$F_E = E \frac{\Delta v}{v} . A \dots\dots\dots \text{Eq. (5.23)}$$

$$\text{D'où : } \frac{F_l}{F_E} = \frac{\rho.L^2.v^2}{E.L^2} = \frac{\rho.v^2}{E}$$

La racine carre de ce rapport $\frac{v}{\sqrt{E/\rho}}$ est connu sous le nom de nombre de mach (Ma).

En générale, il faut s'occuper de l'effet de la force dominante, dans la plupart de problème d'écoulement de fluide, la pesanteur, la viscosité et (où) l'élasticité sont prépondérantes, mais pas toujours simultanément, si plusieurs forces influent ensemble sur les conditions d'écoulement, le problème devient très compliqué.

5.3. Incompatibilité des similitudes de Reech-Froude et de Reynolds :

Ces deux similitudes étant les plus fréquemment employées, on peut se poser la question de savoir s'il est possible de réaliser un modèle dont la similitude avec le prototype puisse satisfaire simultanément aux conditions de Reech-Froude et de Reynolds.

La condition de Reech-Froud impose : $k_v = \sqrt{k_l}$

En remplaçant dans la condition de Reynolds, il vient :

$$k_l^{3/2} = k_v \dots\dots\dots \text{Eq. (5.24)}$$

Or, dans la pratique, il est très difficile de faire varier ν entre le prototype et le modèle cela nécessiterait l'utilisation de liquides spéciaux très onéreux ; le plus souvent on utilise l'eau sur le modèle et sur le prototype c'est-à-dire $k_\nu = 1$.

D'où il résulte $K_L=1$; autrement dit le modèle est identique au prototype ; il est donc pratiquement impossible de réaliser des essais en modèle réduit permettant de satisfaire simultanément aux conditions de Reech-Froude et de Reynolds.

Cette impossibilité n'a pas, comme nous le verrons plus loin, de conséquences fâcheuses pour la plupart des modèles d'écoulement à surface libre, à condition de ce placer dans des conditions telles que les forces de viscosité soit négligeables sur le modèle et le prototype (ce qui permet d'utiliser seulement la similitude de Reech-Froud). Toutefois, dans l'étude des problèmes où on a affaire à des actions dynamiques de l'eau sur des obstacles, ni les forces de viscosité, ni les forces de pesanteur ne peuvent être négligé et l'impossibilité de réaliser une similitude totale ne peut être tournée que par l'utilisation de divers artifices dans le détail desquels nous ne pouvant entrer. C'est le cas, notamment, de l'étude de résistance d'avancement de navires au bassin des carènes ; en effet, la résistance à l'avancement d'un navire résulte de deux causes : le frottement visqueux de l'eau contre la coque (similitude de Reynolds) et la résistance des vagues produite par le mouvement du navire, or les vagues sont des ondes de gravité régies par la similitude de Reech-Froud. [81]

5.4. Méthodes de similitude hydraulique utilisée pour les ouvrages type décanteur :

Les conditions de la similitude hydrodynamique exigent l'égalité dans le modèle et le décanteur réel de la relation de toutes les forces, dans les conditions où se déroule le phénomène.

Ainsi en pratique impossible d'avoir les conditions de similitude de toutes les forces. Pour cette raison on effectue la similitude partielle des forces, tirés des phénomènes ou des critères de similitude.

Le liquide non compressible se déplace sous l'effet des forces essentielles (pression, poids, viscosité) et les forces d'inertie.

On sait que pour la similitude de deux processus hydrauliques stationnaires à côté de la garantie de similitude géométrique il faut assurer l'égalité des critères de Reynolds (Re), Froud (Fr), Euler (Eu) toutefois, la modélisation avec une stricte garantie des forces de viscosité se rencontre très rarement.

Avec des grandes valeurs Re les forces de viscosités deviennent faible, en comparaison avec des contraintes turbulentes. Dans ce cas le flux devient simulatif (auto modèle) par rapport à la valeur Re ; c'est-à-dire le phénomène ne se change pas qualitativement malgré la diminution de la valeur Re .

Lors de la résolution des problèmes sur la modélisation des ouvrages et des constructions du type décanteur, il faut définir la valeur Re pour établir la limite inférieure de la zone d'auto modèle, parce que si $Re > Re_{limite}$ alors on ne peut pas respecter le critère Re .

Dans le laboratoire des traitements des eaux de l'institut de recherche scientifique « Energostal » KHARKOV Ukraine ont été accomplies des recherches sur l'étude hydrodynamique des ouvrages et des constructions pour le traitement des eaux. Il est établi qu'en qualité de limite inférieure de la zone d'auto-modèle pour les ouvrages type décanteur-hydrocyclone il faut prendre $Re = 1400$. [98], [99]

Dans le volume de cette thèse on a vérifié l'auto-modélisation des régimes du modèle. On a établi que l'importance des valeurs de Reynolds pour le modèle est satisfaisante aux conditions d'auto-modélisation.

➤ Equation et modèle régissant la similitude des décanteurs :

Les modèles d'écoulement pour les fluides de densité stratifiés dans un bassin de décantation sont habituellement formés tout à fait différente à ceux d'un fluide avec la densité uniforme dans les mêmes conditions externes et la frontière géométrique. L'importance relative des forces d'inertie et de pesanteur dans le bassin de décantation peut être caractérisée en termes de flux initial par le modèle de Froude. [99], [100]

$$F_r = \left[\frac{V^2}{g \cdot H_e \left(\frac{\rho - \rho_r}{\rho_r} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots \text{Eq. (5.25)}$$

avec : ρ_r : la densité de référence (eaux propres)

ρ : densité local du mélangeur, elle est relatif à la valeur de la concentration des M.E.S

V : vitesse d'écoulement

H_e : ouverture d'entrer d'eau.

5.5. Equipements et matériels expérimentales.

Notre thèse a deux objectifs, le premier est inspirer de l'état de la station d'épuration de Souk Ahras par la présence d'effluents combinés avec des huiles qui nécessite l'amélioration du bassin de dessablage-déshuilage et le deuxième se base sur l'amélioration du rendement des bassins décantations.

Pour atteindre nos objectifs nous avons entrepris des recherches expérimentales au sein d'un modèle réduit de l'ouvrage dessableur-déshuileur de la station d'épuration de Souk-Ahras, Ensuite nous avons simuler en utilisant le code de calcul Fluent l'hydrodynamique de ce bassin et celle d'un modèle réduit monobloc de coagulation-floculation-décantation. A cet effet nous avons utilisé :

Le dessableur-déshuileur comme un décanteur a pour principale fonction d'enlever une grande partie des matières en suspension et les matières flottantes contenues dans les effluents

à traiter. Leur efficacité dépend essentiellement de leur caractéristique hydraulique. Certains auteurs tels que Tay et Heinke (1983) et McCorquodale (1984) Caractérisent le fonctionnement hydraulique de tel ouvrage par la détermination des profils de vitesse du fluide le long de l'ouvrage. Ceci permet en principe d'avoir tous les cas possibles d'écoulement à l'intérieur de ces ouvrages, mais il est très difficile d'obtenir expérimentalement ces profils sur des ouvrages réels.

C'est dans ce contexte que nous avons entrepris la construction d'un modèle réduit du dessableur-déshuileur de la station de Souk- Ahras pour répondre à nos objectifs.

5.5.1. Modèle 1 : bassin de sédimentation type dessableur-déshuileur :

Les bassins de sédimentation type dessableur-déshuileur reçoivent les effluents des autres opérations unitaires du prétraitement comme le dégrillage. Un écoulement relativement calme au sein des dessableurs permet aux particules solides de sédimenter et de former une couche épaissie au fond de l'ouvrage. Cette couche forme la couche des sables sédimentés qui vont bien souvent être soutirées vers des trémies de sable. En plus du flux vertical de sédimentation, l'entrée d'eau vient générer un second flux vertical. Le surnageant ainsi clarifié quitte le dessableur par le biais de surverses.

L'étude théorique du dessablage se rattache à celle de la décantation des particules grenues. En pratique, on peut se baser sur les données suivantes (valables en sédimentation libre pour des particules de sable de masse volumique 2,65).

Tableau 5.1 : Vitesse de chute corrigée des particules de sable.

d (cm)	0.005	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.10	0.20	0.30	0.20	1.00
Vc (m/s)	0.2	0.7	2.3	4.0	5.6	7.2	15	27	35	47	74
Vc' (m/s)	0	0.5	1.7	3.0	4.0	5.0	11	21	26	33	
Vc'' (m/s)	0	0	1.6	3.0	4.5	6.0	13	25	33	45	65
VI (cm/s)	15	20	27	32	38	42	60	83	100	130	190

Avec :

- d : diamètre de la particule de sable,
- Vc : vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale nulle,
- Vc' : vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale égale à VI,
- Vc'' : vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale de 0,30 m.s⁻¹,
- VI : vitesse horizontale critique d'entraînement de la particule déposée.

L'ouvrage, à flux longitudinal lent, comporte un système d'insufflation d'air en ligne sur toute sa longueur, équipé de diffuseurs d'air adaptés, tels que VIBRAIR, assurant une puissance spécifique d'aération de l'ordre de 15 à 30 W.m⁻³. Le niveau liquide peut être maintenu sensiblement constant.



Figure 5.1 : Dessableur rectangulaire aéré (Souk Ahras).

➤ **Dimensions du modèle 1 du bassin de sédimentation :**

Dans notre étude on s'est préoccupé uniquement du déssableur-déshuileur type rectangulaire existant à la station d'épuration des eaux usées de « Souk Ahras », qui a les dimensions présentées sur les figures (5.2 et 5.3) et on a construit un modèle réduit.

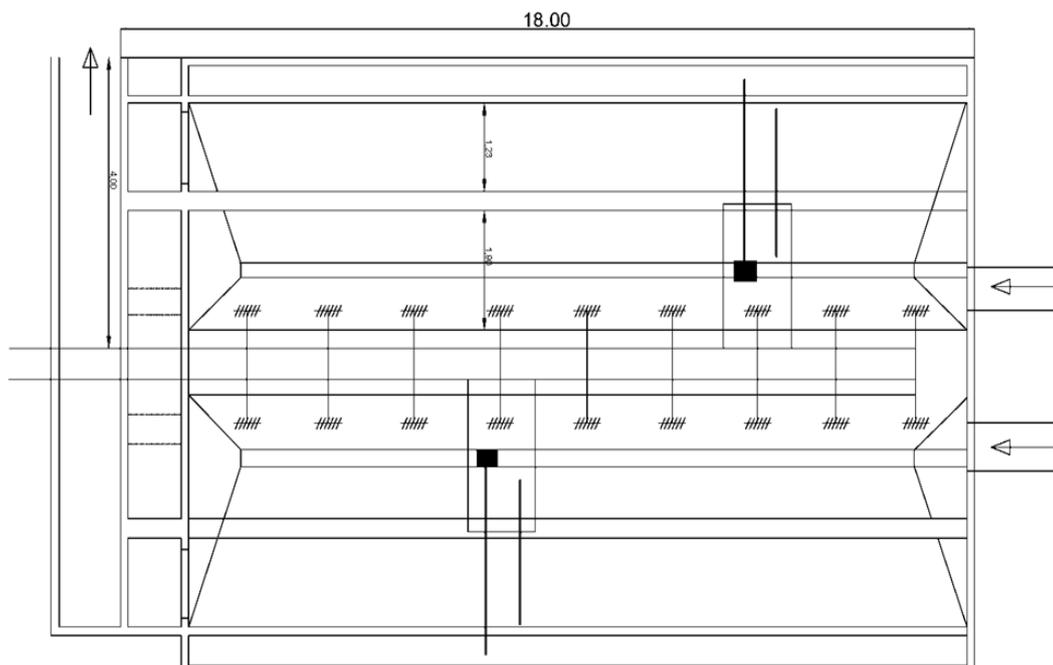


Figure 5.2: Vue en plan du déssableur-déshuileur.

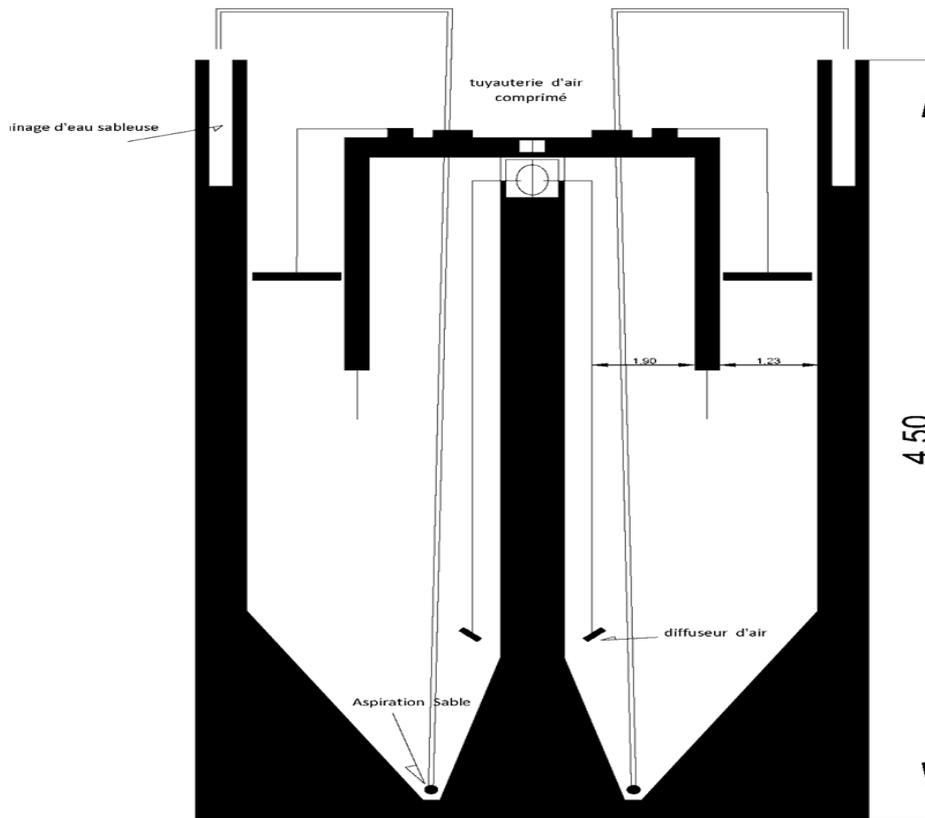


Figure 5.3: Coupe transversale du déssableur-déshuileur.

Les dimensions réelles du déssableur-déshuileur sont :

- La longueur $L_p = 18.2$ m
- La largeur $l_p = 4$ m
- La hauteur $H_p = 4.5$ m

On a adopté à construire un modèle réduit à l'échelle (1/20) ; d'où $K_l = 0.05$

- La longueur : $L_m = K_l \times L_p = 0.05 \times 18.2$. Donc ; $L_m = 0.91$ m ;
- La largeur : $l_m = K_l \times l_p = 0.05 \times 4.0$. Donc ; $l_m = 0.20$ m ;
- La hauteur : $h_m = K_l \times h_p = 0.05 \times 4.5$. Donc ; $h_m = 0.25$ m

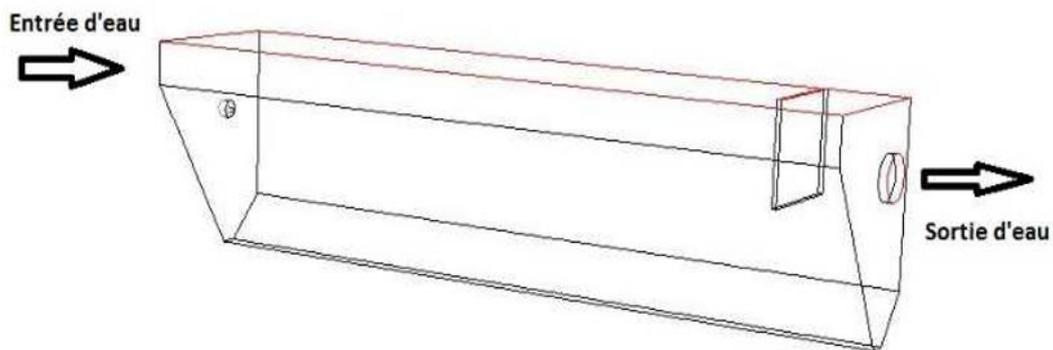


Figure 5.4 : Modèle réduit de déssableur-déshuileur à l'échelle 1/20.

➤ Installation expérimentale :

Les équipements qui ont servi au déroulement des expériences sont :

- 1- Modèle réduit du bassin en verre sécurit à l'échelle 1/20 ; [30], [31], [54]
- 2- Les tuyaux d'amenée des eaux du banc d'essai vers le modèle de décanteur (cas de l'eau du robinet de distribution) ;
- 3- Une pompe avec vanne pour le réglage de débit ;
- 4- Tuyauterie d'amené d'air sous pression, avec différents espacements entre les orifices de sortie d'air de diamètre 1 mm ;
- 5- Un Air pump Type BOY U SC7500- avec réglage de sortie d'air de 1-2 l/min avec une pression de 0.012 MPa ;
- 6- Miro moulinet de mesure de vitesse horizontale type Flowwatch (JDC Electronic SA Switezeland le principe de mesure de la vitesse est basé sur la détection du champ magnétique produit par l'hélice ;
- 7- Conductivimètre portatif (DTS test du traceur NaCl) ;

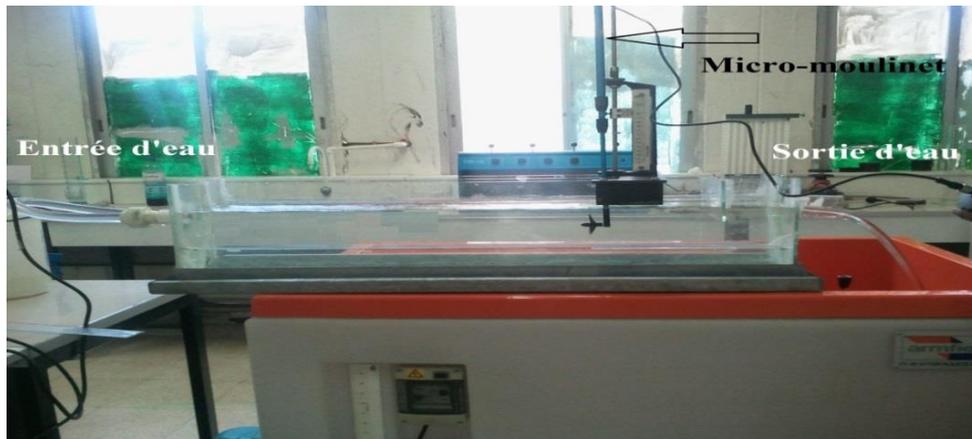


Photo 5.1 : Dispositif expérimental

5.5.2. Modèle 2 : Modèle réduit du décanteur :

Le modèle réduit du décanteur étudié dans la présente partie est tiré de la thèse de doctorat de Mr HAMMAR Yahia. Le décanteur en question est de type horizontal avec les dimensions suivantes :

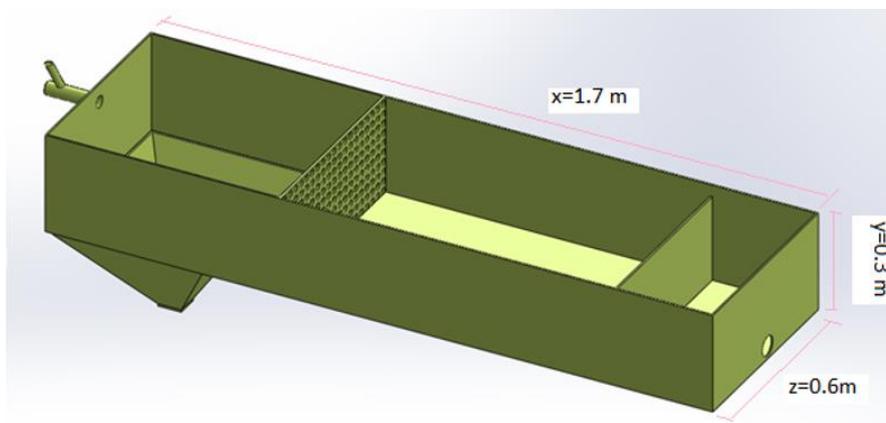


Figure 5.5: Dimensions du modèle réduit du décanteur horizontal

Ce modèle est divisé en deux compartiments (figure 5.6) :

- Le premier compartiment est destiné au processus de la coagulation – floculation ;
- Le deuxième compartiment est réservé à la sédimentation (décantation) des particules.

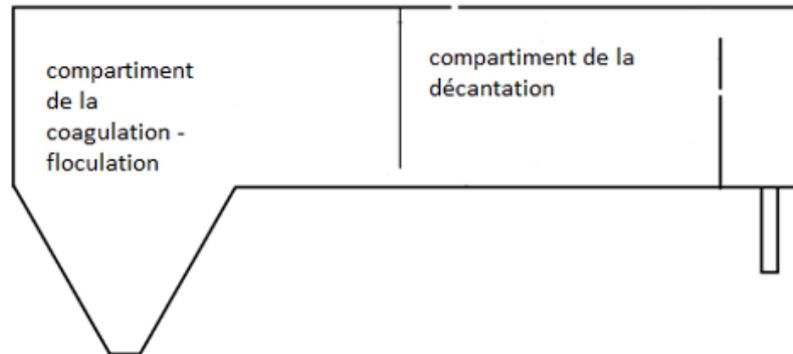


Figure 5.6 : compartiments du modèle du décanteur.

Les deux compartiments se distinguent par une plaque perforée séparant ainsi la zone de coagulation floculation et la zone de décantation. Elle sert comme tranquillisante d'écoulement.

5.6. Procédure et résultats expérimentale :

5.6.1. Choix de la position de la plaque (modèle 1) :

Différentes particularités constructives du prototype ont été essayées afin de déterminer la meilleure position de la plaque :

- Plaque en avant de l'ouvrage à 10 cm de la rentrée d'eau affleure avec le niveau d'eau
- Plaque en avant de l'ouvrage immergée de 1 cm
- Plaque en fin de l'ouvrage de 10 cm de la sortie d'eau affleure avec le niveau d'eau
- Plaque en fin de l'ouvrage immergée de 1 cm

5.6.2. Mesure et résultats des vitesses d'écoulements des eaux (modèle 1) :

On alimente le modèle du bassin par les débits min et max calculer selon l'équation de similitude de Froude Eq. (5.15) comme suit :

$$Q_m \text{ min} = (K_1)^{5/2} \times Q_p = (0.05)^{5/2} \times 15\,000 = 8.40 \text{ m}^3/\text{j} \text{ d'où } Q_m = 0.10 \text{ l/s}$$

$$Q_m \text{ max} = (K_1)^{5/2} \times Q_p = (0.05)^{5/2} \times 30\,000 = 16.80 \text{ m}^3/\text{j} \text{ d'où } Q_m = 0.20 \text{ l/s}$$

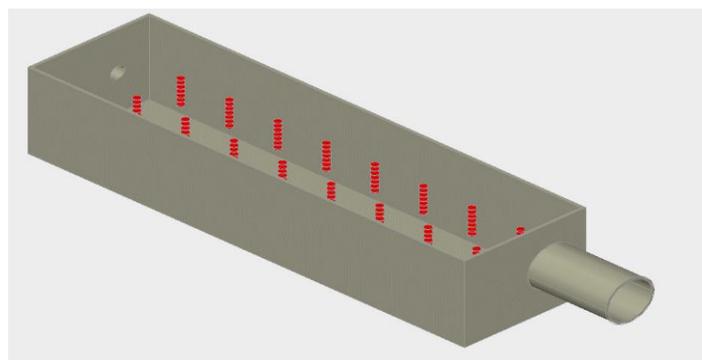


Figure 5.7: Plan de prise des mesures sur le modèle réduit du désableur.



Figure 5.8: Micro-moulinet pour mesure de vitesse horizontale de l'eau

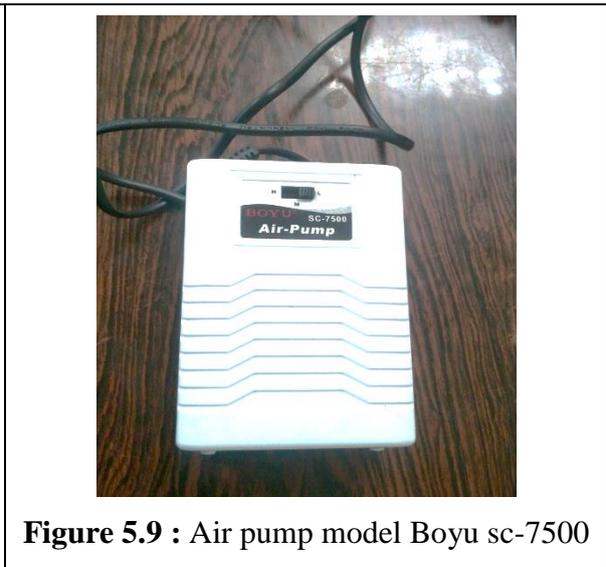


Figure 5.9 : Air pump model Boyu sc-7500

Différentes particularités constructives ont été essayé, on parlera ici uniquement des résultats de mesure de la vitesse lorsque la plaque est en fin de l'ouvrage, avec et sans air.

Les mesures de vitesse ont permis de construire les courbes des champs de vitesse suivantes :

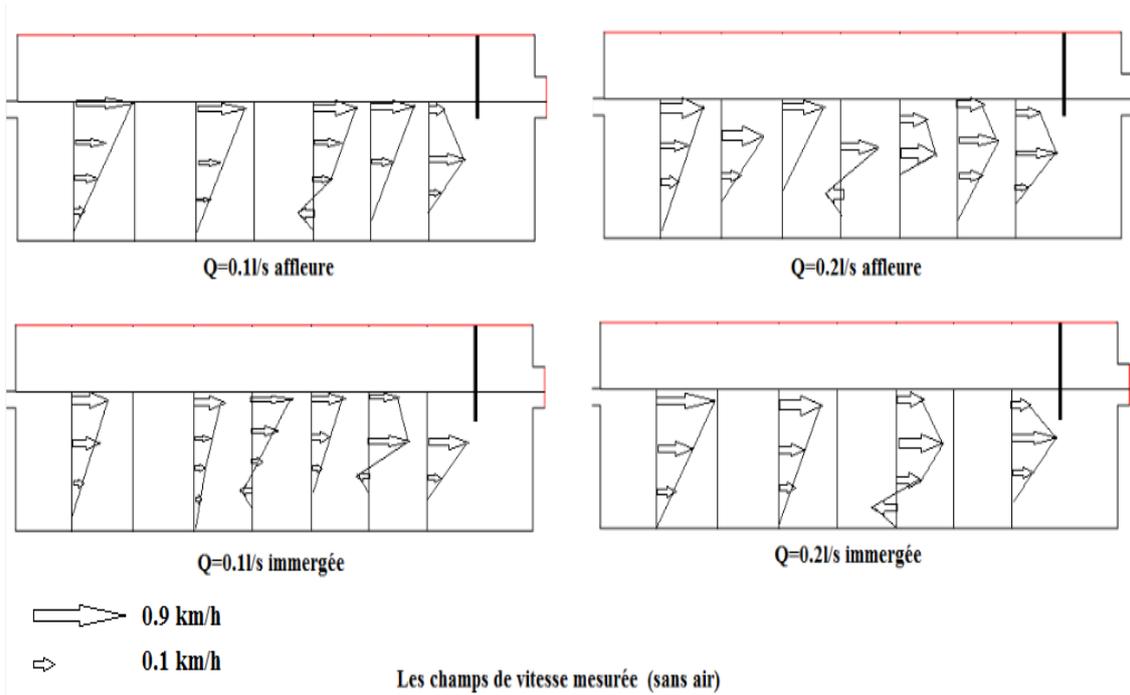


Figure 5.10 : Les champs de vitesse mesurée (sans air).

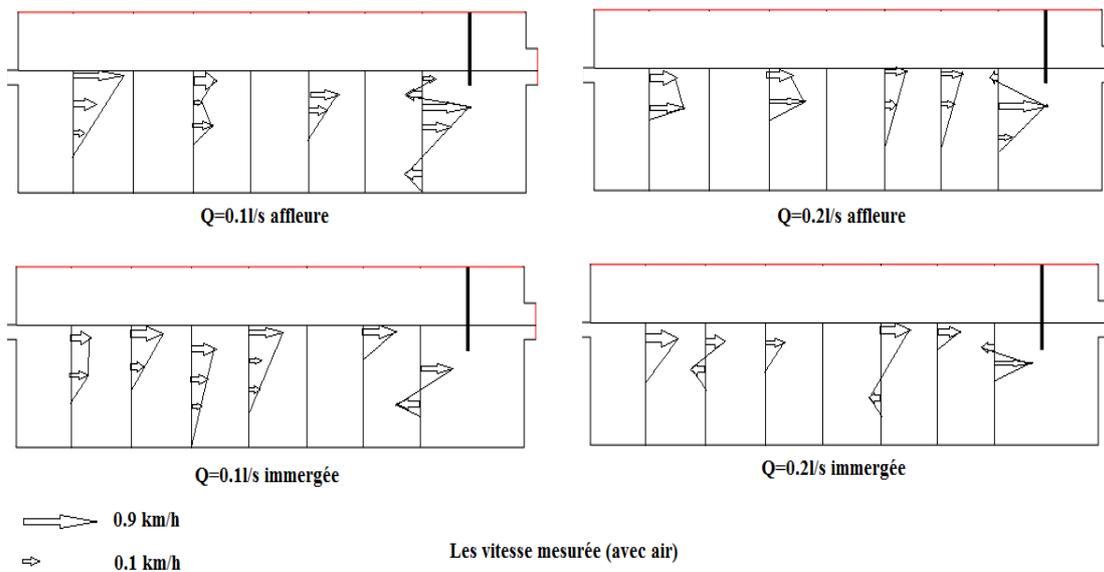


Figure 5.11 : Les champs de vitesse mesurée (avec air).

D'après les courbes de champs de vitesse une bonne répartition des vitesses est observée au débit de 0,2 l/s. la vitesse varie de 0,1 à 0,9 Km/h équivalent à 0.0278 à 0.25 m/s.

5.6.3. Localisation des points de mesure dans le modèle (modèle 2) :

D'après les données tirées de la thèse de Mr Hammar le modèle réduit du décanteur est muni :

- D'un dispositif d'entrée d'eau de construction particulière avec une alimentation par un débit variable de valeur : $Q = 0.4 \text{ m}^3/\text{h}$ et $Q = 0.6 \text{ m}^3/\text{h}$
- Une campagne de mesure des champs des vitesses est réalisée dans la thèse.

Les lieux de mesure des vitesses (voir figure 5.12 et 5.13) sont localisés comme suit :

- **Selon la hauteur :** il y'a **trois** différents niveau à savoir à 3 cm de la surface libre pour le premier plan, 13 cm c'est-à-dire au milieu de la hauteur et le dernier plan à 3 cm du fond ;
- **Selon la longueur :** chaque plan comporte six points de mesure ;
- **Selon la largeur :** les mesures sont réalisées selon quatre sections (voir figure 5.) ;
- Donc le nombre total des points de mesure dans le modèle est : (3 niveau) X (6 points) X (4 sections) ; Soit au total 72 points mesurés.

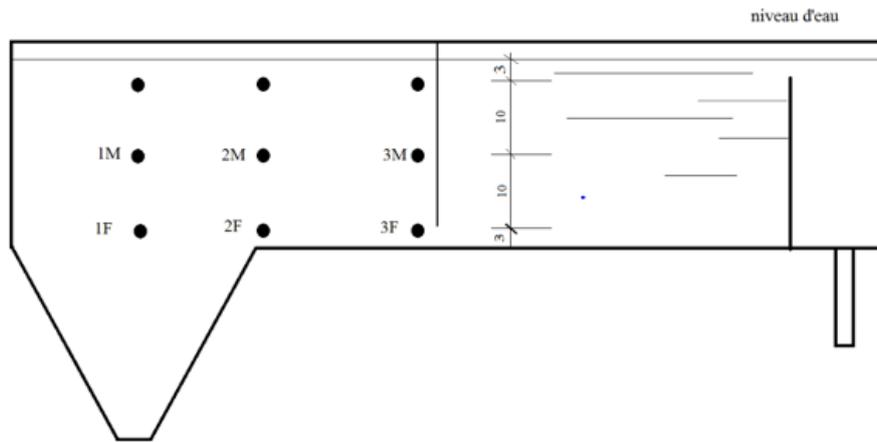


Figure 5.12 : localisation des points de mesure dans une coupe transversale.

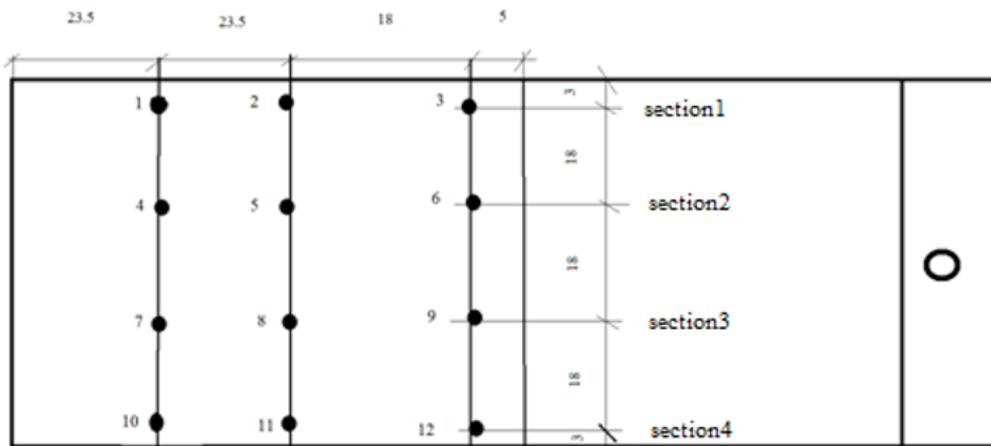


Figure 5.13 : Vu en plan des points de mesure.

5.6.4. Résultats du champ des vitesses d'écoulements (modèle 2) :

La vitesse était mesurée par un micro-moulinet dont le principe de mesure de la vitesse est basé sur la détection du champ magnétique tournant produit par l'hélice. Les résultats de mesure des champs de vitesses horizontales ont permis de tracer les profils des vitesses suivants dans laquelle les vitesses max sont présentées par le signe du carré □ et le signe du cercle ○ présente les vitesses min:

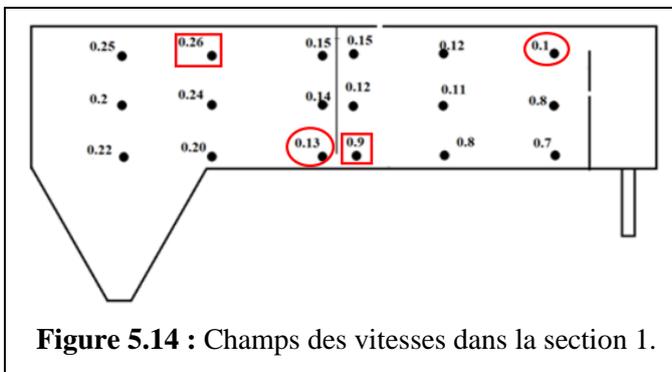


Figure 5.14 : Champs des vitesses dans la section 1.

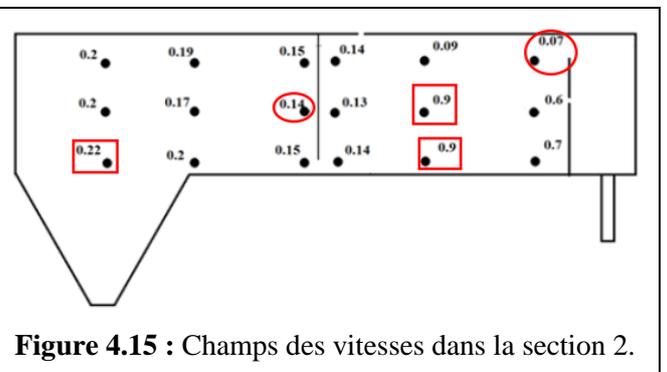


Figure 4.15 : Champs des vitesses dans la section 2.

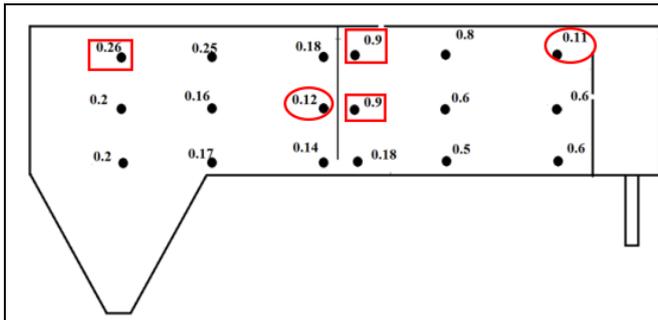


Figure 5.16 : Champs des vitesses dans la section 3.

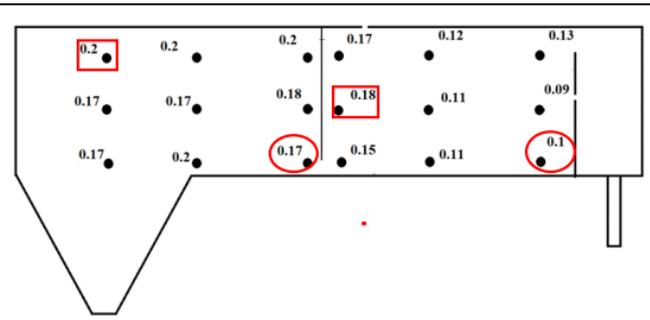


Figure 5.17 : Champs des vitesses dans la section 4.

➤ **Interprétation de la distribution des valeurs des vitesses mesurées :**

a) Dans la section 1 :

a.1) Dans le 1^{er} compartiment de coagulation-floculation : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval de 0.25 à 0.13 m/s.

Avec : 0.26 m/s se trouve au milieu de la largeur du compartiment ;

Et : 0.13 m/s se trouve au lieu de contact entre les deux compartiments.

a.2) Dans le 2^{ème} compartiment de décantation : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval comme suit ;

- Au fond de : 0.9 à 0.7 m/s ;
- A la surface libre de : 0.15 à 0.1 m/s.

b) Dans la section 2 :

b.1) Dans le 1^{er} compartiment : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval de 0.22 à 0.14 m/s. Avec : 0.22 m/s se trouve à l'amont au fond ;

Et : 0.14 m/s se trouve à l'aval à mi-hauteur.

b.2) Dans le 2^{ème} compartiment de décantation : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval comme suit ;

- Au fond de : 0.14 à 0.9 et 0.7 m/s ;
- A la surface libre de : 0.14 à 0.07 m/s.

c) Dans la section 3 :

c.1) Dans le 1^{er} compartiment : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval de 0.26 à 0.12 m/s.

Avec : 0.26 m/s se trouve à l'amont de la surface libre du compartiment ;

Et : 0.12 m/s se trouve à l'aval à mi-hauteur.

c.2) Dans le 2^{ème} compartiment : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval comme suit ;

- Au fond de : 0.18 à 0.6 m/s ;
- A la surface libre de : 0.90 à 0.11 m/s.

d) Dans la section 4 :

d.1) Dans le 1^{er} compartiment : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval de 0.20 à 0.17 m/s.

Avec : 0.20 m/s se trouve à l'amont de la surface libre du compartiment ;

Et : 0.17 m/s se trouve au lieu de contact entre les deux compartiments.

d.2) Dans le 2^{ème} compartiment : la vitesse varie de l'amont du bassin vers l'aval comme suit ;

- Au fond de : 0.15 à 0.1 m/s ;
- A la surface libre de : 0.17 à 0.12 m/s.

Et en analysant la distribution des valeurs max et min des vitesses dans les deux compartiments en distingue :

e.1) Dans le 1^{er} compartiment :

- ❖ **La vitesse max** se trouve : dans la section 1 au milieu de la surface libre, dans la section 2 en amont du fond et dans les sections 3 et 4 en amont de la surface libre.
- ❖ **La vitesse min** se trouve : dans les sections 1 et 4 (c.à.d. Les deux section d'extrémités du bassin) au lieu de contact entre les deux compartiments et dans les deux autres sections en aval du bassin à mi-hauteur.

e.2) Dans le 2^{ème} compartiment :

- ❖ **La vitesse max** se trouve : dans la section 1 en amont du bassin au fond, dans la section 2 au milieu du bassin, dans les sections 3 en amont à la surface libre et à mi-hauteur et dans la section 4 en amont à mi-hauteur.
- ❖ **La vitesse min** se trouve : dans les sections 1, 2 et 3 à l'aval de la surface libre et dans la section 4 à l'aval du fond.

5.7. Étude hydrodynamique par tests traceurs (modèle 1) :

Les tests traceurs sont communément utilisés pour obtenir des informations concernant l'hydrodynamique d'un ouvrage. En pratique, les résultats de ce type de tests sont habituellement utilisés pour déterminer le modèle d'écoulement prédominant et les divers phénomènes menant à des écoulements non-idéaux. Ces phénomènes peuvent être des courts-circuits, des recyclages, des volumes morts, etc.

Aussi afin d'apprécier le comportement hydraulique de n'importe quel ouvrage il faut déterminer son coefficient d'utilisation du volume qui est le rapport entre le temps théorique du modèle et le temps réel dans le modèle. Le temps théorique peut s'exprimer par la formule suivante :

$$T = V / Q$$

Avec : V : volume du décanteur en (m³)

Q : débit en (m³/s)

L'injection d'un traceur peut se faire sous la forme d'une impulsion de Dirac ou d'un échelon. La quantité de traceur injectée est connue et le suivi de la concentration en traceur en sortie se fait au cours du temps. Ainsi, une courbe de la concentration en fonction du temps peut être tracée. Connaissant le débit imposé à l'installation, il est possible de calculer la quantité de traceur récupérée en sortie.

Un traceur chimique doit être dissout dans l'eau à des concentrations qui ne doivent pas changer la densité du milieu transporteur, l'eau usée dans le cas étudié. De plus, les traceurs utilisés doivent être conservatifs et ne doivent pas pouvoir s'adsorber sur les particules ni même réagir avec ces dernières. Avant de commencer tout test, la concentration en traceur dans

l'effluent mis en jeu doit être mesurée, afin de s'assurer qu'elle est constante et de pouvoir la différencier de la quantité injectée

Les colorants fluorescents, bien que beaucoup utilisés pour des tests traceurs dans des décanteurs, ne donnent que des résultats qualitatifs à cause de la difficulté à récupérer toute la masse injectée, probablement due à une interaction avec les fines particules de l'eau. En outre, ces colorants présentent l'avantage de pouvoir être détectés à de très faibles concentrations en utilisant un Fluorimètre. La Rhodamine W. T. (Water Tracer) n'est pas un traceur totalement conservatif mais est probablement le colorant au meilleur rapport qualité-prix. C'est un traceur très populaire grâce à sa haute détectabilité.

Lors de l'usage de traceurs ioniques, il est souvent nécessaire d'injecter de hautes concentrations pour outrepasser l'interférence avec la concentration déjà présente en ions dans les eaux usées. Les traceurs ioniques, comme le chlorure de sodium plus connu comme sel de table. Le principe que suit ce type de traceur est le suivant : l'addition de traceurs ioniques engendre une augmentation de la conductivité qui peut être directement reliée à une augmentation de la concentration en ions dans l'eau. Par conséquent, les mesures de conductivité sont les plus utilisées pour ce type de test traceur.

Après la campagne de mesure des vitesses sur le modèle réduit du décanteur des tests traceurs ont été effectuées pour les débits 0,1 et 0,2 l/s

5.7.1. Mode d'injection :

L'injection du traceur sélectionné se fait généralement sous la forme d'une impulsion mais une injection en échelon peut parfois être plus appropriée. Le modèle tel qu'il a été réalisé ne présente pas de point d'injection. Mais on a injecté via une seringue de 5 ml simple à utiliser. La photo (5.2) Représente la position de l'injection sur la canalisation d'alimentation en eau.

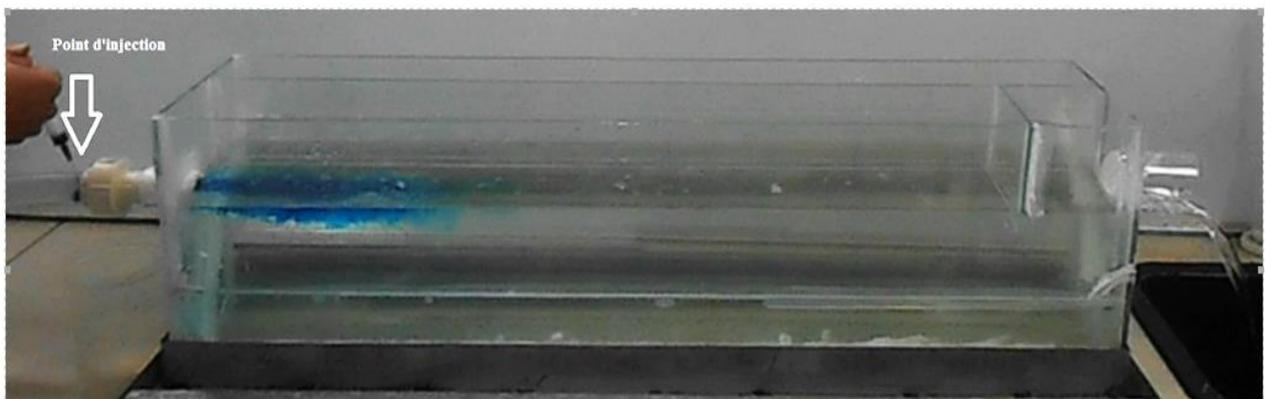


Photo 5.2 : Point d'injection des solutions de traçage.

➤ Tests traceurs (NaCl)

Les tests traceurs pratiqués sur le modèle du déssableur déshuileur ont été des tests avec une injection d'une solution homogène de chlorure de sodium ou sel (NaCl) suivi par conductimétrie. Avant de lancer des tests, un suivi de la conductivité dans l'eau recyclée est étudié. Au cours du déroulement des tests, les valeurs de conductivité se situaient dans un intervalle allant de 406 à 409 $\mu\text{S}/\text{cm}$ suivant l'heure de la journée et la qualité de l'eau recyclée.

L'évolution de la conductivité de l'eau recyclée en entrée du modèle a été suivie sur plusieurs jours afin de choisir à quel moment de la journée la conductivité est relativement stable. Ainsi, en pratiquant le test traceur sur ces périodes de stabilité, l'évolution de la conductivité en sortie du modèle sera seulement induite par l'ajout de sel NaCl et non pas par une fluctuation venant de l'eau recyclée.

L'évolution type de la conductivité sur une journée (c'est à dire 8h), nous montre que la période où la conductivité est stable se situe entre 9 h du matin jusqu'à 17 h du soir, et en plus on n'a pas le choix car on ne peut faire les tests que durant la journée. Et on suppose que c'est la période auxquelles les tests pourront être pratiqués.

Les photographies (5.2) et (5.3) montrent la répartition du colorant (champs de vitesses) avec un débit de $Q = 0.2$ l/s sans et avec injection d'air.

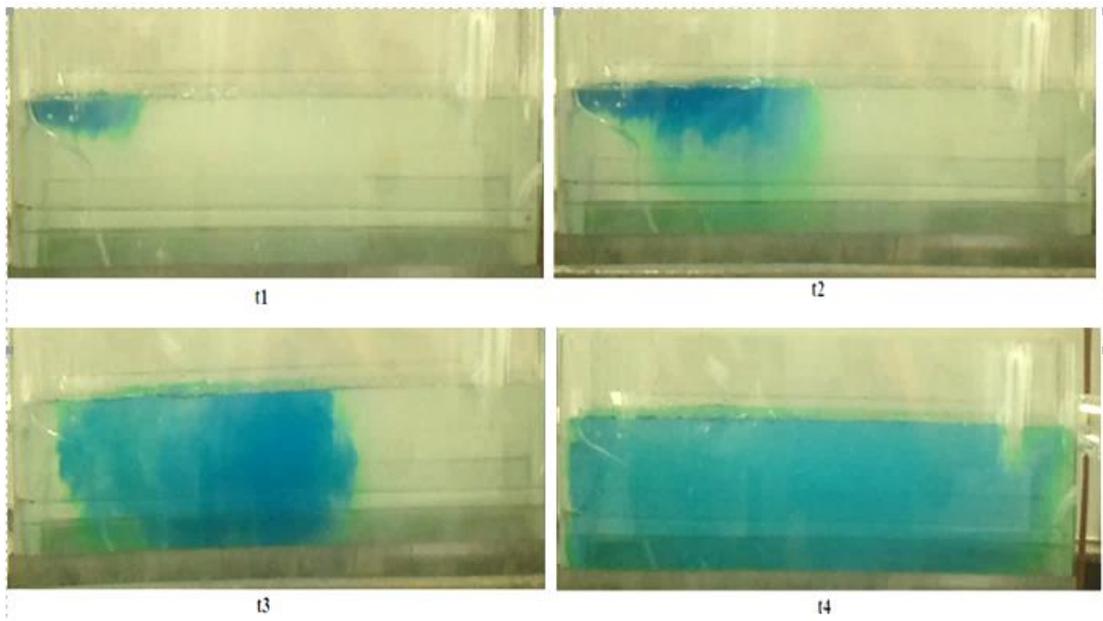


Photo 5.3 : Répartition du colorant sans injection d'air

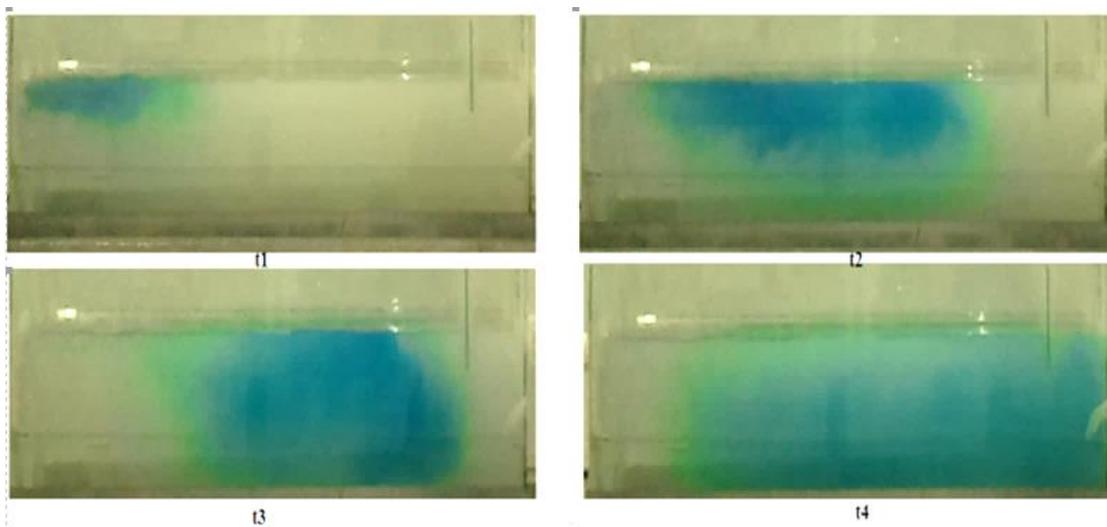


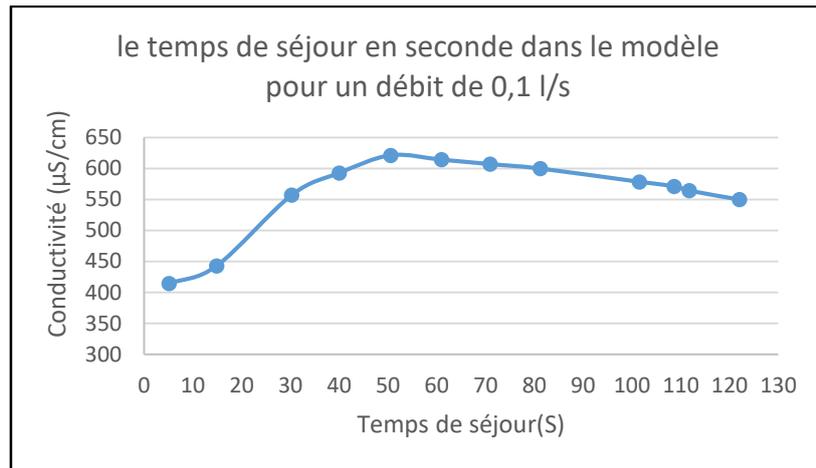
Photo 5.4 : Répartition du colorant avec injection d'air.

5.7.2. Résultats des tests du traceur NaCl :

Par manque d'équipement un seul test traceur a été mis en place pour un suivi conductivimétrique d'une injection de chlorure de sodium ou sel (NaCl)

A. Pour le débit de 0,1 l/s :

Les résultats des tests du traceur Na Cl au débit 0,1 l/s sont représentées par la courbe suivante représentant la conductivité en $\mu\text{S}/\text{cm}$ en fonction du temps de séjour réel modèle :

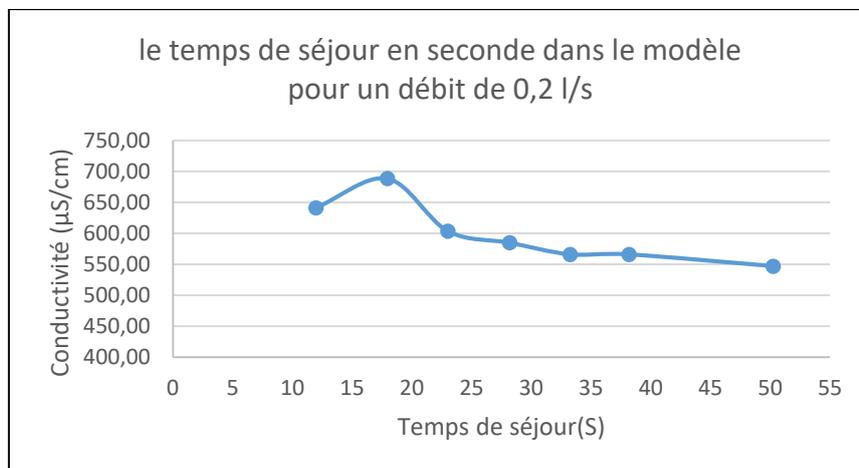


Courbe 5.1 : le temps de séjour dans le modèle pour un débit de 0.1 l/s

De la courbe (5.1) on déduit que le temps de séjour pour le débit 0,1 l/s est de 55 seconde ce qui correspondrait à un coefficient d'utilisation du volume égale à 0,06. Ce faible coefficient correspond bien au type d'ouvrage de sédimentation de type horizontal [98], qui nécessite un perfectionnement pour augmenter son rendement. En introduisant l'air dans le modèle ce coefficient a atteint les valeurs de 0,1 ; une amélioration d'utilisation du volume de plus de 50%.

B. Pour le débit 0.2 l/s

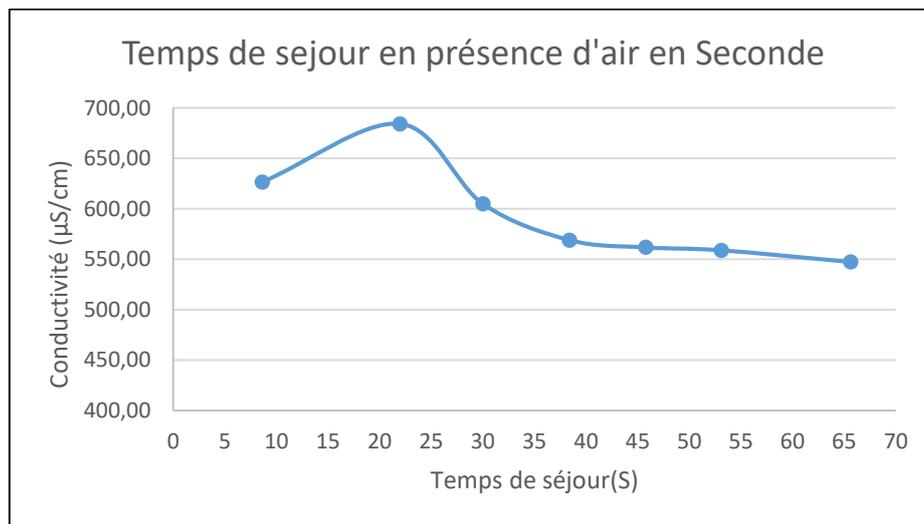
Les résultats des tests du traceur Na Cl au débit 0,2 l/s sont représentées par la courbe (5.2) suivante représentant la conductivité en $\mu\text{S}/\text{cm}$ en fonction du temps de séjour en seconde :



Courbe 5.2 : Le temps de séjour en seconde dans le modèle pour un débit de 0.2 l/s

D'après la courbe on déduit que la conductivité maximale moyenne est atteinte en sortie du modèle au bout de 17 seconde ce qui donnera un coefficient d'utilisation du volume égale à 0,18. Les tests réalisés en présence d'air a fortement augmenter son rendement et ceux malgré les faibles vitesses qu'on a mesuré.

La courbe montrant le temps de séjour en présence d'air est la suivante :



Courbe 5.3 : Temps de séjour en présence d'air en seconde.

Pour ce cas le temps de séjour est passé de 17 s à 25 s ce qui donnera un coefficient de 0,3, Ces valeurs du coefficient sont donnés par une pression d'air injectée de 0,012 MPa.

En augmentant la pression d'air ce coefficient augmentera et cela est vérifié pour la pression 2 X 0,012 le coefficient est passé pour le débit 0,2 l/s de 0,3 à 0,45, alors pour le débit 0,1 l/s il est passé de 0,1 à 0,23.

5.8. Simulation numérique (modèle 1) :

En premier lieu, le problème a été traité en deux dimensions pour toutes les configurations des bassins disponibles, puis, une tentative a été effectuée pour la résolution du cas tridimensionnel.

5.8.1. Simulation en 2D :

➤ Géométrie et génération du maillage du bassin de décantation

La procédure de résolution des équations en volumes finis nécessite un maillage discrétisé en plusieurs éléments suffisamment fins de manière à résoudre les équations de Navier Stokes jusqu'à la convergence.

La géométrie ainsi que la constitution du maillage ont été définies à l'aide du préprocesseur GAMBIT. La figure (5.18) résume les dimensions du domaine, Le fluide d'essai rentre par une section circulaire de 2 cm de diamètre. Ensuite, le fluide passe par un rectangle dont la longueur est de 90 cm sur une profondeur de 25 cm. Après le liquide sortira par un orifice de 5 cm de diamètre.

Le maillage adopté est un maillage structuré, à éléments triangulaire avec un pas de 0.3 cm partout. Ce qui nous a donné pour le bassin complet 163234 cellules, après l'adaptation sous Fluent figure (5.19).

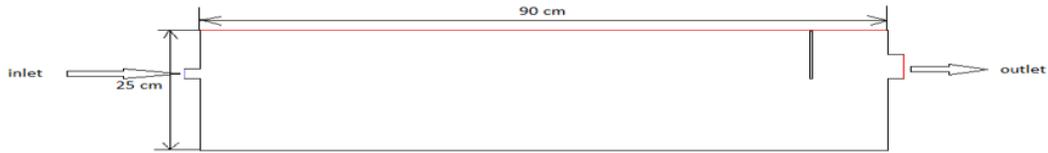


Figure 5.18 : Géométrie du bassin.

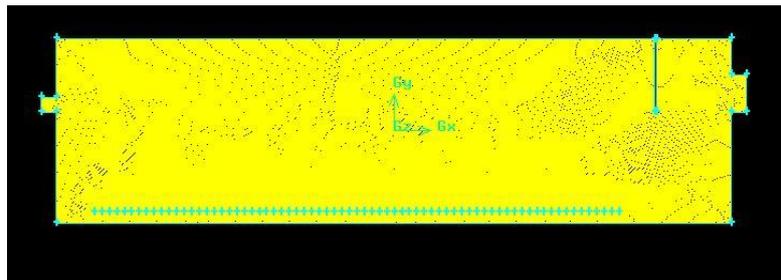


Figure 5.19 : Maillage fin du bassin en 2D.

➤ Résultats de simulation 2D :

Les premières simulations ont été menées pour deux différents débits d'entrée, en l'absence et en présence de l'air, quatre différentes positions de la plaque ont été essayées. Les résultats sont consignés dans les figures suivantes ci-dessous.

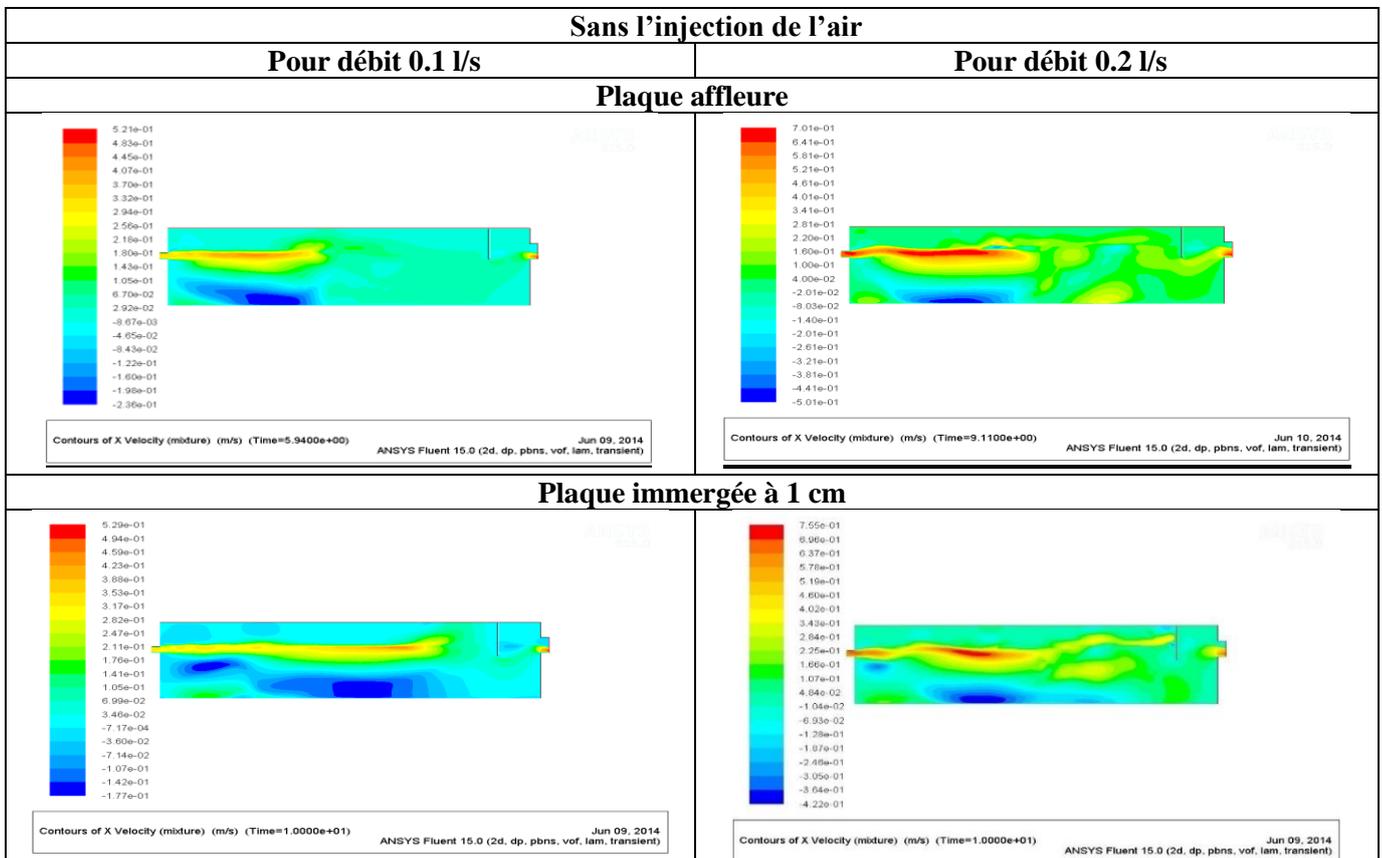


Figure 5.20 : champs des vitesse horizontal X (m/s) sans l'injection d'air.

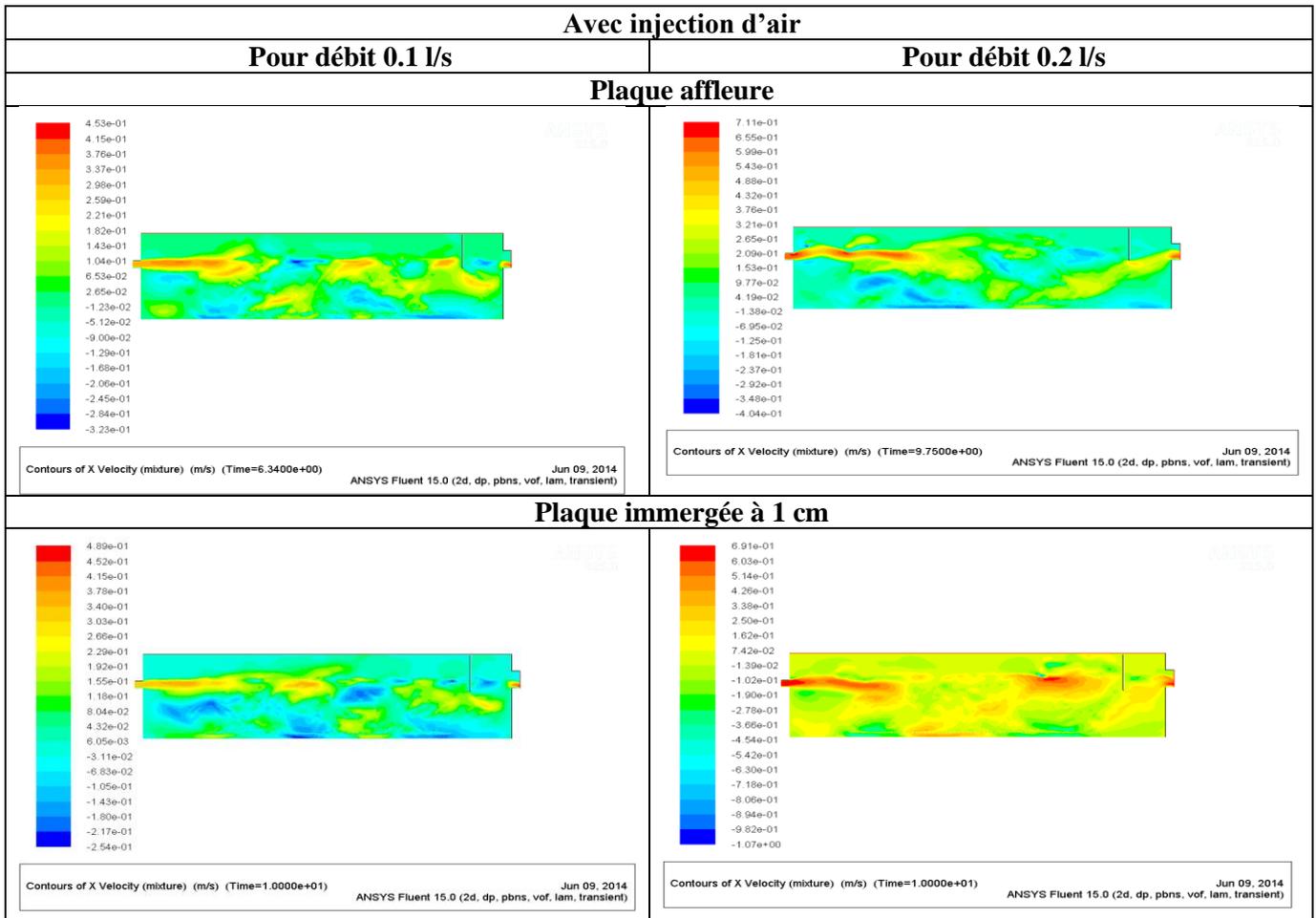


Figure 5.21 : Vitesse horizontale X (m/s) avec injection d'air.

5.8.2. Simulation en 3D :

➤ **Géométrie et génération du maillage du bassin de décantation en 3D**

La géométrie ainsi que la constitution du maillage ont été définies à l'aide du pré processeur GAMBIT. Les informations du maillage obtenu sont résumées dans le tableau (5.2).

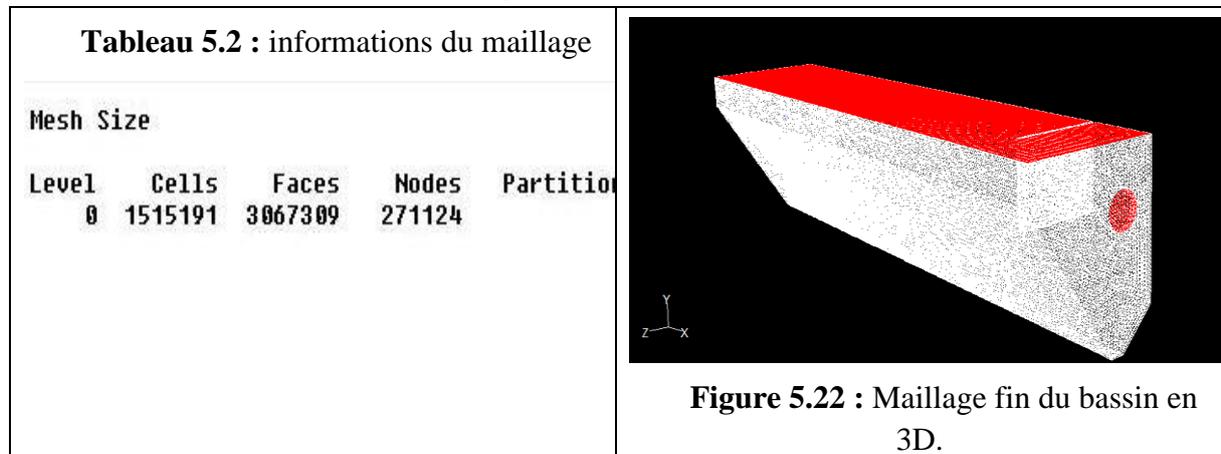


Figure 5.22 : Maillage fin du bassin en 3D.

➤ Résultats de simulation en 3D :

Les résultats de simulation en 3 D sont illustrés dans les figures suivantes :

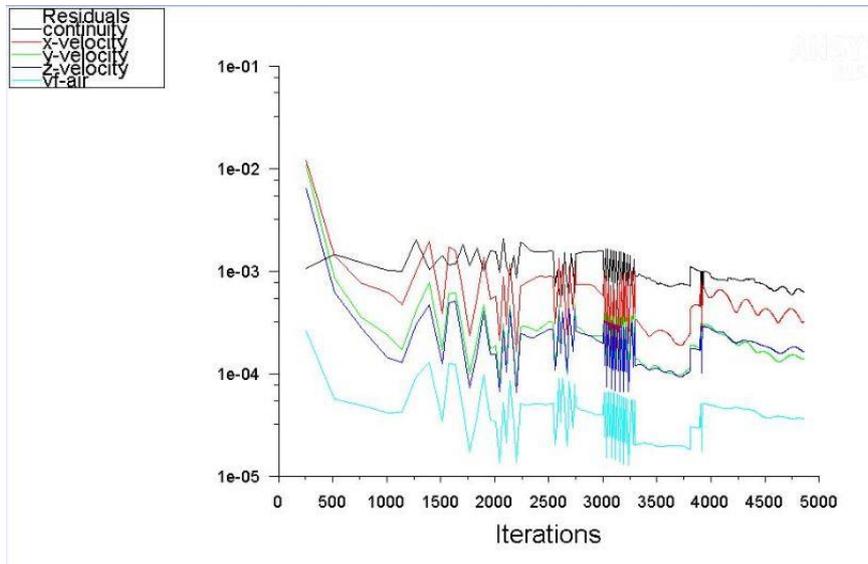


Figure 5.23 : Graphe des itérations de calcul en 3D

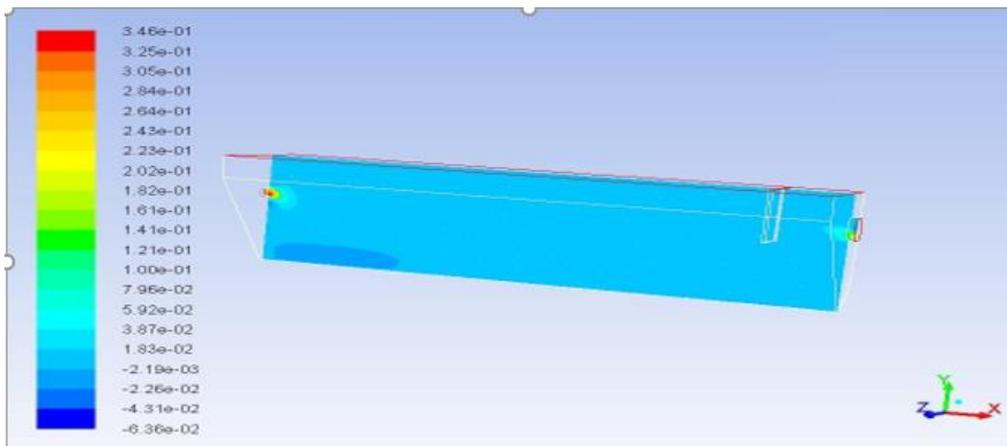


Figure 5.24: $Q = 0.1$ l/s (3D)

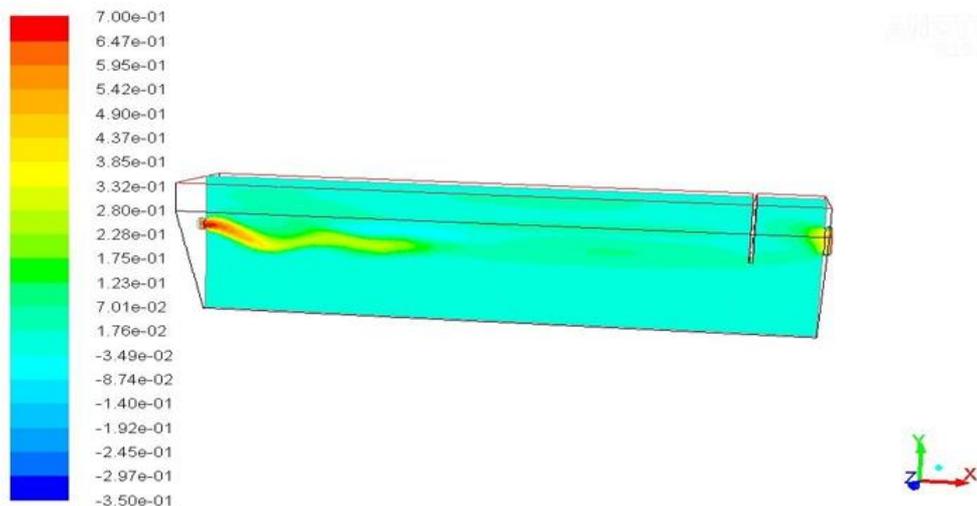


Figure 5.25: $Q = 0.2$ l/s (3D)

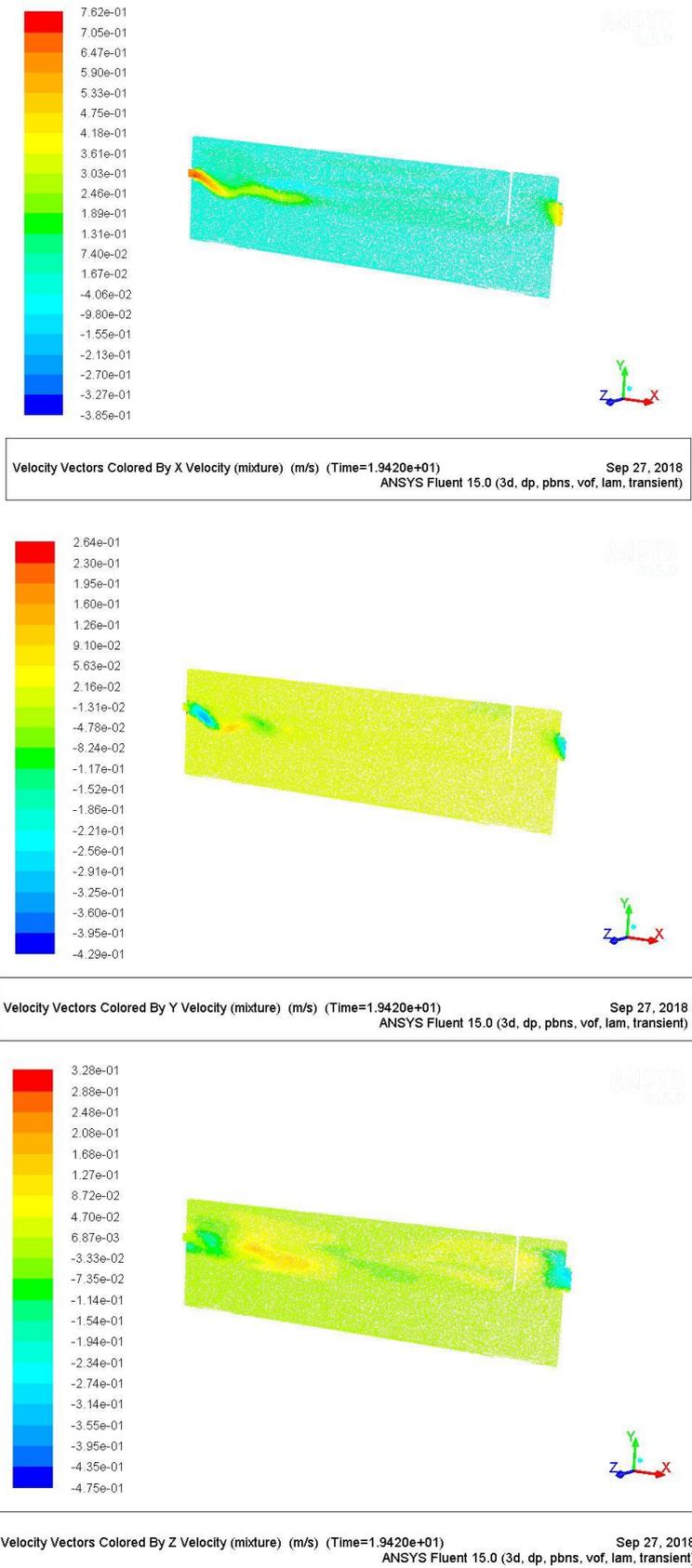


Figure 5.26 : Vecteurs des vitesses selon les axes X, Y et Z

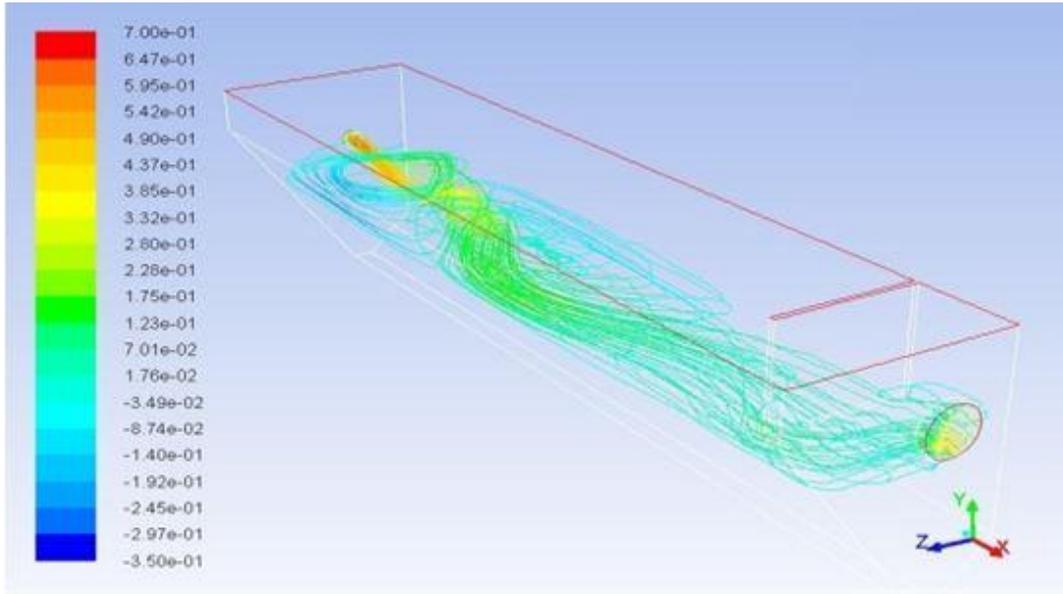
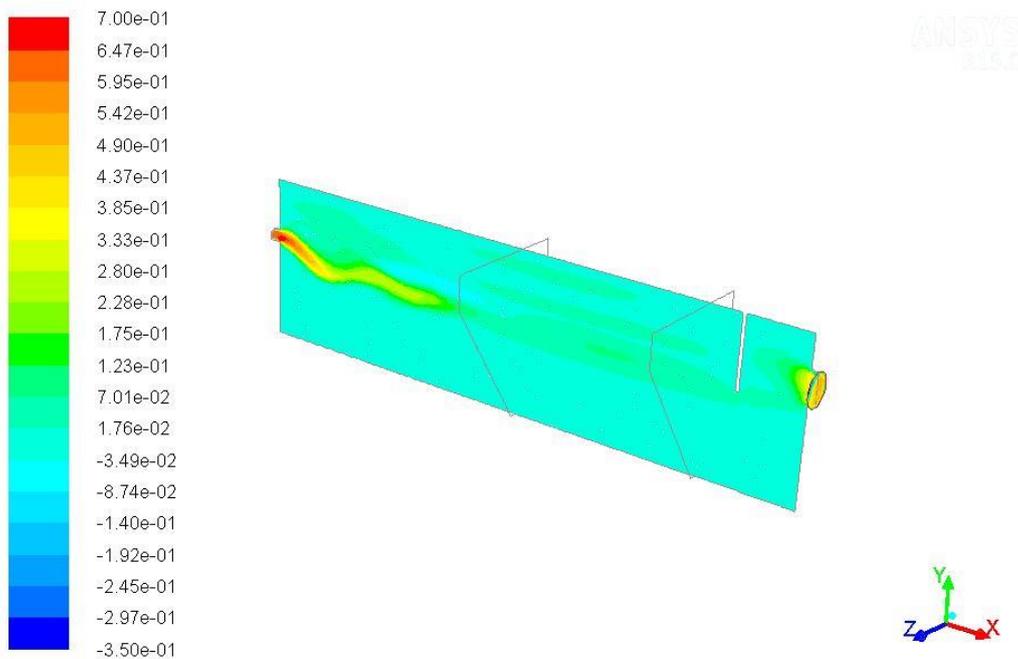
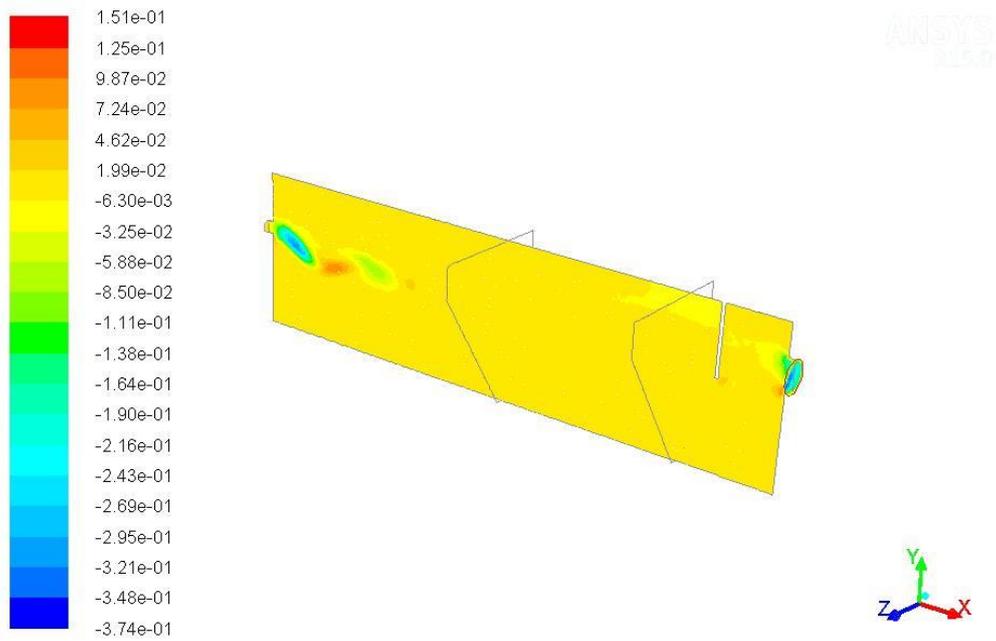


Figure 5.27 : Ligne de courant de vitesse en 3D par rapport à l'axe X en m/s.



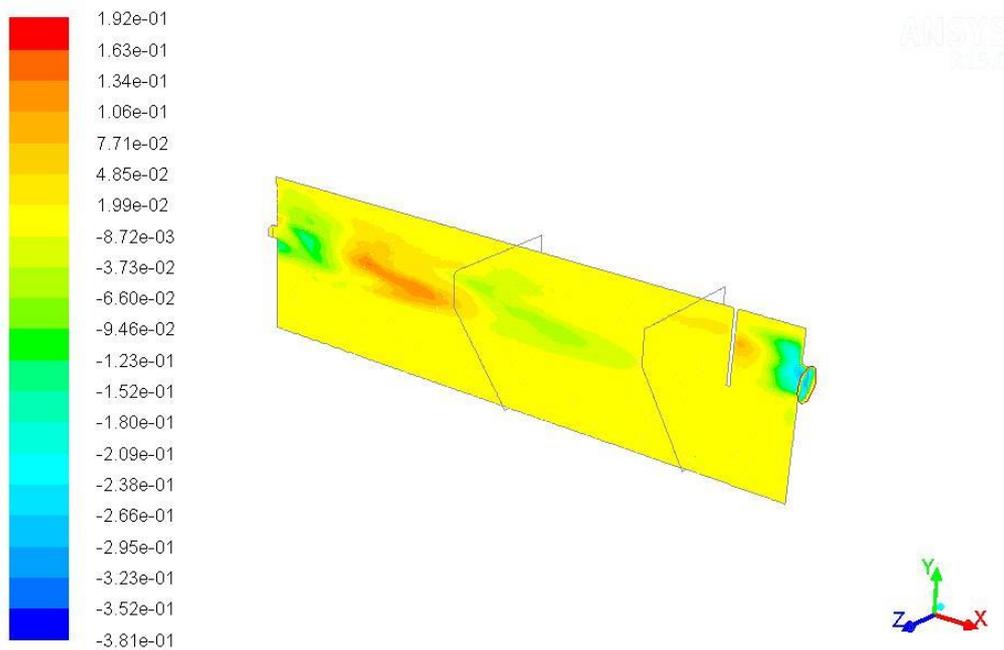
Contours of X Velocity (mixture) (m/s) (Time=1.9410e+01) Sep 29, 2018
 ANSYS Fluent 15.0 (3d, dp, pbns, vof, lam, transient)

Figure 5.28 : Courant de vitesse par rapport à l'axe X



Contours of Y Velocity (mixture) (m/s) (Time=1.9410e+01) Sep 29, 2018
ANSYS Fluent 15.0 (3d, dp, pbns, vof, lam, transient)

Figure 5.29 : Courant de vitesse par rapport à l'axe Y



Contours of Z Velocity (mixture) (m/s) (Time=1.9410e+01) Sep 29, 2018
ANSYS Fluent 15.0 (3d, dp, pbns, vof, lam, transient)

Figure 5.30 : Courant de vitesse par rapport à l'axe Z

5.8.3. Interprétations des résultats :

Le modèle réduit réaliser vise à modéliser l'opération de sédimentation et flottation dans un contexte global de traitement biologique à boues activées.

Un seul test traceur a été mis en place pour étudier l'hydrodynamique du modèle réduit du déssableur par un suivi conductivimétrique d'une injection de sel ordinaire (NaCl)

D'après les résultats de mesure des champs de la vitesse et la simulation réalisée par Fluent, on remarque que pour les deux positions de la plaque au débit 0.2 l/s le régime d'écoulement est en général bien reproduit par la simulation. Alors que pour le débit 0.1 l/s on n'arrive pas à interpréter les résultats du fait des valeurs faibles de la vitesse mesurée.

5.9. Simulation numérique du modèle 2 :

L'objectif de cette partie est l'amélioration du rendement du monobloc de coagulation-décantation par la réduction de la zone morte dans le compartiment de décantation (figure 5.) et cela en étudiant l'influences de quelques paramètres à savoir :

- La position de la zone de sortie (au fond ou à la paroi vertical central) ;
- La valeur du débit d'entrée ;
- La géométrie du mur de séparation entre les deux compartiments.

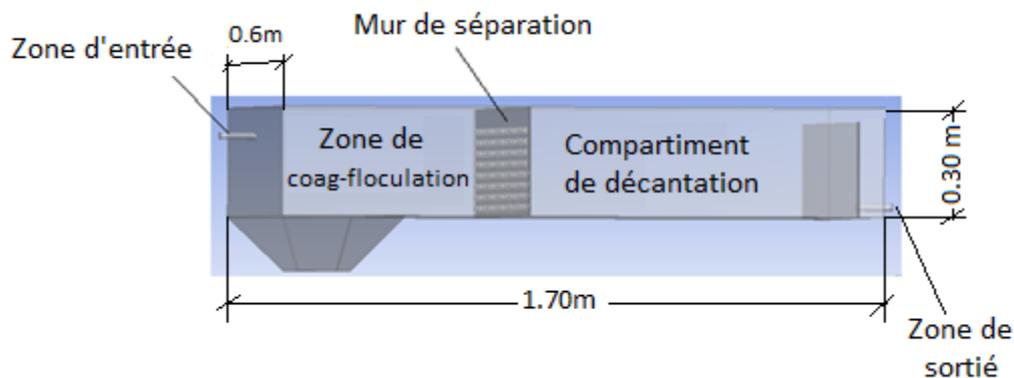
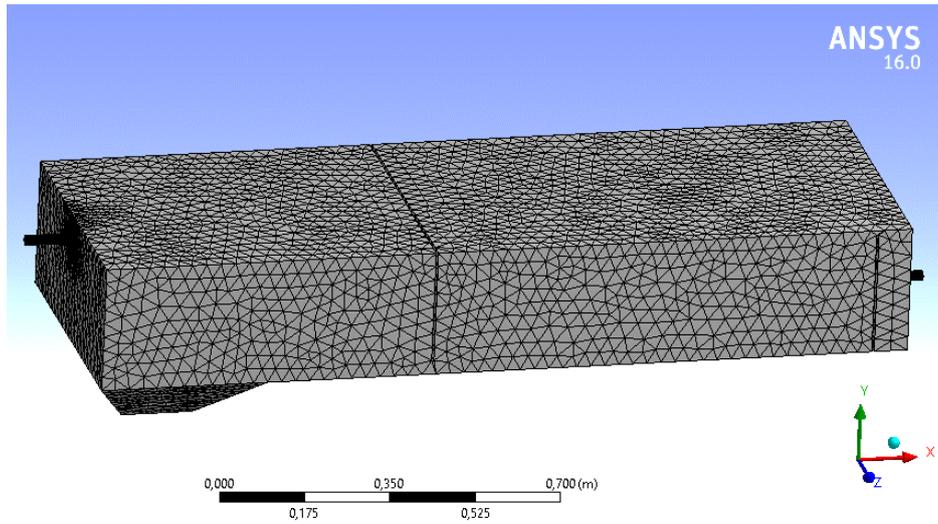


Figure 5. 31 : Géométrie du monobloc du flocculation-décantation



Figure 5. 32 : zone de circulation dans le monobloc.

5.9.1. Géométrie, maillage et conditions aux limites :



Details of "Mesh"

Sizing

Use Advanced Size Function	On: Curvature
Relevance Center	Fine
Initial Size Seed	Active Assembly
Smoothing	High
Transition	Slow
Span Angle Center	Fine
<input type="checkbox"/> Curvature Normal Angle	Default (18,0 °)
<input type="checkbox"/> Min Size	Default (2,9727e-004 m)
<input type="checkbox"/> Max Face Size	Default (2,9727e-002 m)
<input type="checkbox"/> Max Size	Default (5,9453e-002 m)
<input type="checkbox"/> Growth Rate	Default (1,20)
Minimum Edge Length	5,e-003 m

Inflation

Details of "Mesh"

Minimum Edge Length	5,e-003 m
Inflation	
Assembly Meshing	
Patch Conforming Options	
Patch Independent Options	
Advanced	
Defeaturing	
Statistics	
<input type="checkbox"/> Nodes	19697
<input type="checkbox"/> Elements	96132
Mesh Metric	None

Figure 5.33 : Détails du maillage

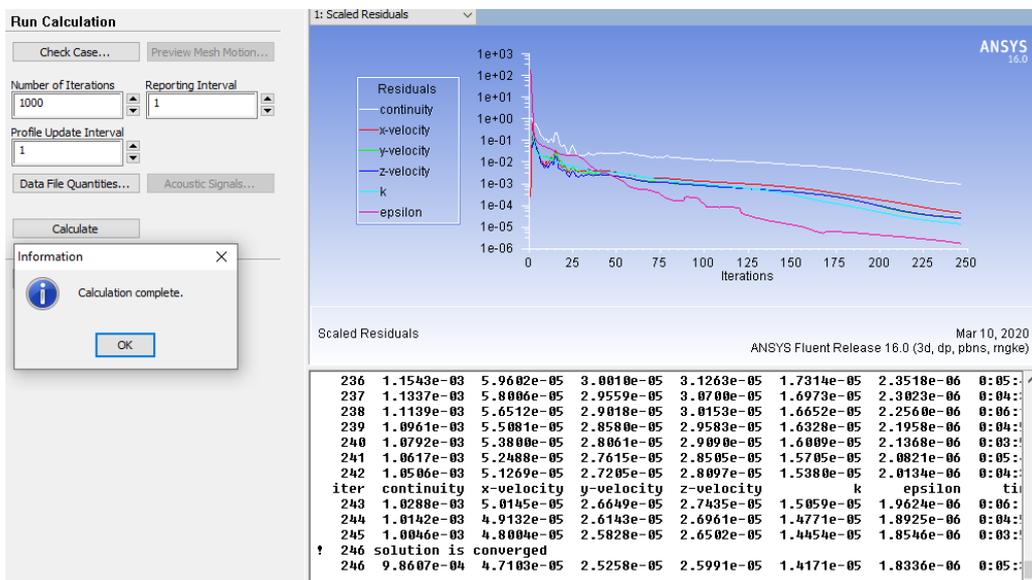


Figure 5.34 : Calcul de simulation

5.9.2. Différents cas de simulation :**A. Influence de la position de la zone de sortie :**

Pour l'étude de l'influence de la position de la zone de sortie sur l'hydrodynamique du bassin monobloc on a choisi deux lieux à cette zone ; un disposer au fond du bassin et l'autre à la paroi transversale voir figure 5.35.

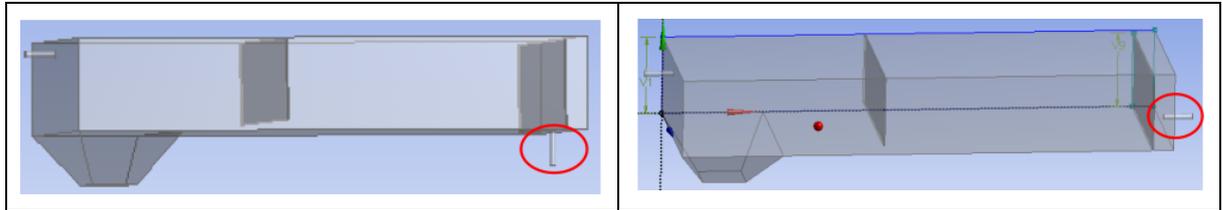


Figure 5.35 : les deux positions de la zone de sortie

B. Influence de la forme de l'ouverture du mur de séparation :

Pour l'étude de l'influence de l'ouverture du mur de séparation sur l'hydrodynamique du bassin monobloc on a choisi quatre variantes présenter sur la figure 5.36 avec l'existence d'un agitateur au compartiment de coagulation-floculation à savoir :

- a) Ouverture de 3cm se trouve au fond du bassin ;
- b) Ouverture de 3cm qui se trouve à une distance de 4 cm à partir du fond ;
- c) Ouverture de 3cm qui se trouve à une distance de 7 cm à partir de la surface ;
- d) Plaque perforée avec 120 trous de 2 cm de diamètre ($15 \times 8 = 120$ trous) ;
- e) Plaque perforée avec 38 trous de 4 cm de diamètre ($((10+9) \times 2 = 38$ trous) ;
- f) Plaque perforée avec 13 trous de 2 cm de diamètre ;
- g) Plaque perforée avec 13 trous de 4 cm de diamètre.
- h) Plaque perforée avec 5 trous de 2 cm de diamètre

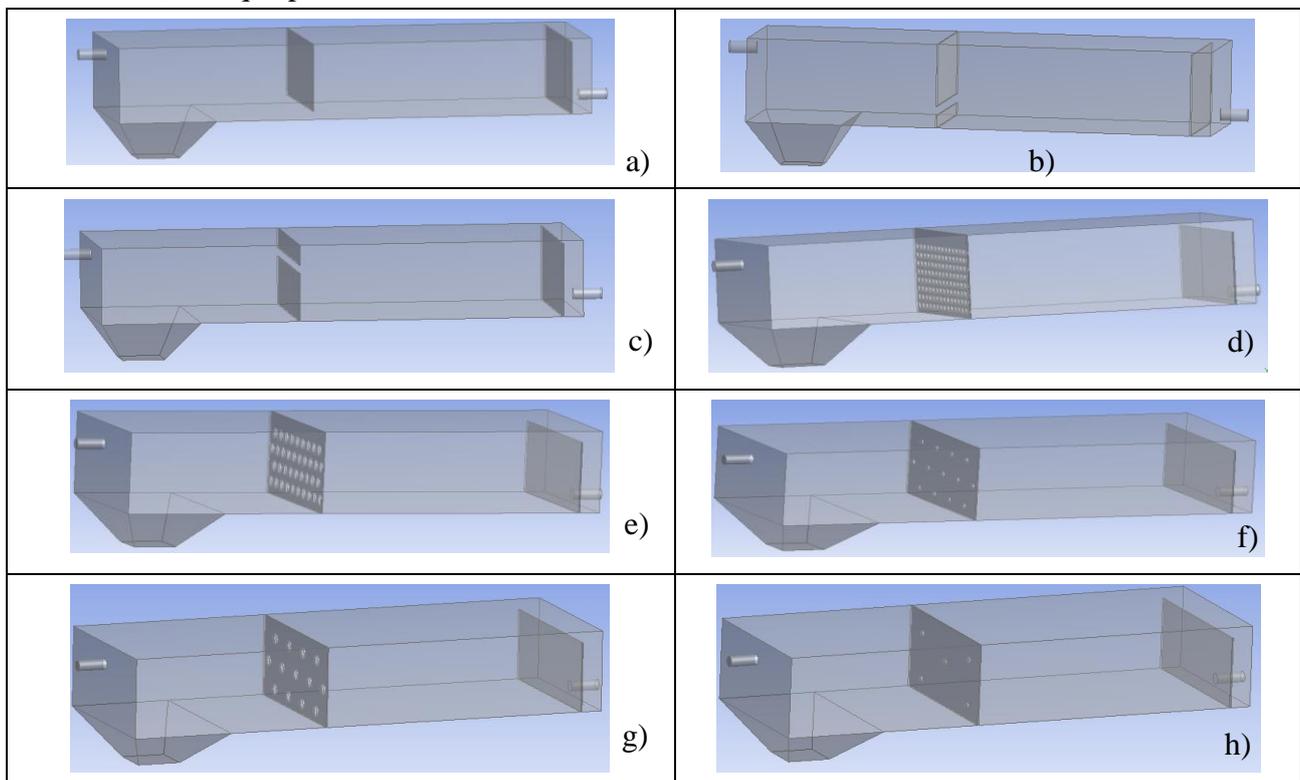


Figure 5.36 : différents forme de l'ouverture du mur de séparation

5.9.3. Résultats de différents cas de simulation :

A. Influence de la position de la zone de sortie :

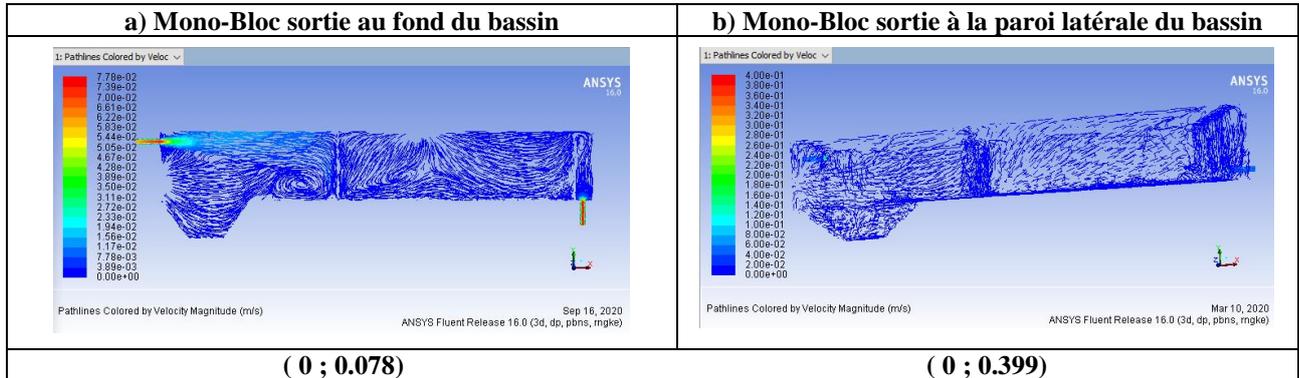


Figure 5.37 : trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)

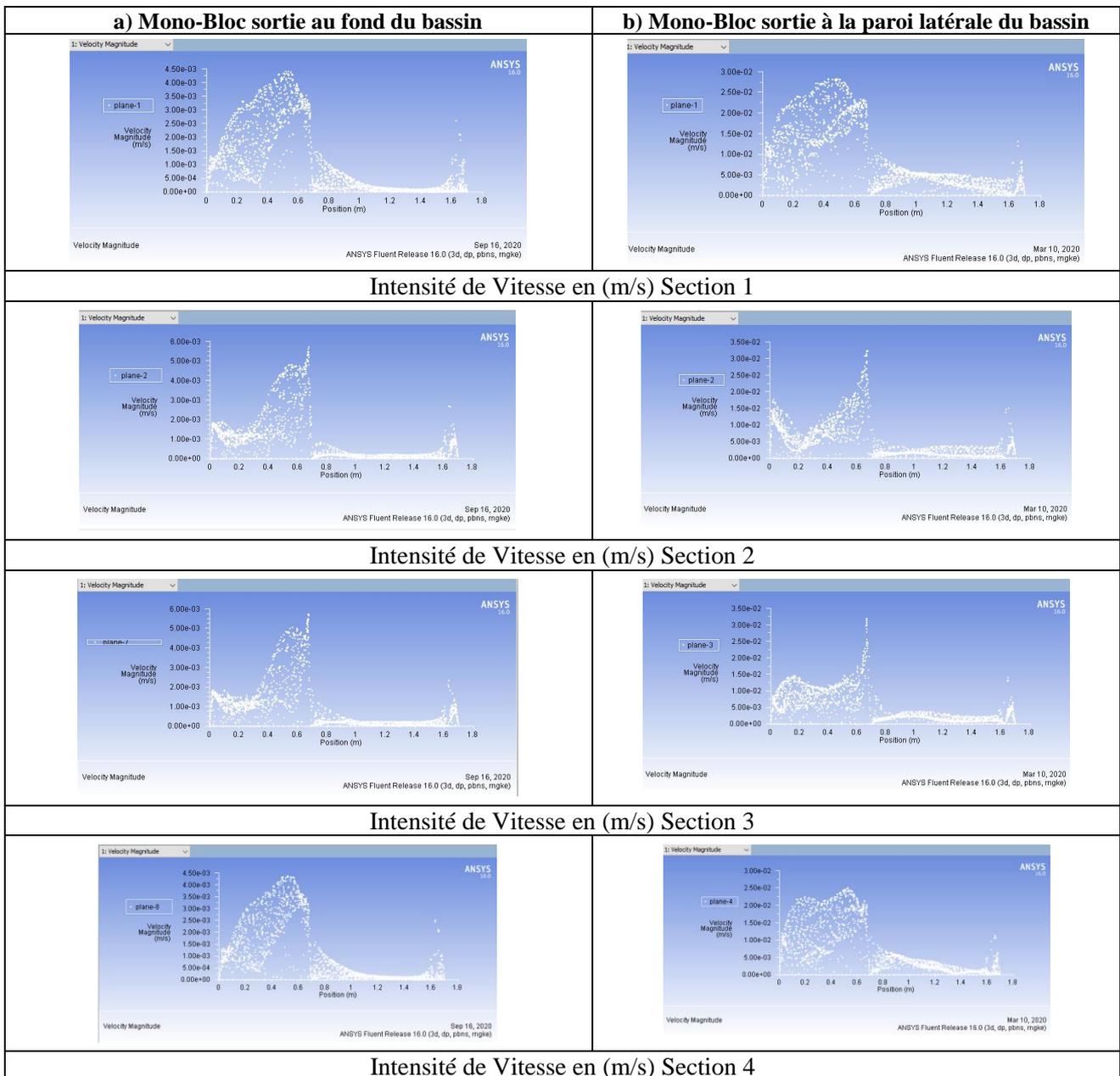


Figure 5.38 : Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.

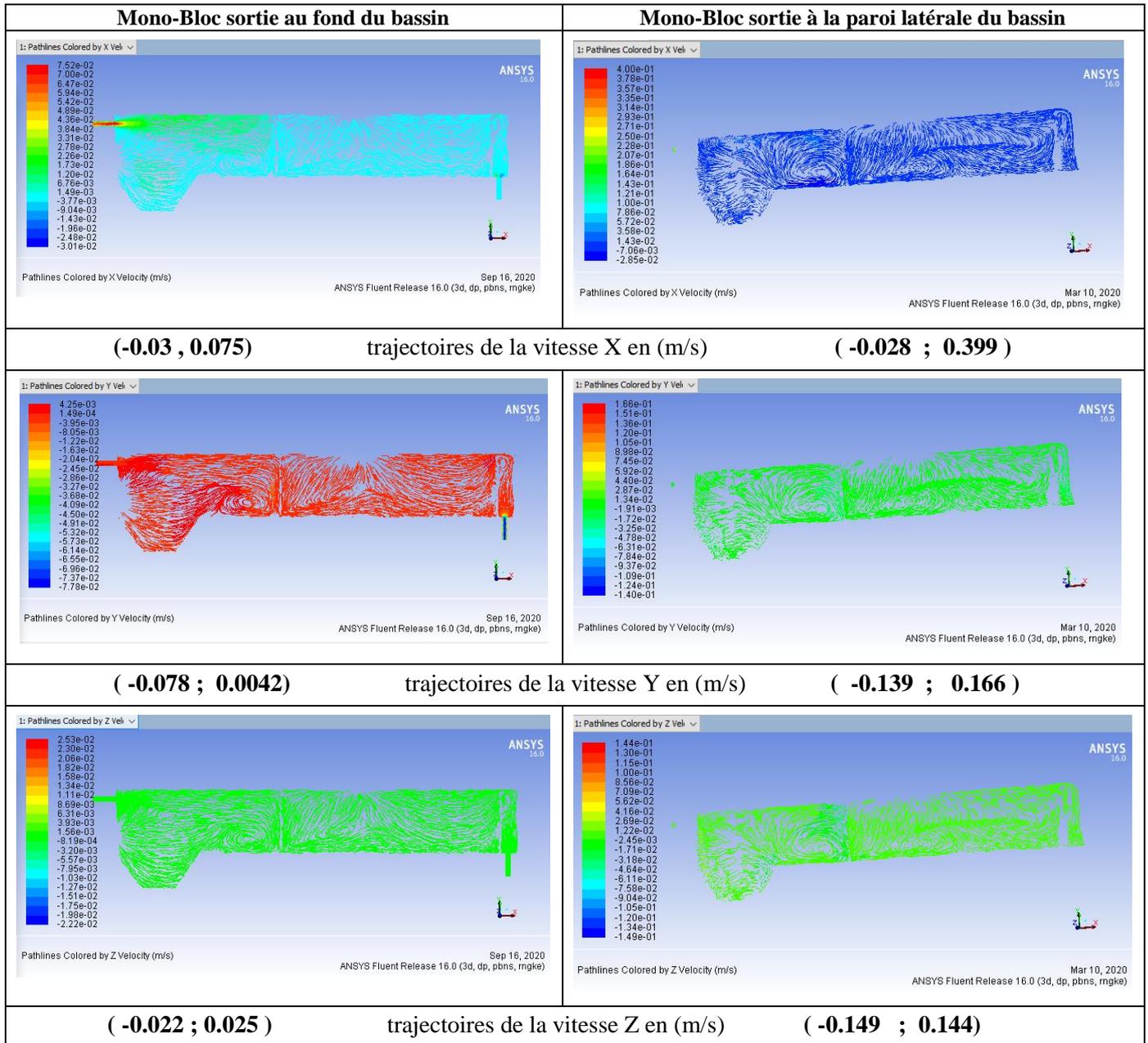


Figure 5.39 : trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z

➤ **Interprétation des résultats :**

D’après les courbes de répartition des vitesses le long du bassin et dans les 4 sections figures (5.37 et 38) on remarque que pour le bassin dont la sortie est placée à cotée la circulation du liquide se fait avec des vitesses plus grand que celles du bassin ou la sortie se trouve au fond.

En plus pour la distribution des lignes de courant des vitesses dans les trois directions (X,Y,Z) figure (5.39), on remarque la création d’une zone de courant isolé à l’entrée du compartiment de décantation dans le bassin ou la sortie se trouve au fond.

Donc de cette première série de simulation on adopte le bassin dont la sortie est placée à cotée et on va varie la forme de l’ouverture de contact entre les deux compartiments de coagulation-floculation et de décantation avec l’ajout d’un agitateur dans le premier compartiment.

B. Influence de la forme de l'ouverture du mur de séparation :(cas a et b)

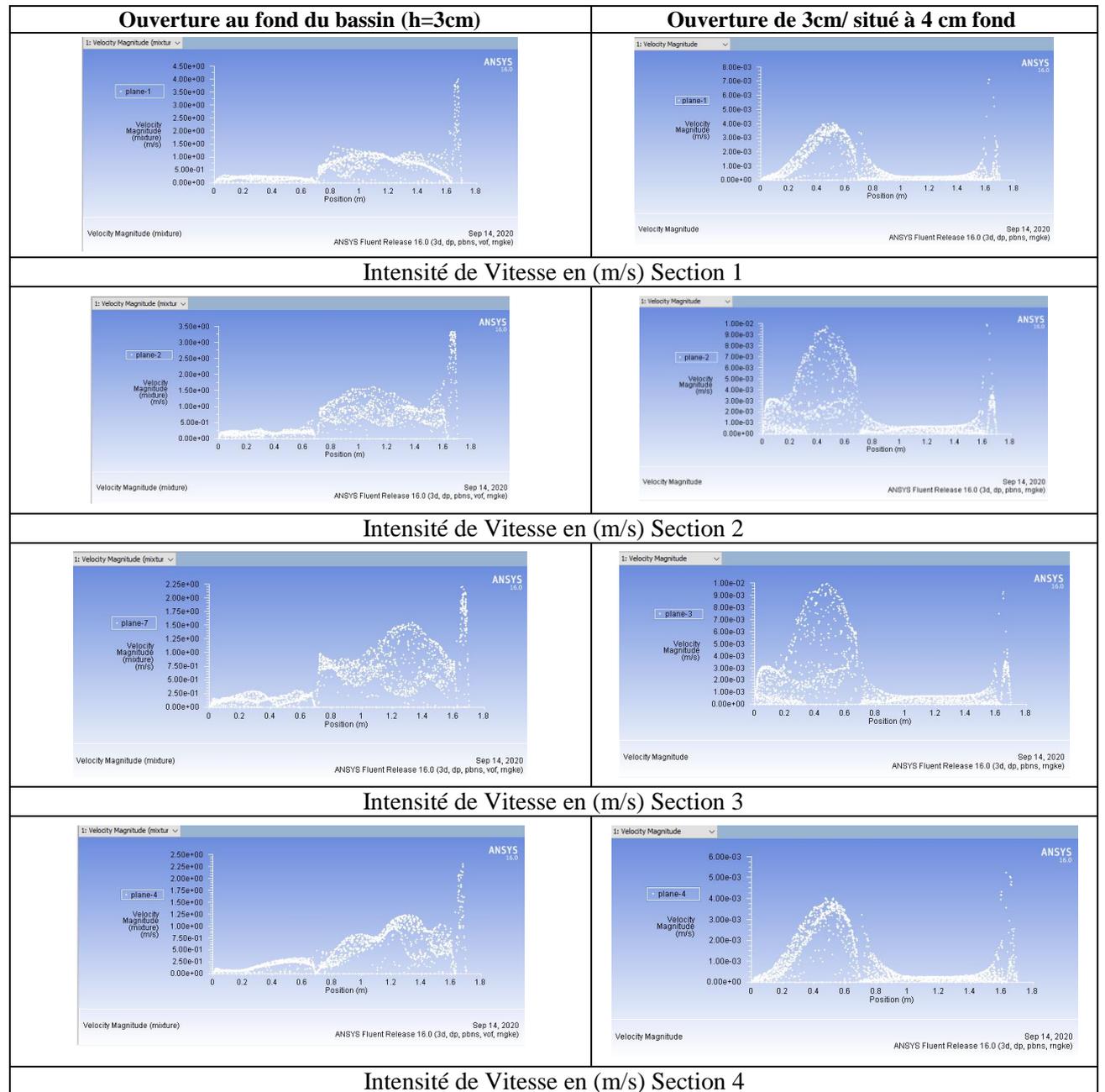
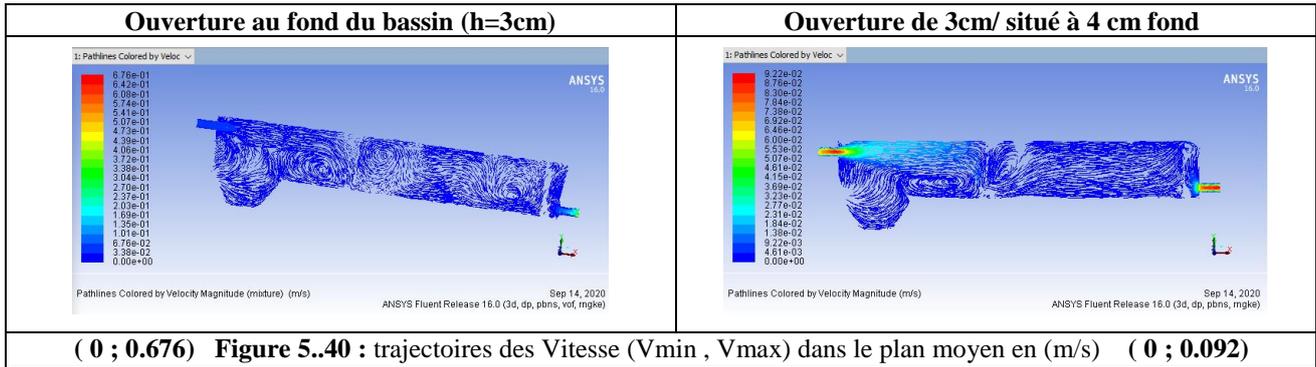


Figure 5.41 : Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.

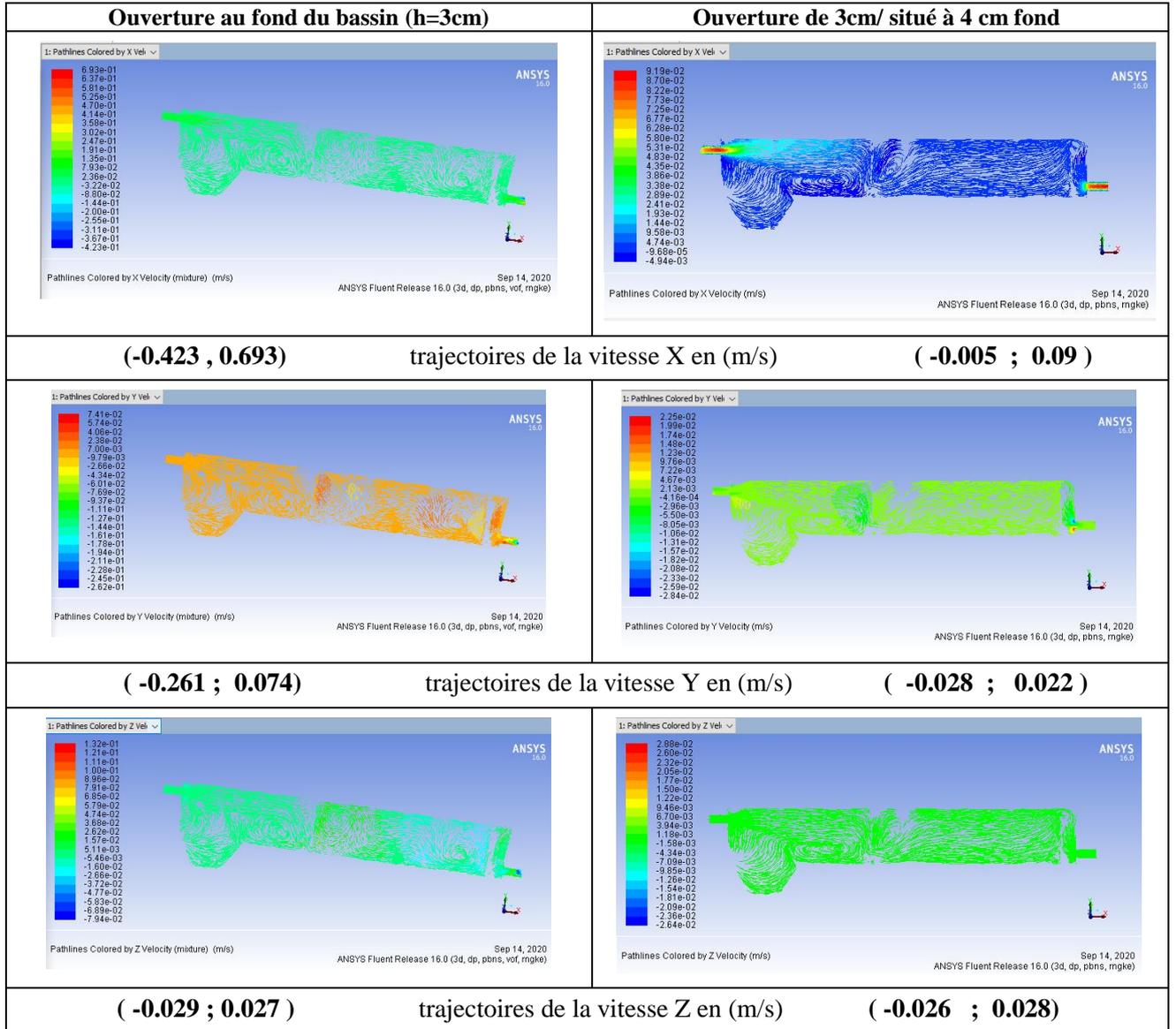


Figure 5.42 : trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z

❖ **Forme d'ouverture cas c :**

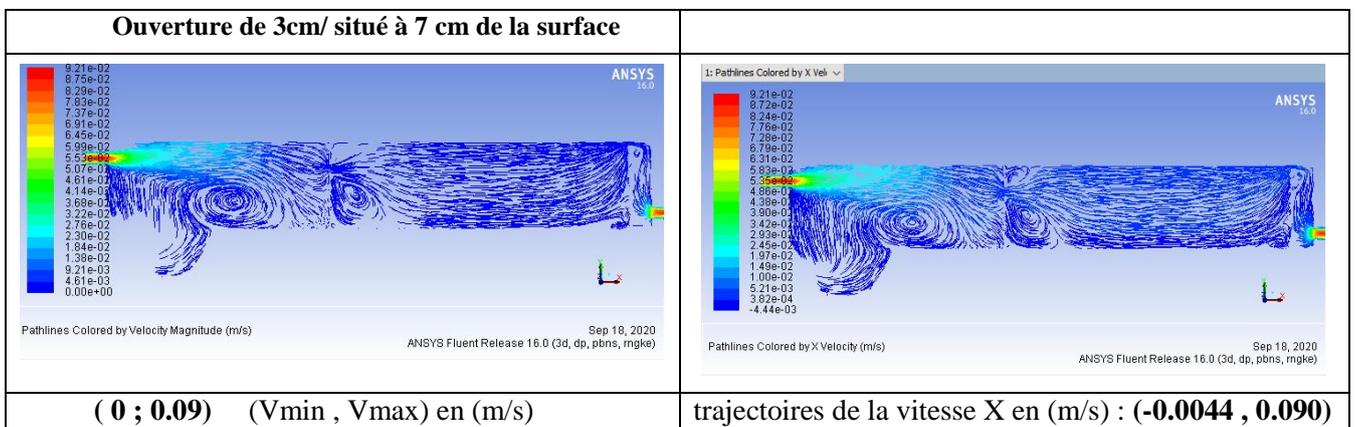


Figure 5.43 : trajectoires des vitesse du plan moyen et selon la X.

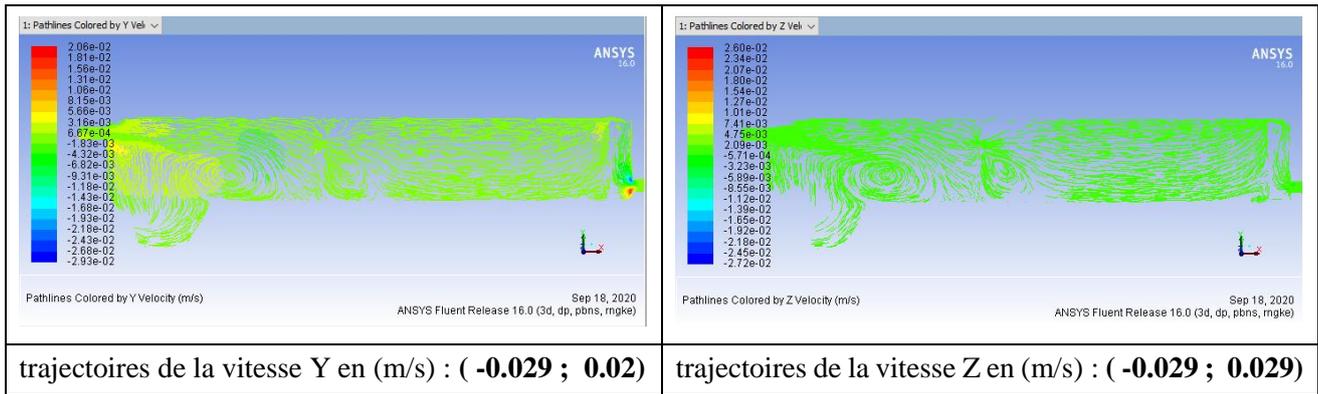


Figure 5.44 : trajectoires des vitesse au plan moyen selon les 2 directions Y et Z

❖ Forme d'ouverture cas d et e :

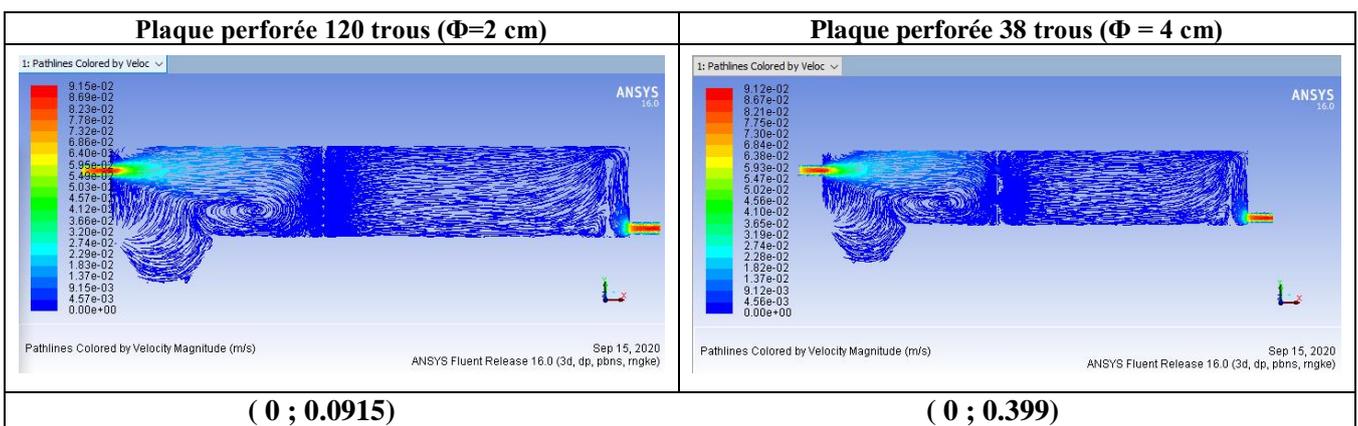
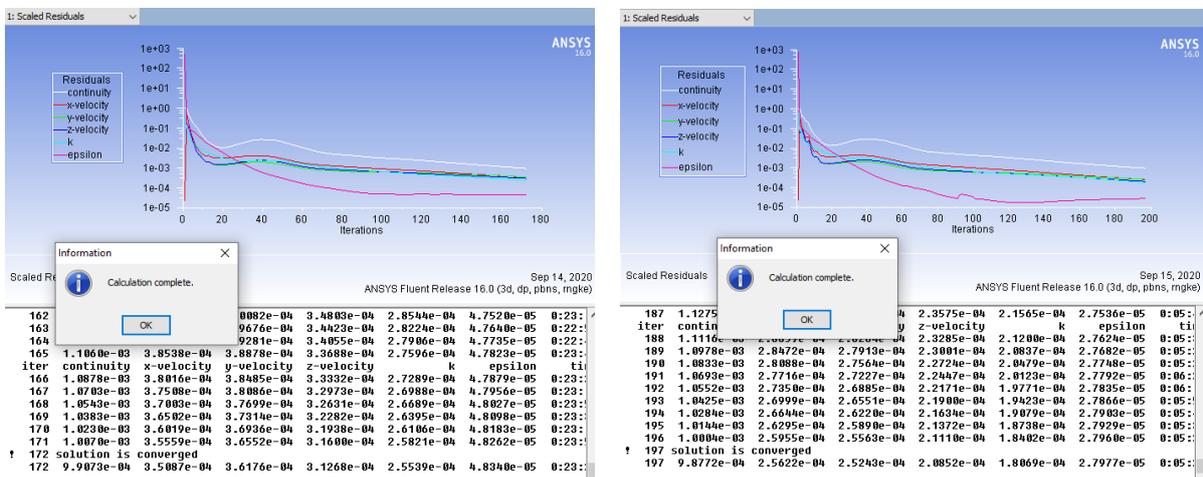


Figure 5.45 : trajectoires des Vitesse (Vmin , Vmax) dans le plan moyen en (m/s)

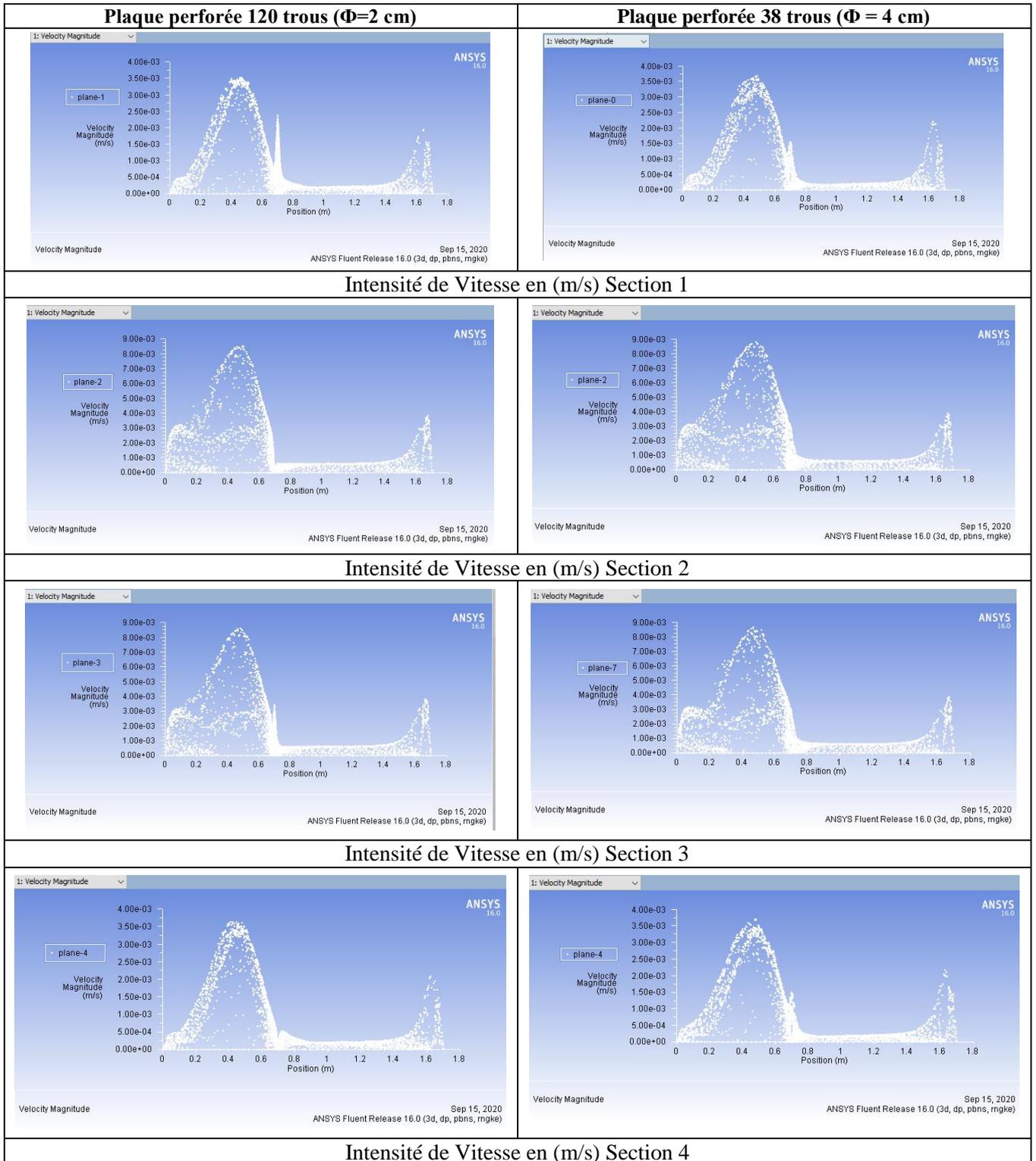


Figure 5.46 : Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.

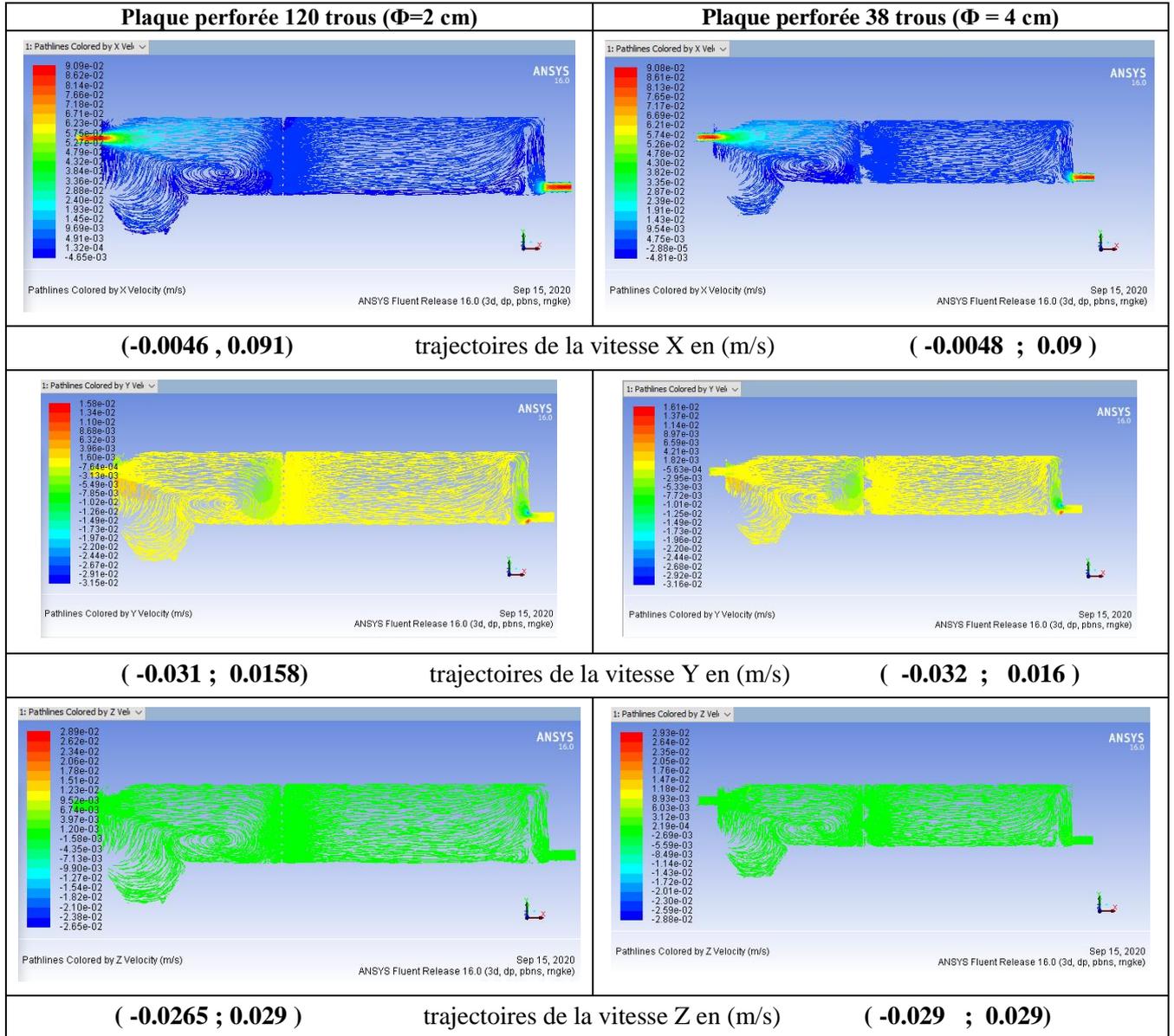
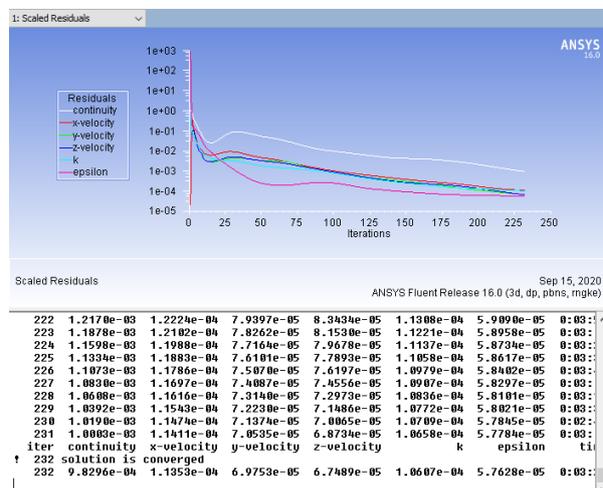
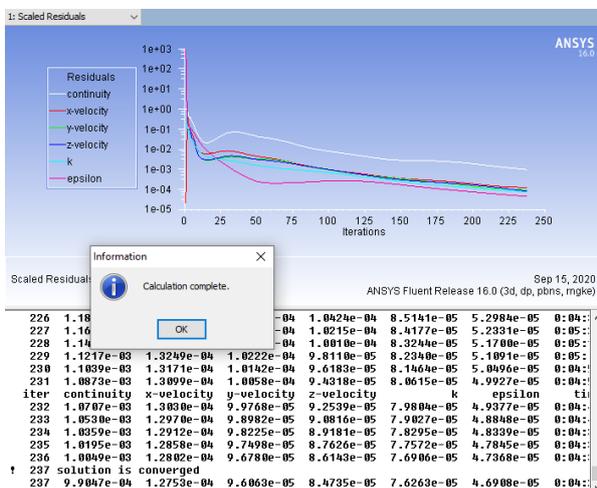


Figure 5.47 : trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z

❖ **Forme d'ouverture cas f et g :**



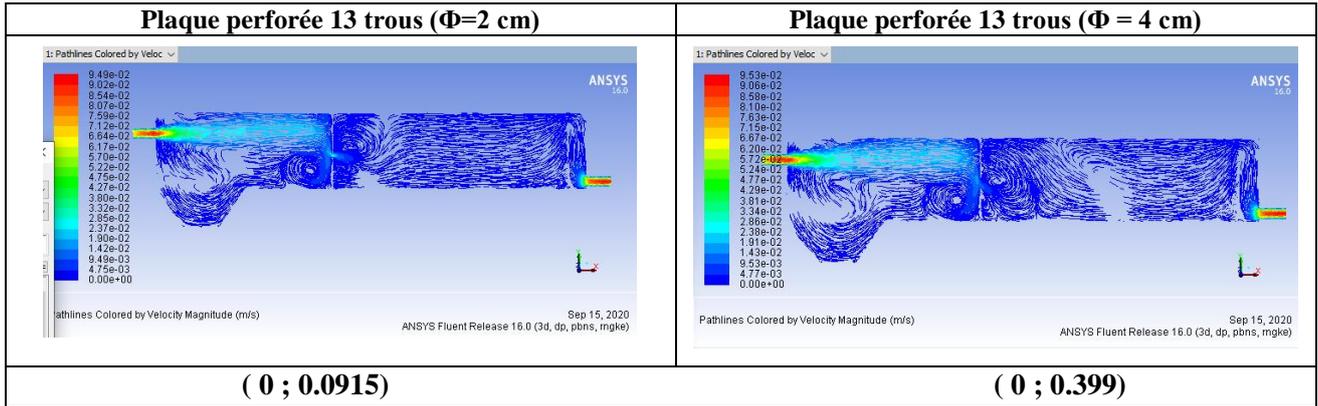


Figure 5.48 : trajectoires des Vitesse (Vmin , Vmax) dans le plan moyen en (m/s)

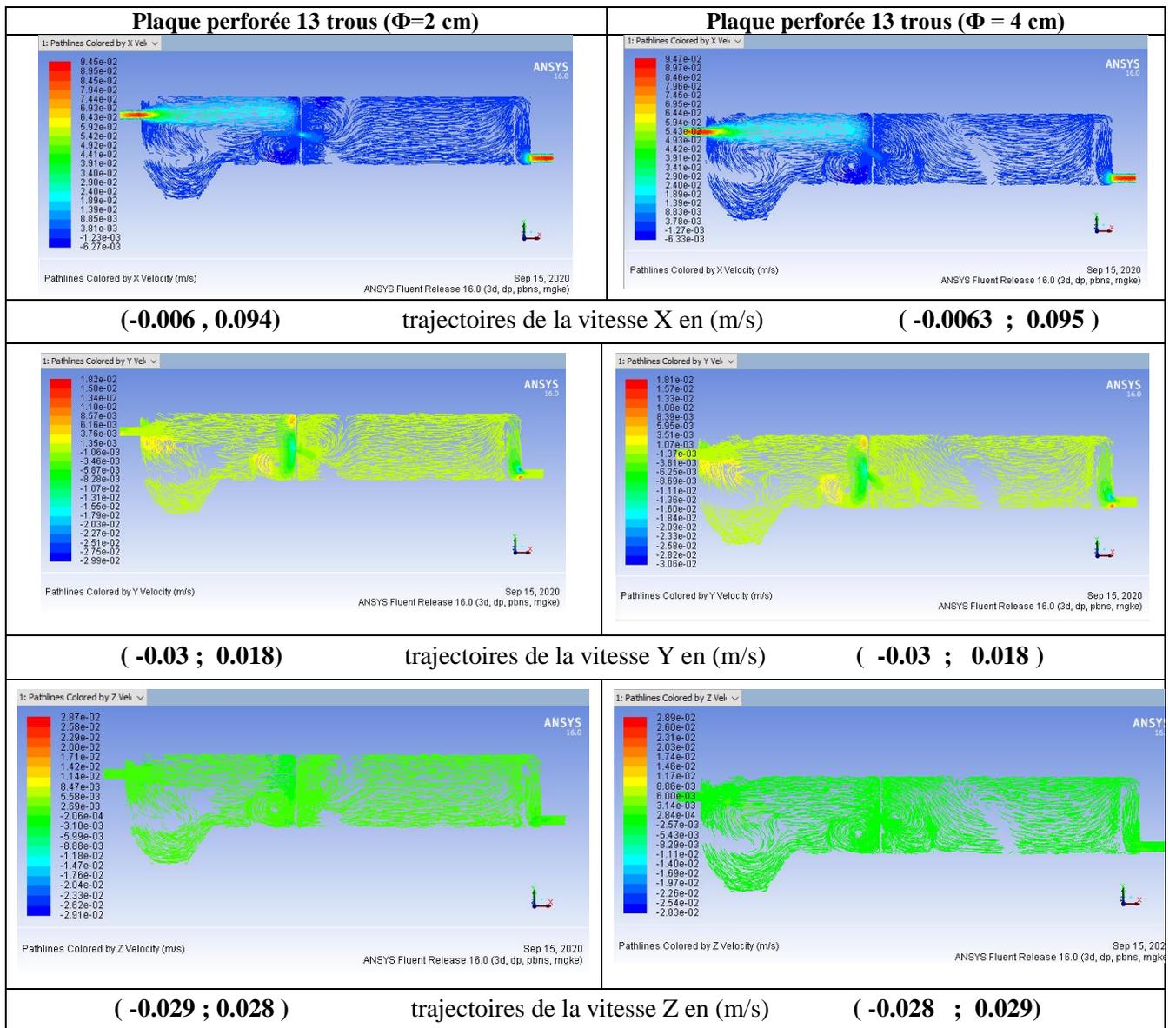


Figure 5.49 : trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z

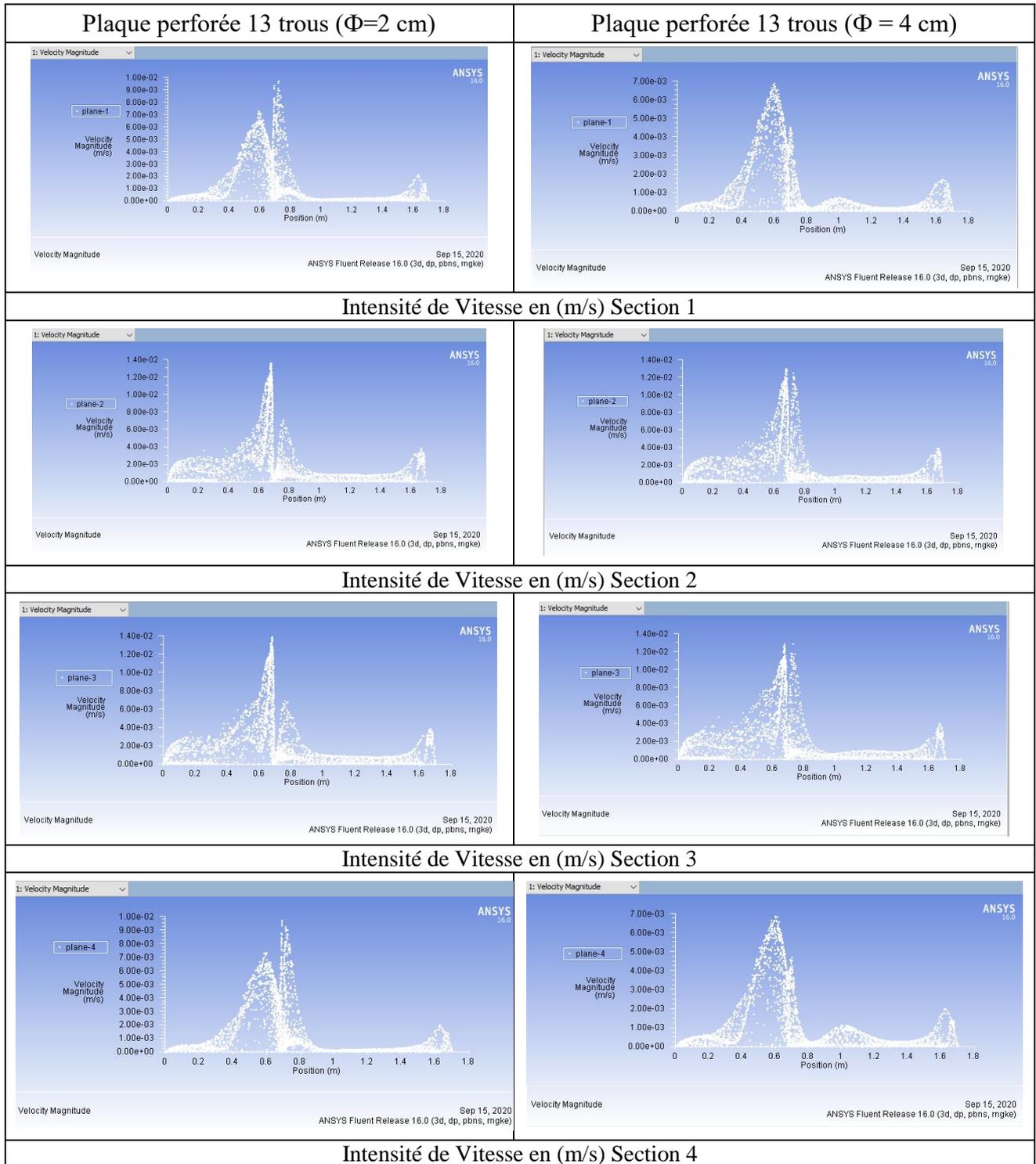


Figure 5.50 : Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.

❖ Forme d'ouverture cas h :

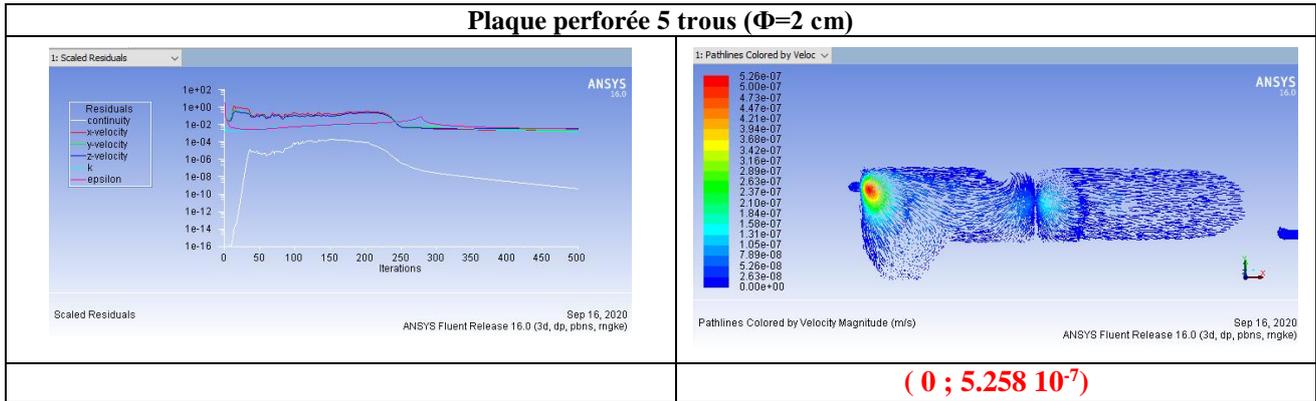


Figure 5.51 : trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)

➤ Interprétation des résultats des cas des ouvertures :

D'après les courbes de répartition des vitesses le long du bassin selon les 3 direction (X ; Y ; et Z) ainsi que dans les 4 sections on remarque que pour les cas (a, b, c, d, e et f) la vitesse min est de 0.0046 m/s et la vitesse max est de 0.09 m/s tandis que dans le résultat de l'essai expérimentale elle varie de 0.07 m/s à 0.9 m/s.

Et pour le cas a. la vitesse min est de 0.07 m/s et la vitesse max est de 0.08 m/s ces valeurs sont plus proche des valeurs expérimentales.

Mais le cas h. la vitesse est de l'ordre **5.258 10⁻⁷** m/s négligeable.

Après cette série de simulation on a ajouté un mélangeur dans la zone de coagulation-floculation et on a fait d'autre simulation pour voir l'influence du mélangeur sur l'écoulement dans le monobloc est ceci pour les cas a et b.

C. Influence du mélangeur :(cas a et b) (1)

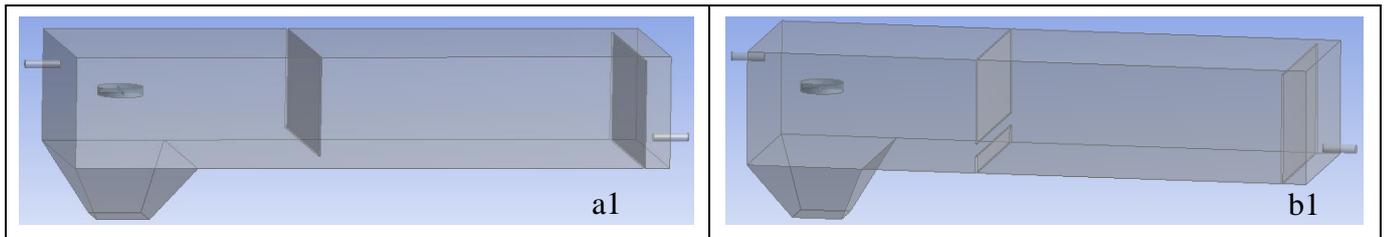


Figure 5.52 : Influence du mélangeur cas a et b.

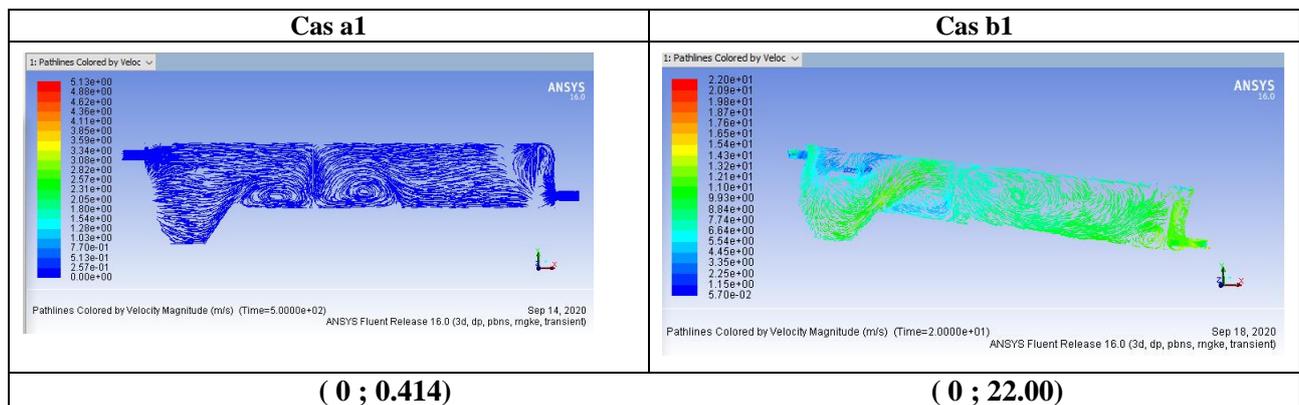


Figure 5.53 : trajectoires des Vitesse (V_{min} , V_{max}) dans le plan moyen en (m/s)

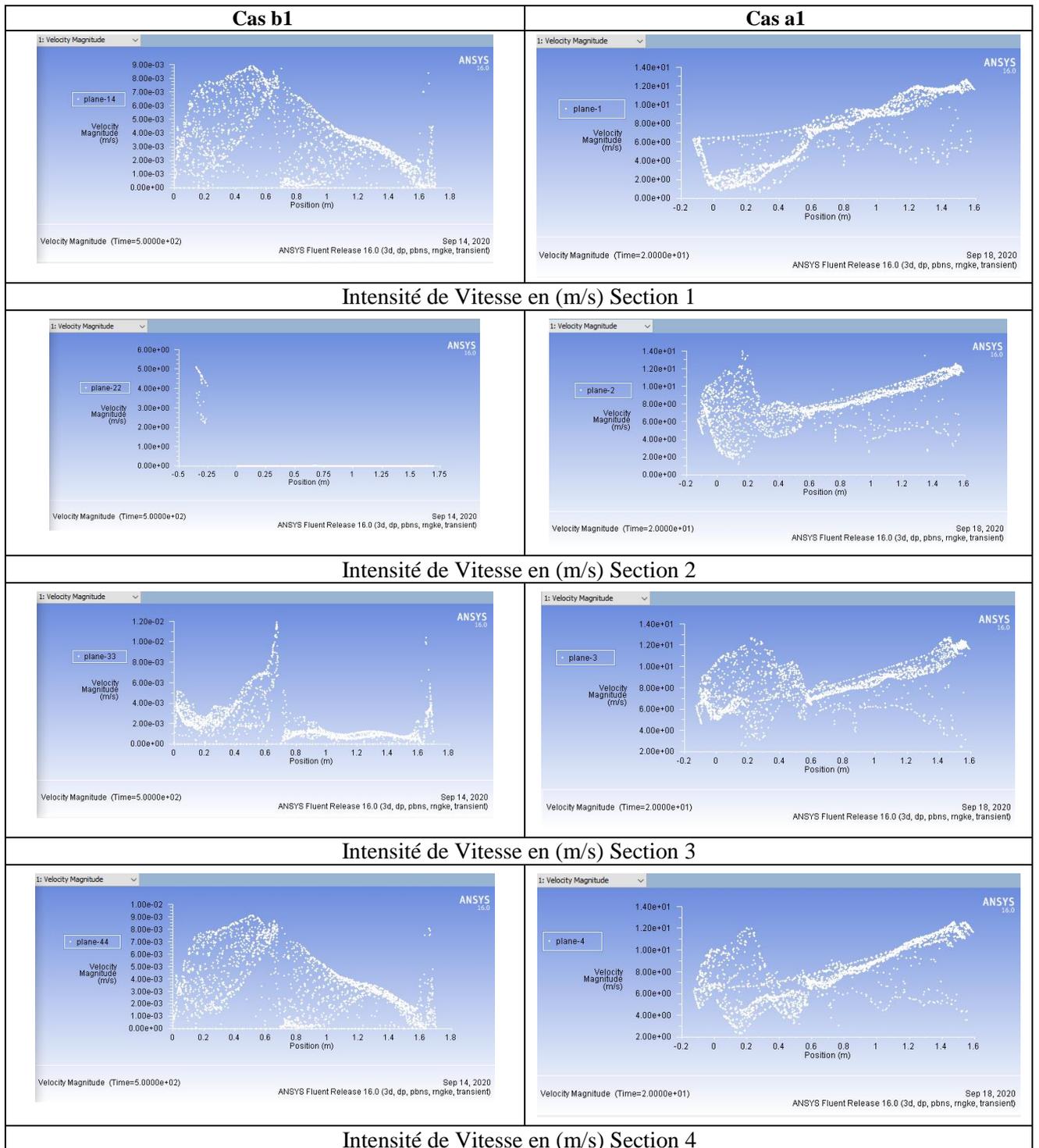


Figure 5.54 : Intensité des vitesses dans les quatre sections de mesures.

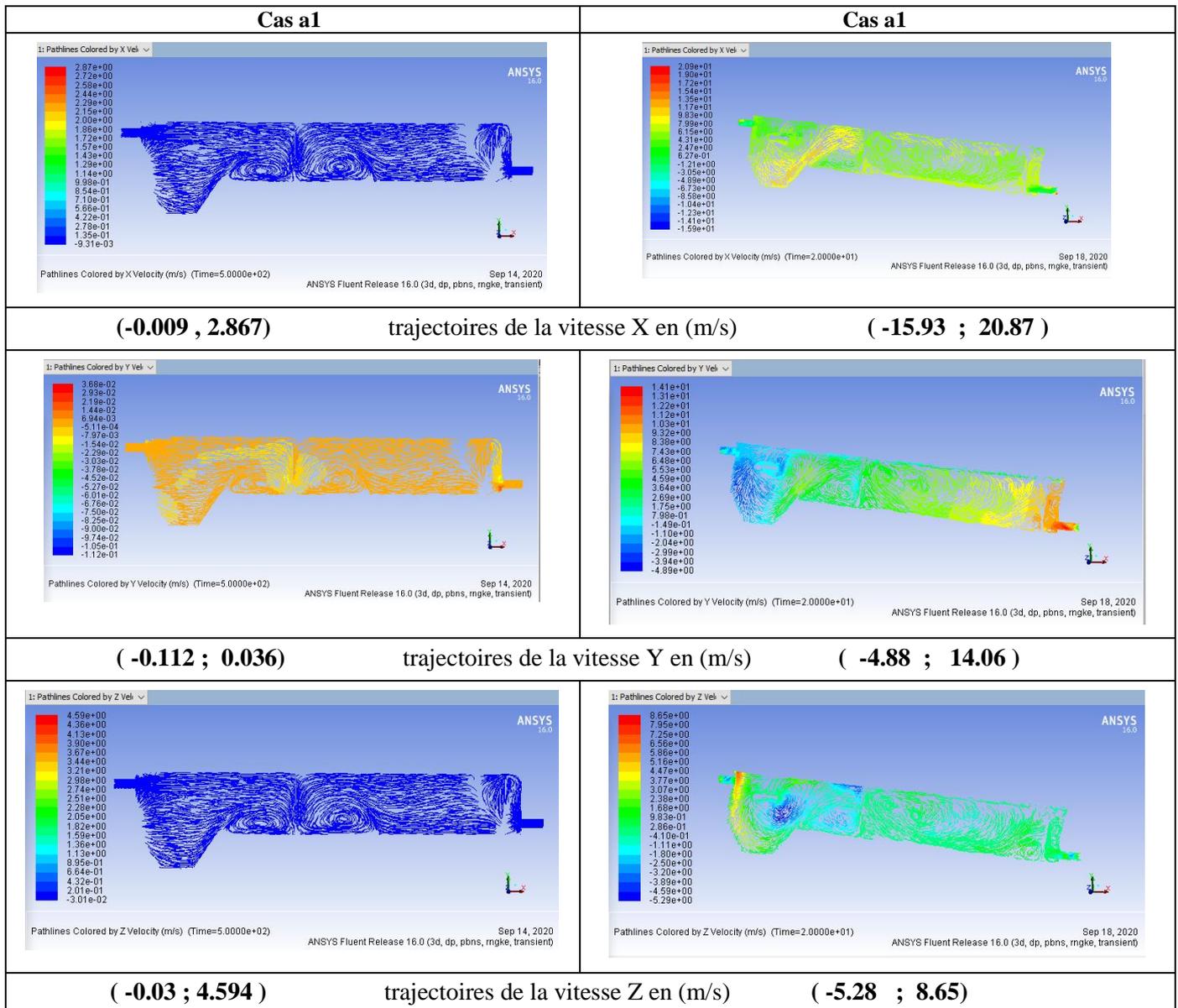


Figure 5.55 : trajectoires des vitesse du plan 2 selon les 3 directions X, Y et Z

➤ **Interprétation des résultats des cas des ouvertures :**

D’après les courbes de répartition des vitesses le long du bassin selon les 3 direction (X ; Y ; et Z) ainsi que dans les 4 sections on remarque que pour les cas a1 la vitesse min est de 4.88 m/s et la vitesse max est de 20.87 m/s très grande.

Et pour le cas b1 la vitesse min est de 0.009 m/s et la vitesse max est de 4.59 m/s acceptable. Après cette série de simulation on que le cas b1 les vitesses sont acceptables après l’ajout du mélangeur donc c’est le cas le mieux adapté pour le bon fonctionnement du monobloc.

5.10. Conclusion

Le but de notre étude consiste en premier lieu de définir les changements de la vitesse d'écoulement et sa répartition dans un modèle réduit du décanteur type déssableur-déshuileur, et cela par modifications de position de la plaque, de débit et la présence ou l'absence de l'air injecté, et en deuxième lieu l'amélioration du rendement des bassins de décantations par simulation numérique.

Le modèle réduit des décanteurs se fait selon le modèle de Froude [100], $Fr_m = Fr_p$ Car dans l'étude de ces systèmes agissant essentiellement les forces de la pesanteur.

Donc l'expérience sur le modèle s'effectue par un **débit** constant qui se détermine par les conditions de modélisation de Froude il est égal : $Q_m = Q_p \times (K_L)^{5/2}$

La vitesse d'eau dans le modèle et dans le décanteur réel se détermine par la relation : $V_M = V_P \times (K_L)^{1/2}$ et la relation entre **le temps de séjour** des eaux dans le modèle réduit t_m et dans le décanteur t_p se détermine par : $t_M = t_p \times (K_L)^{1/2}$

L'étude de l'hydrodynamique du modèle réduit du décanteur par un seul test traceur et mise en place par un suivi conductivimétrique d'une injection de sel ordinaire (NaCl) nous a donné ces recommandations :

- La meilleure position de la plaque est obtenue à la sortie de l'eau immergée à 1 cm ;
- La répartition des champs de vitesse décrit le comportement hydraulique du modèle avec le débit max 0,2 l/s par contre au débit 0,1 l/s on pense que la résolution de notre micro-moulinet fait défaut (0,1 pour toutes les unités) et il ne capte pas les faibles vitesses ;
- L'injection du colorant avec et sans air nous amener à tirer les remarques suivantes :
 - ✓ L'irrégularité des champs de vitesse se produit en raison d'existences des zones mortes et des zones de recirculation
 - ✓ Ces dernières créent des problèmes de mélange d'écoulement et occupent un volume considérable, donc le volume efficace pour la sédimentation diminue
- Le temps de séjour pour les débits 0,1 l/s et 0,2 l/s est respectivement de 55 et 17 seconde ce qui correspondrait à un coefficient d'utilisation du volume de 0,06 et 0,18
- L'injection d'air a augmenté le temps de séjour, mais freine l'écoulement (casse l'écoulement). Pour le débit 0,2 l/s, le temps de séjour est passé de 17 s à 25 s ce qui donnera un coefficient de 0,3.

L'approche de simulation en 3D du comportement hydraulique du modèle réduit 2 nous a démontré que :

- Pour les cas (a, b, c, d, e et f) la vitesse min est de 0.0046 m/s et la vitesse max est de 0.09 m/s tandis que dans le résultat de l'essai expérimentale elle varie de 0.07 m/s à 0.9 m/s.
- Pour le cas a. la vitesse min est de 0.07 m/s et la vitesse max est de 0.08 m/s ces valeurs sont plus proche des valeurs expérimentales.
- Mais pour le cas h. la vitesse est de l'ordre **5.258 10⁻⁷** m/s négligeable.

La série de simulation après l'ajout d'un mélangeur dans la zone de coagulation-floculation nous a démontré que :

- Pour le cas a1 la vitesse min est de 4.88 m/s et la vitesse max est de 20.87 m/s très grande.
- Et pour le cas b1 la vitesse min est de 0.009 m/s et la vitesse max est de 4.59 m/s acceptable ; donc c'est le cas le mieux adapté pour le bon fonctionnement du monobloc.

Pour une suite à ce sujet et validation du 3D un courantomètre type Acoustic Doppler Velocimeter donnant les 3 composantes de la vitesse U, V, W est obligatoire.



Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le but de notre étude consiste en premier lieu de définir les changements de la vitesse d'écoulement et sa répartition dans un modèle réduit du décanteur type déssableur-déshuileur, et en deuxième lieu l'amélioration du rendement des bassins de décantations par diminution des zones morte.

Pour parvenir au bout de notre objectif du travail, nous avons suivi ce plan de travail :

- Chapitre 1 : une Synthèse bibliographique sur les processus de production d'eau potable ;
- Chapitre 2 : Etats d'amélioration et de développement des décanteurs ;
- Chapitre 3 : Approche théorique et outils de conception d'un Monobloc (Coagulateur-Décanteur)
- Chapitre 4 : Bases mathématique d'MDF numérique et présentation du logiciel de simulation Fluent
- Chapitre 5 : Partie expérimentale et analyse numérique - Résultats et Interprétation-

L'analyse bibliographique sur les processus de production d'eau potable nous montre que Les eaux de surface contiennent des impuretés (Micro polluants minéraux et organiques, Eléments vivants) d'où elles devraient subir des modifications physiques, chimiques et biologiques qui les rendent potables, qui sont :

- Le prétraitement pour éliminer les matières grossières et les matières organiques.
- La coagulation-floculation pour déterminer les doses optimales du coagulant et floculant d'après l'essai de JAR-TEST.
- La décantation pour déterminer la vitesse de chute de particules existantes dans l'eau.
- La filtration pour calculer les pertes de charges dans le milieu filtrant.
- La désinfection pour déterminer la concentration parfaite des désinfectants.

Pour cela, il faut donc traiter les eaux de surfaces à l'aide des ouvrages appropriés qui sont très couteux et demandent une main d'œuvre spécialisée.

L'états d'amélioration et de développement des décanteurs nous montre un très grand nombre de décanteurs de différentes constructions du plus simple au plus complexe du point de vue construction et régime hydraulique.

Ainsi il n'y a pas de station de traitement des eaux de consommation ou des eaux usées sans se passer de la décantation (décanteur) où se passe l'élimination du grand taux des matières en suspension, mais leurs coefficients d'utilisation du volume ainsi que leurs rendements sont jusqu'à présent reste faible ceci malgré les différentes améliorations apportées à ces derniers.

Pour cet effet plusieurs problèmes restent à résoudre pour améliorer l'hydrodynamique des décanteurs à savoir :

- L'équi-répartition des eaux entrantes dans tout le volume du décanteur
- Sortie des eaux décantées soit uniforme
- Régime d'écoulement laminaire.

On peut citer par exemple pour l'équi-répartition des eaux entrantes pour les décanteurs circulaires consiste à placer en leur centre un « cliffond », sorte de jupe où est déversé l'effluent, et qui assure une certaine régulation du flot.

L'Approche théorique et les outils de conception d'un Monobloc (Coagulateur-Décanteur) nous montre que l'hydraulique du bassin, c'est en fait, une suite au phénomène complexes qui intègrent aussi bien la variation de débit et les variations de température, et viscosité de l'eau, où il se produit souvent des court-circuit, des zones mortes se créent, et les durées de rétention du liquide sont très inférieures aux durées théoriques, le rapport des deux données est approximativement, de [0,5-0,6] dans les ouvrages dont l'hydraulique est excellent.

Les ouvrages et les équipements de mélange rapide et de floculation doivent être conçus de façon optimum pour atteindre les objectifs recherchés. En effet, les dysfonctionnements constatés sur les ouvrages de décantation (turbidité élevée de l'eau décantée, concentration des boues faible ...) trouvent souvent leur origine dans la conception des ouvrages amont. De plus, les réactifs mis en œuvre ont également un impact important sur le traitement. Une amélioration des performances d'ouvrages existants est très souvent obtenue par un simple changement de réactif, ou par un ajustement des doses mises en œuvre.

Par ailleurs pour déterminer les paramètres optimaux cités ci-dessus la méthode expérimentale s'impose, c'est ce qu'on essaiera de développer dans le dernier chapitre après avoir donnée quelque notion sur la similitude puisque on à effectuer nos essais sur un modèle réduit de décantation horizontal.

La modélisation des décanteurs se fait selon le modèle de Froude

$$Fr_m = Fr_p$$

Car dans l'étude de ces systèmes agissant essentiellement les forces de la pesanteur.

Donc l'expérience sur le modèle s'effectue par un débit constant qui se détermine par les conditions de modélisation de Froude il est égal :

$$Q_m = Q_p \times (K_L)^{5/2}$$

Avec : Q_m , Q_p : respectivement débit d'eau dans le modèle et le prototype (décanteur réel)
 K_L : échelle de similitude égale à (L_M / L_P)

La vitesse d'eau dans le modèle et dans le décanteur réel se détermine par la relation

$$V_M = V_P \times (K_L)^{1/2}$$

Avec : V_m , V_p : respectivement vitesse d'eau dans le modèle et le prototype (décanteur réel)

La relation entre le temps de séjour des eaux dans le modèle réduit t_m et dans le décanteur t_p se détermine par :

$$t_M = t_P \times (K_L)^{1/2}$$

L'étude de l'hydrodynamique du modèle réduit du décanteur par un seul test traceur a été mis en place par un suivi conductivimétrique d'une injection de sel ordinaire (NaCl) nous a donné ces recommandations :

La meilleure position de la plaque est obtenue à la sortie de l'eau immergée à 1 cm
 La répartition des champs de vitesse décrit le comportement hydraulique du modèle avec le débit max 0,2 l/s par contre au débit 0,1 l/s on pense que la résolution de notre micro-moulinet fait défaut (0,1 pour toutes les unités) et il ne capte pas les faibles vitesses.

L'injection du colorant avec et sans air nous amener à tirer les remarques suivantes :

- ✓ L'irrégularité des champs de vitesse se produit en raison d'existences des zones mortes et des zones de recirculation
- ✓ Ces dernières créent des problèmes de mélange d'écoulement et occupent un volume considérable, donc le volume efficace pour la sédimentation diminue
- ✓ Le temps de séjour pour les débits 0,1 l/s et 0,2 l/s est respectivement de 55 et 17 seconde ce qui correspondrait à un coefficient d'utilisation du volume de 0,06 et 0,18
- ✓ L'injection d'air a augmenté le temps de séjour, mais freine l'écoulement (casse l'écoulement). Pour le débit 0,2 l/s, le temps de séjour est passé de 17 s à 25 s ce qui donnera un coefficient de 0,3.

Une approche de simulation en 3D du comportement hydraulique du modèle réduit est réalisée. Pour une suite à ce sujet et validation du 3D un courantomètre type Acoustic Doppler Velocimeter donnant les 3 composantes de la vitesse U, V, W est obligatoire.



Les Annexes

Annexe 1 : Tableau de Propriétés physique de l'eau douce à la pression atmosphérique ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

Température C°	Masse spécifique ρ (kg/m^3)	Poids spécifique ω (N/m^3)	Viscosité dynamique μ (Ns/m^2)	Viscosité cinématique ν		Tension superficielle (eau avec l'air) σ (kg m^{-1})	Tension de vapeur h_v m d'eau à 4°C	Module d'élasticité ε (N/m^2) (valeurs approchées)
				m^2/s	Centistokes			
0	999,9	9 809,02	$1\,776 \times 10^{-6}$	$1,78 \times 10^{-6}$	1,78	0,07564	0,062	$19,52 \times 10^8$
4	1 000,0	9 810,00	$1\,570 \times 10^{-6}$	$1,57 \times 10^{-6}$	1,57	0,07514	0,083	
10	999,7	9 807,06	$1\,315 \times 10^{-6}$	$1,31 \times 10^{-6}$	1,31	0,07426	0,125	$20,50 \times 10^8$
20	998,2	9 792,34	$1\,010 \times 10^{-6}$	$1,01 \times 10^{-6}$	1,01	0,07282	0,239	$21,39 \times 10^8$
30	995,7	9 767,82	824×10^{-6}	$0,83 \times 10^{-6}$	0,83	0,07122	0,433	$21,58 \times 10^8$
40	992,2	9 733,48	657×10^{-6}	$0,66 \times 10^{-6}$	0,66	0,06965	0,753	$21,68 \times 10^8$
50	988,1	9 693,26	549×10^{-6}	$0,56 \times 10^{-6}$	0,56	0,06769	1,258	$21,78 \times 10^8$
60	983,2	9 645,19	461×10^{-6}	$0,47 \times 10^{-6}$	0,47	0,06632	2,033	$21,88 \times 10^8$
80	971,8	9 533,39	363×10^{-6}	$0,37 \times 10^{-6}$	0,37	0,06259	4,831	
100	968,4	9 401,90	275×10^{-6}	$0,29 \times 10^{-6}$	0,29	0,05896	10,333	

Dans les calculs hydrauliques ordinaires, on prend :

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3 ; \omega = 10000 \text{ N/m}^3 ; \nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}.$$

Indiquons quelques valeurs du poids spécifique de la glace :

$$\text{à } 0^\circ \text{C} \Rightarrow \rho = 916,7 \text{ kg/m}^3 ; \text{à } -20^\circ \text{C} \Rightarrow \rho = 920,3 \text{ kg/m}^3.$$

Annexe 2 : Normes de l'OMS sur l'eau potable

Réglementation concernant la qualité de l'eau potable :

➤ L'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) :

L'Organisation Mondiale de la Santé ou OMS, à instaurer quelques lignes directrices concernant la qualité requise pour que l'eau soit dite potable. Ces lignes directrices sont les références internationales qui garantissent une eau saine et donc potable. Les dernières lignes directrices en date sont celles qui ont été prononcées par l'OMS à Genève en 1993. Nous pourrions noter qu'il n'y a pas de ligne directrice concernant certains éléments et substances. Cela vient du fait qu'il n'y a pas suffisamment eu d'études menées sur les effets de ces substances sur l'organisme, et par conséquent il est impossible de définir une limite à ne pas dépasser. Dans d'autres cas, il n'y a pas de lignes directrices car il est impossible que la substance en question soit en concentration assez importante dans l'eau pour être dangereuse.

➤ L'Union européenne (UE) :

Le conseil de l'union européenne a élaboré une directive 98/83/EC sur la qualité de l'eau requise pour la consommation humaine. Elle fut mise en application le 3 Novembre 1998. Elle fut élaborée en reprenant les paramètres de la directive sur l'eau potable datant de 1980 et en y incorporant là où il était nécessaire les dernières découvertes scientifiques sur les effets des différentes substances sur l'homme (lignes directrices de l'OMS et Comité Scientifique Mondial sur la toxicologie et l'écotoxicologie). Cette nouvelle directive constitue une base solide aussi bien pour les consommateurs de l'UE que pour les fabricants d'eau potable.

Les données ci-dessous constituent les principales modifications apportées :

- ◆ **Plomb** : La dose acceptée a été réduite de 50 µg/l à 10 µg/l, une tolérance de 15 années a été accordée pour permettre au fabricant de pouvoir remplacer le plomb de leurs chaînes de production.
 - ◆ **Pesticides** : Les valeurs des substances individuelles ainsi que celles des pesticides totaux ont été maintenues (0.1µg/l / 0.5µg/l), et qui plus est des valeurs plus strictes ont été instaurées pour certains pesticides spécifiques (0.03µg/l).
 - ◆ **Cuivre** : La valeur a été réduite de 3 à 2 mg/L.
 - ◆ Quelques nouvelles limites ont été introduites pour des éléments tels que les trihalométhanes, le trichlorotéthène, le tetrachloroéthène, le bromate, l'acrylamide etc...
- **Les lignes directrices de l'OMS** en ce qui concerne la qualité de l'eau potable, mises à jour en 2006 sont la référence en ce qui concerne la sécurité en matière d'eau potable.

Elément/ substance	Symbole/ formule	Concentration normalement trouvée dans l'eau de surface	Lignes directrices fixées par l'OMS
Aluminium	Al		0,2 mg/l
Ammonium	NH ₄ ⁺	< 0,2 mg/l (peut aller jusqu'à 0,3mg/l dans une eau anaérobie)	Pas de contraintes
Antimoine	Sb	< 4 µg/l	0.02 mg/l

Élément/ substance	Symbole/ formule	Concentration normalement trouvée dans l'eau de surface	Lignes directrices fixées par l'OMS
Arsenic	As		0,01 mg/l
Élément/ substance	Symbole/ formule	Concentration normalement trouvée dans l'eau de surface	Lignes directrices fixées par l'OMS
Amiante			Pas de valeur guide
Baryum	Ba		0,7 mg/l
Béryllium	Be	< 1 µg/l	Pas de valeur guide
Bore	B	< 1 mg/l	0.5mg/l
Cadmium	Cd	< 1 µg/l	0,003 mg/l
Chlore	Cl		Pas de valeur mais on peut noter un goût à partir de 250 mg/l
Chrome	Cr ⁺³ , Cr ⁺⁶	< 2 µg/l	chrome total : 0,05 mg/l
Couleur			Pas de valeur guide
Cuivre	Cu ²⁺		2 mg/l
Cyanure	CN ⁻		0,07 mg/l
oxygène dissous	O ₂		Pas de valeur guide
Fluorure	F ⁻	< 1,5 mg/l (up to 10)	1,5 mg/l
Dureté	mg/l CaCO ₃		200 ppm
Sulfure d'hydrogène	H ₂ S		0.05 à 1 mg/L
Fer	Fe	0,5 - 50 mg/l	Pas de valeur guide
Plomb	Pb		0,01 mg/l
Manganèse	Mn		0,4 mg/l
Mercure	Hg	< 0,5 µg/l	inorganique : 0,006 mg/l
Molybdène	Mb	< 0,01 mg/l	0,07 mg/l
Nickel	Ni	< 0,02 mg/l	0,07 mg/l
Nitrate et nitrite	NO ₃ , NO ₂		50 et 3 mg/l (exposition à court terme) 0.2 mg/l (exposition à long terme)
Turbidité			Non mentionnée
pH			Pas de valeur guide mais un optimum entre 6.5 et 9.5
Sélénium	Se	<< 0,01 mg/l	0,01 mg/l
Argent	Ag	5 – 50 µg/l	Pas de valeur guide
Sodium	Na	< 20 mg/l	Pas de valeur guide
Sulfate	SO ₄		500 mg/l
Etain inorganique	Sn		Pas de valeur guide : peu toxique
TDS			Pas de valeur guide mais optimum en dessous de 1000 mg/l
Uranium	U		0.015 mg/l
Zinc	Zn		3 mg/l

➤ Les normes européennes des potabilités des eaux (CEE)

Variable	Unité	Niveau guide	Concentration max admissible	Concentration min requise
pH		6.5-8.5	9.5	6.0
Conductivité	µS/cm	400	1250	
Minéralisation totale				
résidu sec	mg/l		1500	
Dureté totale	(°) Français	35		10
Calcium	mg/l	100		10
Magnésium	mg/l	30	50	5
Sodium	mg/l	<20	100	
Potassium	mg/l	<10	12	
Aluminium	mg/l		0.05	
Sulfates (SO ₄)	mg/l	5	250	
Chlorures (Cl)	mg/l	5	200	
Nitrates (NO ₃)	mg/l		50	
Nitrites (NO ₂)	mg/l		0.1	
Manganèse	µg/l	20	50	

➤ Les normes algériennes d'eau potable :

Paramètres	Unités	Normes	Minéralisation globale	Unités	Normes
PH à 20°C	-	6,5-8,5	Calcium Ca	mg/l	200
Conductivité à 20°C	µS,cm ⁻¹	2800	magnésium	mg/l	150
Turbidité	(NTU)	5	Sodium	mg/l	200
température	°C	8	Potassium	mg/l	20
CO ₂			Chlorure	mg/l	500
Oxygène dissous	mg/l	8	Sulfate	mg/l	400
Résidu à sec 105°C	mg/l	2000	bicarbonates	mg/l	
Chlore résiduel	mg/l	<0,1	Dureté totale TH	mg/l	500
Paramètres de pollution	Unités	Normes	Paramètres indésirable	Unités	Normes
Nitrates NO ₃	mg/l	50	Fer total	mg/l	
Nitrites NO ₂	mg/l	0,1	Fer Fe ²	mg/l	0.3
Ammonium NH ₄	mg/l	0,5	Fer Fe ³	mg/l	0.3
Ortho phosphates PO ₄	mg/l	0,5	Manganèse Mn	mg/l	0.3
Analyse fines	Normes	Normes	Analyse fines	Normes	Normes
Plomb Pb	mg/l	0,05	Cadmium Cd	mg/l	0,05
Nickel Ni	mg/l	0,01	Cobalt Co	mg/l	0,005

➤ **Comparaison de normes sur l'eau potable UE/OMS :**

Les normes de l'UE sont plus récentes (1998), plus complètes et plus strictes que celles de l'OMS (1993).

Tableau comparatif des normes de l'UE et de l'OMS concernant l'eau potable :

	Norme de l'OMS	Normes de l'UE
	1993	1998
Matières en suspension	Pas de lignes directrices	Non mentionnées
DCO	Pas de lignes directrices	Non mentionnée
DBO	Pas de lignes directrices	Non mentionnée
Pouvoir oxydant		5.0 mg/l O₂
Graisse/huiles	Pas de lignes directrices	Non mentionnées
Turbidité	Pas de lignes directrices⁽¹⁾	Non mentionnée
pH	Pas de lignes directrices⁽²⁾	Non mentionnée
Conductivité	250 microS/cm	250 microS/cm
Couleur	Pas de lignes directrices⁽³⁾	Non mentionnée
oxygène dissous	Pas de lignes directrices⁽⁴⁾	Non mentionnée
Dureté	Pas de lignes directrices⁽⁵⁾	Non mentionnée
Conductivité électrique	Pas de lignes directrices	Non mentionnée
Cations (ions positifs)		
Aluminium (Al)	0.2 mg/l	0.2 mg/l
Ammoniac (NH₄)	Pas de lignes directrices	0.50 mg/l
Antimoine (Sb)	0.005 mg/l	0.005 mg/l
Arsenic (As)	0.01 mg/l	0.01 mg/l
Baryum (Ba)	0.3 mg/l	Non mentionnée
Beryllium (Be)	Pas de lignes directrices	Non mentionnée
Bore (B)	0.3 mg/l	0.001 mg/l
Brome (Br)	Pas de lignes directrices	0.01 mg/l
Cadmium (Cd)	0.003 mg/l	0.005 mg/l
Chrome (Cr)	0.05 mg/l	0.05 mg/l
Cuivre (Cu)	2 mg/l	2.0 mg/l
Fer (Fe)	Pas de lignes directrices⁽⁶⁾	0.2mg/l
Plomb (Pb)	0.01 mg/l	0.01 mg/l
Manganèse (Mn)	0.5 mg/l	0.05 mg/l
Mercure (Hg)	0.001 mg/l	0.001 mg/l
Molybdène (Mo)	0.07 mg/l	Non mentionnée
Nickel (Ni)	0.02 mg/l	0.02 mg/l
Azote (total N)	50 mg/l	Non mentionnée
Sélénium (Se)	0.01 mg/l	0.01 mg/l
Argent (Ag)	Pas de lignes directrices	Non mentionnée
Sodium (Na)	200 mg/l	200 mg/l
Etain (Sn) inorganique	Pas de lignes directrices	Non mentionnée
Uranium (U)	1.4 mg/l	Non mentionnée
Zinc (Zn)	3 mg/l	Non mentionnée
Anions(ions négatifs)		
Chlore (Cl)	250 mg/l	250 mg/l

Cyanure (CN)	0.07 mg/l	0.05 mg/l
Fluor (F)	1.5 mg/l	1.5 mg/l
Sulfate (SO ₄)	500 mg/l	250 mg/l
Nitrate (NO ₃)	(Voir azote)	50 mg/l
Nitrite (NO ₂)	(voir azote)	0.50 mg/l
Paramètres microbiologiques		
Escherichia coli	Non mentionnée	0 par 250 ml
Enterococci	Non mentionnée	0 par 250 ml
Pseudomonas		
aeruginosa	Non mentionnée	0 par 250 ml
Clostridium		
perfringens	Non mentionnée	0 par 100 ml
bactérie coliforme	Non mentionnée	0 par 100 ml
Nombre de colonie à 22°C	Non mentionnée	100/ml
Nombre de colonie à 37°C	Non mentionnée	20/ml
Autres paramètres		
Acrylamide	Non mentionnée	0.0001 mg/l
Benzène (C ₆ H ₆)	Non mentionnée	0.001 mg/l
Benzo(a)pyrène	Non mentionnée	0.00001 mg/l
dioxyde de chlore (ClO ₂)	0.4 mg/l	
1,2-dichloroéthane	Non mentionnée	0.003 mg/l
Epichlorhydrine	Non mentionnée	0.0001 mg/l
Pesticides	Non mentionnée	0.0001 mg/l
Pesticides - Totaux	Non mentionnée	0.0005 mg/l
PAHs	Non mentionnée	0.0001 mg/l
Tetrachloroéthène	Non mentionnée	0.01 mg/l
Trichloroéthène	Non mentionnée	0.01 mg/l
Trihalométhanes	Non mentionnée	0.1 mg/l
Tritium (H ₃)	Non mentionnée	100 Bq/l
Chlorure de vinyle	Non mentionnée	0.0005 mg/l

(1) Désirée: Moins de 5 NTU

(2) Désirée: 6.5-8.5

(3) Désirée: 15 mg/l Pt-Co

(4) Désirée: Moins de 75% de la concentration de saturation

(5) Désirée: 150-500 mg/l

(6) Désirée: 0.3 mg/l

Information générale sur les [Normes d'eau potable](#) lire:

<http://www.lennotech.fr/francais/norme-eau-potable-oms-ue.htm#ixzz2LiqJMID1>

➤ Paramètres de qualité des eaux potable :

Paramètres	Classes			
	C1-Bonne	C2-Acceptable	C3-Mauvaise	C4-Très mauvaise
pH	6.5-8.5	6.5-8.5	8.5-9.0	> 9.0 et < 6.5
O ₂ diss (%)	100-90	90-50	50-30	<30
NH ₄	0-0.01	0.01-0.1	0.1-3	>3
NO ₃	0-10	10-20	20-40	>40
NO ₂	0-0.01	0.01-0.1	0.1-3	>3
PO ₄	0-0.01	0.01-0.1	0.1-3	>3
DBO ₅	5	5-10	10-15	>15
DCO	20	20-40	40-50	>50
MO	5	5-10	10-15	>15
RS	300-1000	1000-1200	1200-1600	>1600

A. Paramètres physico-chimiques de l'eau :

A.1) La température :

La température a une grande importance dans l'étude et la surveillance des eaux qu'elles soient souterraines ou superficielles ; les eaux souterraines gardent généralement une fraîcheur constante, mais la température des eaux de surface varie selon plusieurs facteurs, saisonniers et autres.

L'eau de boisson a une bonne fraîcheur si sa température varie entre **9** et **12°C**.

Une température élevée des eaux dans le réseau de distribution peut être à la base d'un développement planctonique important dans les conduites ou d'une sursaturation en gaz dissous, susceptible de rendre les eaux blanchâtres.

A.2) pH :

Le pH ou le potentiel d'hydrogène est le logarithme décimal de l'inverse de sa concentration en ions d'hydrogène [H₃O⁺], il est inférieur ou supérieur à sept suivant que l'eau est acide ou basique. Le pH présente une notion très importante pour la détermination de l'agressivité de l'eau. Pour les eaux naturelles, le pH est compris entre **6** et **8**. Il est mesuré avec un **pH-mètre**.

Traitements correcteurs :	
Abaissement du pH	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Ajout de solution acides ✓ Injection de gaz carbonique
Elévation du pH	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Filtration sur matériaux alcalino-terreux ✓ Injection d'un réactif : Chaux vive, carbonate de calcium

A.3) Conductivité et minéralisation

La mesure de la conductivité permet d'avoir très rapidement une idée sur la concentration de l'eau en sels dissous. Une conductivité élevée traduit soit des pH anormaux, soit le plus souvent une salinité élevée, comme elle peut conduire à un entartrage des conduites si l'excès est dû aux ions de calcium.

Trois techniques peuvent être utilisées pour la déminéralisation en eau potable :

- ◆ L'électrodialyse
- ◆ L'osmose inverse
- ◆ La distillation.

A.4) Oxygène dissous :

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'est pas un élément constitutif. Sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité.

La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement **10 mg/l**. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles peuvent en contenir des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes ne contiennent que quelques milligrammes par litre. L'eau saturée d'air, à **20°C** et sous la pression normale contient **9.1 mg/l** d'oxygène.

A.5) Résidu sec :

La détermination des résidus permet d'estimer la teneur en matières dissoutes et en suspension d'une eau, c'est le résidu total. Si l'eau est filtrée préalablement à la mesure, le résidu correspond alors aux matières dissoutes.

B. Minéralisation globale :

B.1) La dureté totale (TH) :

La dureté de l'eau ou titre hydrotimétrique est une mesure globale de la concentration en sels dissous de l'eau en calcium et en magnésium.

En excès, les sels dissous dans l'eau forment un composé insoluble avec le savon qui perd ainsi une partie de son pouvoir détersif et ne mousse plus que difficilement.

Une eau à titre hydrotimétrique élevé est dite « dure » dans le cas contraire, il s'agit d'une eau « douce »

Pour l'usage domestique, on peut utiliser des eaux titrant jusqu'à **500 mg** de **CaCO₃/l** (**50°F**), mais la dureté agréable se situe entre **80** et **150 mg** de **CaCO₃/l**. (**8** et **15 °F**)

B.2) Calcium (Ca) :

Le calcium est un métal alcalino-terreux extrêmement répandu dans la nature et en particulier dans les roches calcaires sous forme de carbonates.

Composant majeur de la dureté de l'eau, le calcium est généralement l'élément dominant des eaux potables. Il existe surtout à l'état d'hydrogencarbonates et en quantité moindre, sous forme de sulfates, chlorure, etc. Les eaux de pluies, et de citernes n'en renferment que des traces.

Les eaux de bonne qualité renferment de **250** à **350 mg** en **CaCO₃**. Les eaux qui dépassent **500 mg/l** de **CaCO₃** présentent de sérieux inconvénients pour les usages domestiques et pour l'alimentation des chaudières.

B.3) Sodium (Na) :

Le sodium dans l'eau provient des formations géologiques contenant du chlorure de sodium et de la décomposition des sels minéraux.

En général, les sulfates sont rencontrés sous forme de sulfates magnésiens et calciques dans les eaux dures.

La présence de sulfates en quantité supérieure à **300mg/l** peut entraîner dans certaines conditions une attaque du béton et accélérer la corrosion du fer. En fin, de problèmes en agriculture, pour l'irrigation et l'abreuvement. Une teneur supérieure à **48mg/l** rend l'eau impropre à l'irrigation.

C. Paramètres indésirables :

C.1) Le Fer (Fe) :

Très répandu, le fer se classe au **4^{ème}** rang des éléments de la croûte terrestre. Il est largement utilisé dans la métallurgie et ses utilisations secondaires dans la chimie sont très variées.

Les eaux de surfaces peuvent contenir jusqu'à **0.5 mg /l** de fer qui peut avoir pour origine la lessivage des terrains traversés, ou les pollutions industrielles ; dans les eaux de distribution, il provient le plus souvent de la corrosion des conduites d'aménagements. Ce métal à l'état ferreux est assez soluble dans l'eau, il précipite à la suite du départ de l'anhydride carbonique et par oxydation à l'air.

Le fer de l'eau ne présente certes aucun inconvénient du point de vue physiologique, mais des teneurs très importantes sont considérées comme indésirables.

C.2) Aluminium (Al) :

En général l'aluminium susceptible d'être retrouvé dans l'eau de distribution ne présente pas de caractère de toxicité pour les populations. Lorsqu'il est en solution et en milieu acide, il existe sous forme d'**AL⁺⁺⁺** ; dans une solution dont on élève le pH progressivement, il précipite sous forme de tri hydroxyde **AL(OH)₃** qui se dissout sous forme d'aluminate **AlO₂**.

C.3) Le manganèse(Mn) :

Le manganèse est assez répandu dans la nature, présent dans l'eau sous sa forme trivalente, à l'état soluble ou en suspension ou sous forme de complexes ; sa solubilité dépend du pH, et de l'oxygène dissous,

Certaines eaux souterraines ont des teneurs de l'ordre de 1mg/l en particulier lorsqu'il y'a une attaque par l'eau de la roche support en milieu réducteur, ou sous l'action de certaines bactéries. Les eaux de surface en contiennent le plus souvent moins de **0.05mg/l**.

Par ailleurs, même à des doses faibles (**0.05mg/l**), il est susceptible de former une couche noire sur les canalisations. Au point de vue domestique , il présente l'inconvénient, même en quantité faibles (**0.1 mg/l**), de tacher l'émail et le linge.

D. Paramètres de pollution :

D.1) Les matières organiques :

Les matières organiques susceptibles d'être rencontrées dans les eaux sont constituées par des produits de décomposition d'origine animale ou végétale, élaborés sous l'influence des microorganismes. L'inconvénient des matières organiques est de favoriser l'apparition de mauvais goûts.

Une eau riche en matière organique doit toujours être suspectée de contamination bactériologique ou chimique. Leur teneur est appréciée, le plus souvent, par des tests tels que

la réduction du permanganate de potassium en milieu acide et en milieu alcalin. Les eaux très pures ont généralement une consommation en oxygène inférieure à **1mg/l**.

D.2) Nitrites (NO₂) :

Les nitrites proviennent soit d'une oxydation incomplète de l'ammoniaque, la nitrification n'étant pas conduite à son terme, soit d'une réduction des nitrates sous l'influence d'une action dénitrifiant.

Il est important de signaler que les eaux en contact avec certains terrains et certaines conduites peuvent contenir des nitrites indépendamment de toute souillure.

L'O.M. S sans indiquer de valeur, préconise que la teneur en nitrites de l'eau de boisson est nettement inférieure à **1 mg/l**

Au cours de la décontamination microbienne de l'eau, **0.1 mg/l** de NO₂ détruit presque immédiatement **0.5 mg/l** de chlore libre.

D.3) Nitrates (NO₃) :

Toutes les formes d'azote (azote organique, ammoniacque, nitrites, etc.) sont susceptibles d'être à l'origine des nitrates par un processus d'oxydation biologique. Sauf cas particulier, les teneurs en nitrates des eaux de distribution sont peu élevées ; par contre, en zone rurale, certains puits peuvent avoir des concentrations importantes. Depuis quelques années, il a été observé une élévation de la teneur en nitrates des eaux souterraines et superficielles de certaines régions, celles-ci est souvent liée au développement des élevages, à une fertilisation excessive des zones agricoles par des engrais, les fientes et fumiers divers et les boues de stations d'épurations.

D.4) Les phosphates (PO₄) :

Les phosphates font partir des anions facilement fixés par le sol , leur présence dans les eaux naturelles est liée à la nature des terrains traversés et à la décomposition de la matière organique.

Le phosphore joue un rôle important dans le développement des algues, il est susceptible de favoriser leur multiplication dans les réservoirs, les grosses canalisations et les eaux des lacs, ou il contribue à l'eutrophisation.

Annexe 3 : Essai JAR TEST

→ Appareillage de mesure :

Le **JART TEST** est une méthode classique pour déterminer le taux optimal de traitement d'un coagulant ou d'un floculant faite dans un flocculateur.

Le flocculateur est un appareil composé de six béchers, de six agitateurs mécaniques comprenant des pales de **1.5 à 8.5 cm** et qui tournent de **20 à 250 tr/min**. Il comporte un moteur électrique avec réducteur de vitesse, une minuterie est aussi incorporée dans l'appareil.

La méthode consiste à déposer dans les six béchers d'un litre l'eau à traiter et une dose croissante de coagulant. Les analyses classiques telles que pH, TAC, taux de coagulant, matières organiques et turbidité, permettent de choisir avec précision le taux de traitement. [1], [2], [4], [57]

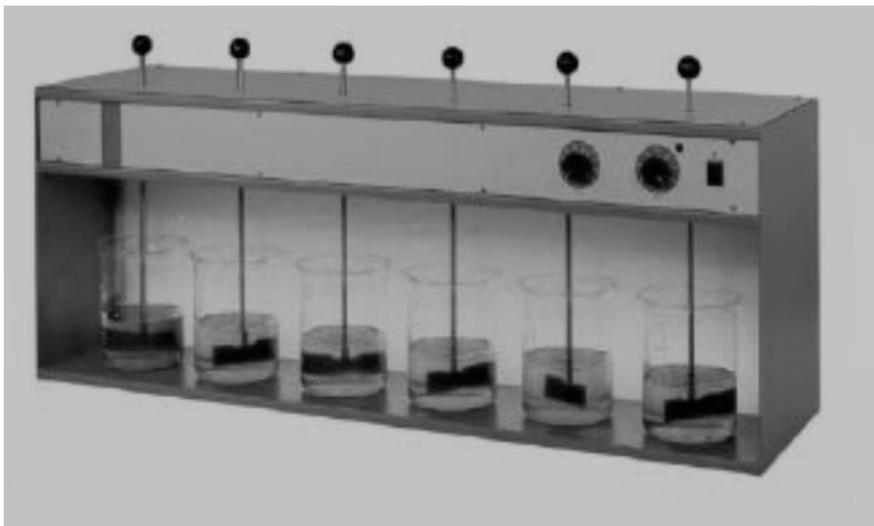


Figure A3.1 : Appareil de JAR-TEST.

→ Les étapes de l'essai JART TEST :

- 1) Faire une analyse rapide de l'eau à traiter, c'est-à-dire, effectuer les mesures suivantes : température, turbidité, couleur, pH, titre alcalimétrique et sa teneur en matière organique.
- 2) Remplir les béchers (**1 litre**) par l'eau brute à traiter.
- 3) Mettre en route les agitateurs **150-200 tr/min**.
- 4) Au temps **t=0** ajouter l'adjuvant en mettant une dose constante tel que le rapport adjuvant /coagulant (taux optimum supposé) =constante= **1/50** pour la silice active, **1/100** pour les alginates et **1/20** pour l'amidon. Après deux minutes réduire la vitesse d'agitation à **30-40 tr/min**, c'est la phase d'agitation lente.

- 5) Après **1 minute**, ajouter l'adjuvant en mettant une dose constante telle que le rapport : (adjuvant/coagulant) = (taux optimum supposé) = Constant (Cts). Cts = **1/50** pour la silice active, **1/100** pour les alginates et **1/20** pour l'amidon.
- 6) Après **deux minutes**, réduire la vitesse d'agitation à **30 – 40 tr/mn**, c'est la phase d'agitation lente.
Laisser **15 à 20 mn** d'agitation lente et laisser décanter tout en ayant arrêté et levé les pales (hélices).
- 7) Après **10 ou 15** minutes de décantation, prélever par siphonage **0.5 litre** de chaque béccher et faire une mesure de température, turbidité, conductivité, pH, alcalinité.

NB :

- Lorsque l'on obtiendra en 5 minutes de décantation des flocons nets, c'est que la dose de sulfate d'aluminium sera connectée.
- Lors de l'opération de floculation, la taille des flocons peut être notés comme suit :

0 : pas de floc	6 : floc de dimensions moyennes (1 à 1.5 mm)
2 : floc à peine visible	8 : bon floc (2 à 3 mm)
4 : petits points (0.75 à 1 mm)	10 : très bon floc (> 5mm)

- ◆ En traitement d'eau potable si le **pH** est inférieur à **6.5** recommencer l'essai avec la dose trouvée de sulfate d'alumine, en alcalinisant au préalable l'eau brute à l'aide de 1, 2, 3, ...ml d'eau de chaux de façon à ramener le PH à une valeur supérieure ou égale à **6.5**.
- ◆ Mesurer le volume de boue obtenue dans le béccher de dose optimum après 20 minutes de décantation. Ce sera le pourcentage de boue qu'il faudra évacuer par la station.

→ Approche de la floculation :

Il faut un certain temps pour que le floc se forme dans l'eau coagulée cette formation du floc est facilité par une agitation rapide pendant quelque minutes (**2-3 min**) , afin de bien répartir le réactif. Ensuite une agitation douce plus lente pour la formation et l'homogénéisation des flocons , puisque les grains, pour s'agglomérer, doivent se rencontrer. Cette agitation se fait généralement pendant **15 à 20** minutes.

→ Mise en œuvre de la coagulation floculation :

En pratique deux étapes doivent se succéder :

- a) Le mélange du coagulant , nécessitant une agitation rapide « mélange rapide »
- b) La floculation proprement dite, obtenue grâce à une agitation douce celle-ci peut être obtenue en utilisant différent types de mélangeurs :
 - b.1) Les mélangeurs statiques** : qui utilisent l'énergie du fluide : déflecteurs, baffles, conduite de refoulement...
 - b.2) Les mélangeurs par agitation mécanique** : souvent obtenue par des pales à axes horizontaux (si le bassin de floculation est de grande dimension) , ou axes verticaux ou par des turbines rapides.
 - b.3) Les mélangeurs utilisant la diffusion de bulles d'air** au bas de la suspension aération.
- c) Il est essentiel que l'eau floculée arrive doucement et assez lentement dans le bassin de décantation sans chute ou variation de vitesse excessive afin de ne pas briser les flocons formés. Donc la liaison entre le flocculateur et le décanteur doit se faire par des canaux de très large section, sous peine de rendre la floculation inopérante.

On tend de plus en plus, pour cette raison, à une autre technologie consiste à combiner la floculation et la décantation dans le même appareil, et même à supprimer l'usage des flocculateurs, en utilisant **les décanteurs à lit de boue** ou des chances de rencontre des particules augmentent avec leur concentration dans l'eau.

Annexe 4 : programme de dimensionnement d'un monobloc : Coagulateur-floculateur-décanteur fait par Matlab

```

%===== Programme de dimensionnement des bassins =====
% de Coagulation - Décantation de la station de Chaiba
% =====

clc
clear al

% Données
% Données général de la station de Chaiba
QStation = 3600; % [m3/h] Débit de la station

% Données des jar test
CReact = 30; % [g/m3] Concentration du réactif (jar test)
VBechr = 1000; % [ml] Volume d'un bécher
VboueLab = 1; % [cm3] Volume des boues après 20 min
TVidBac = 8; % [h] Temps de vidange d'n bac de réactif
PoidSacReat = 50; % [Kg] Poids d'un sac de réactif
VBac = 10; % [m3] Capacité (volume) du bac de réactif
NPompDose = 2; % [-] Nombre des pompes doseuses de réactif
NDec = 4; % [-] Nombre des décanteurs

% Les Données du bassin de coagulation
NBasCoag = 2; % [-] Nombre de bassin de coagulation
TSejCoag = 1; % [min] Temps de séjour
HBasCaog = 2.7; % [m] Hauteur du bassin de coagulation
LargBCoag = 2.5; % [m] Largeur du bassin de coagulation rectangulaire

% Les données du bassin de décantation (Pulsator)
NBasDec = 4; % [-] Nombre de bassin de décantation
VAscDec = 3.21; % [m/h] Vitesse ascensionnelle
HBasDec = [2.5 3 3.5 4 4.2 4.5]; % [m] Hauteur du bassin de décantation
LargBDec = 12; % [m] Largeur du bassin de décantation
rectangulaire

% --- Calculs-----
%(1)---- Calcul Paramètre du jar test -----
% 1.1)- Débit massique du réactif par heure Qreact (g/h)
Qreact = QStation*CReact;

% 1.2)- Poids du bac du réactif PoidReat [kg/8 h]
PoidReat = Qreact*8/1000;

% 1.3)- Nombre des sac des réactifs en 8h NSacReact [sac/8h]
NSacReactFloat = PoidReat/PoidSacReat;
NSacReact =round(NSacReactFloat + 0.5);

% 1.4)- Concentration du bac de réactif [Kg/m3]
CBacReact = NSacReact*PoidSacReat/VBac;

% 1.5)- Débit de la pompe doseuse QPompDose [l/h]
QPompDose_lph = QStation*CReact/(CBacReact*2); % [l/h]
QPompDose_lps = QPompDose_lph/3600; % [l/s]

```

```

% 1.6)- Pourcentage des boues PBoue [%]
PBoue = (VboueLab/VBechr)*100;

% 1.7)- Volume des boues de la station VboueSt [m3]
VboueSt = PBoue*QStation/100;

% 1.8)- Volume des boues par décanteur [m3]
VboueDec = VboueSt/NDec;

%(2)---- Calcul dimensions du bassin de coagulation -----
% 2.1)- Volume du bassin de coagulation [m3]
WBCoag = QStation*TSejCoag/(60*NBasCoag);

% 2.2)- Surface du bassin de coagulation [m2]
SBCoag = WBCoag/HBasCaog;

% 2.3)- Dimension du bassin de coagulation
%----> Cas Section carrée de côté BBCoag [m]
BBCoag = (SBCoag)^(1/2);

%----> Cas Section rectangulaire de côté LongBCoag , LargBCoag [m]
LongBCoag = SBCoag/LargBCoag;

%(3)---- Calcul Dimension du bassin de décantation -----
for i =1:6
% 3.1)- Temps de séjour TSejDec [h]
TSejDec(i) = HBasDec(i)/VAscDec;

% 3.2) Volume du bassin de décantation [m3]
WBDec(i) = (QStation*TSejDec(i))/(NBasDec);

end
% 3.3) Volume réel du bassin de décantation [m3]
WReelBDec(i) = WBDec(i) + VboueDec;

% 3.4)- Surface du bassin de décantation [m2]
SBDec = QStation/(VAscDec*NBasDec);

% 3.5)- Surface total du bassin de décantation
%>> Surface min
STotBDecMin = 1.17*SBDec; % Surface min
%----> Cas Section carrée de côté BBDecMin [m]
BBDecMin = (STotBDecMin)^(1/2);

%----> Cas Section rectangulaire de côté LongBDecMin , LargBDec [m]
LongBDecMin = STotBDecMin/LargBDec;

%>> Surface max
STotBDecMax = 1.19*SBDec ;
%----> Cas Section carrée de côté BBCoag [m]
BBDecMax = (STotBDecMax)^(1/2);

%----> Cas Section rectangulaire de côté LongBDecMax , LargBdec [m]
LongBDecMax = STotBDecMax/LargBDec;

```

```

% Affichage
disp('-----')
disp('- >> Calcul des doses des réactifs et volume des boues à partir du
jar test (Station de Chaiba)')
disp('-----')
disp('----- Les données ----')
fprintf(' - Débit de la station:                QStation = %2.3f
m3/h\n',QStation)
fprintf(' - Concentration du réactif (jar test):    CReact = %2.2f
g/m3\n',CReact)
fprintf(' - Volume d''un bécher:                VBechr = %2.2f
ml\n',VBechr)
fprintf(' - Volume des boues après 20 min:        VboueLab = %2.2f
Cm3\n',VboueLab)
fprintf(' - Temps de vidange d''n bac de réactif:    TVidBac = %2.2f
h\n',TVidBac)
fprintf(' - Poids d''un sac de réactif:            PoidSacReat = %2.2f
Kg\n',PoidSacReat)
fprintf(' - Capacité (volume) du bac de réactif:    VBac = %2.2f
m3\n',VBac)
fprintf(' - Nombre des pompes doseuses de réactif:  NPompDose = %2.2f
\n',NPompDose)
fprintf(' - Nombre des décanteurs :                NDec =
%2.2f\n\n',NDec)
disp('----- Les résultats ----')
fprintf(' - Débit massique du réactif par heure:    Qreact = %2.2f
g/h\n',Qreact)
fprintf(' - Poids du bac du réactif:                PoidReat = %2.2f kg/8
h\n',PoidReat)
fprintf(' - Nombre des sac des réactifs en 8h:  NSacReact = %2.2f donc
Nsac = %2.f \n',NSacReactFlood, NSacReact)
fprintf(' - Concentration du bac de réactif:        CBacReact = %2.2f Kg/m3
\n',CBacReact)
fprintf(' - Débit de la pompe doseuse:                QPompDose = %2.2f l/h =
%2.3f l/s \n',QPompDose_lph, QPompDose_lps)
fprintf(' - Pourcentage des boues:                PBoue = %2.2f %%
\n',PBoue)
fprintf(' - Volume des boues de la station:          VboueSt = %2.2f m3
\n',VboueSt)
fprintf(' - Volume des boues par décanteur:          VboueDec = %2.3f m3
\n',VboueDec)

disp('-----')
disp('- >> Dimensionnement du bassins de coagulation (Station Chaiba)')
disp('-----')
disp('----- Les données -----')
fprintf(' - Débit de la station:  QStation = %2.2f m3/h \n', QStation);
disp('->Bassin de coagulation ');
fprintf(' - Nombre de bassin:      NBasCoag = %2.2f \n', NBasCoag);
fprintf(' - Temps de séjour:          TSejCoag = %2.2f min \n', TSejCoag);
fprintf(' - Hauteur du bassin:        HBasCaog = %2.2f m \n', HBasCaog);
fprintf(' - Largeur du bassin rectangulaire: LargBCoag = %2.2f m \n',
LargBCoag)
disp(' ');
disp('----- Les Résultats -----')
disp('->Dimensions du bassin de coagulation ')
fprintf(' - Volume du bassin:          WBCoag = %2.2f m3 \n', WBCoag)
fprintf(' - Surface du bassin:         SBCoag = %2.2f m2 \n',SBCoag)
fprintf(' - Cas Section carrée de coté:BBCoag = %2.2f m \n',BBCoag)
fprintf(' - Cas Section rectangulaire:  LongBCoag = %2.2f m
\n',LongBCoag)

```

```

disp('-----')
disp('- >> Dimensionnement du Bassin de décantation (Station Chaiba)')
disp('-----')
disp('----- Les données -----')
disp('-> du Bassin de décantation')
fprintf(' - Nombre de bassin:           NBasDec = %2.2f \n',NBasDec)
fprintf(' - Vitesse ascensionnelle:      VAscDec = %2.2f m/h \n',VAscDec)
fprintf(' - Largeur du bassin rectangulaire : LargBDec = %2.2f m\n',LargBDec)
disp(' - Hauteur du Bassin de décantation: HBasDec [m] = [2.5 3 3.5 4 4.2 4.5]')
disp('----- Les Résultats -----')
disp('      TSejDec= Temps de séjour ,  WBDec = Volume')
disp('      1          2          3          4          5          6          ')
fprintf(' HBasDec[m]: %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f\n',HBasDec(1),HBasDec(2),HBasDec(3),HBasDec(4),HBasDec(5),HBasDec(6))
fprintf(' TSejDec[h]: %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f\n',TSejDec(1),TSejDec(2),TSejDec(3),TSejDec(4),TSejDec(5),TSejDec(6))
fprintf(' WBDec[m3]: %2.1f      %2.1f      %2.1f      %2.1f      %2.1f      %2.1f\n\n',WBDec(1),WBDec(2),WBDec(3),WBDec(4),WBDec(5),WBDec(6))

fprintf(' - Surface du bassin :           SBDec = %2.2f m2 \n',SBDec)
disp('      Dimension du bassin de décantation ')
fprintf(' - Surface Min du bassin de décantation: STotBDecMin = %2.2f m2\n',STotBDecMin)
fprintf('      1. Cas Section carrée de coté:           BBDecMin = %2.2f m\n',BBDecMin)
fprintf('      2. Cas Section rectangulaire de coté: LongBDecMin = %2.2f m\n\n',LongBDecMin)
fprintf(' - Surface Max du bassin de décantation: STotBDecMax = %2.2f m2\n',STotBDecMax)
fprintf('      1. Cas Section carrée de coté:           BBDecMax = %2.2f m\n',BBDecMax)
fprintf('      2. Cas Section rectangulaire de coté: LongBDecMax = %2.2f m\n',LongBDecMax)

```

```

%===== Programme de dimensionnement des bassins =====
% de Coagulation - Décantation de la station de Guelma
% =====

clc
clear al

% Données
% Données général de la station de Guelma
QStation = 2000; % [m3/h] Débit de la station 1

% Les Données du bassin de coagulation
NBasCoag = 1; % [-] Nombre de bassin de coagulation
TSejCoag = 1.1; % [min] Temps de séjour
HBasCoag = 4; % [m] Hauteur du bassin de coagulation
LargBCoag = 2.5; % [m] Largeur du bassin de coagulation rectangulaire

% Les Données du bassin de floculation
NBasFloc = 1; % [-] Nombre de bassin de floculation
TSejFloc = 19; % [min] Temps de séjour
HBasFloc = 5; % [m] Hauteur du bassin de floculation
LargBFloc = 8; % [m] Largeur du bassin de floculation rectangulaire

% Les données du bassin de décantation (Pulsator)
NBasDec = 1; % [-] Nombre de bassin de décantation
VAscDec = 1.6; % [m/h] Vitesse ascensionnelle
HBasDec = [2.5 3 3.2 3.5 4 4.5]; % [m] Hauteur du bassin de décantation
LargBDec = 25; % [m] Largeur du bassin de décantation
rectangulaire

% --- Calculs-----
% (1)---- Calcul dimensions du bassin de coagulation -----
% 1.1)- Volume du bassin de coagulation [m3]
WBCoag = QStation*TSejCoag/(60*NBasCoag);

% 1.2)- Surface du bassin de coagulation [m2]
SBCoag = WBCoag/HBasCoag;

% 1.3)- Dimension du bassin de coagulation
%----> Cas Section carrée de côté BCoag [m]
BBCoag = (SBCoag)^(1/2);

%----> Cas Section rectangulaire de côté LongBCoag , LargBCoag [m]
LongBCoag = SBCoag/LargBCoag;

% (2)---- Calcul dimensions du bassin de floculation -----
% 2.1)- Volume du bassin de floculation [m3]
WBFloc = QStation*TSejFloc/(60*NBasFloc);

% 2.2)- Surface du bassin de floculation [m2]
SBFloc = WBFloc/HBasFloc;

% 2.3)- Dimension du bassin de floculation
%----> Cas Section carrée de côté BFloc [m]
BBFloc = (SBFloc)^(1/2);

%----> Cas Section rectangulaire de côté LongBFloc , LargBFloc [m]
LongBFloc = SBFloc/LargBFloc;

```

```

%(3)---- Calcul Dimension du bassin de décantation -----
for i =1:6
% 3.1)- Temps de séjour TSejDec [h]
TSejDec(i) = HBasDec(i)/VAscDec;

% 3.2) Volume du bassin de décantation [m3]
WBDec(i) = (QStation*TSejDec(i))/(NBasDec);
end
% 3.3)- Surface du bassin de décantation [m2]
SBDec = QStation/(VAscDec*NBasDec);

%----> Cas Section carrée de côté BBDec [m]
BBDec = (SBDec)^(1/2);

%----> Cas Section rectangulaire de côté LongBDec , LargBDec [m]
LongBDec = SBDec/LargBDec;

%----> Cas Section circulaire de diamètre DBDec[m]
DBDec = (4*SBDec/pi)^(1/2);

% Affichage
disp('-----')
disp('->> Dimensionnement des bassins d'homogénéisation (Station Guelma)');
disp('-----')

disp('----- Les données .....')
fprintf(' - Débit de la station:           QStation = %2.2f m3/h \n',
QStation);
disp('->Bassin de coagulation ');
fprintf(' - Nombre de bassin:           NBasCoag = %2.2f \n',
NBasCoag);
fprintf(' - Temps de séjour:           TSejCoag = %2.2f min \n',
TSejCoag);
fprintf(' - Hauteur du bassin:           HBasCaog = %2.2f m\n',
HBasCaog);
fprintf(' - Largeur du bassin rectangulaire: LargBCoag = %2.2f m \n',
LargBCoag);
disp('->Bassin de floculation ');
fprintf(' - Nombre de bassin:           NBasFloc = %2.2f \n',
NBasFloc);
fprintf(' - Temps de séjour:           TSejFloc = %2.2f min\n',
TSejFloc);
fprintf(' - Hauteur du bassin:           HBasFloc = %2.2f m\n',
HBasFloc);
fprintf(' - Largeur du bassin rectangulaire: LargBFloc = %2.2f m \n',
LargBFloc);

disp('----- Les Résultats.....')
disp('->Dimensions du bassin de coagulation ')
fprintf(' - Volume du bassin:           WBCoag = %2.2f m3 \n',
WBCoag);
fprintf(' - Surface du bassin:           SBCoag = %2.2f m2
\n', SBCoag);
fprintf(' - Cas Section carrée de côté:           BBCoag = %2.2f m
\n', BBCoag);
fprintf(' - Cas Section rectangulaire:           LongBCoag = %2.2f m
\n', LongBCoag);

```

```

disp('->Dimensions du bassin de floculation')
fprintf(' - Volume du bassin:                WBFloc = %2.2f m3 \n',
WBFloc)
fprintf(' - Surface du bassin:                SBFloc = %2.2f m2
\n',SBFloc)
fprintf(' - Cas Section carrée de côté:        BBFloc = %2.2f m \n',BBFloc)
fprintf(' - Cas Section rectangulaire:          LongBFloc = %2.2f m
\n',LongBFloc)
disp(' ');

disp('-----')
disp('- >> Dimensionnement du Bassin de décantation (Station Guelma)')
disp('-----')
disp('----- Les données -----')
disp('-> du Bassin de décantation')
fprintf(' - Nombre de bassin:                    NBasDec = %2.2f
\n',NBasDec)
fprintf(' - Vitesse ascensionnelle:                VAscDec = %2.2f m/h
\n',VAscDec)
fprintf(' - Largeur du bassin rectangulaire :      LargBDec = %2.2f m
\n',LargBDec)
disp(' - Hauteur du Bassin de décantation: HBasDec [m] = [2.5 3 3.2 3.5 4
4.5]')
disp('----- Les Résultats -----')
disp('      TSejDec= Temps de séjour ,  WBDec = Volume')
disp('      1      2      3      4      5      6')
fprintf(' HBasDec[m]: %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f
%2.2f
\n',HBasDec(1),HBasDec(2),HBasDec(3),HBasDec(4),HBasDec(5),HBasDec(6))
fprintf(' TSejDec[h]: %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f      %2.2f
\n',TSejDec(1),TSejDec(2),TSejDec(3),TSejDec(4),TSejDec(5),TSejDec(6)) ;
fprintf(' WBDec[m3]: %2.1f      %2.1f      %2.1f      %2.1f      %2.1f      %2.1f
\n',WBDec(1),WBDec(2),WBDec(3),WBDec(4),WBDec(5),WBDec(6))

fprintf(' - Surface du bassin :                    SBDec = %2.2f m2 \n',SBDec)
disp('      Dimension du bassin de décantation ')
fprintf(' 1. Cas Section carrée de côté :            BBDec = %2.2f m
\n',BBDec )
fprintf(' 2. Cas Section rectangulaire de côté :      LongBDec = %2.2f m
\n',LongBDec )
fprintf(' 3. Cas Section circulaire de diamètre :     DBDec = %2.2f m
\n',DBDec )

```



Références bibliographique

Références bibliographiques

Livres :

- [1] Degremont, 1972. « Mémento technique de l'eau ». Ed. Technique et documentation ; Paris. 7^{ème} édition tome 1, 592p.
- [2] Kettab A., 1992. « Traitement des eaux potables ». Ed. Office des publications universitaires Alger, 151p.
- [3] Raymond Desjardins, 1997. « Le traitement des eaux ». Ed. L'école polytechnique de Montréal. 305p.
- [4] Edzwald James k. 2011. «Water Quality & Treatment A handbook on Drinking Water». 6th Ed. McGraw-Hill Companies, American Water Works Association. 1696p.
- [5] Gill Eric, 2004. « L'hydrogéologie objets, méthodes, application ». Éd : Dunod.
- [6] Mayet Jacques, 1994. « La pratique de l'eau – Traitements de l'eau aux point d'utilisation, Comportement de l'eau dans les installations, Origine des désordres et solutions ». 2^{ème} Ed. Le Moniteur. Paris, ...p.
- [7] El Wartiti Mohamed, « chapitre IV : l'Hydrochimie et vulnérabilité des aquifères souterrains ».
- [8] Vincent Valles, « Support de cours d'hydrochimie ». Laboratoire D'hydrogéologie D'AVIGNON.
- [9] Djidel Mohamed, 2004. « Etude hydro-chimique des nappes côtières cas des nappes du littoral de Annaba-El Kala (Nord-Est algérien) ». Mémoire de magister Université d'Annaba.
- [10] Héctor Ricardo Hernández De León. 2006. « Supervision et diagnostic des procédés de production d'eau potable ». Thèse de Docteur de l'Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse Spécialité Systèmes Automatiques. 163 p.
- [11] Claude Cardot, 1999. « Les traitements de l'eau, procédés physico-chimiques et biologiques Cours et problèmes résolus ». Ed. Ellipse, 247p.
- [12] Faurie & al, 2003. « Ecologie, approche scientifique et pratique ». 5^{ème} Ed. Technique et document, 1190p.
- [13] Dupont André, 1981. « Hydraulique urbaine, hydrologie-captage et traitement des eaux ». Ed. Eyrolles Paris.
- [14] Gomella Cyril et Guerrée Henri, 1978. « Le traitement des eaux publiques industrielles et privées ». Ed. Eyrolles Paris.
- [15] Degremont, 1966. « Mémento technique de l'eau ». 6^{ème} Ed. Technique et documentation ; Paris.
- [16] Thomazeau Robert, 1981. « Station d'épuration eaux potables – eaux usées ». Ed. Technique et documentation ; Paris.
- [17] Pierre Mouchet. 2000. « Traitement des eaux avant utilisation ». Ed. Technique de l'ingénieur. Volume G1, Article G1170
- [18] Rodier J., 1996. « L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer ». 7^{ème} Ed. Dunod, Paris. ...p
- [19] Hugues GODART, 2012. Eaux de distribution – Clarification. Éd. Techniques de l'Ingénieur. C 5199. 16p.

- [20] Hubert Cabana, 2009. Chapitre 5 : La filtration sur sable, Conception : usine de traitement des eaux potables. 90p.
- [21] Redjem Razika et Guernine Razika, 2012. « Étude du filtre dans un station d'eau potable ». Mémoire de Master2 Hydraulique urbaine. Encadré par Mme Bouragbi Née Lekouaghet N.
- [22] Raymon Blanic, 1973. « Eaux urbaines et eaux industrielles traitement et épuration ». Ed.p
- [23] Masschelein W.J, 1996. « Processus unitaires du traitement de l'eau potable ». Ed. CEBEDOC. 344p.
- [24] Simon A. Parsons and Bruce Jefferson. 2006. « Introduction to Potable Water Treatment Processes ». 1st Ed. by Blackwell Publishing. 190 p.
- [25] Cyril Gomella et Henri Guerrée, 1978. « Le traitement des eaux publiques industrielles et privées ». Édition Eyrolles 197p.
- [26] Memotec n° 39, 6/11/06. « Le mélange rapide et la floculation dans la production d'eau potable ». www.gls.fr
- [27] Kerry J. Howe, David W. Hand, John, C. Crittenden, R.Rhodes Trussell, G. Tchobanoglous,. (2012). « Principles of Water Treatment ». Inc. John Wiley & Sons, Canada. 674p.
- [28] Pierre Blazy. « Décantation Aspects théoriques ». Ed. Technique de l'ingénieur : volume (J) Article J 3450
- [29] Pierre Blazy. « Décantation équipements et procédés ». Ed. Technique de l'ingénieur : volume (J) Article J 3451 03-1999
- [30] Benjamin Mark M., Lawler Desmond F., 2013. « Water quality engineering: Physical/Chemical Treatment Processes ». Ed. John Wiley & Sons, Canada. 907 p.
- [31] John C. Crittenden, R.Rhodes Trussell, David W. Hand, Kerry J. Howe, G.Tchobanoglous, James H. Borchardt. (2012). « MWH's Water Treatment, Principles and Design ». 3rd Ed. Inc. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey Canada. 1919 p.
- [32] Degremont, 1972. « Mémento technique de l'eau ». 7^{ème} Ed. Technique et documentation ; Paris.
- [33] Morin A, Milisic V., et Figue J-F. (2012) : « Simulations numériques de champs de concentrations des particules dans un décanteur lamellaire à contre-courant ».
- [34] Emad Imam, John A. McCorquodale, A. M. ASCE, and J. K. Bewtra, M. ASCE. 1983. « Numerical modeling of sedimentation tanks ». In: J. Hydraulic Eng. 109: 1740-1754.
- [35] McCorquodale, Alex J., Griborio, Alonso, and Georgiou, Ioannis. 2006. Application of a CFD model to improve the performance of rectangular clarifiers. Water Environment Foundation. 11p.
- [36] David R. Schamber, A. M. ASCE and Bruce E. Larock, M. ASCE. 1983. « Particle concentration predictions in settling basins ». In: J. Environ. Eng.109:753-764.
- [37] Christian Maus, Mathias Uhl, 2010: « Tracer Studies for the Modelling of Sedimentation Tanks ». In: NOVATECH. 10p.
- [38] J. Vazquez, A. Morin, M. Dufresne et J. Wertel. 2010 : « Optimisation de la forme des décanteurs lamellaires par modelisation hydrodynamique 3D ». In: NOVATECH. 10p.

- [39] Ghawi Ali Hadi., 2017. Application of computational fluid dynamics modeling to a horizontal sedimentation tank in IRAQ. *International Journal of Engineering Sciences & Research Technology*. 8p. <http://dx.doi.org/10.5281/zenodo.495142>
- [40] Morin A. Figue J-F. et Aires N. (2009) : « Simulations numériques des écoulements dans un décanteur lamellaire à contre-courant », In : *Technique Science et Méthode (TSM)* n°11. 14p.
- [41] Ghawi Ali Hadi., 2008. A Numerical Model of Flow and Settling in Sedimentation Tanks in Potable Water Treatment Plants. PhD Thesis, Slovak University of Technology in Bratislava. 121p.
- [42] Heydari Mohammad Mehdi, Bajestan Mahmood Shafai, Kashkuli Heydar Ali and Sedghi Hossein, 2013. The Effect Angle of Baffle on the Performance of Settling Basin. *World Applied Sciences Journal* 21 (6), 829-837. <http://dx.doi.org/10.5829/idosi.wasj.2013.21.6.30>
- [43] Heydari Mohammad Mehdi, Bajestan Mahmood Shafai, Kashkuli Heydar & Sedghi Hossein. 2013. Experimental Study of Baffle Angle Effect on the Removal Efficiency of Sedimentation Basin. *Middle-East Journal of Scientific Research* 15 (8): 1186-1194, <http://dx.doi.org/10.5829/idosi.mejsr.2013.15.8.1112>.
- [44] Razmi A.M., Bakhtyar R., Firoozabadi B.& Barry D.A., February 2013. Experiments and numerical modeling of baffle configuration effects on the performance of sedimentation tanks, Article (12p) in *Canadian Journal of Civil Engineering*.
- [45] Shahrokhi Mahdi, Rostami Fatemeh, Md Azlin Md Said & Syafalni, 2011. Numerical Simulation of Influence of Inlet Configuration on Flow Pattern in Primary Rectangular Sedimentation Tanks, *World Applied Sciences Journal* 15 (7): 1024-1031.
- [46] Asgharzadeh. H., Firoozabadi B., Afshin H., 2011. « Experimental investigation of effects of baffle configurations on the performance of a secondary sedimentation tank », *Scientia Iranica B*, 938–949.
- [47] Krebs Peter, Stamou Anastasios I, Garcfa-Heras Jaime L. & Wolfgang Rodi., 1996. «Influence of inlet and outlet configuration on the flow in secondary clarifiers », *Wat. SCI. Tech.* Vol. 34. No.5-6. pp. 1-9.
- [48] A.I. Stamou and G. Noutsopoulos. 1994. Evaluating the effect of inlet arrangement in settling tanks using the hydraulic efficiency diagram. In: *Water SA* Vol.20 No.1. 8p.
- [49] D.A. Lyn, A. I. Stamou, and W. Rodi, 1992. « Density Currents and shear-induced flocculation in Sedimentation Tanks ». In: *J. Environ. Eng.* 118:849-867.
- [50] Scott A. Wells, David M. LaLiberte. 1998. « Modeling Density Currents in Circular Clarifiers ». in: *Civil and Environmental Engineering* Portland State University. 11p.
- [51] Edline F. 1992. « L'épuration physico-chimique des eaux ». Ed. *Théorie et technologie* édition CEBEDOC.
- [52] Jean Pierre Bechac, Pierre Boutin, Bernard Mercier et Pierre Nuer, 1984. « Traitement des eaux usées ». Ed. Eyrolles.
- [53] Chocat B., 1997. « Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement coordonnateur ». Ed. *Technique et documentation* TEC. DOC.
- [54] Lekouaghet Nassima, 2002. « Perfectionnement de la conception d'ouvrage hydraulique type : décanteur ». *Mémoire de Magistère, département d'hydraulique université Badji Mokhtar Annaba*, 116p.

- [55] Brahmia Lotfi, 2014. « Etude de la station d'eau potable de Chaiba- Annaba ». Mémoire de Master2 Hydraulique urbaine. Encadré par Mme Bouragbi Née Lekouaghet N.
- [56] Spellman Frank R. 2014. « Water Treatment Operations: Math Concepts and Calculations ». Ed. Taylor & Francis Group. 246p.
- [57] Degrémont. 22 novembre 1968. « Notice de fonctionnement de la station de traitement d'eau potable de Chaiba Annaba ».
- [58] Zaoui I., Ghaoui R., 2013. « Conception de la station de traitement d'eau potable de Hammam Debagh-Guelma ». Mémoire de Master2 Hydraulique urbaine. Encadré par Mme Bouragbi Née Lekouaghet N.
- [59] Fletcher David Frederick et Xuereb Catherine.2013.«Mécanique des fluides numérique». Technique de l'ingénieur (j1050). 12p.
- [60] Lipeme Kouyi G (2004). « Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage ». Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France. 274p.
- [61] Imam, Emad Hamdy Hassan. 1981. «Numerical modelling of rectangular clarifiers » (1981). Electronic Theses and Dissertations. University of Windsor. 296p. <https://scholar.uwindsor.ca/etd/6122> .
- [62] Bellahcen Salma, 2016. « Etude numérique et expérimentale du champ de vitesse en canaux composés ». Thèse de doctorat spécialité : Mécanique des fluides, Université de Strasbourg.
- [63] Versteeg H.K. & Malalasekera W. (2007). «An introduction to computational fluid dynamics: the finite volume method ». 2nd edition Pearson. 517 p.
- [64] Sakir Amiroudine, Jean-Luc Battaglia. 2011. « Mécanique des fluides, cours et exercices corrigés ». Ed. Dunod, Paris. 295p.
- [65] Ryhming Inge L. 2004. « Dynamique des fluides ». Ed. Presse polytechniques et universitaires Romandes. 462p.
- [66] Adamsson Åsa (1999) « Computational Fluid Dynamics for Detention Tanks: Simulation of flow pattern and simulation» thesis for the degree of licentiate of engineering.37p, Chalmers University of technology.
- [67] Dufresne Matthieu François Daniel. 2008. « La modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement : du pilote expérimental a l'ouvrage réel ». Thèse de Docteur de l'Université Louis Pasteur, Strasbourg 1. 226p.
- [68] Alexei Stoukov. 2006/ révision 2012. « Cours : Introduction à la Mécanique des Fluides Numérique : Méthode "Volumes Finis" ». ENSEEIHT Département d'Hydraulique / Mécanique des Fluides. 267p.
- [69] Yannick Fayolle (2006) « Modélisation de l'hydrodynamique et du transfert d'oxygène dans les chenaux d'aération ». Thèse de doctorat (295p), Génie des Procédés Industriels de l'INSA de Toulouse Université.
- [70] Dahl, Claus Poulsen (1995) «Numerical Modelling of Flow and Settling in Secondary Settling Tanks» PhD thesis 160p, ATV project EF-359, Aalborg Denmark University.
- [71] Stoukov Alexei. 2012. « Cours : Introduction à la Mécanique des Fluides Numérique : Méthode "Volumes Finis" ». Département Hydraulique / Mécanique des Fluides. 267p.
- [72] De Clercq Bob (2003). Computational fluid dynamics of settling tanks: development of experiments and rheological, settling, and scraper submodels. Thesis of Doctor (Ph.D) in Applied Biological Sciences University Gent. 338p.
- [73] Sellami Jawhar, 2008. « Conception, mise en œuvre, développement et modélisation de réacteurs de précipitation utilisant des lits fluidisés ». Thèse de doctorat spécialité : Génie des procédés et des produits, Institut national Polytechnique de Lorraine.

- [74] Ancey Christophe. 2010. « Phénomènes de propagation : ondes et ruptures de barrage, Bases mathématiques, outils de simulations, applications ». Notes de cours Hydraulique à surface libre. Ed. École Polytechnique Fédérale de Lausanne. 313 p.
- [75] Ghawi Ali Hadi (2008) « A Numerical Model of Flow and Settling in Sedimentation Tanks in Potable Water Treatment Plants » PhD thesis 137p, Slovak University of Technology in Bratislava.
- [76] Ghawi Ali Hadi (2017): Application of computational fluid dynamics modeling to a horizontal sedimentation tank in IRAQ. 8p. International Journal of Engineering Sciences & Research Technology.
- [77] Jonathan WERTEL, 2009. « Modélisation tridimensionnelle des écoulements turbulents en conduite d'assainissement à surface libre ». Thèse de doctorat spécialité : Mécanique des fluides, Université de Strasbourg.
- [78] Comelet R., 1994. Mécanique expérimentale des fluides, Tome 2, dynamique des fluides réel et turbomachines. Ed. Masson. 473p.
- [79] Comelet R. & Bonnin J., 1964, 1986. Mécanique expérimentale des fluides, Tome 3, recueil des problèmes. Ed. Masson. 458p.
- [80] Morel Michel A., 1994. Exercice de mécanique des fluides, tome 2, turbomachines, constructions graphiques, phénomènes transitoires. Ed. Eyrolles. 382p.
- [81] Carlier M., 1980. Hydraulique générale et appliquée. Ed. Eyrolles. 534p.
- [82] Letterman Raymond D. 1999. «Water Quality & Treatment: A Handbook of Community Water Supplies ». 5th Ed. McGraw-Hill Companies, American Water Works Association. 1233p (18 chapter).
- [83] Nils Reider B. Oslen. June 1999. « Class notes: Computational Fluid Dynamics in Hydraulic and Sedimentation Engineering ». Department of Hydraulic and Environmental Engineering-the Norwegian University of science and technology. 65 p.
- [84] Weerasooriya Achini (2013) « Simulation of Flow in Sedimentation Tank Using Fluent » Master's thesis, Telemark University College.
- [85] Zhou, S. & McCorquodale J. A. (1992) « Modeling of rectangular settling tanks », Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, vol. 118, no. 10, pp. 1391-1405.
- [86] Lakehal Djamel, Krebs Peter, Krijgsman John, and Wolfgang Rodi. (1999) « Computing shear flow and sludge blanket in secondary clarifiers » J. Hydraul. Eng. 1999.125:253-262p.
- [87] Ghawi Ali Hadi. (2011): Improvement performance of Secondary clarifiers by a computational fluid dynamics model. 2011 Slovak university of technology (11p)
- [88] Dufresne M et al. 2007. « Three-dimensional flow measurements and CFD modelling in a storm-water tank ». Novatech 2007.
- [89] ANSYS Release 10.0 (August 2005). ANSYS Modeling and Meshing Guide. 280p., ANSYS, Inc. and ANSYS Europe.
- [90] Fluent (April 2009). ANSYS FLUENT 12.0 User's Guide. 2070p. Copyright by Fluent Inc.
- [91] Matene Elhacene, 2009. « Présentation du code FLUENT et de la méthode numérique de prévision ». Centre Universitaire de Khemis Milliana Institue des sciences et technologies. Ingénieur en Génie Climatique Spécialité : Mécanique des fluides industriels. 28p.
- [92] Matene Elhacene (2009-2010). « Démarche générale pour l'utilisation de GAMBIT ».27p. Centre Universitaire de Khemis Milliana Institue des sciences et technologies.
- [93] Jack B. Evett and Cheng Liu, 1989. « Schaum's solved problems series: 2500 solved problems in Fluid mechanics and hydraulics ». by: McGraw-Hill, Inc. 807 p.

- [94] Paraschivoiu I., Prud'homme M., Robillard L. & Vasseur P. « Mécanique des fluides ». Ed. Presse internationales polytechnique, 2003. 423p.
- [95] Lencastre Armando., 1995. « Hydraulique générale ». Ed, Eyrolles, 633p.
- [96] Merzak Damon. 1994. « Mécanique des fluides ». Office des Publications Universitaire (OPU) Alger
- [97] Padet Jacques. 1991. « Fluides en écoulement. Méthodes et modèles ». 1ère édition. Masson.
- [98] Hammar Yahia., 1993. Intensification de l'épuration des eaux usées des laminoirs à chaud (Algérie), Thèse de doctorat, université saint Pétersbourg, 157p.
- [99] Siping Zhou and John A. Mc Corquodale. Modeling of rectangular settling tanks. Journal of hydraulic engineering (New York) 1992 vol 118, No. 10, pp 1391 – 1405.
- [100] Kalitsouv V.I., Laskov Y. M., 1978. Travaux pratique en ouvrages hydrauliques sous la traduction du professeur C. W. Yakoulix Strouzdat. 125 p Moscou.

Neto-graphie :

- [a] La qualité et les analyse d'eau /Water Quality (French ACF). Word (463ko).
- [b] Chapitre 2 : Analyse de l'eau.
https://www.bwtprescription.fr/sites/default/files/chapitre_2.pdf
- [c] <http://www.oieau.fr/ReFEA/fiches/TraitementPotable/1FiltrationLentePG1.htm>