

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة-

Faculté des Sciences de l'Ingéniorat

Département d'Hydraulique

Année : 2017/2018

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en Sciences

**La simulation dynamique comme un outil d'aide à la
décision pour la gestion des stations d'épuration à
boues activées**

Option **Hydraulique**

Par

DAIRI Sabri

Président	OUARDACHI Lahbassi	Prof.	Université Badji Mokhtar-Annaba
Encadreur	DJEBBAR Yassine	Prof.	Université M ^{ed} Chérif Messaadia -Souk-Ahras-
Co-Encadreur	HAMMAR Yahia	Prof.	Université Badji Mokhtar-Annaba
Examineur	DJEMILI Lakhdar	Prof.	Université Badji Mokhtar-Annaba
Examineur	HASSBAIA Mahmoud	MCA	Université Msila
Examineur	ABIDA Habib	Prof.	Université Sfax-Tunisie

Remerciement

Je tiens tout d'abord à exprimer mes plus chaleureux remerciements au Professeur Djebbar Yassine et Professeur Hammar Yahya qui m'ont proposé ce sujet de thèse et m'ont accompagné tout au long de sa réalisation avec beaucoup d'intérêt et de disponibilité. Je voudrais également remercier Monsieur Machai Abdelwahab et Monsieur Rebai Hamza de m'avoir accueilli dans les stations d'épuration, et pour toutes les discussions constructives dans le domaine. Je remercie les chefs de laboratoire des deux stations de m'avoir fourni plusieurs résultats expérimentaux qui ont été indispensables pour mon travail. Je remercie Professeur Ouardachi Lahbassi, président de jury, Pr Djemili Lakhdhar, Pr Abida Habib, et Dr Hassbaia Mahmoud d'avoir accepté la lourde tâche d'être les rapporteurs.

Je voudrais également remercier ma famille, qui m'a toujours apporté son soutien. Je tiens également à exprimer toute mon amitié à toute l'équipe du laboratoire de recherche InfraRes.

الخلاصة

في هذا البحث تمت عملية تقييم وتشخيص أداء محطات معالجة مياه الصرف الصحي لمنطقة سوق أهراس (شمال شرق الجزائر) ، وذلك من أجل تلبية متطلبات قطاع تسيير المياه وللإجابة عن عدة أسئلة يطرحها دوما مدراء، صناع قرار ومصممون في هذا القطاع. وتستند هذه المنهجية من جهة على استخدام نموذج ASM1 (نموذج الحمأة المنشطة رقم 1) الذي يعتمد على حركية الأكسدة من الكربون والنيتروجين. كما يعتبر هذا النموذج أيضا عنصرا مرافقا للعملية البيولوجية على مستوى محطات معالجة المياه.

يعتمد نموذج ASM1 في تطبيقه على برنامج محاكاة (GPS-X) من أجل إيجاد الحل الأمثل من الناحية التقنية و الحصول على قاعدة علمية وتقنية نستعملها مستقبلا في خيارات التشغيل الخاصة بالمحطات. وقد تم الحصول على بعض النتائج المشجعة بالنسبة لمحطتي سوق أهراس وسدراتة، من خلال السيناريوهات المحصل عليها فيم يخص (1) تسيير كميات الحمأة الناتجة في محطة سوق أهراس (2) تقييم قدرة المعالجة الفعلية لمحطة سوق أهراس (3) الحصول على مخطط توزيع الكتلة المناسبة في المحطة (4) تحسين إدارة استهلاك الطاقة الكهربائية بالإعتماد على إعطاء التركيز الأنسب للأكسجين المذاب في حوض التهوية (5) إعطاء إجابة كافية عن مشروع تحويل مياه الصرف الصحي الخاص بناحية مداوروش إلى محطة سدراتة.

كما تم تناول استخدام نموذج ديناميكي للسوائل الحسابية CFD في إجراء تحليل رقمي لغرض إيجاد الأداء الأمثل لحوض مزج الكلور من ناحية التصميم الأنسب وكذا حوض الترسيب من أجل تقدير إرتفاع حجاب الحمأة.

الكلمات الدالة: الحمأة المنشطة، محطة معالجة مياه الصرف الصحي، ASM1، CFD.

Résumé

Dans ce travail, l'évaluation des performances épuratoires a été optée dans le cadre de diagnostic des stations d'épuration (STEP) de la région de Souk-Ahras (Nord est de l'Algérie) pour permettre de répondre aux attentes des nombreux acteurs concernés (gestionnaires, décideurs et concepteurs). La méthodologie est fondée d'une part, sur l'utilisation du modèle ASM1 (activated sludge model N°1) qui intègre la cinétique d'oxydation du carbone et de l'azote. C'est un modèle tout à fait adapté pour la modélisation des processus biologiques mis en jeu dans les stations d'épuration de la région de Souk-Ahras à l'aide du simulateur GPS-X afin d'obtenir une solution optimale du point de vue des performances épuratoires et mieux fonder scientifiquement et techniquement nos choix opérationnels. D'autre part, la technique de simulation numérique en mécanique des fluides CFD a été bien appliquée pour décrire le comportement hydrodynamique des deux bassins (clarificateur secondaire et bassin de désinfection). Cette recherche est faite en : (i) le calage et la validation du modèle ASM1 par le biais de mesures expérimentales sur les deux STEP (Souk-Ahras et Sedrata), le modèle obtenu est ensuite utilisé pour répondre aux problématiques relatives à la gestion de la production des boues, l'estimation de la capacité réelle des STEP et l'ajustement d'un bilan massique convenable ; (ii) le bassin d'aération est l'élément majeur d'une STEP. L'aspect énergétique lui confère une actualité particulière ce qui nous a conduit à proposer une alternative pour mieux gérer la consommation énergétique en s'appuyant sur l'optimisation du taux d'oxygène dissous dans ce bassin; (iii) la simulation du fonctionnement hydraulique du clarificateur de la STEP de Souk-Ahras et le bassin de désinfection de la STEP de Sedrata en utilisant CFD et le code de calcul (FLUENT 6). Pour le premier bassin, l'étape de calage/validation a été effectuée sur une série de concentration des matières en suspension issus de la simulation de GPS-X. Le comportement hydrodynamique des deux phases solide-liquide est bien reproduit, ainsi la hauteur du voile de boues a été estimée pour les cinq tests optés. Pour le deuxième bassin on n'a pas pu caler le modèle sur des mesures réelles d'où on a proposé une alternative de conception de chicanes en basant sur des tests prospectifs. Les résultats obtenus sont satisfaisants.

Mots clés : Boue activée, ASM1, oxygène dissous, CFD.

Abstract

Performance evaluation of the wastewater treatment plants of the Region of Souk-Ahras (North-eastern Algeria) is considered to meet the expectations of numerous concerned actors (administrators, decision-makers and designers). The adopted methodology is based on numerical simulations by the model ASM1 (activated sludge model No. 1) which integrates the oxidation kinetics of carbon and nitrogen. The model was shown to properly represent the biological processes involved in the Sewage Treatment Plants of the region of Souk-Ahras. The model was used with the association of the GPS-X simulator in order to obtain an optimal solution from the point of view of purifying performances, with a sound scientific and a technical base. The CFD fluid mechanical numerical simulation technique was also applied to describe the hydrodynamic behavior of the two basins (secondary clarifier and disinfection basin).

This research is subdivided into four parts: (i) calibration and validation of the ASM1 model by experimental data obtained from two WWTPs (Souk-Ahras and Sedrata). The model obtained is then used to provide answers for the problems related to the management of sludge production, estimation of the actual capacity of WWTPs and adjustment of a suitable mass balance; (ii) The proposition of an alternative method to better manage energy consumption by relying on the optimization of dissolved oxygen levels in the aeration basin, which represents the major element of a WWTP (iii) simulation of the hydraulic operation of the Souk-Ahras WWTP clarifier and Sedrata WWTP disinfection basin using CFD and the calculation code (FLUENT 6). For the first basin, the calibration / validation step was carried out on a series of concentrations of suspended solids resulting from the GPS-X simulation. The hydrodynamic behavior of the two solid-liquid phases was well reproduced, and the height of the sludge veil was estimated for the five chosen tests. For the second basin we could not calibrate the model by real measurements. An alternative design, using baffles and based on prospective tests, resulted in satisfactory results.

Key words: activated sludge, ASM1, wastewater, CFD, dissolved oxygen

Sommaire

Résumé (langue Arabe)	i
Résumé	ii
Abstract	iii
Sommaire	iv
Listes des figures et tableaux	ix
Nomenclature	xv
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Protocole de modélisation des stations d'épuration à boues activées	8
1.1. Généralités sur le traitement biologique	8
1.2. La modélisation des stations d'épuration à boues activées	12
1.2.1. Présentation des principaux modèles biologiques.....	12
1.2.2. Modèle ASM1	13
1.2.2.1. Unité de mesure de concentration utilisée.....	13
1.2.2.2. Processus mis en jeu	13
1.2.2.3. Variables d'état prise en compte dans le modèle ASM1	15
1.2.2.4. Cinétiques des réactions mises en jeu	18
1.2.2.5. Taux de conversion et valeurs des paramètres	19
1.2.2.5.1. Taux de conversion.....	19
1.2.2.5.1. Valeurs des paramètres biologiques	20
1.2.2.6. Bilan de matière dans le réacteur	21
1.2.2.7. Bilan de matière dans le décanteur.....	22
1.2.2.7.1 Modèle réaliste (à couches)	22
1.2.2.7.2 Modèle simplifié	25
1.3. Simulation par les codes de calcul CFD	26
1.3.1. Présentation du protocole pour la modélisation CFD en épuration des eaux usées	27
1.3.2. Hypothèses de base du modèle	27
1.3.2.1. Dimensions du modèle	29

1.3.2.2. Régime permanent ou transitoire	29
1.3.2.3. Description des différentes phases	29
1.3.2.3.1. Propriétés des phases	30
1.3.2.3.1. Modèle multiphasique.....	30
1.3.3. Développement du modèle	30
1.3.3.1. Définition de la géométrie	31
1.3.3.2. Maillage	31
1.3.3.3. Configuration du solveur.....	31
1.3.3.4. Modèles de turbulence	32
1.3.3.5. Conditions aux limites.....	33
1.3.3.6. Convergence.....	35
1.3.4. Calage et validation	35
1.3.5. Présentation du code de calcul FLUENT	35
1.3.5.1. Architecture du logiciel.....	35
1.3.5.2. Etapes de calcul.....	36
Chapitre 2 : Présentation des STEP et évaluation des performances épuratoires	37
2.1. Présentation de la région de Souk-Ahras.....	37
2.2. Aperçu climatique	38
2.3. Estimation du volume d'eau usée épurée.....	39
2.4. Stations d'épuration de la région de Souk-Ahras	40
2.4.1. Présentation de la STEP de Souk-Ahras et évaluation des performances épuratoires ..	41
2.4.1.1. Les matières en suspension MES	42
2.4.1.2. La demande chimique en oxygène (DCO)	43
2.4.1.3. La demande biochimique en oxygène (DBO5)	44
2.4.1.4. Le rapport DCO/DBO	45
2.4.1.5. Le rapport MES/DBO5	45
2.4.1.6. Le rapport MVS/MES	46
2.4.1.7. Ammonium (NH_4^+)	47
2.4.1.8. Nitrates (NO^{-3}).....	48
2.4.1.9. Nitrites (NO^{-2}).....	49
2.4.1.10. Constat sur la consommation énergétique	50
2.4.2. Présentation de la STEP de Sedrata et évaluation des performances épuratoires	51
2.4.2.1. Les matières en suspension MES	52
2.4.2.2. La demande chimique en oxygène (DCO)	53

2.4.2.3. La demande biochimique en oxygène (DBO ₅).....	54
2.4.2.4. Le rapport DCO/DBO ₅	54
Chapitre 3 : Simulation et optimisation des stations d'épuration à boues activées	51
3.1. Introduction	51
3.2. Modélisation du procédé à boue activée.....	58
3.2.1. Présentation du logiciel GPS-X	58
3.2.2. Les modèles employés dans l'étude.....	58
3.3. Caractéristiques de l'effluent d'entrée	59
3.4. Configuration des STEP et mode opératoire	59
3.5. Résultats et discussions.....	60
3.5.1. Calage et validation du modèle.....	60
3.5.2. Optimisation du fonctionnement des STEP.....	65
3.5.2.1. STEP Sedrata	65
3.5.2.1.1. <i>Projet de transfert des EU de M'Daourouch vers la STEP de Sedrata.....</i>	65
3.5.2.1.2. <i>Estimation de la capacité réelle de la STEP</i>	66
3.5.2.2. STEP Souk-Ahras	67
3.5.2.2.1. <i>Gestion de la production des boues.....</i>	67
3.5.2.2.2. <i>L'influence du débit d'extraction sur les performances opératoires</i>	68
3.5.2.2.3. <i>Estimation de la capacité réelle de la STEP</i>	69
3.6. Conclusion	70
Chapitre 4 : Gestion de la consommation énergétique	71
4.1. Introduction	71
4.2. Méthodologie de simulation adoptée	72
4.3. Calage et validation.....	73
4.3.1. Calage de la nitrification.....	74
4.3.2. Calage de la dénitrification	75
4.4. Résultats du calage	76
4.5. Analyse des résultats de simulation	78
4.5.1. L'évolution de la biomasse dans le réacteur.....	78
4.5.2. La charge azotée	79
4.5.3. Le temps de résidence hydraulique.....	80

4.5.4. Transfert d'oxygène dans le réacteur biologique.....	80
4.6. L'optimisation de la consommation énergétique en utilisant l'OD	82
4.6.1. Evaluation et analyse du coût	83
4.6.2. Dysfonctionnement du procédé à boues activée.....	84
4.7. Conclusion.....	85
Chapitre 5 : Modélisation du clarificateur secondaire en utilisant la technique de CFD	86
5.1. Introduction	86
5.2. Principe de modélisation.....	88
5.3. Simulation de l'hydrodynamique du clarificateur	89
5.3.1. Construction de la géométrie et du maillage	89
5.3.1.1. Géométrie.....	89
5.3.1.2. Le maillage.....	90
5.3.2. Choix des modèles physiques appropriés	91
5.3.2.1. Le modèle fluent en diphasique.....	91
5.3.2.2. Imposition des conditions aux limites	92
5.3.2.3. Convergence des calculs	92
5.3.3. Analyse des résultats de simulation	93
5.4. Validation des résultats de la simulation.....	95
4.5. Optimisation du clarificateur secondaire.....	97
5.5.1. Optimisation du clarificateur - Test 1	97
5.5.2. Optimisation du clarificateur - Test 2	100
4.5.3 Optimisation du clarificateur - Test 3	102
5.5.4. Optimisation du clarificateur - Test 4.....	104
5.5.5. Optimisation du clarificateur - Test 5	105
5.5.6. Optimisation de la vitesse ascensionnelle.....	107
5.6. Conclusion.....	110
Chapitre 6 : Modélisation du bassin de désinfection en utilisant la technique de CFD	112
6.1. Introduction	112
6.2. La simulation numérique du bassin de désinfection	114
6.2.1. La création de la géométrie et le maillage du bassin de désinfection.....	114
6.2.1.1. Géométrie.....	114
6.2.1.2. Le maillage	115

6.2.2. Les conditions aux limites	116
6.2.3. Convergence des calculs	117
6.2.4. Résultats.....	118
6.3. Optimisation du bassin de désinfection.....	120
6.3.1 Test 1.....	120
6.3.2. Test 2	123
6.3.3. Test 3.....	127
6.3.4. Test 4.....	131
6.3.5. Distribution du temps de séjour	137
6.3. Conclusion.....	139
Conclusion générale et perspectives	140
Bibliographie.....	144

LISTE DES FIGURES

1.1	Étapes du processus de dégradation biologique	9
1.2	Principe du procédé de traitement des eaux par boue activée	10
1.3	Schéma conceptuel du modèle ASM1	14
1.4	Décomposition de la DCO en variables du modèle ASM1	17
1.5	Décomposition de l'Azote en variables du modèle ASM1	17
1.6	Bilans de matière dans les couches du décanteur	24
1.7	Protocole pour un projet de modélisation CFD	28
1.8	La structure générale de FLUENT	36
2.1	Carte de délimitation de la wilaya de Souk-Ahras	37
2.2	Comparaison des volumes caractéristiques des 3 STEP de la région de Souk-Ahras	39
2.3	Evaluation de la population de Mdaourouche / Zouabi et le débit de pointe des eaux usées à l'horizon 2033	40
2.4	Photo aérienne de la STEP de Souk-Ahras	41
2.5	Évaluation des matières en suspension MES (STEP Souk-Ahras)	43
2.6	Évaluation de la demande chimique en oxygène DCO (STEP Souk-Ahras)	44
2.7	Évaluation de la demande biochimique en oxygène DBO5 (STEP Souk-Ahras)	44
2.8	Variation saisonnière du rapport DCO/DBO ₅ (STEP Souk-Ahras)	45
2.9	Evolution du rapport MES/DBO5 à l'entrée (STEP Souk-Ahras)	46
2.10	Evolution du rapport MVS/MES à l'entrée (STEP Souk-Ahras)	47
2.11	Teneurs en NH ₄ ⁺ relevées à l'entrée (STEP de Souk-Ahras)	48
2.12	Teneurs en nitrates relevées à l'entrée et en sortie (STEP de Souk-Ahras)	49
2.13	Teneurs en nitrites relevées à l'entrée et en sortie (STEP de Souk-Ahras)	50
2.14	Estimation du ratio Kwh / kg DBO5	51
2.15	Ratio de consommation KWH/m ³	51
2.16	Photo aérienne de la station de Sedrata	52
2.17	Évaluation des matières en suspension MES (STEP Sedrata)	53
2.18	Évaluation de la demande chimique en oxygène (DCO) (STEP Sedrata)	53

2.19	Évaluation de la demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	54
2.20	Évaluation du rapport DCO/DBO ₅	54
3.1	: Le bilan massique appliqué. (a) step Sedrata ; (b) STEP Souk-Ahras.....	60
3.2	: Concentrations mesurées et simulées des paramètres DBO et DCO ; STEP S/Ahras.....	63
3.3	: Concentrations mesurées et simulées des paramètres DBO et DCO ; STEP Sedrata	63
3.4	: résultats de simulation pour le projet de transfert des eaux usées de la localité de M'Daourouch vers la STEP de Sedrata: a) le bilan massique approprié, b) (DCO g/m ³ concentration en sortie, c) (DBO g/m ³) concentration en sortie, d) fraction de la matière en suspension dans le clarificateur.....	66
3.5	: la capacité réelle de la STEP de Sedrata à l'horizon 2033	67
3.6	: réduction de la production des boues en fonction du débit d'extraction.....	68
3.7	: Analyse des différents paramètres en sortie de clarificateur avec Q _w =700m ³ /j, (a) (DCO g/m ³) concentration en sortie b) saturation du clarificateur, c) (DBO g/m ³) concentration en sortie, d) (MES g/m ³) concentration en sortie.	69
4.1	Concentrations mesurées et simulées à la sortie de la STEP (a) en azote ammoniacal (b) en nitrite c) en DCO.....	77
4.2	L'évolution des bactéries hétérotrophe et autotrophe dans le réacteur	78
4.3	Evaluation de la charge azotée : (a) nitrite et nitrate dans le réacteur, (b) NTK en sortie du système	79
4.4	Évaluation du temps de séjour hydraulique dans le réacteur biologique	80
4.5	Taux maximal d'assimilation d'oxygène	81
4.6	Le taux réel de transfert d'oxygène.....	81
4.7	L'intervalle de variation optimisé de l'OD dans le réacteur	82
4.8	La consommation énergétique cumulative de référence	83
4.9	La variation de l'énergie cumulative en fonction de l'oxygène dissous	83
4.10	L'optimisation du coût énergétique en fonction de l'OD	84
4.11	Les grandeurs de performance de la STEP en fonction de l'oxygène dissous de 0.1g/m ³ , (a) DBO en sortie du système, (b) DCO en sortie du système et (c) l'évolution des bactéries hétérotrophe et autotrophe dans le réacteur	85
5.1	La Géométrie du clarificateur en modèle (a) 2D et (b) 3D	90
5.2	Maillage du clarificateur de STEP de Souk-Ahras (modèle 2D).....	90
5.3	Maillage du clarificateur de STEP de Souk-Ahras (modèle 3D).....	91
5.4	Courbe des résidus	93
5.5	Champ de la vitesse pour le cas de référence,(a) vue générale et (b) zoom sur la zone du Clifford	94

5.6	Fraction volumique de la boue-cas de référence.....	94
5.7	Histogramme de fraction volumique de la boue -cas de référence-.....	95
5.8	Evolution de la concentration en MES.....	95
5.9	Profils de MES mesure/simulation en temps sec pour R=6m.....	96
5.10	Profils de MES mesure/simulation en temps de pluie pour R=6m.....	96
5.11	Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 1.....	98
5.12	Champ de vitesse -test 1.....	98
5.13	Boucles de recirculation au sein du clarificateur -test 1-.....	99
5.14	Fraction volumique de la boue -test 1.....	99
5.15	Histogramme de fraction volumique de la boue -test 1.....	100
5.16	Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 2.....	100
5.17	Champ de vitesse -test 2.....	101
5.18	boucles de recirculation au sein du clarificateur -test 2-.....	101
5.19	Fraction volumique de la boue -test 2.....	101
5.20	Histogramme de fraction volumique de la boue -test 2.....	102
5.21	Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 3.....	102
5.22	Champ de vitesse -test 3.....	103
5.23	Elimination des boucles de recirculation au sein du clarificateur -test 3.....	103
5.24	Fraction volumique de la boue -test 3.....	103
5.25	Histogramme de fraction volumique de la boue -test 3.....	104
5.26	Champ de vitesse -test 4.....	104
5.27	Fraction volumique de la boue -test 4.....	105
5.28	Histogramme de fraction volumique de la boue -test 4-.....	105
5.29	Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 5.....	106
5.30	Champ de vitesse -test 5.....	106
5.31	Champ de vitesse avec zoom sur la zone du Clifford -test 5-.....	106
5.32	Fraction volumique de la boue -test 5.....	107
5.33	Histogramme de fraction volumique de la boue -test 5.....	107
5.34	Principe de fonctionnement d'un clarificateur.....	108
5.35	Vitesse ascensionnelle limite en fonction du volume corrigé.....	109
5.36	La hauteur du voile de boue en fonction de la vitesse ascensionnelle.....	109
6.1	La Géométrie du bassin de désinfection en 2D.....	114
6.2	La Géométrie du bassin de désinfection en 3D.....	115

6.3	Maillage du bassin de désinfection (modèle 2D)	116
6.4	Maillage du bassin de désinfection (modèle 3D).....	116
6.5	Courbe des résidus.	118
6.6	Champ de vitesse cas de référence (entrée du bassin de désinfection)	119
6.7	Champ de vitesse cas de référence (bassin de désinfection).....	119
6.8	Trajectoire de la vitesse cas de référence.	120
6.9	Vecteur de vitesse –test 1	121
6.10	Lignes de chemin de vitesse d’écoulement-test 1	122
6.11	Géométrie du bassin de désinfection -test 2.....	124
6.12	Champs de vitesse –test 2.....	125
6.13	Trajectoire des vitesses -test 2.....	126
6.14	Géométrie du bassin de désinfection –test 3	128
6.15	Champs des vitesses –test 3	129
6.16	Trajectoire des vitesses -test 3.....	130
6.17	Géométrie du bassin de désinfection -test 4.....	132
6.18	Champs de vitesse -test 4	133
6.19	Trajectoire des vitesses -test 4.....	134
6.20	Le ratio d'efficacité hydraulique T_{10}/T_g	138
6.21	Le ratio d'efficacité hydraulique T_{90}/T_g	138

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Les paramètres caractéristiques du système à boues activées.....	11
1.2	Variables d'état du modèle de dégradation biologique.....	18
1.3	Paramètres stœchiométriques.....	20
1.4	Paramètres cinétiques.....	20
1.5	Paramètres du modèle de décantation.....	23
1.6	Concentrations dans l'effluent traité.....	25
1.7	Concentrations dans le recyclage.....	25
1.8	Valeurs des constantes empiriques du modèle k-ε.....	33
2.1	Les stations de relevage de la région de Souk-Ahras (Direction des ressources en eau DRE de la wilaya de Souk-Ahars.....	39
2.2	Systèmes d'épuration des eaux usées dans la wilaya de Souk-Ahras.....	40
2.3	Caractéristiques du procès de l'installation (STEP Souk-Ahras).....	41
2.4	Caractéristiques du procès de l'installation (STEP Sedrata).....	52
3.1	Caractéristique de l'effluent d'entrée.....	59
3.2	Pourcentage de fractionnement de la matière organique DCO.....	62
3.3	Paramètres cinétiques et stœchiométrique obtenus après le calage.....	62
3.4	Paramètres de simulation en temps de pluie.....	63
3.5	L'évaluation statistique des composés simulés.....	64
4.1	Etapas de calage du modèle biologique.....	74
4.2	Paramètres cinétiques pour le calage de la nitrification.....	74
4.3	Paramètres de calage de l'azote.....	75
4.4	Paramètres cinétiques pour le calage de la dénitrification.....	75

4.5	Résultats de calage.....	76
4.6	Concentration en liqueur mixte dans le bassin mesurée et simulée.....	77
5.1	L'estimation de la hauteur du voile de boue.....	97
5.2	Tests appliqués sur clarificateur.....	97
5.3	Résultats des tests.....	110
6.1	paramètres et conditions aux limites utilisés.....	117
6.2	Les données géométriques des chicanes.....	135
6.3	Tests appliqués sur le bassin de désinfection.....	136

Nomenclature

b_A	Taux de mortalité des bactéries autotrophes
b_H	Taux de mortalité des bactéries hétérotrophes
DCO	Demande chimique en oxygène
Fns	Fraction non décantable de composés particulaires en suspension
f p	Fraction de DCO inerte issue du décès de la biomasse
KNH_A	Constante d'affinité en ammoniacque des autotrophes
KNH_H	Constante d'affinité en ammoniacque des hétérotrophes
K_{NO}	Constante d'affinité en nitrate des hétérotrophes dénitrifiant
K_{O,A}	Constante d'affinité en oxygène des autotrophes
K_{O,H}	Constante d'affinité en oxygène des hétérotrophe
K_S	Constante d'affinité en substrat des hétérotrophes
K_X	Constante d'affinité en substrat particulière pour l'hydrolyse
k_h	Taux maximal spécifique d'hydrolyse
k_a	Taux d'ammonification
p_S^{dec}	Fraction des différents composés solubles par rapport aux composés solubles totaux St
p_X^{dec}	Fraction des différents composés particulaires par rapport aux composés particulaires totaux Xt
Q_o	Débit entrée du réacteur
Q_r	Débit de recyclage externe
Q_w	Débit d'extraction de boues
r_h	Paramètre de sédimentation pour les suspensions fortement concentrées
r_i	Taux de conversion
r_p	Paramètre de sédimentation pour les suspensions faiblement concentrées
S_I	Matière organique soluble inerte
S_{ND}	Azote organique soluble biodegradable
S_{NH}	Azote sous forme d'ammoniacque
S_{NO}	Azote sous forme de nitrate et de nitrite

S_O	Oxygène dissous
S_O^{sat}	Concentration en oxygène dissous à saturation
S_S	Substrat facilement biodegradable
S_t^{dec}	Concentration soluble totale dans le décanteur
X_P	Productions particulières viennent de biomasse décomposée
X_S	Substrat lentement biodegradable
X_{min}	Concentration en MES minimale
X_t	Concentration des solides en suspension
X_t^{des}	Concentration particulaire dans le décanteur
X_t^{max}	Concentration limite des solides en suspension
X^{ba}	Concentrations dans le bassin
X^{dec}	Concentrations dans le décanteur
X^{rec}	Concentrations du recyclage
X^{rej}	Concentrations de l'effluent
Y_A	Rendement de conversion des autotrophes
Y_H	Rendement de conversion des hétérotrophes
Z_a	Profondeur de l'alimentation du décanteur
η_h	Facteur de correction pour l'hydrolyse en phase anoxie
Z	Épaisseur d'une couche de décanteur
μ_A	Taux de croissance spécifique maximal des autotrophes
μ_H	Taux de croissance spécifique maximal des hétérotrophes
ρ_I	Cinétique du modèle de dégradation
ω_I	Poids de l'objectif
Φ	Flux particulaire total
ρ	Taux de compression des boues dans le décanteur
Φ_S	Flux particulaire de sédimentation
Φ_l	Flux particulaire associé au flux de liquide

Introduction générale

Les eaux usées qu'elles soient industrielles ou ménagères ne devraient pas être directement rejetées dans le milieu naturel, car elles peuvent engendrer de graves problèmes environnementaux et de santé publique, et pour protéger l'environnement du pays, l'état Algérien a eu recours à leur traitement. Le service public d'assainissement assure la collecte, l'évacuation et l'épuration ou le rejet des eaux usées domestiques ainsi que le traitement des boues d'épuration en vue de leur élimination finale.

Le traitement ou l'épuration des eaux usées a donc pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent. Par conséquent, ces eaux devraient être dirigées vers des stations d'épuration dont le rôle est de concentrer la pollution qu'elles contiennent sous forme d'un petit volume de résidu, et de boues, et en obtenir une eau épurée répondant à des normes bien précises, et cela grâce à des procédés physico-chimiques ou biologiques.

Dans ce but, l'Algérie, a donné plus d'importance à la couverture des stations d'épuration. En effet, d'après un rapport publié par l'Office National d'Assainissement ONA en 2017, On a compté 142 STEP exploitables en fin du mois d'octobre à savoir: (i) 68 stations à boues activées; (ii) 71 stations de lagunage; (iii) 03 filtres plantés. La capacité globale installée de ces 142 stations est de 9 621 714 Equivalent-habitants, soit un débit nominal moyen de 1 478 928 m³/j. En revanche la réutilisation des eaux usées épurées, est estimée à 42 % du volume épuré par les 17 STEP et à 08 % du volume total épuré par l'ensemble des 142 STEP en exploitation par l'ONA. En termes d'énergie électrique des STEP, on trouve en octobre 2017 une consommation énergétique de 6 223 882 KWh avec un ratio par rapport au volume d'eau épuré de 316 Wh/m³.

En ajoutant que l'Algérie a adopté un plan national de l'eau PNE jusqu'à l'horizon 2030. Ce plan contient un programme ambitieux relatif à la réalisation des STEP par région hydrographique comme il est présenté dans le tableau (Aa). Cette démarche vise à assurer la durabilité des ressources et garantir une bonne gouvernance de l'eau, dans un contexte de développement durable.

Tableau A : Planification des STEP pour l'horizon 2030 (Djebbar, 2010)	
Région hydrographique	Total cumulé en 2030
Oranie - Chott Chergui	171
Cheliff-Zahrez	148
Algérois - Soummam Hodna	189
Constantine - Seybouse Mellegue	127
Sahara	61
Total	696

Le domaine de l'épuration récemment investi en Algérie tout en étant incontournable, nécessite à l'instar des autres domaines de sciences et de technologie une expertise de pointe. À titre d'exemple le développement des stratégies de contrôle du procédé à boues activées présentant un comportement non linéaire. Il devient donc nécessaire d'évaluer les performances de nos STEP et ainsi développer une stratégie de contrôle continu.

Contexte de l'étude

La région de Souk-Ahras ne déroge pas à ce constat, elle dispose d'un potentiel hydrique limité ne pouvant faire face à la demande qui ne cesse de croître d'eau de bonne qualité. L'accroissement de la population et des zones d'urbanisation ainsi que le développement des activités économiques exercent une pression de plus en plus importante sur les ressources en eau. D'un autre côté, les eaux consommées sont rejetées sous forme d'eaux usées qui contribuent à la dégradation de la qualité des eaux naturelles. L'épuration des eaux usées s'est donc imposée pour préserver la qualité des eaux milieux naturels et notamment celles de surface et souterraines. Pour répondre à ce défi, on doit contrôler le domaine de l'assainissement et précisément l'épuration des eaux usées vis-à-vis les innombrables problèmes à savoir:

- La nécessité de collecter toutes les eaux usées et d'éliminer les rejets déversés dans la nature sans aucun traitement;
- L'inspection des structures d'assainissement de la région de Souk-Ahras. En effet plusieurs structures hydrauliques souffrent de situations fonctionnelles et structurelles, en plus de capacités méconnues par les gestionnaires;

- La présence, parfois, d'effluents combinés avec des huiles et des déchets industriels émanant des stations de lavage et des usines chimiques.

Le projet de cette thèse s'occupe de la simulation dynamique des stations d'épuration à boues activées de la région de Souk-Ahras afin de développer une meilleure compréhension du procédé, et plus particulièrement de l'ensemble des mécanismes mis en jeu. Ce projet nous permettra de :

- Mise à disposition d'un outil de modélisation dynamique du procédé, aidant à l'optimisation et la bonne exploitation ;
- faire le point sur les acquis (état de l'art) pour le procédé à boue activée (fonctionnement et exploitation) en fonction des différents objectifs assignés et réaliser un inventaire des supports les plus adaptés (nature, forme, dimensions) ;
- réaliser une analyse du modèle biologique à boues activées ASM1;
- appliquer la technique de CFD pour deux processus clés (décantation secondaire et désinfection) ;
- évaluer les performances épuratoires des STEP en intervenant sur un certain nombre de paramètres.
- mettre en place un protocole de calage pour accéder à un modèle calé/validé
- évaluer le procédé par des simulations prospectives.

Le manuscrit est organisé selon Six (06) chapitres :

Chapitre 1 : seront présentées les généralités sur le traitement des eaux usées, puis sur les modèles mathématiques pour les stations d'épuration à boues activées, y compris les variables d'état dans le système, les équations pour les effluents, les données d'entrée pour simuler les concentrations dans ces stations. Ainsi une présentation de la technique de simulation dynamique des fluides CFD.

Chapitre 2 : présentera la collecte de données et le suivi de l'exploitation des STEP.

Chapitre 3 : Dans cette partie, l'évaluation des performances épuratoires a été optée dans le cadre de diagnostic des stations d'épuration de la région de Souk-Ahras pour permettre de répondre aux attentes des nombreux acteurs concernés (gestionnaires, décideurs et concepteurs, ...). Ainsi, faudrait-il disposer de données permettant annuellement de vérifier le bon fonctionnement des STEP et la conformité réglementaire de leur rejet afin d'évaluer les conditions du fonctionnement des filières de traitement, ou nous étions amenés à compléter les données et les informations disponibles sur ces stations à l'aide de séries d'échantillonnage ?

La méthodologie développée résulte du couplage entre l'analyse des grandeurs de performances des STEP à travers la série d'échantillonnage obtenue et l'utilisation de la simulation dynamique des différents processus afin d'obtenir une solution optimale du point de vue performances épuratoires et mieux fonder scientifiquement et techniquement nos choix opérationnels.

Cette recherche munie d'un simulateur GPS-X (Hydromantis, 2007) a été utilisée pour essayer de mieux comprendre les variations (quantitatives mais aussi qualitatives) des flux de pollution en entrée des stations d'épuration grâce aux paramètres DCO totale, DBO5, MES, N, etc en utilisant le modèle à boue activée ASM1 (Henze et al., 1987) qui caractérise la cinétique de dégradation des polluants.

Le calage du modèle ASM1 a été réalisé sur les deux STEP (Souk-Ahras, Sedrata) où il reproduit bien le fonctionnement des 02 stations, ensuite a été utilisé pour identifier quelques scénarios de gestion à savoir :

- La réduction de la production des boues dans la STEP de Souk-Ahras ;
- Contrôle du bilan massique appliqué dans les deux STEP ;
- L'impact du transfert des eaux usées de la région de Mdaourouch et Zouabi sur les performances épuratoires de la STEP de Sedrata ;
- Évaluation de la capacité réelle des STEP.

Chapitre 4 : Dans les STEP à boue activée à aération prolongée, le système d'aération consomme l'essentiel de l'énergie électrique requise pour l'épuration des eaux. Son choix, sa conception et sa gestion technique ont donc une importance majeure. La fourniture d'air doit pouvoir être adaptée à la demande en modulant la puissance d'aération. Cette possibilité d'adaptation de la fourniture d'air à la demande est particulièrement indispensable. La mise en place de système de régulation de la fourniture d'oxygène dissous durant les séquences d'aération pour atteindre des économies d'énergies substantielles. Ce principe qui est introduit dans tous les domaines industriels et socio-économiques doit être utilisé dans la gestion d'énergie dans les stations d'épuration des eaux usées (Nguyen, 2014).

Pour l'avenir, en Algérie, l'amélioration de la qualité des eaux épurées sortant des STEP constitue le meilleur atout pour promouvoir la réutilisation d'importantes quantités d'eau qui sont actuellement rendues à la nature, en contrepartie l'aspect coût aussi devient un défi pour les gestionnaires des stations d'épuration dont la consommation énergétique des systèmes d'aération représente souvent le premier poste de consommation électrique pour les stations d'épuration.

Même si l'objectif principal des services d'assainissement est d'atteindre le traitement optimal des effluents rejetés dans les milieux récepteurs, l'évaluation des besoins réels en oxygène qui assurent le développement de la culture bactérienne et la réduction de la consommation énergétique deviennent progressivement un sujet d'intérêt.

Le procédé à boues activées consiste à favoriser le développement de micro-organismes agglomérés sous forme de floccs maintenus en suspension (culture libre) dans un bassin, ou réacteur biologique alimenté en eaux usées à traiter. Au sein de cet ouvrage doit être assurée la dégradation des matières carbonées et azotées (Xiaodi et al., 1997 ; Rittmann et Langeland, 1985) ainsi la couverture des besoins en oxygène liés à la dégradation bactérienne aérobie. Ce poste représente, dans une installation normalement chargée, 60 à 80 % de la dépense énergétique totale de fonctionnement, cette dernière étant usuellement considérée comme constituant le tiers du coût total de fonctionnement. (ASTEE, 2007).

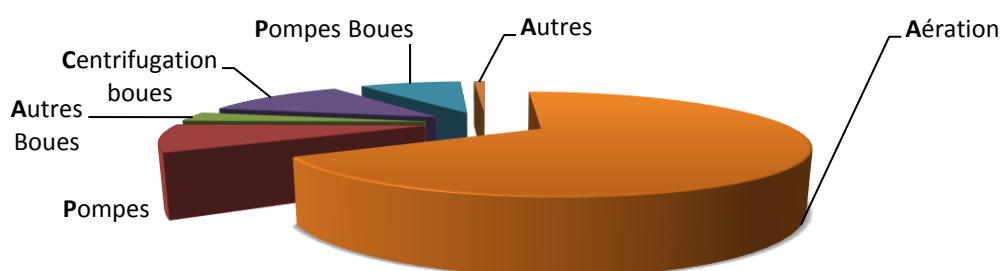


Figure A : Répartition de la consommation d'énergie électrique d'une STEP
(ASTEE, 2007)

La gestion de la consommation énergétique des stations d'épuration est conditionnée par plusieurs outils de contrôle. Ces outils ont pour but de minimiser l'énergie électrique pour différent compartiment de la STEP. Leur étude est donc importante et pourrait être dans bien des cas optimisée.

Ce chapitre sera consacré à l'étude de la STEP de Souk-Ahras. On se réfère au protocole de modélisation réalisée par Haouech (2012) sur la STEP de Mehrès en Tunisie. Une identification des paramètres du modèle ASM1 est effectuée à partir des mesures expérimentales disponibles. Le modèle ainsi identifié est utilisé pour : déterminer la politique optimale d'aération qui minimise la consommation d'énergie tout en respectant les contraintes de rejet sur l'effluent.

Chapitre 5 : Le bon fonctionnement des stations d'épuration est conditionné par le contrôle hydraulique et biologique des ouvrages qui les constituent. Ceci est particulièrement vrai pour les clarificateurs secondaires qui ont pour fonction de séparer par décantation la boue issue des bassins d'aération. La décantation de cette boue est très lente et sensible aux différentes conditions de fonctionnement. Leur conception hydraulique est donc importante et pourrait être dans bien des cas optimisée.

L'objectif principal de cette section est d'optimiser la conception du clarificateur de la STEP de Souk-Ahras et de fiabiliser son fonctionnement à l'aide de la technique de dynamique des fluides numériques (CFD) en utilisant l'outil de simulation Fluent. Le fait d'utilisation de cette technique comme approche globale pour modéliser l'ensemble des phénomènes de transport dans une STEP a été conceptualisé il y a un peu plus de 20 ans (Samstag et al., 1992)

Cette section mettra à disposition un outil puissant, aidant à la description des propriétés physiques de la boue via son indice de boue et sa vitesse de décantation, la bonne exploitation de l'ouvrage de décantation tout en visant à l'optimisation de la configuration du bassin à travers un modèle physique. Ce dernier nous a permis de:

- Faire le point sur les acquis (état de l'art) pour la théorie de sédimentation (fonctionnement et exploitation) en fonction des différents objectifs assignés ainsi réaliser un support plus adapté (nature, forme, dimensions) ;
- Simuler l'écoulement dans le clarificateur secondaire;
- Augmenter la capacité de traitement tout en respectant les normes de rejet ;
- Tester à l'aide de la modélisation les différentes configurations du décanteur pour des conditions d'exploitation données ;
- Mettre en place un protocole de calage pour accéder à un modèle calé/validé
- Disposer d'un outil de modélisation des clarificateurs, qui peut servir :
 - ✓ Au diagnostic des ouvrages qui fonctionnent mal ;
 - ✓ A l'optimisation de la conception des clarificateurs (anciens et nouveaux) en testant de nouvelles géométries, ce qui permettra ainsi d'éviter la construction d'ouvrages grandeur nature ou à échelle réduite qui coûtent de toute façon chers au regard des résultats incertains attendus.

Chapitre 6 :L'épuration des eaux usées s'est donc imposée pour préserver la qualité des milieux naturels et notamment les eaux de surface et souterraines. Pour répondre à ce défi les eaux usées peuvent subir une épuration supplémentaire grâce à des traitements plus spécifiques, appelés

traitements tertiaires. La généralisation de la réutilisation de ces eaux épurées peut donc contribuer à combler en partie le déficit d'eau de première main. La réutilisation des eaux usées épurées peut diminuer la demande en eau de première main et par conséquent la pression exercée sur les ressources naturelles de bonne qualité. L'utilisation d'une eau de deuxième main dans l'agriculture peut servir à la création de nouveaux périmètres irrigués ou constituer une source d'appoint pour des périmètres existants.

La complexité des modèles d'écoulement pour faire la simulation numérique et les différents aspects impliqués dans la chaîne de désinfection ont mené des concepteurs à employer des facteurs de sûreté basés sur l'expérience pour s'assurer que le processus atteint ses objectifs exigés. Ceci signifie que cette conception est souvent plus grande. Actuellement, la réduction des essais expérimentaux au profit de la simulation numérique devient de plus en plus fréquente afin de limiter les coûts de conception.

Dans ce contexte on a évoqué l'application de la technique de CFD en tenant compte du bassin de désinfection de la station d'épuration de Sedrata. Cette dernière collecte des eaux usées essentiellement d'origine domestique et de proportion industrielle assez faible. La qualité physico-chimique des eaux épurées est par conséquent souvent conforme à une réutilisation agricole.

Les objectifs de l'application de la technique du CFD dans le bassin de désinfection sont multiples et peuvent être regroupés en quatre catégories :

- L'optimisation du fonctionnement du bassin (exploitation, stratégies de contrôle....) ;
- Le dimensionnement des ouvrages (nouvelles stations d'épuration et extensions) ;
- La prédiction d'opérations à venir (maintenance, évolution des charges...).

Enfin, le manuscrit se termine par des conclusions générales et quelques perspectives pour de futures études.

Chapitre 1

Protocole de modélisation des stations d'épuration à boues activées

Ce chapitre présente une étude bibliographique qui décrit le fondement de l'épuration par boues activées ainsi qu'un aperçu sur l'état de l'art de la modélisation des stations d'épuration et son intérêt dans le domaine des techniques de conception et de l'expertise.

1.1. Généralités sur le traitement biologique

Le traitement biologique des eaux usées est le procédé qui permet la dégradation des polluants grâce à l'action de micro-organismes. Ce processus existe spontanément dans les milieux naturels tels que les eaux superficielles suffisamment aérées. Une multitude d'organismes est associée à cette dégradation selon différents cycles de transformation. Parmi ces organismes, on trouve généralement des bactéries, des algues, des champignons et des protozoaires. Cette microflore, extrêmement riche, peut s'adapter à divers types de polluants qu'elle consomme sous forme de nourriture (substrats). Il est ainsi possible d'utiliser systématiquement cette microflore dans un processus contrôlé pour réaliser l'épuration des eaux résiduaires.

Les mécanismes fondamentaux impliqués dans le traitement biologique des eaux usées sont identiques pour l'ensemble des procédés (boues activées, lits bactériens, lagunages) (Tchobanoglous & Schroeder, 1985).

Les étapes du processus de dégradation sont schématisées sur la Figure (1.1). En raison de leurs tailles importantes, les particules et macromolécules doivent être préalablement hydrolysées en composés plus simples, afin de pouvoir être assimilées avec les substances dissoutes par les bactéries. Chaque étape peut, selon la disponibilité en substrat, le régime hydraulique des réacteurs ou encore les conditions environnementales (température par exemple), être efficace pour le processus général de dégradation.

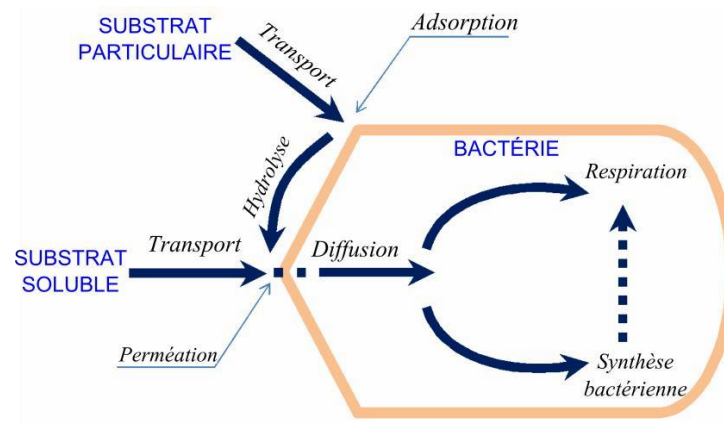


Figure 1.1 : Étapes du processus de dégradation biologique

Les procédés de traitement biologiques se font sur trois étapes

- l'assimilation (ou anabolisme) qui est l'utilisation des matières polluantes pour la synthèse de nouvelles cellules
- la respiration (ou catabolisme) qui permet la combustion des substrats afin de libérer l'énergie nécessaire aux micro-organismes pour assurer leurs fonctions vitales
- la respiration endogène au cours de laquelle les micro-organismes utilisent leur propre matière en guise de substrat.

L'adaptation ou l'acclimatation des micro-organismes à divers types de substrats est possible mais elle a toutefois ses limites. C'est pourquoi la qualité des eaux résiduaires doit être contrôlée en laboratoire dans le but de décider si ces eaux peuvent être soumises à un procédé de traitement biologique.

1.1.1. Fondement de l'épuration par boues activées

Le traitement biologique par boues activées permet d'éliminer une grande partie de la matière organique des eaux résiduaires. Le but des traitements biologiques est d'éliminer la pollution organique soluble au moyen de micro-organismes, principalement les bactéries. Ce traitement est généralement mis en œuvre dans un bassin à boues activées qui est un réacteur biologique, alimenté en continu et aéré. L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou dans le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air alimentées par un suppresseur ou par un compresseur d'air. Les rampes de distribution sont complétées par des diffuseurs d'air dites grosses bulles ou fines bulles, suivant l'efficacité recherchée. Le

rendement de transfert d'air dans l'eau peut être amélioré par l'augmentation de la hauteur d'eau (uniquement pour les rampes de distribution). Les besoins journaliers en oxygène sont en rapport avec la charge organique journalière et son mode de dégradation, ainsi que la quantité d'azote à nitrifier.

Dans le bassin, une culture bactérienne est maintenue au contact de la pollution sous la forme de floccs en suspension (Figure 1.2). Cette culture bactérienne, aussi appelée boue activée ou biomasse, est ensuite séparée gravitairement du liquide épuré dans un décanteur. La majeure partie des boues épaissies est alors recyclée dans le bioréacteur pour y être mélangée avec l'eau usée incidente, et seule une faible partie est éliminée du système.

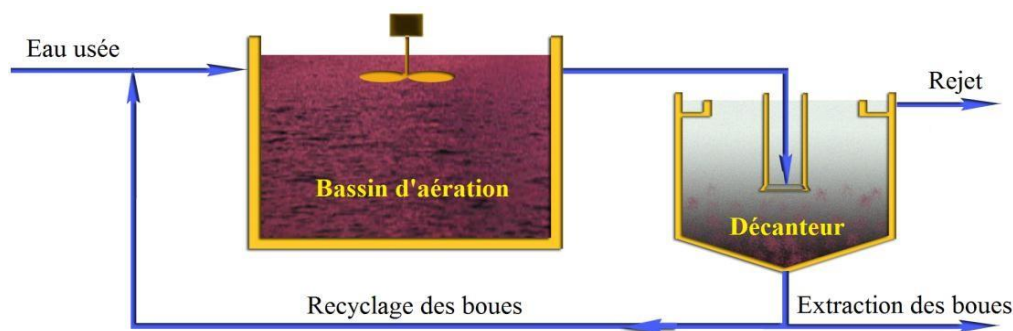


Figure 1.2 : Principe du procédé de traitement des eaux par boue activée.

Exclusivement destiné à la dégradation des matières organiques des eaux usées dans un premier temps, de nouvelles préoccupations ont nécessité l'extension du procédé à l'élimination des nutriments (composés azotés et phosphorés). Mais si l'oxydation des matières organiques ne constitue plus, à l'heure actuelle, un élément limitant de la qualité de l'eau épurée pour ce type de filières, l'amélioration de l'efficacité du traitement doit, en revanche, passer par un renforcement de la dégradation des pollutions azotées et phosphorées.

Le système à boues activées est classé en trois catégories :

- Forte charge
- Moyenne charge
- Faible charge ou aération extensive

Porte en fait sur l'accent donné aux phénomènes de métabolisme des micro-organismes et d'auto-oxydation des boues. La charge dont il est question est :

- d'une part la charge volumique, c'est-à-dire la DBO_5 enlevée de l'effluent par unité de volume de réacteur (par exemple $kg\ DBO_5/jour/m^3$) qui, pour des effluents urbains moyens dont les teneurs en DBO_5 restent à l'intérieur d'une fourchette relativement étroite,

est liée au temps de rétention de l'effluent dans le réacteur.

- d'autre part la charge massique, c'est-à-dire la DBO₅ enlevée de l'effluent par poids (matières sèches volatiles) total de boues actives présentes dans le bassin.

En fait c'est la charge massique et le poids total de boues (ce dernier lié au volume du réacteur, c'est-à-dire au temps de rétention) qui sont les paramètres essentiels dans la prévision du comportement épuratoire du réacteur et des besoins d'apport en oxygène.

Dans le tableau (1.1) sont résumées les fourchettes actuellement admises pour caractériser le système à boues activées:

Tableau (1.1) : les paramètres caractéristique du système à boues activées (Metcalf, 2003)

charge	Volumique (kg/j/m ³) (DBO ₅)	Massique (kg/j/kg) (DBO ₅)
Forte.....	>1.5	0.4à1
Moyenne.....	0.5 à1.5	0.15à0.35
Faible.....	0.5à0.45	<0.1

Enfin il faut retenir que la gestion des petites stations d'épuration s'effectue au moyen de systèmes simples où l'expérience acquise sur le procédé est prépondérante et est largement intégrée. On peut parler, dans ce cas, plus de conduite que de commande de procédé.

- L'augmentation du débit de recyclage permet de délocaliser temporairement les boues accumulées dans le décanteur vers le bassin d'aération. Ce type de commande est un élément clé particulièrement en périodes de pluie, lorsque d'importantes quantités de boues sont stockées dans le décanteur et menacent de se déverser dans le milieu naturel (Rouleau, 1997). Peu d'applications pratiques ont cependant été réalisées à grande échelle et, en pratique, les boues sont également recyclées à débit constant.
- Le processus d'extraction des boues permet de contrôler l'âge et la concentration des boues dans le système. Pour les STEP de petites tailles, des prélèvements hebdomadaires (ou bimensuels) sont effectués dans la plupart des cas, ce qui nécessite l'intervention d'un agent extérieur. Sur certaines STEP de tailles plus importantes, l'extraction est plus régulière et les boues sont soit stockées temporairement dans une fosse, soit envoyées, le cas échéant, vers la

filière boues et traitées directement sur site. En pratique, la fréquence et la quantité des prélèvements sont généralement basés sur des règles empiriques afin de maintenir une concentration en boues dans le bassin d'aération de l'ordre de 3 à 5 g.m⁻³ et un âge de boues compris entre 10 et 20 jours (Boutin et al., 1998).

- Le séquençage de l'aération est particulièrement important dans la mesure où il conditionne directement l'élimination des composés organiques et azotés. Pour une grande partie des stations d'épuration, les stratégies d'aération appliquées sont identiques d'un jour à l'autre. Si ce mode de gestion reste envisageable lorsque les variations de débit et de charge sont faibles (cas de réseaux séparatifs notamment), il apparaît en revanche clairement inadapté pour faire face aux fortes perturbations incidentes (cas des réseaux unitaires).
- L'utilisation de méthodes d'asservissement de l'aérateur à la concentration en oxygène dissous, et mieux au potentiel redox, est à l'étude depuis plusieurs années et a débouché sur de nombreuses applications pratiques. La détection des instants de fin de nitrification et dénitrification par la mesure en ligne des concentrations en ammoniacque et en nitrate respectivement, ou encore par l'utilisation de respiromètres, a également été proposée.

1.2. La modélisation des stations d'épuration à boues activées

1.2.1. Présentation des principaux modèles biologiques

- **ASM1** (*Activated Sludge Model N°1*): le modèle du processus par boues activées N°1 (Henze et al., 1987) peut être considéré comme le modèle de référence puisqu'il est très souvent utilisé pour la modélisation des processus biologiques. Le modèle a été principalement développé pour décrire le comportement des composés et de l'azote organiques avec consommation simultanée de l'oxygène et du nitrate comme accepteur d'électron. Le modèle vise, en outre à rapporter une bonne description de la production de boues. La *DCO* a été adoptée comme mesure de concentration de la matière organique.
- **ASM2** (*Activated Sludge Model N°2*): le modèle du processus par boues activées N°2 (Henze et al., 1995) complète la modélisation ASM1 en incluant la description du phosphore biologique.

- **ASM2D** (*Activated Sludge Model N°2D*): le modèle du processus par boues activées N°2D (Henze et al., 1999) est basé sur le modèle ASM2 en y incluant l'activité de dénitrification des PAO¹ pour permettre une meilleure description de la dynamique du phosphate et du nitrate.
- **ASM3** (*Activated Sludge Model N°3*): le modèle du processus par boues activées N°3 (Gujer et al., 1999) a été également développé pour l'épuration biologique d'azote, avec fondamentalement le même but que l'ASM1. La principale différence entre les deux modèles est que l'ASM3 identifie l'importance des polymères de stockage dans la conversion hétérotrophe des boues activées (Guisasola et al., 2005).

Bien que l'ensemble de ces modèles soit considéré et utilisé, seul le modèle ASM1 a été adopté dans le cadre de ce travail.

1.2.2. Modèle ASM1

1.2.2.1. Unité de mesure de concentration utilisée

Dans ce modèle, la *DCO* a été choisie comme paramètre pour définir la quantité de matière carbonée. En effet, la *DCO* fournit un lien entre les équivalents électrons dans le substrat organique, la biomasse et l'utilisation de l'oxygène (Porras, 2003). Ainsi, les concentrations de toutes les formes organiques, y compris la biomasse, sont dans des unités de *DCO* dans le modèle.

1.2.2.2. Processus mis en jeu

Les variables d'état du modèle ASM1 sont liées par 8 processus de dégradation. Ces interactions sont illustrées sur la Figure (1.3)

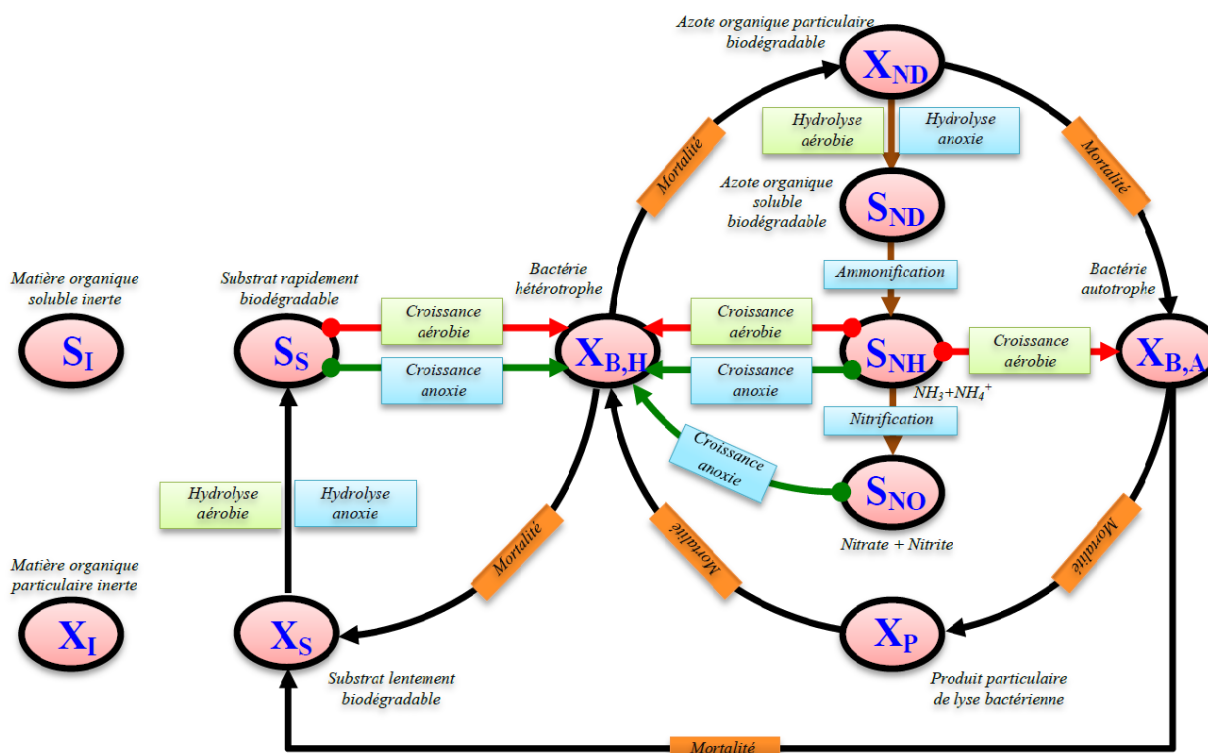


Figure 1.3: Schéma conceptuel du modèle ASM1 (Nguyen, 2014)

Les processus mis en jeu dans le modèle ASM1 sont décrits ci-dessous :

- (1) *Croissance aérobie des micro-organismes hétérotrophes* : Une fraction du substrat dégradé par les micro-organismes hétérotrophes est utilisée pour assurer le développement de la colonie bactérienne. Ce processus contribue généralement de façon prépondérante à la production de biomasse et à l'élimination du substrat. Il est ainsi naturellement limité par l'épuisement du substrat, mais également par le manque d'oxygène dissous et d'ammoniaque.
- (2) *Croissance anoxie des micro-organismes hétérotrophes* : En l'absence d'oxygène, une partie des organismes hétérotrophes est en mesure d'utiliser les nitrates comme accepteurs terminaux d'électrons avec le substrat. Ce processus conduit à la production de biomasse hétérotrophe et d'azote gazeux par réduction des nitrates (dénitrification).
- (3) *Croissance aérobie des micro-organismes autotrophes* : L'oxydation de l'ammoniaque en nitrates (nitrification) donne lieu à la production de biomasse autotrophe (en faible quantité cependant en raison du faible taux de conversion) et à la consommation d'oxygène dissous. Comme pour la croissance des hétérotrophes, de l'ammoniaque est utilisé au cours de la synthèse bactérienne pour fournir l'azote nécessaire, et est incorporé dans la masse cellulaire.

- (4)+(5) *Mortalité des micro-organismes hétérotrophes et autotrophes* : La mortalité des organismes hétérotrophes et autotrophes se produit de façon continue, indépendamment des conditions d'aération du milieu (conditions d'aération, d'anoxie). Les cellules mortes sont transformées en DCO particulaire non biodégradable et en substrat lentement biodégradable. De façon similaire, la fraction d'azote organique contenue dans la masse cellulaire est restituée au milieu suite au décès de la biomasse et vient s'ajouter à la quantité déjà présente d'azote organique particulaire.
- (6) *Ammonification de l'azote organique soluble* : L'oxydation de l'azote organique soluble en azote ammoniacal est représentée par une cinétique d'ordre 1 par rapport à la biomasse hétérotrophe, et ne dépend pas des conditions d'aération du milieu.
- (7) *Hydrolyse de la matière organique* : La modélisation du processus d'hydrolyse est basée sur des cinétiques de surface ; ce processus est effectif en conditions d'aération d'aérobie comme en anoxie (un coefficient η_h est toutefois introduit pour rendre compte de la baisse du taux d'hydrolyse sous des conditions d'anoxie). Le modèle cinétique est d'ordre 1 par rapport au micro-organisme hétérotrophe pour les faibles quantités de substrat absorbées, et sature lorsque cette quantité devient grande devant la concentration en biomasse présente dans le réacteur (ordre 0).
- (8) *Hydrolyse de l'azote organique* : Le taux de solubilisation de l'azote organique particulaire est proportionnel au taux de solubilisation de la matière organique particulaire, dans le rapport des quantités de biomasse susceptibles de dégrader ces composés.

1.2.2.3. Variables d'état prises en compte dans le modèle ASM1

Dans le modèle ASM1, les constituants insolubles (ou particuliers) portent le symbole X , et les constituants solubles portent le symbole S .

La matière organique dans les eaux résiduaires peut être subdivisée en un certain nombre de catégories. Le principe de fractionnement proposé par l'IAWQ est basé sur la vitesse de biodégradabilité du substrat. Le substrat est divisé en trois parties : la DCO biodégradable, la DCO non-biodégradable (matériel inerte) et la biomasse (bactéries hétérotrophes et autotrophes).

La DCO biodégradable comporte une DCO rapidement biodégradable (S_s) et une DCO lentement biodégradable (X_s).

- La fraction de DCO rapidement biodégradable (S_s) est constituée, sous forme soluble, de molécules facilement assimilables, rapidement absorbées par les micro-organismes et

métabolisées en énergie de synthèse ; par exemple les carbohydrates (glucose, fructose), les amino-acides, les vitamines, quelques acides gras, etc. (Stricker, 2000) (Sperandio, 1998).

- La fraction lentement biodégradable ou fraction particulaire organique, (XS) est constituée par des cellules plus complexes (plus difficiles à assimiler), et qui ont besoin de l'hydrolyse pour être absorbées et assimilées par les organismes.

D'autre part, la partie non biodégradable est divisée en DCO soluble inerte (SI) et DCO particulaire inerte (XI). Il est admis qu'aucune de ces fractions n'est affectée par l'action biologique dans le système de traitement.

- La fraction de DCO soluble inerte (SI) arrive jusqu'au clarificateur. Elle est évacuée dans l'effluent traité. Elle peut être éliminée du système dans le processus d'extraction des boues.

Enfin, la biomasse active ou vivante est divisée en biomasse hétérotrophe (XBH) et en biomasse autotrophe (XBA). Cette biomasse est perdue par décomposition et devient à son tour une fraction de substrat lentement biodégradable (XP). Cette fraction (XP) pourra être prise en compte pour modéliser les produits particuliers inertes qui proviennent de la décroissance (mort) de la biomasse. Des expériences pour déterminer la quantité des hétérotrophes et autotrophes ont été réalisées par (Drolka et al., 2001).

La matière organique est ainsi fractionnée en différentes parties dont les définitions se distinguent selon leur rôle dans la croissance de la biomasse. Elles interviennent dans le modèle sous forme de variables et caractérisent l'état de pollution de l'effluent brut, de la boue des bassins et de l'effluent traité. Ce qui s'illustre pour la DCO totale sous trois formes :

La forme substrat biodégradable, la forme inerte (non-biodégradable) et biomasse vivante (hétérotrophe et autotrophe). Ces trois formes se subdivisent à leur tour et nous pouvons distinguer sept fractions dont la hiérarchie est présentée dans l'organigramme ci-dessous (Figure 1.4):

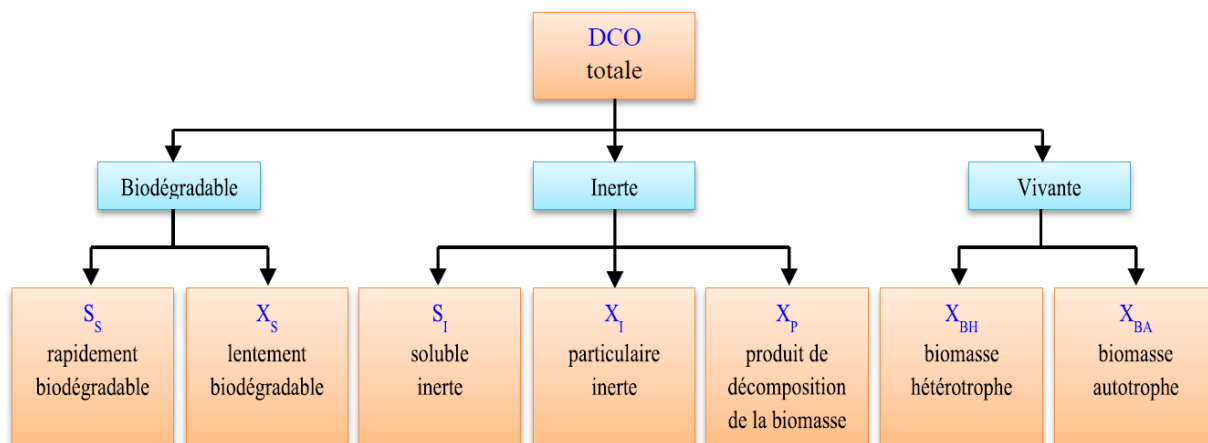


Figure 1.4 : Décomposition de la DCO en variables du modèle ASM1

De façon similaire pour l'azote total, il peut être subdivisé en deux parties : l'azote total de Kjeldahl (NGL_Kj) et l'azote sous forme de nitrates et nitrites (SNO). L'azote total de Kjeldahl est subdivisé en trois formes : la forme substrat biodégradable, la forme inerte (non biodégradable) et biomasse vivante (hétérotrophe et autotrophe) (Petersen et al., 2002). Ces trois formes se subdivisent à leur tour et nous pouvons distinguer des fractions dont la hiérarchie est présentée dans l'organigramme sur la Figure (1.5).

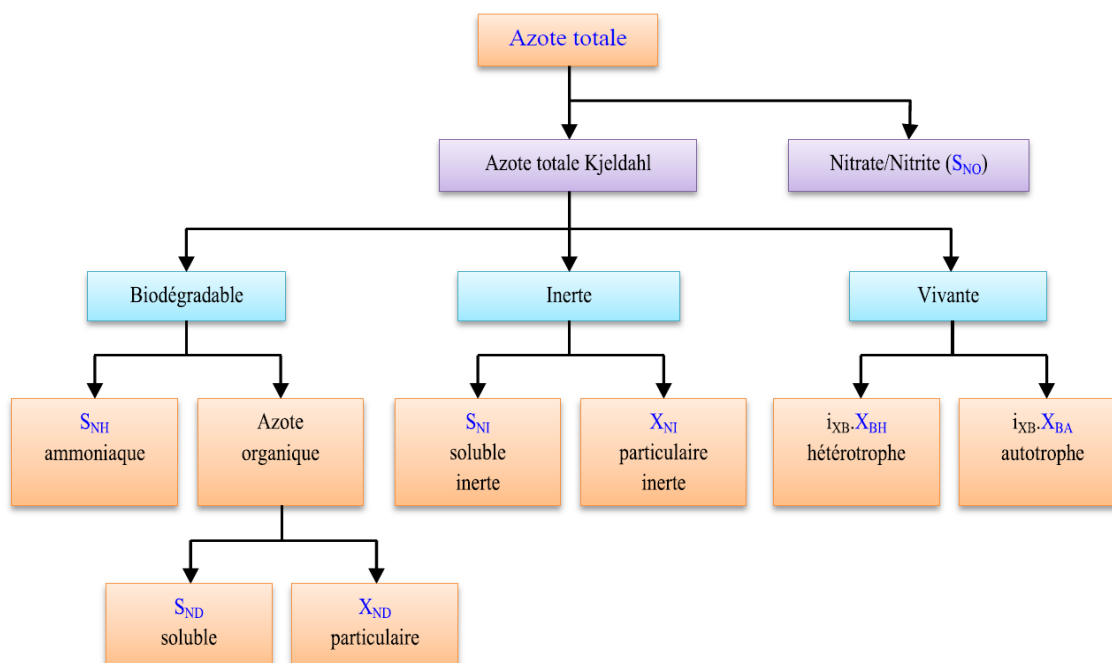


Figure 1.5 : Décomposition de l'Azote en variables du modèle ASM1

L'effluent est ainsi caractérisé par un ensemble de variables auxquelles le modèle ajoute la concentration d'oxygène dissous (SO), exprimé en DCO négative, et l'alcalinité (SALK).

Le modèle ASM1 ainsi simplifié comprend donc 11 variables d'état (Tableau 1.2).

Tableau 1.2 : Variables d'état du modèle de dégradation biologique			
N°	Composé	Symbole	Unité
1	Matière organique soluble inerte	S_I	g.m^{-3}
2	Substrat facilement biodégradable	S_S	g.m^{-3}
3	Matière organique particulaire inerte	X_I	g.m^{-3}
4	Substrat lentement biodégradable	X_S	g.m^{-3}
5	Biomasse active hétérotrophe	$X_{B,H}$	g.m^{-3}
6	Biomasse active autotrophe	$X_{B,A}$	g.m^{-3}
7	Azote sous forme de nitrates et de nitrites	S_{NO}	g.m^{-3}
8	Azote sous forme d'ammoniaque	S_{NH}	g.m^{-3}
9	Azote organique soluble biodégradable	S_{ND}	g.m^{-3}
10	Azote organique particulaire biodégradable	X_{ND}	g.m^{-3}
11	Oxygène dissous	S_O	g.m^{-3}

1.2.2.4. Cinétiques des réactions mises en jeu

Les réactions mises en jeu sont exprimées par vitesses ρ ($j = 1 \dots 8$) :

- $j = 1$: Croissance aérobie des hétérotrophes

$$\rho_1 = \mu_H \cdot \frac{S_S^{ba}}{K_S + S_S^{ba}} \cdot \frac{S_{NH}^{ba}}{K_{NH,H} + S_{NH}^{ba}} \cdot \frac{S_O^{ba}}{K_{O,H} + S_O^{ba}} \cdot X_{B,H}^{ba} \quad (1.1)$$

- $j = 2$: Croissance anoxie des hétérotrophes

$$\rho_2 = \mu_H \cdot \frac{S_S^{ba}}{K_S + S_S^{ba}} \cdot \frac{S_{NH}^{ba}}{K_{NH,H} + S_{NH}^{ba}} \cdot \frac{K_{O,H}}{K_{O,H} + S_O^{ba}} \cdot \frac{S_{NO}^{ba}}{K_{NO} + S_{NO}^{ba}} \cdot \eta_g \cdot X_{B,H}^{ba} \quad (1.2)$$

- $j = 3$: Croissance aérobie des autotrophes

$$\rho_3 = \mu_A \cdot \frac{S_{NH}^{ba}}{K_{NH} + S_{NH}^{ba}} \cdot \frac{S_O^{ba}}{K_{O,A} + S_O^{ba}} \cdot X_{B,A}^{ba} \quad (1.3)$$

- $j = 4$: Mortalité des hétérotrophes

$$\rho_4 = b_H \cdot X_{B,H}^{ba} \quad (1.4)$$

- $j = 5$: Mortalité des autotrophes

$$\rho_5 = b_A \cdot X_{B,A}^{ba} \quad (1.5)$$

- $j = 6$: Ammonification de l'azote organique soluble

$$\rho_6 = \kappa_a \cdot S_{ND}^{ba} \cdot X_{B,H}^{ba} \quad (1.6)$$

- $j = 7$: Hydrolyse de la matière organique absorbée

$$\rho_7 = \kappa_h \frac{X_S^{ba} / X_{B,H}^{ba}}{K_X + X_S^{ba} / X_{B,H}^{ba}} \left(\frac{S_O^{ba}}{K_{O,H} + S_O^{ba}} + \eta_h \frac{K_{O,H}}{K_{O,H} + S_O^{ba}} \frac{S_{NO}^{ba}}{K_{NO} + S_{NO}^{ba}} \right) X_{B,H}^{ba} \quad (1.7)$$

- $j = 8$: Hydrolyse de l'azote organique absorbé

$$\rho_8 = \kappa_h \frac{X_{ND}^{ba} / X_{B,H}^{ba}}{K_X + X_S^{ba} / X_{B,H}^{ba}} \left(\frac{S_O^{ba}}{K_{O,H} + S_O^{ba}} + \eta_h \frac{K_{O,H}}{K_{O,H} + S_O^{ba}} \frac{S_{NO}^{ba}}{K_{NO} + S_{NO}^{ba}} \right) X_{B,H}^{ba} \quad (1.8)$$

1.2.2.5. Taux de conversion et valeurs des paramètres

1.2.2.5.1. Taux de conversion

Les taux de conversion observés (r_i) résultent de combinaisons de processus fondamentaux et s'expriment par :

- $i = 1$ (S_I) :

$$r_1 = 0 \quad (1.9)$$

- $i = 2$ (S_S) :

$$r_2 = -\frac{1}{Y_H} \cdot \rho_1 - \frac{1}{Y_H} \cdot \rho_2 + \rho_7 \quad (1.10)$$

- $i = 3$ (X_i) :

$$r_3 = f_P \cdot (\rho_4 + \rho_5) \quad (1.11)$$

- $i = 4$ (X_S) :

$$r_4 = (1 - f_P) \cdot \rho_4 + (1 - f_P) \cdot \rho_5 - \rho_7 \quad (1.12)$$

- $i = 5$ ($X_{B,H}$) :

$$r_5 = \rho_1 + \rho_2 - \rho_4 \quad (1.13)$$

- $i = 6$ ($X_{B,A}$) :

$$r_6 = \rho_3 - \rho_5 \quad (1.14)$$

- $i = 7$ (S_{NO}) :

$$r_7 = -\frac{1 - Y_H}{2.86 \cdot Y_H} \cdot \rho_2 + \frac{1}{Y_A} \cdot \rho_3 \quad (1.15)$$

- $i = 8$ (S_{NH}) :

$$r_8 = -i_{XB} \cdot \rho_1 - i_{XB} \cdot \rho_2 - \left(i_{XB} + \frac{1}{Y_A} \right) \cdot \rho_3 + \rho_6 \quad (1.16)$$

- $i = 9$ (S_{ND}) :

$$r_9 = -\rho_6 + \rho_8 \quad (1.17)$$

- $i = 10$ (X_{ND}) :

$$r_{10} = (i_{XB} - f_P \cdot i_{XP}) \cdot \rho_4 + (i_{XB} - f_P \cdot i_{XP}) \cdot \rho_5 - \rho_8 \quad (1.18)$$

- $i = 11$ (S_O) :

$$r_{11} = -\frac{1-Y_H}{Y_H} \cdot \rho_1 - \frac{4.57-Y_A}{Y_A} \cdot \rho_3 \quad (1.19)$$

1.2.2.5.1. Valeurs des paramètres biologiques

Les valeurs des paramètres biologiques utilisés dans ce cas correspondent approximativement à une température de 15°C. Les paramètres stœchiométriques sont présentés dans le Tableau (1.3) et les paramètres cinétiques dans le Tableau (1.4) (Alex et al.,2001).

Tableau 1.3: Paramètres stœchiométriques

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Rendement de conversion des autotrophes	Y_A	g DCO.(g N) ⁻¹	0.24
Rendement de conversion des hétérotrophes	Y_H	g DCO.(g DCO) ⁻¹	0.67
Fraction de DCO inerte issue du décès de la biomasse	f_P	-	0.08
Proportion d'azote dans la biomasse	i_{XB}	g N.(g DCO) ⁻¹	0.08
Proportion d'azote dans les produits de la biomasse	i_{XP}	g N.(g DCO) ⁻¹	0.06

Tableau 1.4: Paramètres cinétiques

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Taux de croissance spécifique maximal des hétérotrophes	μ_H	j ⁻¹	4.0
Constante d'affinité en substrat des hétérotrophes	K_S	g DCO.m ⁻³	10
Constante d'affinité en oxygène des hétérotrophes	$K_{O,H}$	g O ₂ .m ⁻³	0.2
Constante d'affinité en nitrates des hétérotrophes dénitrifiants	K_{NO}	g N.m ⁻³	0.5
Taux de mortalité des hétérotrophes	b_H	j ⁻¹	0.3

Facteur de correction pour la croissance anoxie des hétérotrophes	n_g	-	0.8
Facteur de correction pour l'hydrolyse en phase anoxie	n_h	-	0.8
Taux maximal spécifique d'hydrolyse	k_h	$\text{g DCO} \cdot (\text{g DCO})^{-1} \cdot \text{j}^{-1}$	3.0
Constante d'affinité en substrat particulaire pour l'hydrolyse	K_X	$\text{g DCO} \cdot (\text{g DCO})^{-1}$	0.1
Taux de croissance spécifique maximal des autotrophes	μ_A	j^{-1}	0.5
Constante d'affinité en ammoniacque des autotrophes	K_{NH}	$\text{g N} \cdot \text{m}^{-3}$	1.0
Taux de mortalité des autotrophes	b_A	j^{-1}	0.05
Constante d'affinité en oxygène des autotrophes	$K_{O,A}$	$\text{g O}_2 \cdot \text{m}^{-3}$	0.4
Taux d'ammonification	k_a	$\text{m}^3 \cdot (\text{g DCO})^{-1} \cdot \text{j}^{-1}$	0.05
Constante d'affinité en ammoniacque des hétérotrophes	$K_{NH,H}$	$\text{g N} \cdot \text{m}^{-3}$	0.05

1.2.2.6. Bilan de matière dans le réacteur

Le modèle du réacteur biologique est obtenu en effectuant de simples bilans de matière pour chaque composant. Les équations de bilan sont les suivantes :

$$\frac{dx_i^{ba}}{dt} = \frac{Q_r}{V^r} x_i^{rec} + \frac{Q_o}{V^r} x_i^{in} - \frac{Q_o + Q_r}{V^r} x_i^{ba} + r_i \quad (1.20)$$

Où V^r : désigne le volume réactionnel.

Q_r : débit de recyclage.

Q_o : débit entrée du réacteur.

x_i^{ba} , x_i^{rec} , x_i^{in} la concentration du composé i respectivement dans le bassin d'aération, dans le recyclage et dans l'influent. Le vecteur de concentrations dans le bassin est donné par :

$$x^{ba} = \left[S_I^{ba}, S_S^{ba}, X_I^{ba}, X_S^{ba}, X_{B,H}^{ba}, X_{B,A}^{ba}, S_{NO}^{ba}, S_{NH}^{ba}, S_{ND}^{ba}, X_{ND}^{ba}, S_O^{ba} \right]^T$$

La simplification qui consiste à identifier le volume réactionnel V^r au volume total du réacteur biologique se justifie lorsque le régime hydraulique du bassin s'apparente à celui d'un réacteur parfaitement agité (RPA). Lors des séquences d'arrêt de l'aérateur, les floes présents dans le réacteur décantent lentement, ce qui modifie alors la répartition de la biomasse et peut engendrer une modification du volume réactionnel. Toutefois, les travaux de (Vaxelaire, 1994) ont permis d'établir que cet effet reste limité dès lors que les périodes d'arrêt n'excèdent pas 2 heures (avec

des temps de séjour de l'ordre d'une dizaine d'heures), ce qui est généralement le cas pour les petites unités fonctionnant en alternance. Ces résultats justifient donc l'hypothèse du RPA en période d'aération, comme en période d'arrêt de l'aérateur.

Le bilan relatif à la concentration en oxygène dissous compte un terme supplémentaire \mathcal{A}_0 relatif à l'apport d'oxygène par les turbines :

$$\frac{dS_O^{ba}}{dt} = \frac{Q_r}{V^r} \cdot S_O^{rec} + \frac{Q_o}{V^r} \cdot S_O^{sin} - \frac{Q_{in} + Q_r}{V^r} \cdot S_O^{ba} + r_i + \mathcal{A}_0 \quad (1.21)$$

Où : $\mathcal{A}_0 = k_L a \cdot (S_O^{sat} - S_O^{ba})$ lors du fonctionnement de l'aérateur (ON) et $\mathcal{A}_0 = 0$ ou cours des périodes d'arrêt (OFF).

$k_L a$: représente le coefficient de transfert d'oxygène dissous dans le milieu.

S_O^{sat} : Concentration en oxygène dissous à saturation.

Le paramètre $k_L a$ dépend de l'état du milieu et en particulier de la concentration et de la respiration des boues dans le réacteur. L'influence de ces deux facteurs n'est cependant pas clairement établie et il n'est pas rare de trouver des résultats contradictoires dans la littérature (Vasel, 1988) ; (Vaxelaire, 1994).

1.2.2.7. Bilan de matière dans le décanteur

1.1.2.7.1 Modèle réaliste (à couches)

Le flux total Φ de composés particuliers dans une section donnée du décanteur, qui résulte de la superposition du flux de liquide (Φ_l) et du flux de sédimentation (Φ_s), est défini par :

$$\Phi = \Phi_l + \Phi_s \quad (1.22)$$

Avec :

$$\Phi_l = \begin{cases} X_t^{dec} v_{up} & \text{si } z < z_a \\ X_t^{dec} v_{dn} & \text{si } z > z_a \end{cases} \quad (1.23)$$

$$\Phi_s = X_t^{dec} v_s \left(X_t^{dec} \right) \quad (1.24)$$

Où X_t^{dec} désigne la concentration en boues dans la section considérée. v_{up} , v_{dn} les vitesses ascendantes et descendantes du liquide dans le décanteur. v_s la vitesse de sédimentation et z_a la profondeur de l'alimentation du décanteur (axe orienté vers le bas).

Les vitesses ascendante v_{up} et descendante v_{dn} de liquide dans le décanteur s'écrivent :

$$v_{up} = \frac{Q_o - Q_w}{A} \quad (1.25)$$

$$v_{dn} = \frac{Q_r + Q_w}{A} \quad (1.26)$$

où A : surface du décanteur.

Q_o : débit d'entrée.

Q_w : débit d'extraction de boues.

D'autre part, l'expression de la vitesse de sédimentation v_s en fonction de la concentration en solides est définie par (Takács et al., 1991) :

$$v_s = \max \left\{ 0; \min \left\{ v_0'; v_0 \left[e^{-r_h(X_t^{dec} - X_{min})} - e^{-r_p(X_t^{dec} - X_{min})} \right] \right\} \right\} \quad (1.27)$$

Où les paramètres de décantation v_0' , v_0 , r_h , r_p , f_{ns} et X_t^{max} sont définis dans le Tableau 1.5, et $X_{min} = f_{ns} \cdot X_t^{ba}$

Tableau 1.5: Paramètres du modèle de décantation

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur par défaut (Takács et al., 1991)	Valeur du benchmark (Alex et al., 2008)
Vitesse maximale théorique de sédimentation	v_0	$m.j^{-1}$	712	474
Vitesse maximale effective de sédimentation	v_0'	$m.j^{-1}$	340	250
Paramètre de sédimentation pour les suspensions fortement concentrées	r_h	$m^3.g^{-1}$	$4.26 \cdot 10^{-4}$	$5.76 \cdot 10^{-4}$
Paramètre de sédimentation pour les suspensions faiblement concentrées	r_p	$m^3.g^{-1}$	$5.0 \cdot 10^{-3}$	$2.86 \cdot 10^{-3}$
Fraction non décantable des solides incidents	f_{ns}	-	$5.0 \cdot 10^{-4}$	$2.28 \cdot 10^{-3}$
Concentration limite des solides en suspension	X_t^{max}	$g.m^{-3}$	3 000	3 000

Le décanteur est divisé en couches horizontales. L'évolution de la concentration des composés particuliers dans une couche intermédiaire i donnée vérifie l'équation suivante :

$$\frac{dX_t^{dec,i}}{dt} = \frac{1}{z} \Delta\Phi^i \quad (1.28)$$

Où $\Delta\Phi$ représente la différence de flux dans la $i^{ème}$ couche (*flux entrant – flux sortant*) et z l'épaisseur de cette couche. Les échanges entre deux couches adjacentes sont basés sur la théorie du flux limitant (Coe et Clevenger, 1916). Selon cette théorie, une accumulation de boues se produit dans une couche donnée lorsque la capacité de transfert de cette couche est inférieure à celle de la couche située immédiatement en dessous. Les expressions des flux de sédimentation résultants, ainsi que celles des flux de liquide, sont précisées sur la Figure (1.6).

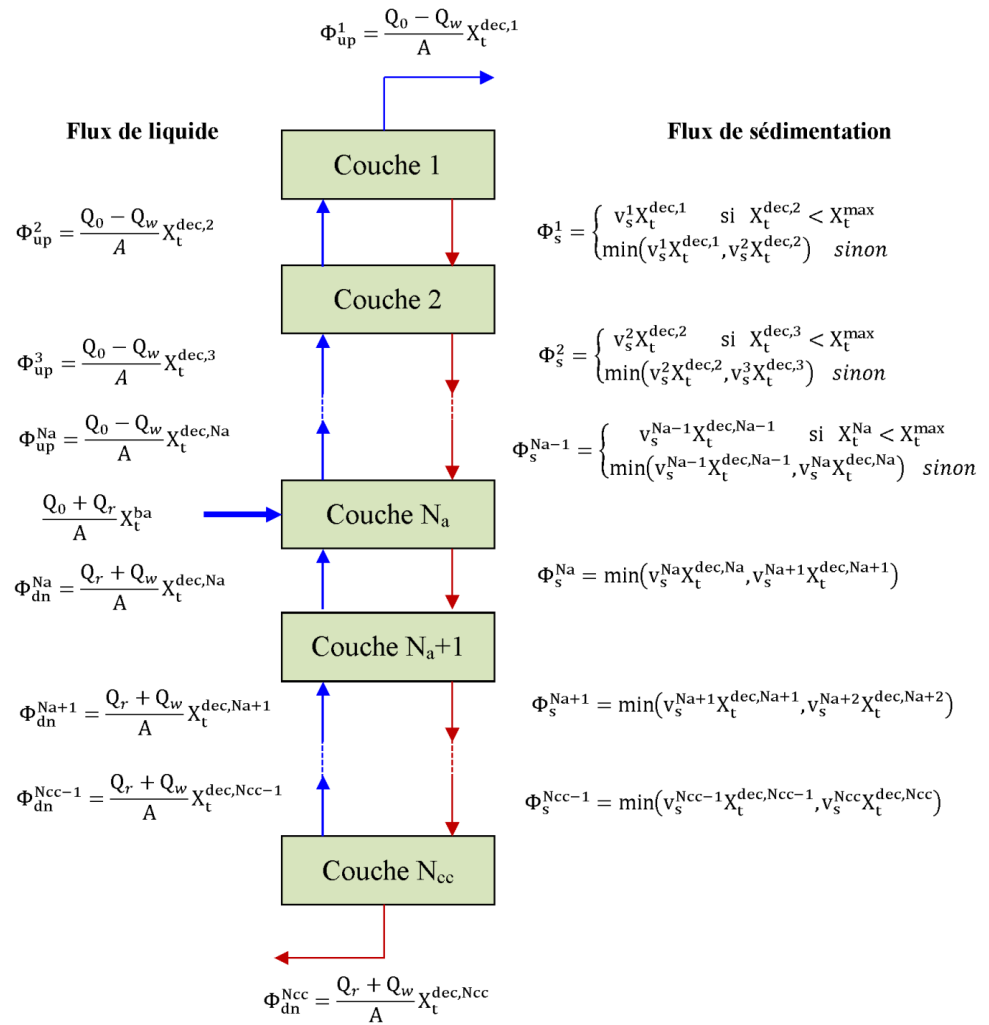


Figure 1.6 : Bilans de matière dans les couches du décanteur

1.2.2.7.2 Modèle simplifié

Afin de réduire la taille du modèle réaliste, il est possible d'adopter une description simplifiée des processus de décantation. Cette description suppose que les concentrations des composés solubles dans l'effluent traité sont les mêmes que dans le bassin d'aération, avec un délai t_d (réacteur piston). Quant aux concentrations des composés particuliers dans l'effluent traité, elles sont égales à une fraction constante f_{ns} de celles du bassin d'aération (avec également un délai t_d) (Tableau 1.6).

Tableau 1.6 : Concentrations dans l'effluent traité

Concentrations des composés solubles	Concentrations des composés particuliers
$S_I^{rej}(t+t_d) = S_I^{ba}(t)$	$X_I^{rej}(t+t_d) = f_{ns} \cdot X_I^{ba}(t)$
$S_S^{rej}(t+t_d) = S_S^{ba}(t)$	$X_S^{rej}(t+t_d) = f_{ns} \cdot X_S^{ba}(t)$
$S_{NO}^{rej}(t+t_d) = S_{NO}^{ba}(t)$	$X_{B,H}^{rej}(t+t_d) = f_{ns} \cdot X_{B,H}^{ba}(t)$
$S_{NH}^{rej}(t+t_d) = S_{NH}^{ba}(t)$	$X_{B,A}^{rej}(t+t_d) = f_{ns} \cdot X_{B,A}^{ba}(t)$
$S_{ND}^{rej}(t+t_d) = S_{ND}^{ba}(t)$	$X_{ND}^{rej}(t+t_d) = f_{ns} \cdot X_{ND}^{ba}(t)$
$S_O^{rej}(t+t_d) = S_O^{ba}(t)$	

Les équations de bilan relatives au décanteur s'écrivent :

$$(Q_o + Q_r)x^{ba} = (Q_r + Q_w)x^{rec} + (Q_o - Q_w)x^{rej} \quad (1.29)$$

Compte tenu des relations dans le Tableau (1.6), il est alors possible d'exprimer les concentrations x^{rec} des composés solubles et particuliers dans le recyclage en fonction des concentrations x^{ba} dans le bassin d'aération. Elles sont présentées dans le Tableau (1.7).

Tableau 1.7: Concentrations dans le recyclage

Concentrations des composés solubles	Concentrations des composés particuliers
$S_I^{rec}(t) = S_I^{ba}(t)$	$X_I^{rec}(t) = \vartheta \cdot X_I^{ba}(t)$
$S_S^{rec}(t) = S_S^{ba}(t)$	$X_S^{rec}(t) = \vartheta \cdot X_S^{ba}(t)$

$$\begin{aligned}
S_{NO}^{rec}(t) &= S_{NO}^{ba}(t) & X_{B,H}^{rec}(t) &= \mathcal{G} \cdot X_{B,H}^{ba}(t) \\
S_{NH}^{rec}(t) &= S_{NH}^{ba}(t) & X_{B,A}^{rec}(t) &= \mathcal{G} \cdot X_{B,A}^{ba}(t) \\
S_{ND}^{rec}(t) &= S_{ND}^{ba}(t) & X_{ND}^{rec}(t) &= \mathcal{G} \cdot X_{ND}^{ba}(t) \\
S_O^{rec}(t) &= S_O^{ba}(t) & &
\end{aligned}$$

Où le taux de compression \mathcal{G} des boues dans le décanteur est défini par :

$$\mathcal{G} = \frac{Q_r + Q_o(1 - f_{ns}) + f_{ns}Q_w}{Q_r + Q_w} \quad (1.30)$$

À partir des relations (Tableau 1.7), il devient alors possible d'exprimer le modèle de la station d'épuration sous la forme générique suivante :

$$\frac{dx}{dt} = f^{(1)}(x) \quad \text{lors du fonctionnement de l'aérateur.} \quad (1.31)$$

$$\frac{dx}{dt} = f^{(2)}(x) \quad \text{lors des périodes d'arrêt.} \quad (1.32)$$

1.3. Simulation par les codes de calcul CFD

La CFD permet de fournir une solution aux équations fondamentales de la technique des fluides : équations de continuité et de la conservation de la quantité de mouvement. Sans hypothèses simplificatrices particulières, ces équations aux dérivées partielles n'admettent pas de solution analytique. Des schémas numériques de discrétisation et de résolution sont donc rendus nécessaires, le domaine fluide étant donc discrétisé sous forme d'un maillage. La formulation de ces équations en une seule dimension nécessiterait une hypothèse d'homogénéité ou de symétrie dans les deux autres dimensions, incompatible la plupart du temps avec la géométrie des systèmes étudiés.

La présentation des fondamentaux de la CFD (équations, schémas et algorithmes de résolution, etc.) n'entre pas dans le cadre de cette thèse. Il existe de nombreux ouvrages de référence sur le sujet ((B. Andersson, 2012) ; (J. H. Ferziger et M. Peric, 2012)). La revue bibliographique publiée par (KARPINSKA et BRIDGEMAN ,2016) fournit également une bonne introduction à l'application de la CFD au procédé par boues activées.

Au sein du groupe de travail de l'IWA "CFD & Wastewater", nous pensons que cet outil peut être utilisé et valorisé au delà de son usage courant pour la conception et le diagnostic d'anomalies.

En cela, elle pourrait contribuer au développement des modèles de traitement des eaux usées dans leur ensemble.

1.3.1. Présentation du protocole pour la modélisation CFD en épuration des eaux usées

Le protocole proposé est présenté sur la figure (1.7). Il comprend différentes étapes depuis la définition des objectifs jusqu'au compte rendu des résultats. L'achèvement de certaines étapes est conditionné à un processus itératif.

Les objectifs d'un travail de modélisation CFD peuvent être usuellement les suivants :

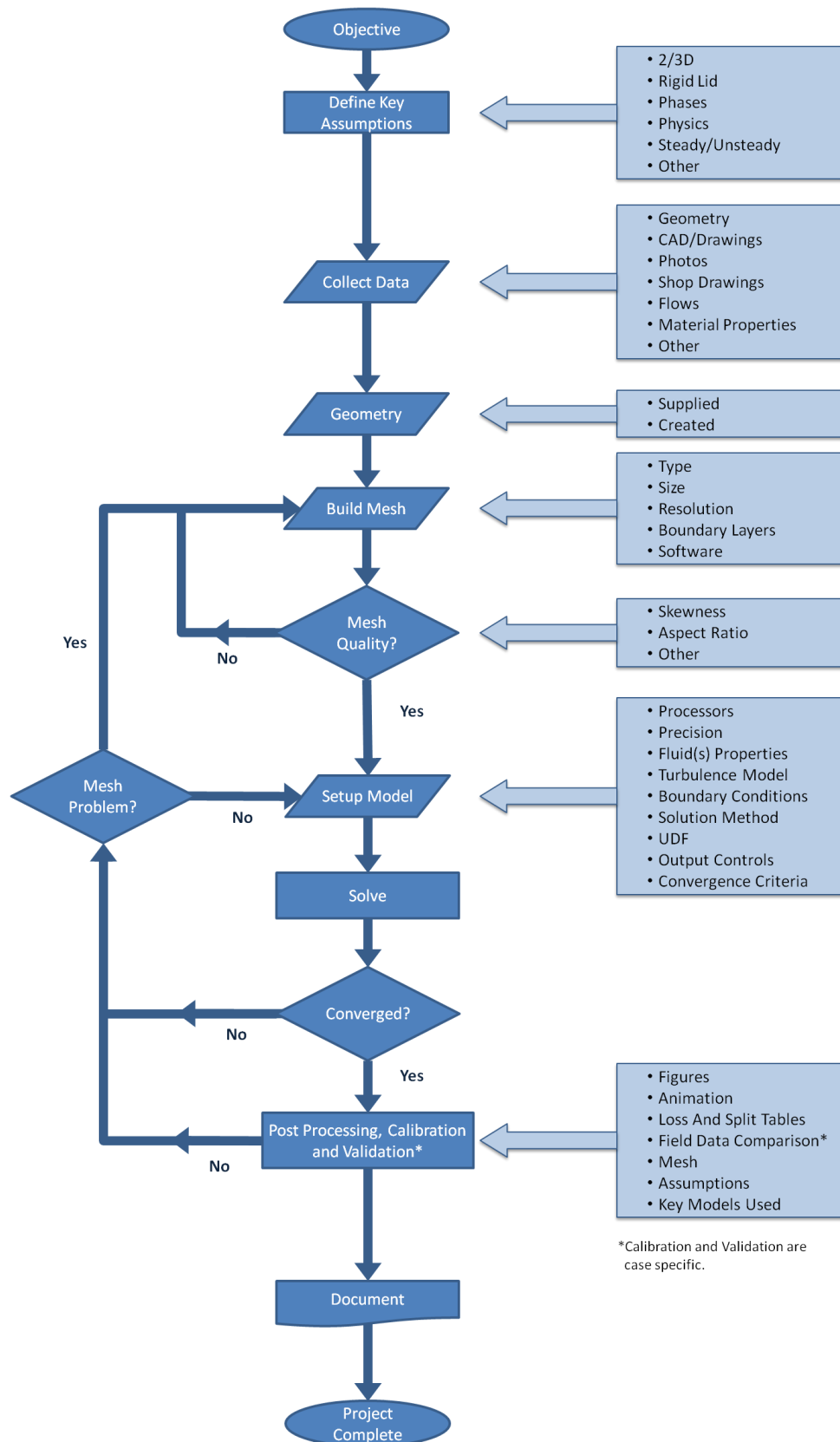
- conception d'un ouvrage : comparaison de différentes options pour la géométrie, le positionnement d'agitateurs, de déflecteurs, etc. ;
- le diagnostic d'ouvrages posant problème : analyse des flux hydrodynamiques et de matière solide dans une configuration donnée, détection de zones mortes et de chemins préférentiels, par exemple au sein d'un clarificateur secondaire ;
- optimisation d'ouvrages existants : évaluation de modifications de la géométrie de l'ouvrage.

Chacune des étapes présentée sur la figure (1.7) requiert une attention particulière

1.3.2. Hypothèses de base du modèle

En amont de tout projet de CFD, un certain nombre de choix importants sont à réaliser et vont impacter l'ensemble du processus de modélisation. Il s'agit de choisir :

- les dimensions du problème (2D ou 3D);
- le caractère permanent ou transitoire de la simulation ;
- le nombre de phases à considérer ;
- les propriétés des différentes phases et leurs interactions;
- la prise en compte ou non des phénomènes thermiques ;
- l'ajout éventuel d'équations de transport ou de transfert de masse.



*Calibration and Validation are case specific.

Figure 1.7 : Protocole pour un projet de modélisation CFD - Source : WICKLEIN et al. (2015)

1.3.2.1. Dimensions du modèle

Un modèle 3D ne nécessitera pas beaucoup plus de temps qu'un modèle 2D pour sa paramétrisation. En revanche, l'impact sur le temps de calcul peut être très important. Il convient donc de vérifier si les hypothèses et simplifications à réaliser pour passer d'un modèle 3D à 2D sont compatibles avec les objectifs généraux du travail.

Il est par exemple souvent possible de travailler en 2D si l'ouvrage considéré présente une symétrie axiale (clarificateur, réacteur circulaire) ou encore si une section est représentative de l'ensemble de la géométrie dans le cas d'ouvrages rectangulaires.

1.3.2.2. Régime permanent ou transitoire

Le choix du régime permanent ou transitoire est une des étapes clés d'un travail en CFD. Une simulation en régime permanent utilise un processus itératif pour aboutir à la convergence vers une solution statique.

Le choix initial le plus raisonnable est alors souvent de démarrer par une simulation en régime permanent, à moins que l'aspect dynamique ne fasse partie intégrante du problème, par exemple si les variables d'entrée évoluent avec le temps ou si les propriétés du fluide évoluent (température, composition). La simulation en régime permanent peut également servir à définir les conditions initiales du régime transitoire.

Une simulation dynamique peut aussi être utilisée pour converger vers la solution équivalente en régime permanent. Les simulations en régime transitoire sont également très utiles dans le cas des problèmes multiphasiques et le couplage avec les modèles biocinétiques, lorsque les interactions entre phases deviennent complexes.

1.3.2.3. Description des différentes phases

Dans la majorité des cas, les écoulements étudiés dans les installations d'épuration des effluents correspondent à celui de l'eau à l'état liquide. Cette dernière est susceptible de transporter des espèces dissoutes ou d'autres fluides, ainsi que des composés gazeux ou solides.

La simulation d'un écoulement multiphasique est en général un processus complexe, notamment en raison des interactions entre phases qu'il convient de définir. Ces simulations peuvent être réalisées en utilisant soit une approche lagrangienne, soit une approche eulérienne. L'approche lagrangienne traite de manière individuelle les phases comme des éléments discrets présents dans le fluide. L'approche eulérienne, elle, les considère comme des phases continues (Rowe et al

1997). Les propriétés connues de ces différentes phases dans le système étudié orientent le choix de l'approche à utiliser.

1.3.2.3.1. Propriétés des phases

Les propriétés des phases sont choisies de manière indépendante en fonction de leurs propriétés. Dans certains cas, ces propriétés seront définies comme fonction d'autres paramètres. Par exemple, la densité et la viscosité du fluide sont dépendantes de la température et de la concentration en solides.

L'impact de la concentration en solides sur la viscosité et le comportement rhéologique a largement été étudié (Clercq, 2003), (Eyssiecq et al 2008) et toute analyse de la sédimentation et du mélange devrait prendre en compte ces effets. Il n'existe cependant toujours pas de consensus sur les modèles rhéologiques à utiliser, notamment pour les plus fortes concentrations.

1.3.2.3.1. Modèle multiphasique

Modèle lagrangien Cette approche est le plus souvent utilisée pour la modélisation des dessableurs (Senmann et al, 2015), des séparateurs hydrodynamiques en réseau d'assainissement (Chmitt et al, 2013) et de manière plus générale pour décrire les phases qui n'ont que peu d'impact sur l'écoulement. Ces modèles sont également utilisés pour décrire l'exposition des microorganismes aux rayons ultraviolets pour la désinfection (C. K. H et al, 2011). Cependant, cette approche peut devenir très lourde quand il s'agit de modéliser un nombre significatif de particules (Rowe et al, 1997) où si leur effet sur l'écoulement commence à devenir important.

Modèle eulérien Ce type de modèle est choisi lorsque la concentration de la phase secondaire (dispersée) augmente et / ou lorsque les interactions entre les phases deviennent significatives. Plusieurs approches correspondantes à un modèle eulérien sont couramment utilisées: modèle de transport d'un scalaire, mélange des phases ("mixture model") et Euler-Euler.

1.3.3. Développement du modèle

Le développement du modèle à proprement dire débute par la définition de la géométrie de l'ouvrage étudié. S'ensuit la discrétisation spatiale du domaine fluide (maillage), la définition des modèles utilisés pour décrire les différentes phases, la turbulence, etc., la configuration des conditions aux limites du système, et enfin le choix des paramètres numériques du solveur (discrétisation, algorithme de couplage pression-vitesse).

1.3.3.1. Définition de la géométrie

Une représentation correcte de la géométrie du système est nécessaire dans la mesure où son effet sur l'écoulement est évidemment prépondérant. De plus, l'objectif du travail est souvent l'étude de l'impact de différentes configurations géométriques sur le comportement hydraulique. Il s'agit donc d'inclure les détails physiques ayant une influence sur l'écoulement et les processus simulés. Il est cependant nécessaire de rechercher le compromis entre le niveau de détail de la géométrie et les ressources de calcul disponibles. Ainsi, les éléments géométriques dont la taille caractéristique est du même ordre de grandeur ou inférieure à la taille de maille choisie sont souvent négligés

1.3.3.2. Maillage

Le maillage correspond à la discrétisation spatiale du domaine fluide précédemment défini. Il existe un nombre important d'algorithmes et de types de mailles. Le maillage se doit d'être suffisamment fin dans la région d'intérêt mais suffisamment relâché si la géométrie le permet afin de limiter le temps de calcul. Sa qualité doit être suffisante pour assurer la convergence du modèle vers la solution.

Un raffinement local du maillage est recommandé dans les zones d'intérêt spécifique ainsi que dans celles où de forts gradients sont susceptibles de se produire, par exemple au niveau des entrées et sorties, de la surface libre, à proximité d'agitateurs, etc. Ceci permet de réduire la propagation d'erreurs et favoriser la convergence. Il est nécessaire d'obtenir une transition régulière entre zones finement et grossièrement maillées. Pour la plupart des applications en traitement des eaux, l'écoulement dans l'ensemble de l'ouvrage est étudié et les phénomènes d'écoulement proche paroi sont souvent d'intérêt limité. Le maillage doit par conséquent y être suffisamment raffiné pour l'utilisation de lois de paroi semi empiriques simulant la transition en l'absence de glissement (vitesse nulle) à la paroi et l'écoulement principal.

1.3.3.3. Configuration du solveur

En général, un solveur double-précision avec une discrétisation de second ordre est recommandé pour les applications en traitement des eaux usées. Beaucoup des espèces modélisées sont présentes à de faibles concentrations, nécessitant une grande précision de la solution. Plus de détails sur les algorithmes de couplage pression / vitesse et la discrétisation des équations peuvent être trouvés dans les publications de Patankar (1980), Versteeg et Malalasekera (2007) et (Lomax et al, 2001).

1.3.3.4. Modèles de turbulence

Quasiment l'ensemble des études CFD liées au traitement des eaux requièrent une approche correcte pour représenter la turbulence. De nombreux modèles sont disponibles et utilisés de manière fréquente. Le choix d'un modèle approprié au problème posé est important. De nombreuses références discutent les détails des différents modèles ((Erziger et Peric, 2002), (Versteeg et Malalasekera, 2007)).

Le modèle k-ε standard (Launder et Spalding, 1974) est le plus simple des modèles complets dits à deux équations. Ce modèle 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).

Modèle k-ε

Il est basé sur l'hypothèse de Boussinesq (1977), à savoir qu'il existe une analogie entre l'action des forces visqueuses et les contraintes de Reynolds dans l'écoulement moyen, soit

$$-\overline{\rho u_i u_j} = \mu_t \left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (1.33)$$

Le modèle calcule la viscosité turbulente μ_t (kg/m/s) en faisant intervenir l'énergie cinétique de turbulence k et le taux de dissipation de l'énergie cinétique de turbulence ε comme suit:

$$\mu_t = \rho \nu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (1.34)$$

Avec $C_\mu = 0.09$

L'énergie cinétique turbulente est définie par:

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \text{div}(\rho k U) = \text{div} \left(\frac{\mu_t}{\sigma_k} \text{grad}(k) \right) - \rho \varepsilon \quad (1.35)$$

Le taux de dissipation ε de l'énergie cinétique k est donné par:

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \text{div}(\rho \varepsilon U) = \text{div} \left(\frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \text{grad}(\varepsilon) \right) + 2\nu_t C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} - C_{2\varepsilon} \rho \frac{\varepsilon^2}{\kappa} \quad (1.36)$$

Taux de variation de $k(\varepsilon)$ + Transport de $k(\varepsilon)$ par convection = Transport de $k(\varepsilon)$ par diffusion + Taux de production de $k(\varepsilon)$ – Taux de destruction de $k(\varepsilon)$.

L'adaptation des constantes standards du modèle donné par Launder et Spalding (1974) rend le système d'équation opérationnel. Elles sont réunies dans le Tableau 1:

Tableau 1.8 : Valeurs des constantes empiriques du modèle k-ε				
C_μ	$C_{\varepsilon 1}$	$C_{\varepsilon 2}$	σ_k	σ_ε
0.09	1.44	1.92	1	1.3

1.3.3.5. Conditions aux limites

Dans une modélisation, on ne peut pas toujours représenter la totalité de l'ouvrage. Dans ce contexte, les conditions aux limites définissent la valeur des paramètres hydrauliques (débit, vitesse, pression,..) permettant de représenter l'effet en terme hydrodynamique de ce qui a été enlevé.

L'étude des conditions aux limites est déterminante dans une modélisation. Plusieurs types de conditions aux limites sont proposés dans le code de calcul Fluent. Nous en utilisons essentiellement quatre: vitesse d'entrée, pression de sortie, condition de paroi et hauteur d'eau imposée si on travaille en surface libre.

La première condition aux limites «velocity-inlet» correspond à une vitesse imposée. Nous injectons ainsi le débit à partir d'une vitesse et d'une section mouillée (conditions aux limites de type Dirichlet). La hauteur de la colonne nécessaire est de l'ordre de 10 fois le diamètre d'écoulement. La deuxième condition «pressure-outlet» (pression de sortie) est appliquée au niveau des sorties déversées ou conservées (sortie de fluide à la pression atmosphérique).

La troisième condition «wall» est une condition de flux nul. Elle est appliquée au niveau des parois ou des seuils.

Le logiciel fluent donne le choix entre un certain nombre de types de conditions aux limites, très différentes les unes des autres et pouvant décrire les frontières d'un très grand nombre de domaines d'écoulements. Il faut fournir les conditions qui représentent l'état de base du domaine à l'instant où commence la simulation. Si les variables possèdent des valeurs initiales constantes, il est possible de les livrer de manière directe au logiciel. Ce cas n'arrivant que très rarement, fluent met à la disposition de l'utilisateur un sous-programme dans lequel il est possible d'établir des profils initiaux non uniformes pour chacune des variables de l'écoulement.

« **Inlet** » Cette condition à la limite est généralement employée pour modéliser une entrée. En effet, les valeurs des variables de l'écoulement doivent être imposées sous forme de conditions de

Dirichlet à l'exception de la pression pour les écoulements incompressibles qui est extrapolée des valeurs calculées au coeur de l'écoulement. Pour être plus précis, la viscosité turbulente est extrapolée de la même manière que la pression; le code fluent n'exploite pas la formule classique la reliant à k et ϵ car les valeurs estimées de k et ϵ peuvent être dans certains cas très éloignées des vraies valeurs physiques et peuvent donc conduire à des erreurs importantes dans le calcul des termes visqueux des équations de quantité de mouvement.

Si elle est retenue pour caractériser l'entrée du fluide, la valeur de la pression doit également être imposée grâce à une condition de Dirichlet. Par contre, seules les composantes de vitesse et les quantités turbulentes vérifient des conditions de Neumann avec des gradients normaux nuls; les autres variables doivent être exprimées grâce à des conditions de Dirichlet.

« **Outlet** » Cette condition limite est généralement employée pour modéliser une sortie, une condition de pression est utilisée pour modéliser la sortie du fluide, la valeur de la pression doit être fixée par l'intermédiaire d'une condition de Dirichlet. En ce qui concerne les variables transportées, elles vérifient toutes des conditions de Neumann avec des gradients normaux nuls.

Ainsi, à partir du moment où une condition de pression est utilisée dans le domaine, il n'est plus nécessaire d'avoir un bilan entrée-sortie strictement nul à chaque étape de la résolution, ce qui est très utile pour les écoulements non permanents. C'est pourquoi, dans ces cas là, il n'est pas nécessaire de se préoccuper de l'égalité entre les débits entrants et les débits sortants; cas d'utilisation de plusieurs entrée et sortie.

« **Wall** » La condition par défaut du logiciel est la condition de non glissement (vitesse tangentielle nulle). La condition de glissement (contrainte tangentielle nulle) est également directement disponible dans ce logiciel. En ce qui concerne les scalaires, si aucune condition n'est imposée, le logiciel considère qu'il n'existe aucun flux de scalaire à travers la paroi.

Pour les écoulements turbulents, il est préférable de ne pas employer ce type de conditions. Les lois classiques de proche paroi sur la vitesse tangentielle et sur les scalaires sont plus appropriées pour modéliser l'effet de la paroi sur l'écoulement. C'est pourquoi, le logiciel met à la disposition de l'utilisateur, des lois logarithmiques pour les parois lisses tout en sachant que l'utilisateur a la possibilité de modifier toutes les constantes associées à celles-ci. En revanche, aucune loi n'étant prévue pour les parois rugueuses, il est nécessaire dans ces cas là de faire appel à un sous-programme afin de définir les profils au voisinage de ces parois.

1.3.3.6. Convergence

Une fois les paramètres de taille de domaine et de maillages (local sur l'objet, global et en couche limite) testés, il faut s'assurer, avant analyse, que les résultats sont bien convergés. Pour montrer une bonne convergence, on doit vérifier que les résidus ont une valeur basse et ne diminuent plus.

1.3.4. Calage et validation

La collecte de données pour la validation constitue un processus souvent long et coûteux car elle requiert souvent des techniques de mesures poussées. On peut citer la mesure de champs de vitesse utilisant l'Vélocimétrie Doppler acoustique (Acoustic Doppler Velocimetry en anglais) (ADV) ou la Vélocimétrie Doppler laser (Laser Doppler Velocimetry en anglais) (LDV).

Ces techniques nécessitent cependant des compétences spécifiques pour être mises en œuvre (Vanrolleghem et al, 2006) et présentent certaines limites: la LDV ne peut s'appliquer que pour des réacteurs relativement petits, transparents, tout comme le fluide s'y écoulant.

1.3.5. Présentation du code de calcul FLUENT

Pour réaliser nos simulations, le choix s'est porté sur le code de calcul commercial Fluent que nous présentons dans cette partie.

1.3.5.1. Architecture du logiciel

Comme tout logiciel de CFD, il est composé de trois éléments : le préprocesseur, le solveur et le post-processeur.

- La définition du problème à résoudre s'effectue à l'aide du **préprocesseur** GAMBIT. Il permet de représenter la géométrie du système, de définir le type de conditions limites aux frontières du domaine, de spécifier le type de matériau (fluide ou solide). Il fournit aussi la possibilité de discrétiser le domaine, en proposant plusieurs algorithmes de maillage suivant sa géométrie.

- **Le solveur** permet de définir numériquement les conditions opératoires (gravité, pression) dans lesquelles est effectuée la simulation, ainsi que la spécification des conditions aux limites. Enfin, il permet de choisir le processus itératif, en proposant notamment plusieurs schémas numériques pour la discrétisation spatiale et temporelle, et pour le couplage de la vitesse et de la pression. Il offre également une interface permettant de contrôler à tout moment l'état d'avancement des calculs.

- **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, 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 de particules.

Le logiciel travaille de la façon suivante : le domaine de calcul est divisé en un grand nombre de cellules (ou volumes de contrôle), et dans chacune de ces cellules les équations aux dérivées partielles décrivant l'écoulement (les équations de Navier Stokes) sont intégrées sur chaque volume élémentaire. Elles mettent en relation la pression, la vitesse, la température et d'autres variables telles que la concentration des composants avec les valeurs des cellules voisines. Ces équations sont alors résolues numériquement, donnant une image complète du fluide sur la grille de résolution.

En conclusion le schéma suivant représente la structure générale de FLUENT (figure 1.8) :

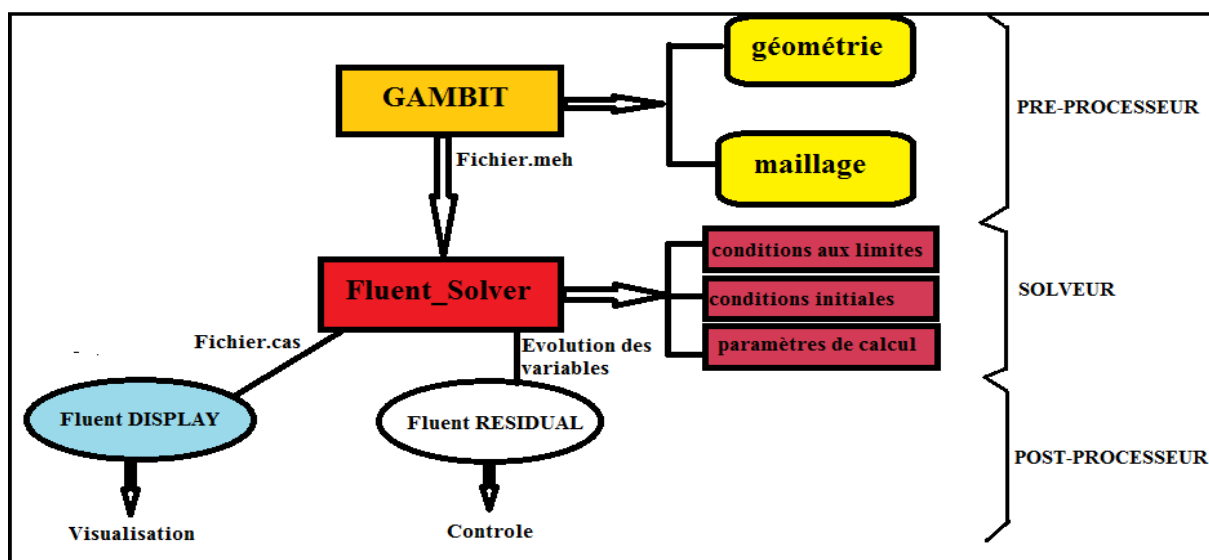


Figure 1.8: la structure générale de FLUENT

1.3.5.2. Etapes de calcul

Les étapes décrites ci-dessous sont propres au régime permanent et concernant Versteeg et Malalaszka (1995) :

- L'intégration des équations de transport ;
- La discrétisation spatiale ;
- Le couplage pression-vitesse ;
- La convergence.

Chapitre 2

Présentation des STEP et évaluation des performances épuratoires

2.1.Présentation de la région de Souk-Ahras

La wilaya de Souk-Ahras est localisée au Nord-Est algérien. La wilaya est limitée au Nord-Est par la wilaya d'El Tarf, au Nord-Ouest par la wilaya de Guelma, au Sud par la wilaya de Tébessa, au Sud-Ouest par la wilaya d'Oum El Bouaghi et à l'Est par la Tunisie (Figure 1.1). La wilaya de Souk-Ahras s'étend sur une superficie de 4.359,65 km², ne représente que 0,18% de l'ensemble du territoire national. Elle est divisée en 26 communes, notre étude couvre deux d'entre elles : Souk-Ahras ville et Sedrata

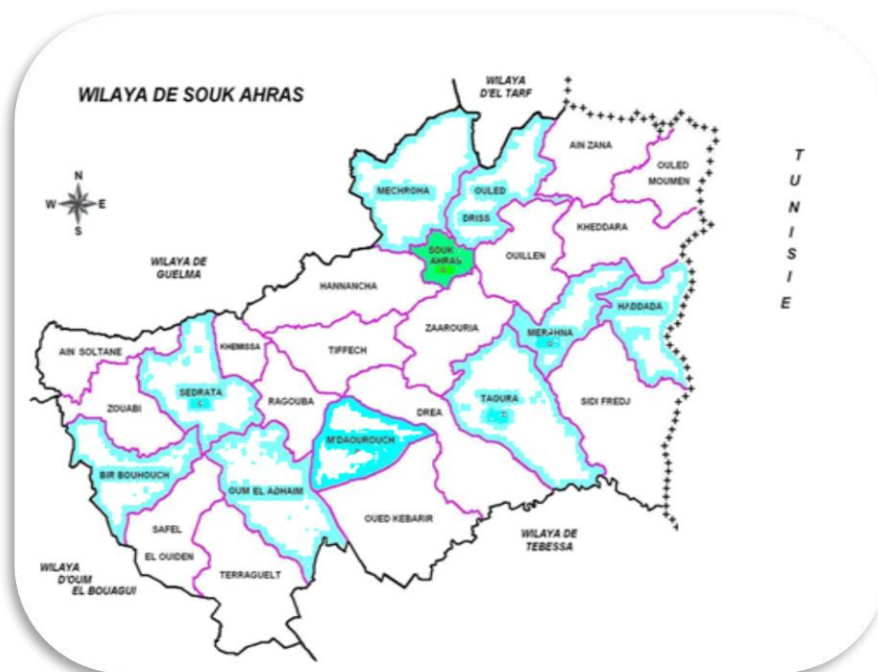


Figure 2.1 : Carte de délimitation de la région de Souk-Ahras.

La géologie de la région, comprend au Nord des terrains allochtones composés d'unités du domaine interne, du domaine des flyschs et du domaine externe ; au Sud et à l'Est, jusqu'aux confins Algéro-Tunisiens, affleure un ensemble intensément plissé et fracturé de l'avant pays atlasique (Wildi,1983 et Vila, 1980). Ces formations sont constituées généralement par des calcaires, des grés, des marnes, des cailloutis et des alluvions.

La région est traversée de l'Est vers l'Ouest par Oued Medjerda qui est un cours d'eau transfrontalier. Son bassin versant couvre une superficie de 7870 km² dont 1411 km² sont répartis sur le territoire Algérien.

2.2.Aperçu climatique

Dans la région de Souk-Ahras, la pluviométrie moyenne annuelle, inégalement répartie dans le temps et dans l'espace, suit un gradient croissant du sud (250 mm) vers le nord (1000 mm). L'accroissement de la pluviométrie dans cette partie de la chaîne tellienne est principalement lié au gradient altimétrique. Pendant les années excédentaires (année hydrologique 2002/2003 par exemple), la pluviométrie dépasse les 800 mm à Souk-Ahras et 700 mm à Sedrata. Par référence à la station de Souk-Ahras, et à l'année suscitée, plus de 90 % des pluies tombent entre les mois de novembre et avril, avec un maximum enregistré au mois Janvier (300 mm).

Les températures moyennes mensuelles se répartissent entre deux pôles extrêmes :

- Un pôle froid correspondant au mois de janvier (7.4 °C)
- Un pôle chaud correspondant au mois de juillet (25.3 °C)

On peut diviser l'année hydrologique en deux périodes distinctes. La période qui va de septembre en février est caractérisée par une diminution de la température, et la période qui va de mars en août par une augmentation progressive de la température. La moyenne annuelle sur la série considérée est de 15.4 °C.

Les vitesses du vent les plus fortes sont enregistrées en automne, de direction Nord -Est (74 m/s en Octobre) ce sont des vents généralement secs mais cela n'empêche pas qu'ils soient à l'origine de quelques orages surtout quand ils changent de direction. En Hiver, la direction dominante des vents est Nord-Ouest, ils ne sont pas secs et causent des pluies intenses malgré que leur vitesse ne soit pas très forte.

2.3. Estimation du volume d'eau usée épurée

L'analyse des données fournies par l'office national d'assainissement ONA, fait ressortir que la capacité installée dépasse de loin le débit traité, en outre les eaux usées produites ne sont pas connectées, dans leur totalité, aux STEP. La figure (2.2) montre une comparaison entre la capacité installée des STEP, le volume des eaux usées produit et le volume des eaux usées épurées. Cette figure illustre clairement qu'une quantité importante d'eau usée est déversée dans la nature sans épuration, alors que les STEP disposent de capacités suffisantes pour traiter la totalité.

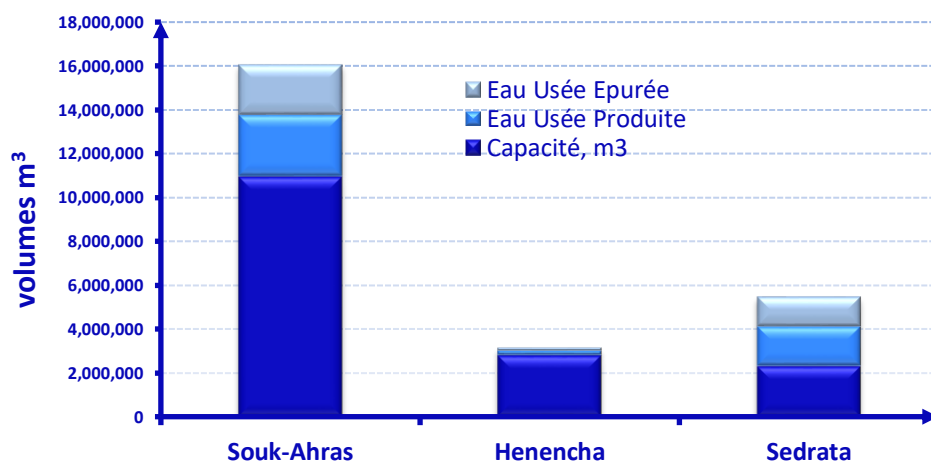


Figure 2.2 : comparaison des volumes caractéristiques des 3 STEP de la région de Souk-Ahras

Pour assurer la collecte de toutes les eaux usées de la région, les pouvoirs publics ont mis en priorité deux projets de raccordement des différents points de rejets à savoir :

- Le projet d'unification des rejets de la région de Souk-Ahras à travers la construction des six (06) stations de relevage qui sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.1: Les stations de relevage de la région de Souk-Ahras (Direction des ressources en eau DRE de la wilaya de Souk-Ahars)

Stations	Capacité
Ouled Driss	20 l/s
Barral Salah (1)	25 l/s
Barral Salah (2)	25 l/s
DjenaneTefah (1)	25 l/s
DjenaneTefah (2)	25 l/s
Zaarouria	10 l/s

- Le projet de transfert des eaux usées de M'daourouch vers la station d'épuration de

Sedrata comme nous montre la figure (2.3) qui représente l'évolution de la population et le débit de pointe des eaux usées de la ville de Mdaourouch jusqu'à 2033, on remarque que la population pourrait atteindre 58193 habitants, alors qu'elle n'a été que de 39938 en 2013, et que le débit de pointe des eaux usées serait de $16208,61\text{m}^3/\text{j}$.

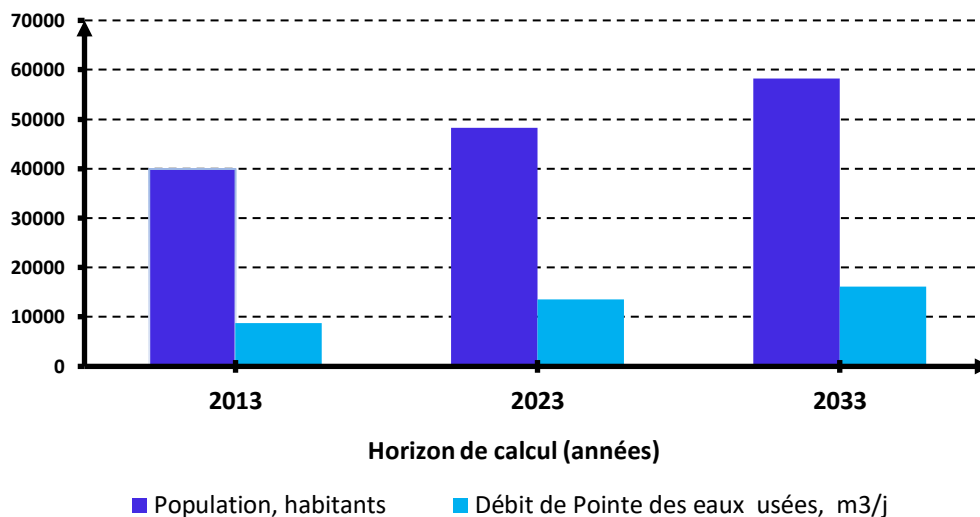


Figure 2.3: Evaluation de la population de Mdaourouche / Zouabi et le débit de pointe des eaux usées à l'horizon 2033

2.4. Stations d'épuration de la région de Souk-Ahras

Il existe Trois (03) stations d'épuration des eaux usées réparties à travers la région de Souk-Ahras, qui sont récapitulées dans le tableau (2.2) suivant.

Tableau 2.2: Systèmes d'épuration des eaux usées dans la wilaya de Souk-Ahras

Processus d'épuration	Commune	Date de mise en service	Observations
STEP Boues activées	Hannancha	1994	Irrigation des zones des Oued Medjerda et Dardoura en projet
STEP Boues activées	Sedrata	2008	Protection du barrage Oued Charef et nappe de Tarreguelt
STEP Boues activées	Souk-Ahras	2003	Irrigation des zones des Oued Medjerda et Dardoura en projet

2.4.1. Présentation de la station de Souk-Ahras et évaluation des performances épuratoires

La station d'épuration de la ville de Souk-Ahras est destinée à traiter les eaux usées domestiques avant leur rejet à l'oued de Medjerda selon les étapes suivantes:

- La première étape permet de traiter la pollution résultant d'une population de 150 000 équivalents habitant (EH)
- La deuxième étape portera sa capacité à 225 000 EH

La station est conçue pour fonctionner à une charge massique faible, donc suivant le processus d'une aération prolongée. Par ce procédé, nous obtenons une bonne efficacité d'élimination de la DBO, la stabilisation « minéralisation » des boues secondaires s'effectuera au sein même du bassin d'aération.

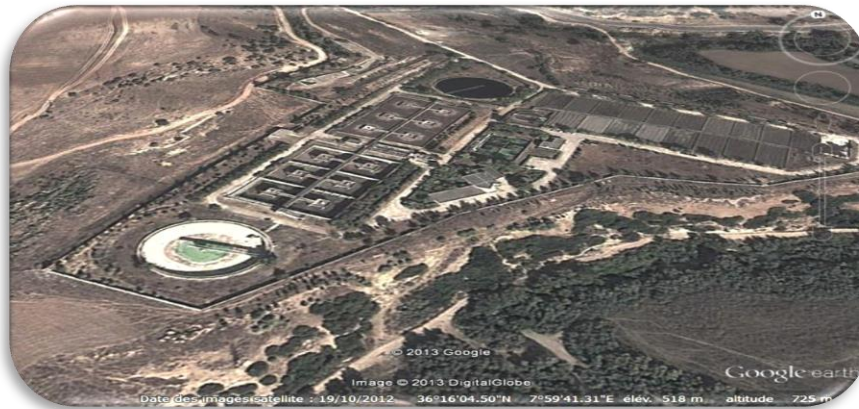


Figure 2.4 : photo aérienne de la STEP de Souk-Ahras

Les caractéristiques de la station sont définies dans le tableau (2.3) :

Tableau 2.3 : Caractéristiques du procès de l'installation	
Temps de séjour hydraulique	21heues
Temps de séjour des boues	20 jours
Concentration en boue	5g/l
Débit nominal	30 000 m ³ /j
Charge volumique moyenne	0.34 kg DBO5/m ³ /j
Charge massique moyenne	0.07g DBO5/kg MS.j

Les indicateurs de performance sont des paramètres, le plus souvent chiffrés, permettant d'évaluer la performance d'un processus, la qualité d'un service etc. Regroupés par critères de synthèse, ils sont destinés à aider les responsables à réaliser le suivi du processus ou du service étudié.

Dans notre étude les indicateurs de performances auront les rôles suivants :

- **Un outil de pilotage et d'évaluation**

Ces indicateurs permettent à la station d'épuration d'en suivre les évolutions et de préciser les objectifs : si ceux-ci ne sont pas atteints, l'analyse des résultats permet de trouver les causes et d'y remédier

- **Un outil d'incitation à l'amélioration**

Les indicateurs de performance permettent de suivre les évolutions services de l'eau et de les comparer avec celles des autres collectivités. Ils constituent en cela des outils d'incitation à l'amélioration des STEP.

Les indicateurs de performance sont donc des paramètres qui permettent d'une part de suivre de manière détaillée dans le temps les différents résultats de la station d'épuration, d'autre part, une vision globale de son fonctionnement apportant aux responsables de services des éléments simples de comparaison

2.4.1.1. Les matières en suspension MES

A l'entrée de la STEP les teneurs en MES présentent des variations saisonnières, elles dépassent généralement 150 mg/l à l'exception du mois de mai où seulement 126 mg/l sont notés. La valeur moyenne mensuelle est de l'ordre de 258 mg/l (figure 2.5). C'est en revanche en période estivale, que les teneurs en MES les plus élevées sont enregistrées (varient de 248 à 424 mg/l).

A la sortie de la STEP les teneurs en MES relevées ne dépassent pas 24 mg/l et la teneur moyenne mensuelle est de l'ordre de 14 mg/l. Les teneurs en MES des eaux épurées de la STEP de Souk-Ahras ne dépassent pas la valeur guide admise par l'OMS qui est de 30 mg/l.

Le rendement épuratoire moyen mensuel est de l'ordre de 94%. C'est en période estivale que les valeurs du rendement épuratoire atteignent les taux les plus élevés (supérieurs à 97%).

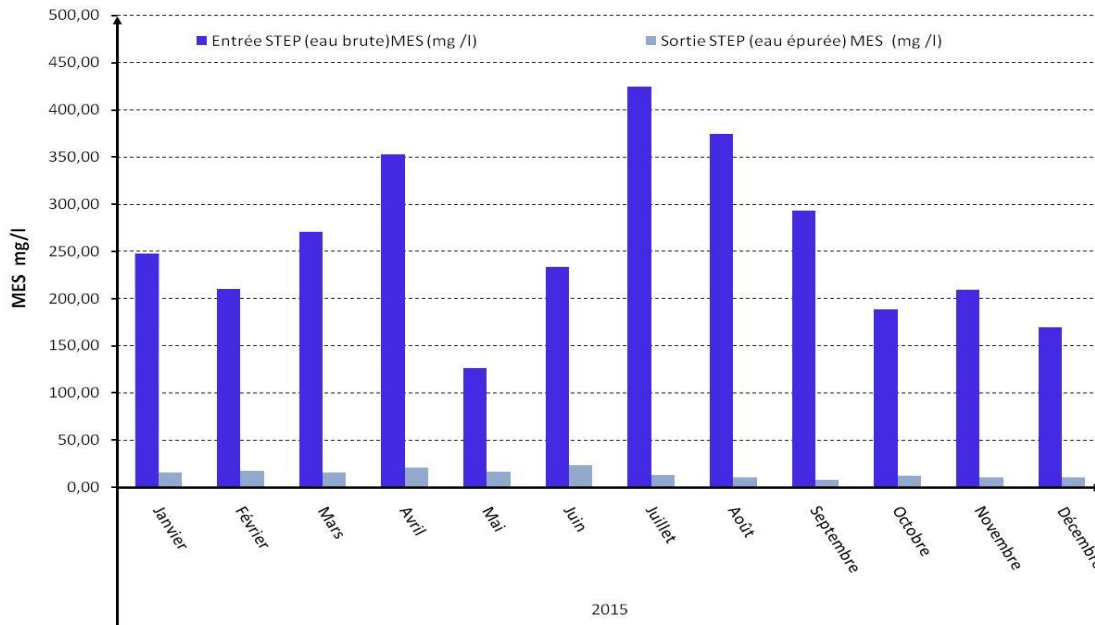


Figure 2.5 : évaluation des matières en suspension MES

2.4.1.2. La demande chimique en oxygène (DCO)

La figure (2.6) montre les valeurs mensuelles de la DCO enregistrées dans les eaux brutes de la STEP qui dépassent le plus souvent 300 mg/l sauf en mai où moins de 68mg/l sont notés. Les valeurs relevées mensuellement varient de 67 mg/l à 859 mg/l et la valeur moyenne mensuelle est de l'ordre de 436 mg/l. C'est de juin à août que des DCO de plus de 650mg/l sont relevées.

A la sortie de la STEP, les valeurs de la DCO sont comprises entre 20 et 39 mg/l , ainsi c'est de mai à juillet que des valeurs de plus de 32mg/l sont notées.

En référence à la valeur guide retenue par l'OMS, nous pouvons affirmer que celles de la DCO des eaux épurées de la STEP de Souk Ahras sont correctes du fait qu'elles font moins de la moitié de la valeur fixée à 90 mg/l.

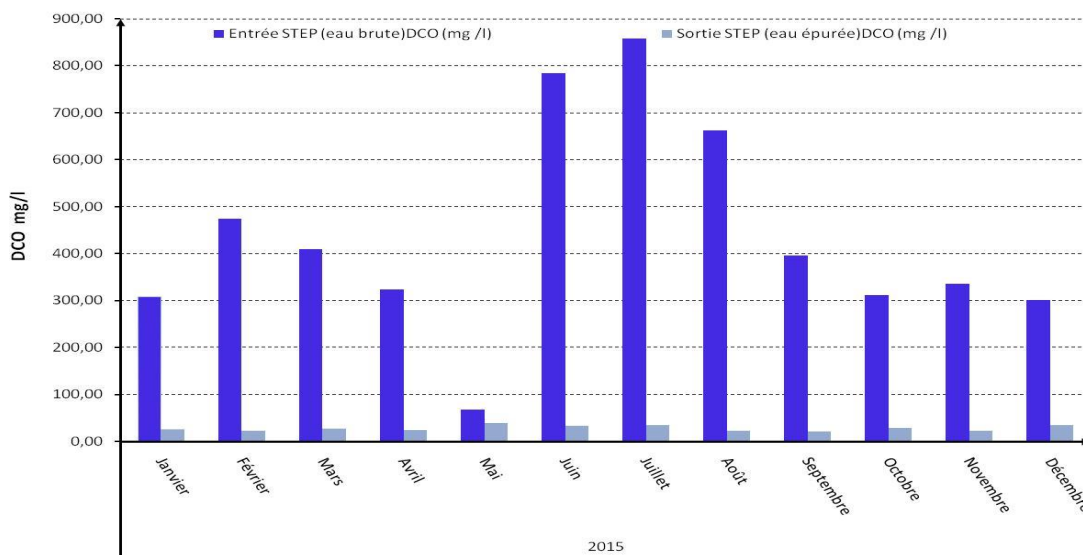


Figure 2.6 : évaluation de la demande chimique en oxygène DCO

2.4.1.3. La demande biochimique en oxygène (DBO5)

La figure (2.7) montre les valeurs mensuelles de la DBO5 enregistrées dans les eaux brutes de la STEP qui se varient de 40 mg/l à 545 mg/l avec une valeur moyenne mensuelle de l'ordre de 251 mg/l. C'est de juin à octobre que les valeurs de la DBO5 sont les plus fortes (comprises entre 246 et 545 mg/l). A la sortie de la STEP, les valeurs de la DBO5 ne dépassent pas 23 mg/l et les valeurs de plus de 19mg/l sont enregistrées en janvier, en mai et en juillet. Les valeurs de la DBO5 des eaux épurées de la STEP de Souk Ahras sont au dessous de celle guide retenue par l'OMS qui est de l'ordre de 30 mg/l.

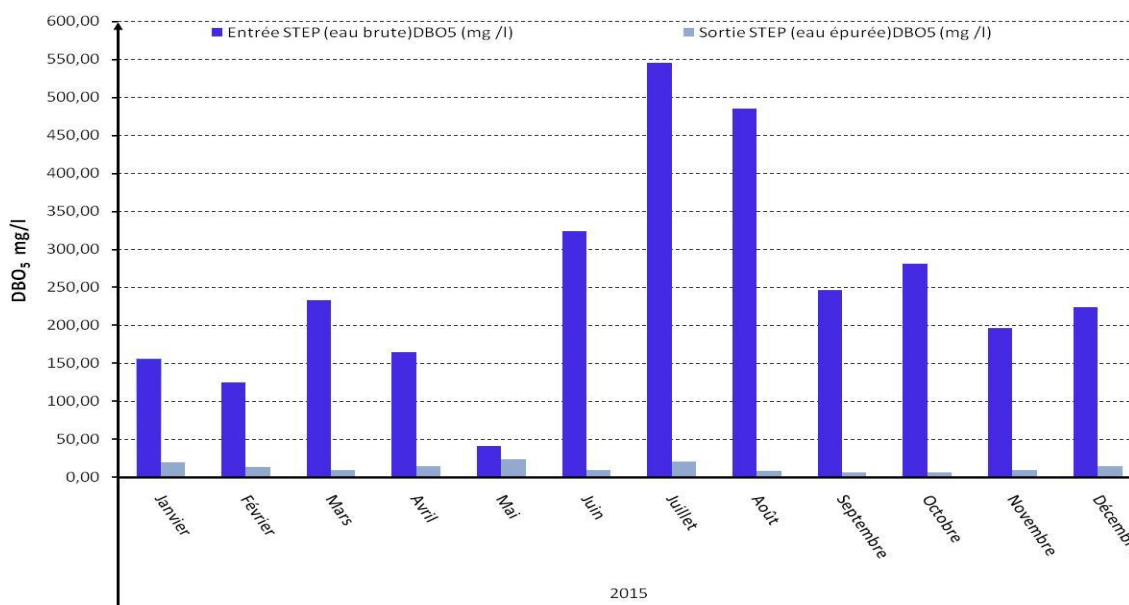


Figure 2.7 : évaluation saisonnière de la demande biochimique en oxygène DBO5

2.4.1.4. le rapport DCO/DBO₅

Le rapport DCO/DBO₅ est représenté dans la figure (2.8). Ce dernier est le critère de biodégradabilité de la matière organique d'un effluent, il permet de savoir si l'épuration d'un effluent par un procédé biologique est possible ou pas. Dans le cas étudié le rapport DCO/DBO₅ varie entre 1,39 et 2,5. Ce rapport inférieur à 3, ce qui favorise une épuration biologique.

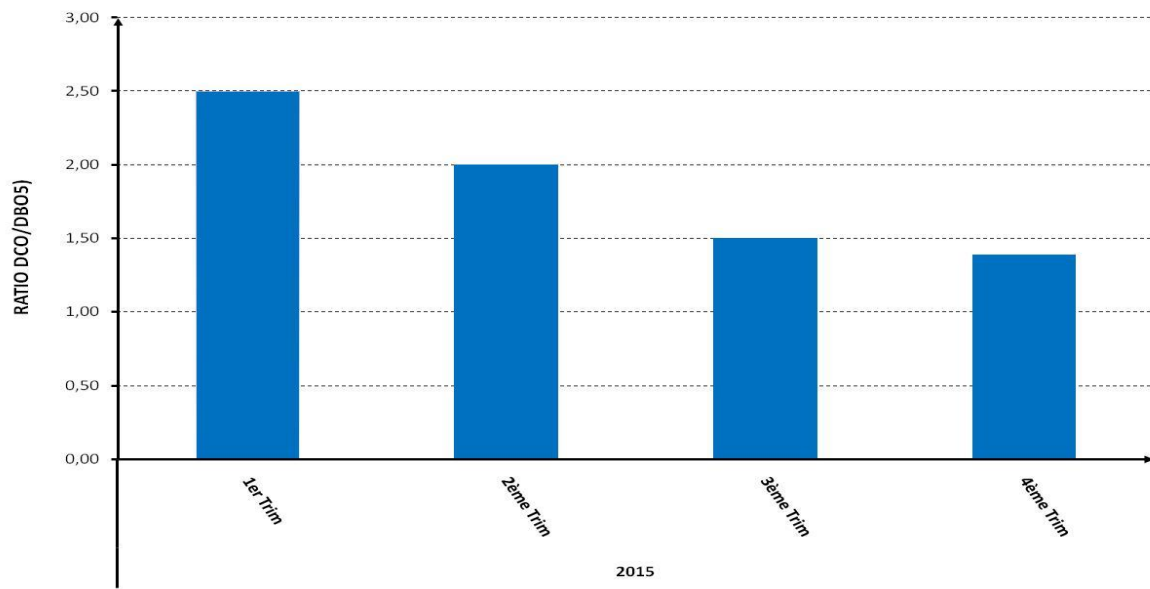


Figure 2.8 : variation saisonnière du rapport DCO/DBO₅

2.4.1.5. Le rapport MES/DBO₅

Ce ratio, indique la répartition de la pollution particulaire représentée par la MES et de la pollution dissoute représentée par la DBO₅, dans le cas présent ces rapports varient entre 1.55 et 2.4 avec une moyenne de 1.94

Nous constatons que la pollution de ces eaux caractérise un réseau essentiellement unitaire. Un prétraitement suivi d'une décantation visant à éliminer une grande partie de cette pollution particulaire est donc indispensable pour ne pas perturber la chaîne d'épuration et particulièrement le réacteur biologique.

Les variations observées sur la figure (2.9) peuvent être expliquées par le phénomène de sédimentation – érosion au sein du réseau ainsi qu'au lessivage du sol (d'après CHEBBO 1992). Les valeurs élevées de ce rapport sont généralement dues à l'augmentation du flux des MES rejetés par temps de pluie dans les milieux récepteurs à cause de la remise en suspension des dépôts accumulés dans le collecteur (kafi-Benyahia et al. 2006).

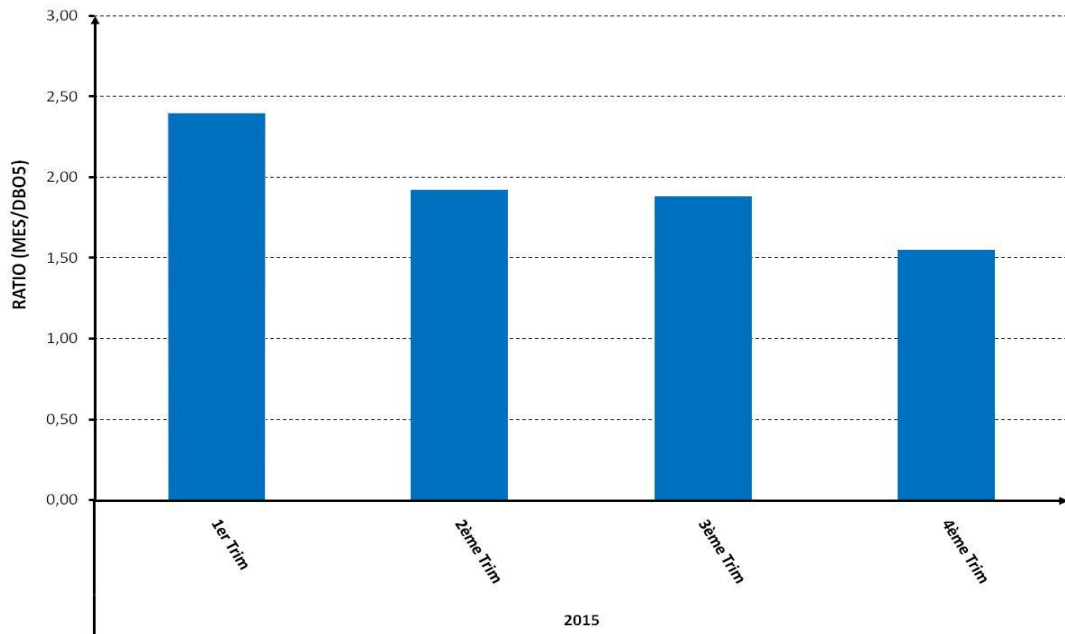


Figure 2.9 : Evolution du rapport MES/DBO5 à l'entrée de la STEP de Souk-Ahras

2.4.1.6. Le rapport MVS/MES

Ce rapport représente la proportion de la matière volatile en suspension par rapport à la matière en suspension et indique l'organicité de l'effluent. Ces ratios varient entre 0.7 et 0.8 avec une moyenne de 0.75. Ce rapport est situé généralement entre 0.65-0.75.

Les valeurs enregistrées indiquent que les particules en suspension dans les eaux usées sont d'origine organique et minérale. Les valeurs basses de ce ratio sont imputables aux rejets industriels d'origine minérale.

Les valeurs enregistrées sont supérieures à 0,7. Ce qui caractérise un réseau unitaire par temps de pluie ou un rejet domestique à caractère organique (figure 2.10).

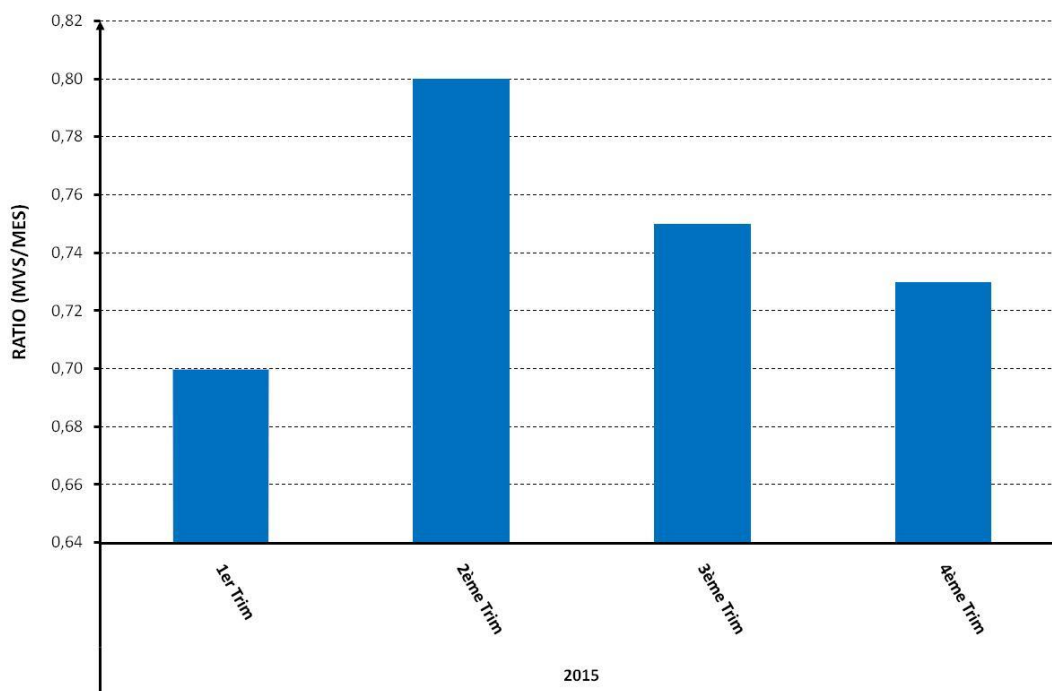


Figure 2.10: Evolution du rapport MVS/MES à l'entrée de la STEP de Souk-Ahras

2.4.1.7. Ammonium (NH_4^+)

Les résultats de l'analyse des concentrations en NH_4^+ à l'entrée et à la sortie de la STEP de Souk-Ahras sont portés sur la figure (2.11). Les teneurs en ammonium mensuelles contenues dans les eaux brutes sont comprises entre 8 et 46,3 mg/l avec une valeur moyenne de l'ordre de 25 mg/l. Les valeurs les plus basses (< 11mg/l) sont enregistrées de septembre à décembre, c'est, en revanche, de janvier à août que des teneurs de plus de 30 mg/l sont notées (à l'exception de mai et juillet où nous notons les teneurs de 21,9 et 20 mg/l respectivement).

Dans les eaux épurées, les teneurs mensuelles en ammonium varient de 0,11 à 2,36 mg/l. On explique cet abattement par l'existence d'une quantité d' O_2 importante dans le bassin d'aération qui assure le phénomène de nitrification (NH_4^+ est oxydé en nitrate ou nitrite par la consommation de l'oxygène). La valeur moyenne des teneurs mensuelles en ammonium des eaux épurées est égale à 0,8 mg/l. Les valeurs guides relatives à l'ammonium, que nous avons retenues dans le cadre de cette étude sont celles de Belgique, du fait que l'OMS a adopté des valeurs portant sur les teneurs en azote total. En Belgique la valeur guide admise fixe la teneur en ammonium à 1,5 mg/l, nous pouvons, ainsi, constater que nos valeurs en sont généralement inférieures à cette valeur sauf en mars et en avril où des teneurs de 2,36 et 1,72 mg/l sont notées.

En ce qui concerne le rendement épuratoire, les taux mensuels obtenus varient de 90 à 99% ; la valeur moyenne de ce taux est de l'ordre de 97%. Des valeurs de plus de 98% sont enregistrées durant la période s'étalant d'octobre à février ; la valeur maximale (99,4) est notée en juillet.

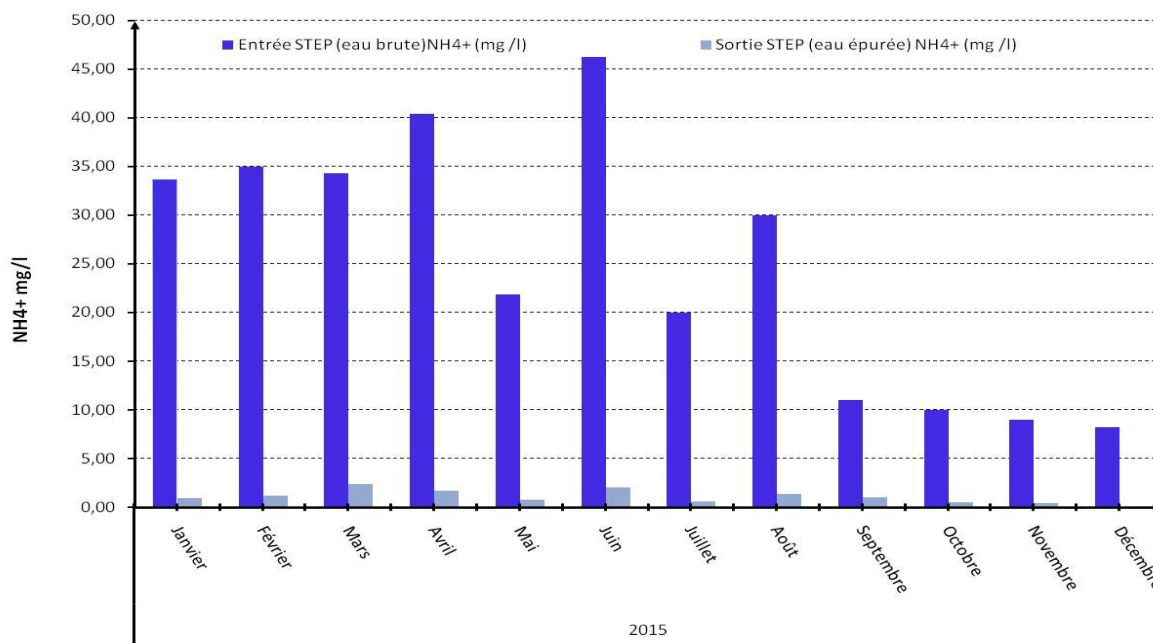


Figure 2.11 : Teneurs en NH₄⁺ relevées mensuellement dans les eaux brutes et les eaux épurées de la STEP de Souk-Ahras

2.4.1.8. Nitrates (NO⁻³)

D'après les résultats de la concentration en NO₃⁻ regroupés dans la figure (2.12) à l'entrée et à la sortie de la STEP de Souk-Ahras durant une année, on remarque que les nitrates sont en quantités faibles dans l'eau usée (les teneurs mensuelles en nitrates varient de 0,6 à 4,8 mg/l et la valeur moyenne serait de l'ordre de 2mg/l) c.-à-d. que la quantité de la pollution azotée est élevée, mais après le traitement le nitrate augmente à cause de la nitrification ce qui signifie que le taux d'oxygène dissous dans le bassin d'aération est suffisant. Les valeurs les plus basses (inférieures à 1,5 mg/l) sont observées de septembre à décembre, nous notons, par ailleurs, 2 pics l'un en avril (3,2 mg/l) et l'autre en août (4,8 mg/l). C'est dans les eaux épurées de la STEP que les teneurs mensuelles en nitrates sont comprises entre 5 et 25 mg/l avec une teneur moyenne égale à 14,25 mg/l. Nous notons que les teneurs restent inférieures à 10mg/l et à 15mg/l respectivement de janvier à avril et de juillet à septembre. Des teneurs de plus de 20 mg/l sont, en revanche, notées à la fin du printemps (en mai et en juin) et en automne (octobre et novembre).

Les teneurs en nitrates des eaux épurées de la STEP dépassent le plus souvent la valeur guide belge admise fixée à moins de 10mg/l de nitrates rejetés dans les milieux récepteurs. C'est

seulement de janvier à avril que les teneurs en nitrates rejetées dans les milieux récepteurs sont en dessous des normes admises. Le rendement épuratoire montre des variations d'un mois à l'autre, il varie de 53% à 96% avec un taux plus de 94% sont notés en période automnale.

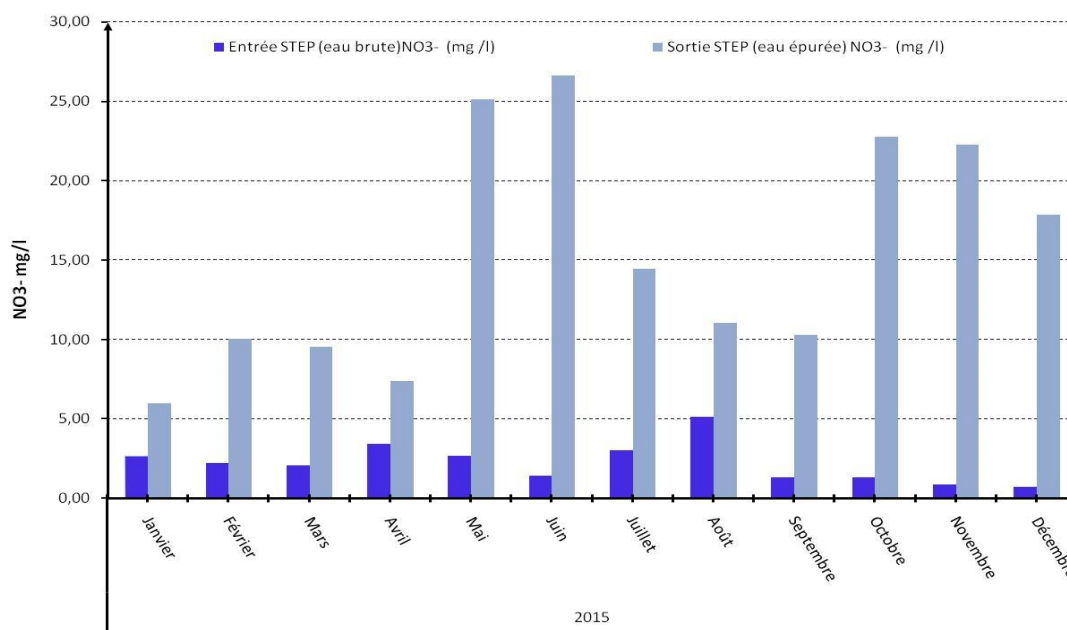


Figure 2.12: Teneurs en nitrates relevées mensuellement dans les eaux brutes et les eaux épurées de la STEP de Souk-Ahras

2.4.1.9. Nitrites (NO₂)

Dans les eaux brutes de la STEP de Souk Ahras, les teneurs mensuelles en nitrites varient de 0,1 à 0,9 mg/l avec une valeur moyenne serait de l'ordre de 0,29mg/l. Les valeurs les plus basses (inférieures à 0,15 mg/l) sont observées de septembre à décembre, nous notons, par ailleurs, 2 pics l'un en avril (0,9 mg/l) et l'autre en février (0,46 mg/l).

Les teneurs mensuelles en nitrites enregistrées dans les eaux épurées de la STEP varient de 0,02 à 0,35 mg/l avec une teneur moyenne égale à 0,14 mg/l. Nous notons que les teneurs les plus basses (ne dépassant pas 0,05 mg/l) sont relevées durant la période s'étalant d'août à décembre (figure 2.13).

Les teneurs en nitrites des eaux épurées de la STEP ne dépassent pas la valeur guide belge admise fixée à moins de 10mg/l de nitrites rejetés dans les milieux récepteurs.

Le rendement épuratoire illustre des variations d'un mois à l'autre, il varie de 6% en juillet à 81,8 % en août, ainsi des taux de plus de 60% sont notés d'août à décembre.

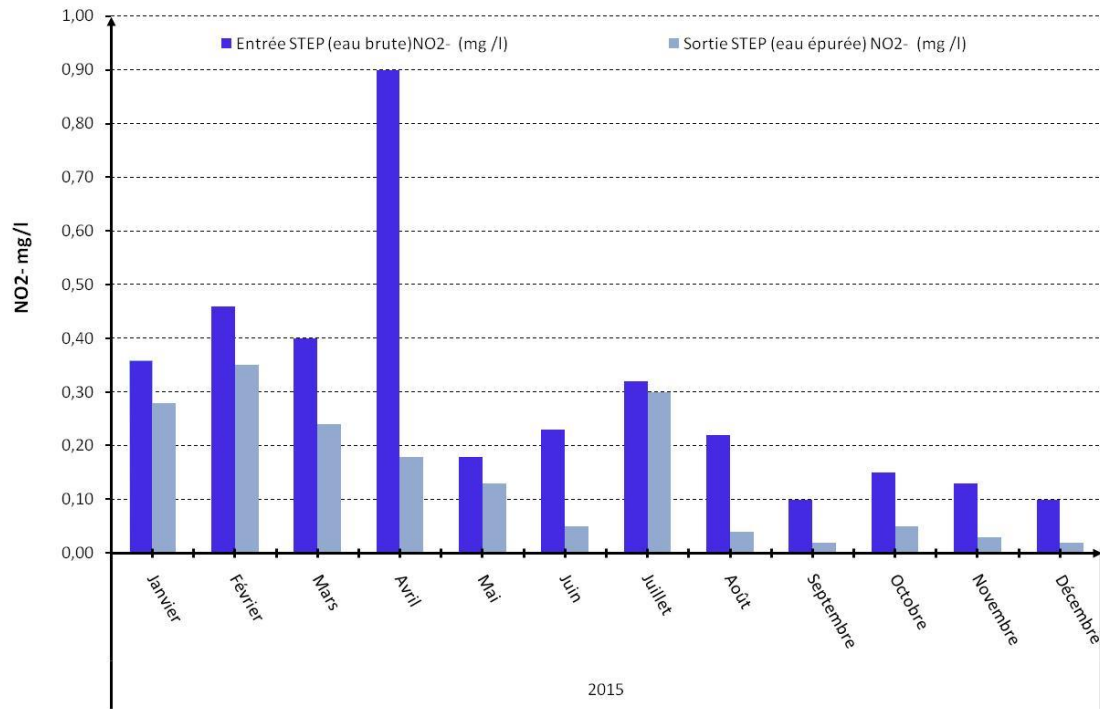


Figure 2.13: Teneurs en nitrites relevées mensuellement dans les eaux brutes et les eaux épurées de la STEP de Souk-Ahras.

2.4.1.10. Constat sur la consommation énergétique

Les figures (2.14) et (2.15) respectivement illustrent les ratios de la consommation électrique par rapport à la quantité de la DBO éliminée et le volume d'eau épurée durant l'année 2015. Nous avons remarqué que la consommation s'est élevée jusqu'à 122 400,00 KWh. Le ratio relatif à la quantité d'énergie nécessaire pour éliminer 1 kg de DBO₅ a été diminué de 2.63 à 1.46, ainsi on remarque que l'énergie électrique nécessaire à l'épuration d'un mètre cube d'eau a subi une diminution dont la majorité des ratios sont inférieurs à 2. Ce constat traduit la vision des gestionnaires de la STEP pour faire face au problème du coût énergétique élevé. Les gestionnaires de la STEP ont procédé aux ajustements progressifs au cours de l'année 2015 à travers le changement des modes d'asservissement de l'aération, en favorisant l'utilisation de la variation du temps de marche et temps d'arrêt des aérateurs, ce qui a permis cette amélioration.

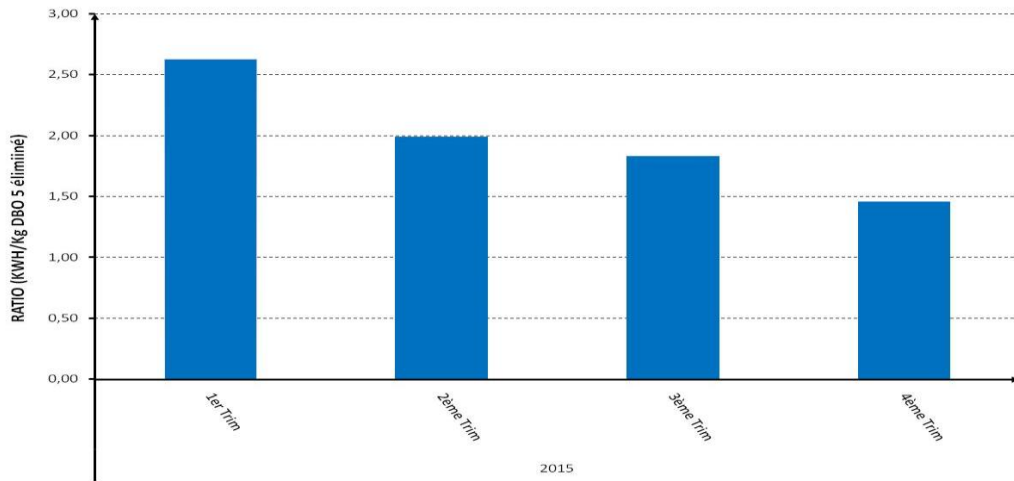


Figure 2.14 : Estimation du ratio Kwh / kg DBO₅

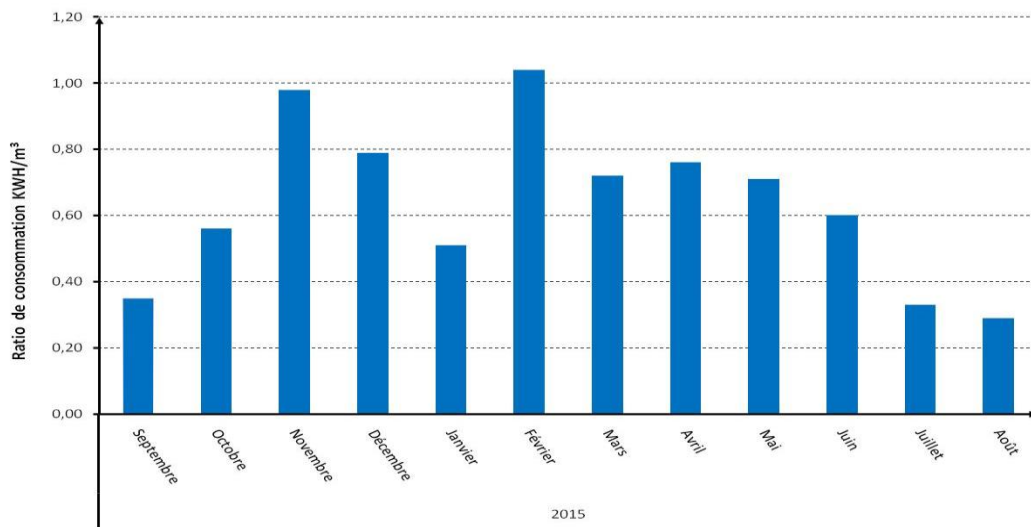


Figure 2.15 : Ratio de consommation KWH/m³

2.4.2. Présentation de la station de Sedrata et évaluation des performances épuratoires

Elle est située à environ 4 km au sud-ouest de la ville de Sedrata sur la route menant à la commune de Sefl-El-Ouiden, l'implantation de la STEP permet de protéger les bassins versants du barrage Foug-El-Khenga (Oued Krab et Oued El Charef) contre la pollution du paysage et contre la contamination des eaux stockées dans le barrage sachant qu'il est destiné à l'irrigation.



Figure 2.16 : photo aérienne de la station de Sedrata

Le climat de notre site est de type continental froid et pluvieux en hiver, chaud et sec en été, les périodes de printemps et de l'automne sont courtes.

Les caractéristiques de la station sont définies dans le tableau (2.4):

Tableau 2.4 : Caractéristiques du procès de l'installation	
Temps de séjour hydraulique	19,3heues
Temps de séjour des boues	20 jours
Concentration en boue	4 g/l
Débit nominal	10 00 m ³ /j

2.4.2.1. Les matières en suspension MES

Les MES représentent un degré d'épuration conforme aux normes de rejets dont leur teneur à la sortie de la station ne dépasse pas 35,7mg/l. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure (2.17)

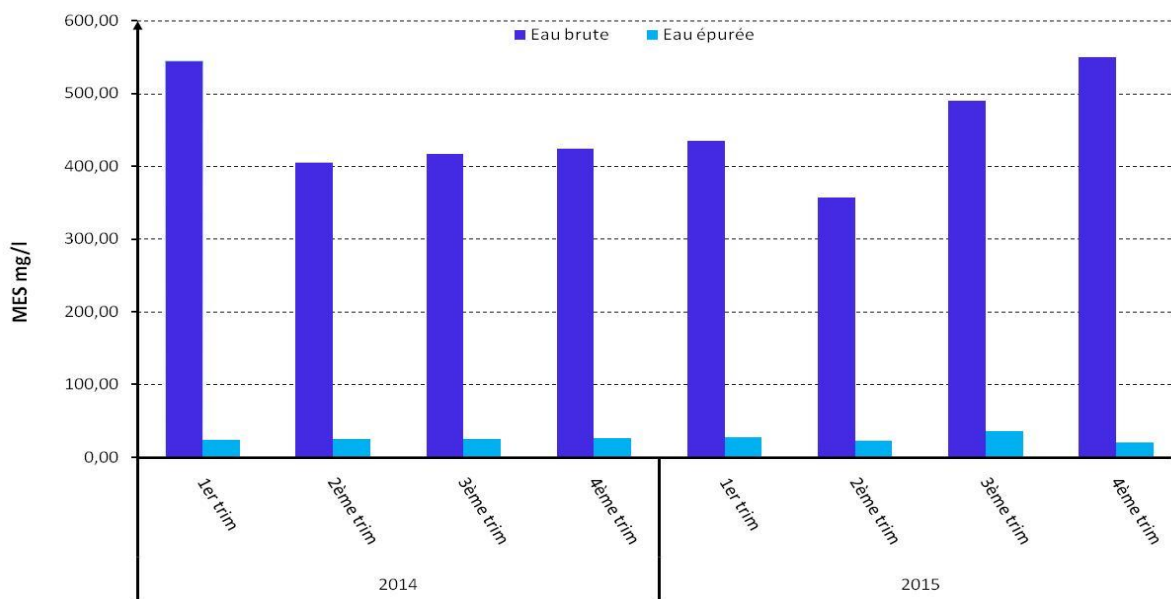


Figure 2.17 : évaluation des matières en suspension MES

2.4.2.2. La demande chimique en oxygène (DCO)

Le taux de rejet selon les normes doit être inférieur à 90mg/l. d’après l’histogramme de la figure (2.18) qui donne les valeurs des DCO, on constate que les valeurs de DCO à l’entrée de la STEP varient entre les 300 et 600 mg/l, A la sortie de la station, elles varient entre 24,5 et 40.1 mg/l, conformément aux normes de rejet.

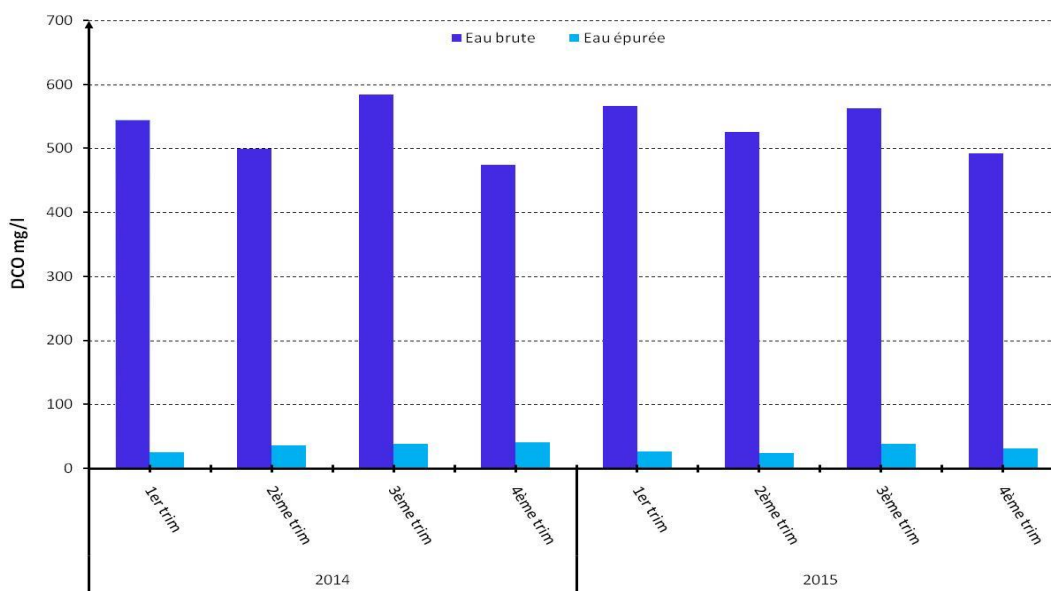


Figure 2.18 : évaluation de la demande chimique en oxygène (DCO)

2.4.2.3. La demande biochimique en oxygène (DBO₅)

Le procédé de traitement biologique par les boues activées doit générer selon les normes en vigueur une eau traitée dont le taux de la DBO₅ est inférieur à 30mg/l. Les résultats sont présentés dans la figure (2.19). A la sortie de la STEP, ils sont inférieurs à 15,6 mg/l ce qui traduit la fiabilité du traitement biologique.

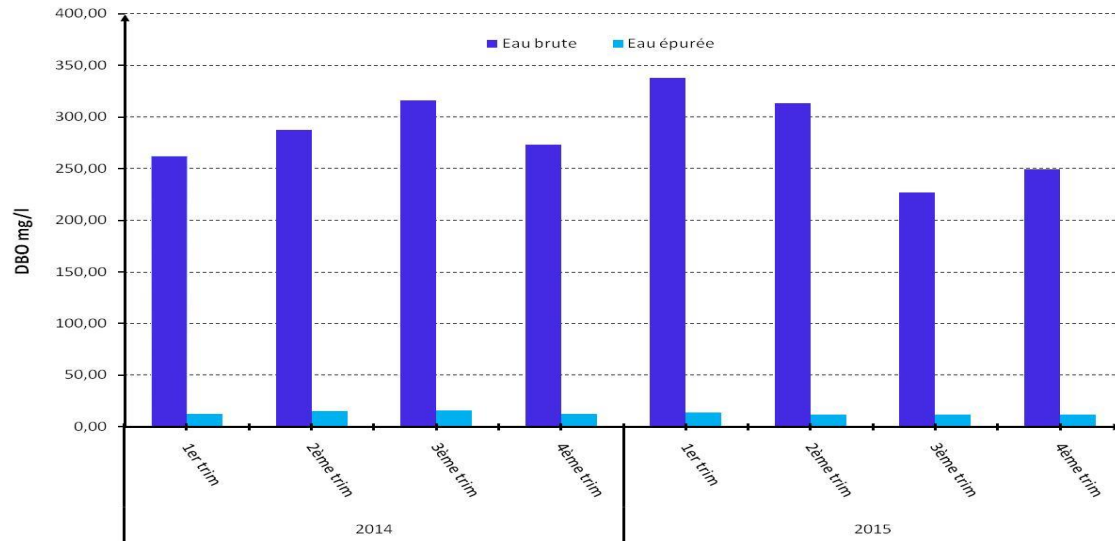


Figure 2.19 : évaluation de la demande biochimique en oxygène (DBO₅)

2.4.2.4. Le rapport DCO/DBO₅

Selon les résultats présentés dans la figure (2.20), le rapport DCO/DBO₅ varie entre 1.6 et 2.6, donc nos effluents sont biodégradables.

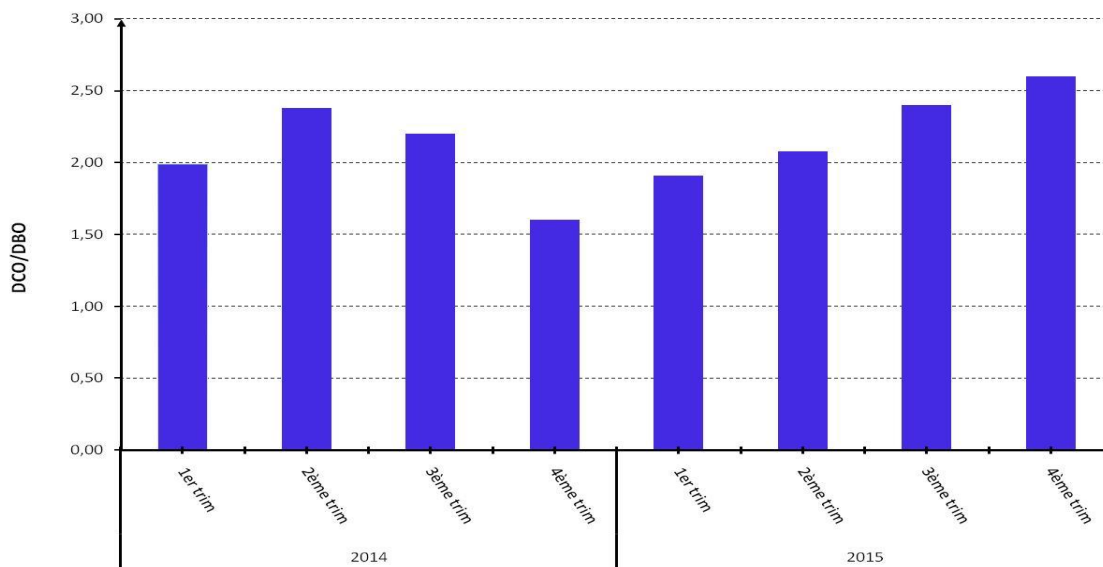


Figure 2.20 : évaluation du rapport DCO/DBO₅

D'après ces résultats relatifs à la performance épuratoire des deux (02) STEP, on constate que celles de Souk-Ahras et Sedrata ont un rendement épuratoire important et répondent aux normes, tout en restant sous exploitées. Le chapitre suivant évoque les différents scénarios de fonctionnement en utilisant l'outil de modélisation dynamique des STEP afin d'obtenir une meilleure caractérisation.

Chapitre 3

Simulation et optimisation des stations d'épuration à boues activées

Pour mieux évaluer les performances épuratoires des stations d'épuration, on procède à l'élaboration d'un outil d'aide à la décision pour mieux appréhender les conditions d'exploitation des stations d'épuration à boue activée de la région de Souk-Ahras en fonction de leurs tailles et de leurs états. Afin d'étudier la variabilité des fractions de la matière organique et juger leur adéquation au problème posé. Cette section présente les procédures de modélisation des STEP de Souk-Ahras ainsi que celle de Sedrata en respectant la méthodologie suivante :

- La caractérisation du mode de fonctionnement actuel des STEP.
- Choix du modèle et son calage.
- Optimisation des STEP.

3.1. Introduction

Le processus de boue activée est l'un des procédés les plus répandus pour les STEP de moyennes à grandes population (Jenkins et Wanner, 2014). Le processus de traitement par boue activée est composé de deux entités clés. Ceux-ci sont le réacteur biologique dans lequel la pollution est décomposée via des mécanismes biologiques et le clarificateur, qui sépare l'eau de la biomasse et d'autre matière de particule, essentiellement par des processus physiques (Chachuat et al. 2000). Cependant, les processus de boue activée deviennent compliqués à cause de leurs caractéristiques physiques et la variabilité de la charge polluante des eaux usées brutes (Barnett et al. 1995). Ceci affirme l'importance de l'utilisation des outils de modélisation, non seulement pour décrire différentes phases et les processus impliqués dans le processus de développement de la culture bactérienne, mais aussi faire des prédictions sous des différents scénarios de gestion.

De nombreuses études et des activités de recherche, traitant la modélisation des mécanismes de dégradation biologiques dans STEP ont été effectués pendant les vingt dernières années pour

acquérir la connaissance sur la gestion, la prédiction et le contrôle des stratégies de fonctionnement dans des conditions diverses (Jeppsson et al. 2013; Vanrolleghem et al. 2014).

Dans ce contexte, l'Association Internationale de Qualité de l'eau (IAWQ) a développée les modèles ASM1, ASM2 et plus récemment ASM3 (Gujer et al. 1999; Henze et al. 1987). Ceux-ci sont les modèles simples qui simulent les processus de dégradation biologique dans les bassins à boue activée. La demande la plus répandue de ces modèles a montré leurs capacités de prédiction sous différentes conditions de fonctionnement (Jeppsson 1996).

Les contributions de modélisation ont été aussi fournies par l'Institut français pour le Génie climatique et Agricole (CEMAGREF), ayant affaire essentiellement : (i) L'évaluation des capacités maximales des bassins de boue activée en ce qui concerne traitement d'azote et l'optimisation de leur gestion dans les conditions critiques (Stricker 2000) ; (ii) La comparaison des résultats de simulation résultant à ceux obtenus par des méthodes conventionnelles, comme la demande d'oxygène biologique et la production de boue (Stricker 2000; Choubert 2002) et (iii) La détermination d'un ensemble de paramètres standard pour boue activée avec aération prolongée.

Siegrist et Tschui (1992) ont modélisé deux STEP en Suisse à l'aide du modèle ASM1 pour optimiser et prévoir leur comportement sous des différentes conditions de fonctionnement. Bahgat (2000) dans Sorour et Bahgat (2004) ont développé un système expert pour aider les opérateurs inexpérimentés à l'exploitation de leurs stations d'épuration de boue activée. Les stratégies de contrôle des STEP ont été présentées par ARAUJO et d'autres. (2013); HUANG et Goel (2015) et NGUYEN et d'autres. (2013) pour atteindre l'opération économique optimale. Concernant les techniques d'optimisation de processus de boue activée, plusieurs études récentes ont été développées pour examiner un compromis entre le traitement de coûts et la qualité finale d'eaux épurées. Guerrero et al. (2012) a considéré une fonction objective supplémentaire dans leur problème d'optimisation pour faire face au risque de foisonnement des boues. Hakanen et al. (2011, 2013) a utilisé l'approche de multiple-objective optimisation afin de choisir la stratégie la plus adéquate à l'exploitation des STEP de grande taille.

Vu aux efforts de recherche et les innombrables problèmes résolus par l'utilisation de l'outil de modélisation élaboré par IAWQ, le modèle ASM1 en particulier est le plus répandu au niveau international, par des chercheurs et des concepteurs.

Dans ce contexte, cette étude a l'intention de développer une stratégie de contrôle pour deux STEP (Souk-Ahras et Sedrata) au Nord-Est d'Algérie. L'utilisation du modèle à boue activée

ASM1 via le simulateur GPS-X en se basant sur les directives fournies par le Groupe de Tâche IWA sur la Bonne Pratique de Modélisation (Rieger et d'autres. 2012) comme un cadre général pour la simulation et la création de la plate-forme virtuelle de tests. Ce dernier est utilisé pour: (i) déterminer les conditions fonctionnantes (courantes) tant de WWTPS comme une fonction de leurs tailles respectives que d'états fonctionnants, (ii) examiner la variabilité de matière organique selon la qualité de l'eau brute et (iii) prévoir le comportement d'un réacteur biologique en conséquence d'une variation de paramètres ou des données en entrée.

Cette section présente la représentation de la configuration des bassins et le système opératoire des deux STEP dans le logiciel de GPS-X. Le contexte théorique du modèle ASM1 a été décrit en détail dans le chapitre 1. Après le calibrage du modèle et la validation, les simulations sont exécutées pour les deux STEP pour prévoir leurs comportements appropriés sous différents scénarios de gestion. Les résultats obtenus sont alors discutés et comparés.

3.2. Modélisation du procédé à boue activée

3.2.1. Présentation du logiciel GPS-X

Le logiciel de simulation utilisé dans cette section est GPS-X de la société canadienne Hydromantis (Hydromantis.2007). Ce logiciel, s'est développé en 1988, et est largement utilisé dans le monde entier par des entreprises de conseil et des municipalités. Plus tard, beaucoup d'améliorations ont été présentées au modèle basé sur de nouvelles découvertes de recherche dans le domaine du traitement des eaux usées. Le modèle incorpore des différents sous-programmes dans une bibliothèque. On considère la simulation des STEP par le GPS-X comme un outil de gestion important. En effet, un opérateur peut contrôler virtuellement une STEP en temps réel, en observant sur l'écran l'effet de changer n'importe lequel des paramètres d'exploitation.

3.2.2. Les modèles employés dans l'étude

Le modèle ASM1 tel qu'il a été bien décrit dans le chapitre 1, repose sur un certain nombre de simplifications. En effet, il ne prend pas en compte :

- l'effet de la température de l'eau au niveau de l'activité bactérienne ;
- l'impact de l'alcalinité sur la cinétique de nitrification,
- la présence d'azote organique soluble inerte (SNI) en concentration presque négligeable.

Le modèle ASM1 doit être combiné avec un modèle décrivant le processus de décantation pour rapporter des résultats réalistes (Henze et al. 1987). Il s'avère donc indispensable pour modéliser

les boues activées d'associer à ce modèle biologique, un modèle physique de décantation. Ce dernier est un modèle à plusieurs couches dimensionnelles qui caractérise la sédimentation en basant sur la théorie de flux massif solide dans la direction verticale (Ekama et al. 1997). Le clarificateur est subdivisé dans un certain nombre d'équidistant des couches complètement mixtes. Cette approche formule des équilibres massifs pour garder les masses solides totales suspendues dans chaque couche.

3.3. Caractéristiques de l'effluent d'entrée

Nous disposons des fiches d'exploitation élaborées par l'office national d'assainissement (ONA) pour la durée de 2 ans (2013-2014) afin d'évaluer la qualité des données qui doivent être utilisées lors de simulation.

Pour caractériser le mode de fonctionnement actuel, on a élaboré la méthodologie suivante :

- Pour la STEP de Souk-Ahras : vu le manque des outils de contrôle on a effectué un débat avec les gestionnaires de la STEP, ou ils nous ont orienté à propos du débit réel entrant, le débit de recyclage, le débit d'extraction et la concentration de la charge polluante.
- Pour la STEP de Sedrata: on a eu l'occasion de suivre le déroulement du procès à l'aide du tableau automate et d'assister avec les laborantins lors de prélèvement d'échantillons.

Les caractéristiques d'eaux usées brutes des deux STEP sont présentées dans le Tableau (3.1).

Tableau 3.1 : Caractéristique de l'effluent d'entrée

Paramètres	Valeurs d'entrée	
	STEP Souk-Ahras	STEP Sedrata
Débit (m ³ /j)	10 000 m ³ /j	4000 m ³ /j
MES (mg/l)	500	560
DBO5 (mg/l)	450	310

3.4. Configuration des STEP et mode opératoire

Après avoir disposé la description physique de la filière (dimensions des ouvrages), Nous attribuons à chaque compartiment de la STEP un modèle, qui est celui prédéfini et disponible en

GPS-X. Les variables choisies comme étant des variables de contrôle des deux STEP sont : débit d'entrée de la station ; système d'aération ; l'oxygène dissous ; débit de recyclage de boue et le débit d'extraction de boue. La figure (3.1) illustre le bilan massique appliqué dans les deux STEP.

La STEP de Souk-Ahras a été simulée en ajustant les paramètres de proportionnalité entre le transfert d'oxygène dans la boue et l'eau claire à environ 0.9. De plus, la concentration d'oxygène dissous dans le réacteur a été fixée à une valeur de 2 mg/l. Ces deux ajustements permettent d'obtenir un besoin en oxygène par jour, nécessaire à l'élimination de la pollution carbonée et azotée, proche du calcul selon la méthode de dimensionnement des stations (Sadowski, 2002). La fraction de boue recyclée vers le réacteur se fait par l'intermédiaire des deux vis de recyclages vers le bassin d'aération (13068 m³). Le recyclage des boues est proportionnel au débit d'entrée tout en restant dans une fourchette centrée à 8000 m³/j pour maintenir les concentrations dans le bassin d'aération proches des valeurs mesurées. Un débit d'extraction de 7300 m³/j est choisi afin de refléter le mode opératoire actuel de la STEP. Pour la STEP de Sedrata, La simulation a été effectuée en ajustant les paramètres d'aération d'un système de diffuseur d'air d'un débit nominal unitaire de 10 nm³/h. Le recyclage de 2800 m³/j et l'extraction de 225m³/j1 ont été respectivement adoptés selon le mode opératoire actuel.

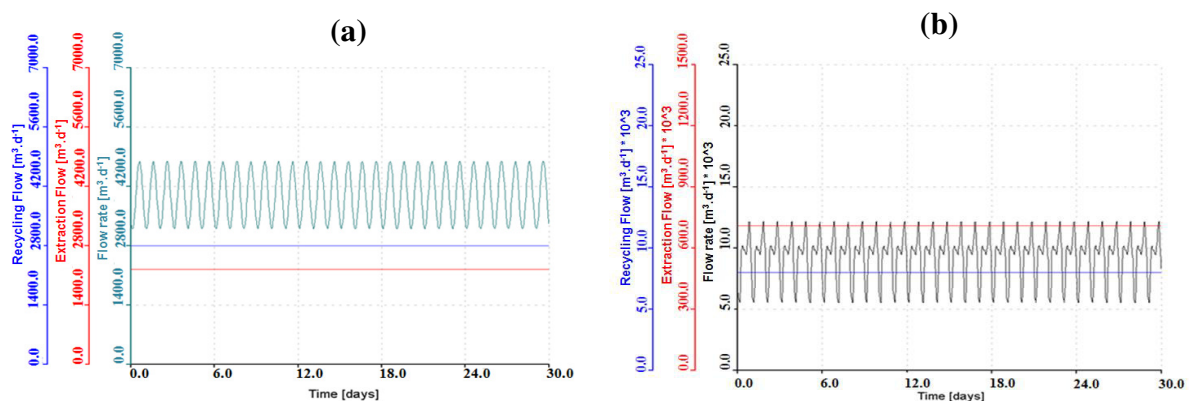


Figure 3.1 : Le bilan massique appliqué. (a) step Sedrata ; (b) STEP Souk-Ahras

3.5. Résultats et discussions

3.5.1. Calage et validation du modèle

La modélisation dynamique du procédé à boues activées est devenue un outil indispensable pour la conception et la gestion des stations d'épuration (Elshorbagy et Shawaqfan 2015; Insel et al. 2012). Cependant, le calibrage de ces modèles semble être un point critique dans leur application répandue (Sin et Vanrolleghem 2007). Le choix de l'ensemble des paramètres pertinents pour

effectuer la bonne prédiction du modèle utilisé est l'un des problèmes majeurs des modèles de boue activée (ASMs) au cours de l'application et de calage (Liwarska et Biernacki 2010).

Il est nécessaire de définir une méthode de calage selon le but de la modélisation, pour une première approximation afin de déterminer les conditions initiales, nous procédons à un calage en régime permanent. Les conditions initiales retenues à partir de cette étape seront par la suite introduites lors de la simulation dynamique. Nous considérons que le système est en état d'équilibre. Chaque sortie représente un état d'équilibre différent du précédent et du suivant. Les paramètres ajustés seront introduits manuellement en tenant compte des différentes interactions entre eux selon les deux principes suivants : (i) L'ajustement d'un paramètre se fait sur une phase où le processus relatif est nettement dominant ; (ii) D'autre part, lors de l'ajustement des cinétiques de dégradation nous faisons l'hypothèse que les valeurs des taux de rendement de la biomasse sont correctes. Ainsi, les paramètres à modifier sont les constantes cinétiques liées aux processus. Concernant les constantes d'hydrolyse, nous avons modifié les valeurs pour prendre en compte les résultats respirométriques (Elshorbagy, Shawaqfah 2015; Katipoglu et al. 2015). En effet, deux processus biochimiques importants qui doivent être contrôlés dans une STEP : croissance de biomasse et consommation de substrat (Spanjers et al. 1996).

Les valeurs de certains paramètres biologiques du modèle ASM1 ont été modifiées. Le taux de croissance des bactéries hétérotrophes aérobies, généralement compris entre 3 et 13,2/j (Henze et al. 1987), a été fixé à 7/j tandis que le coefficient de demi-saturation a été fixé à 5 g DCO/m³. Le taux de croissance de la biomasse hétérotrophe aérobique optimale présente une valeur basse de 4·j⁻¹.

Le choix des variables en sortie dépend de l'objectif visé. La concentration des matières en suspension (MES) et la DCO dans le bassin d'aération reflète la qualité de traitement. La concentration de la liqueur mixte (X) reflète bien l'activité bactérienne. Les évolutions de ces deux variables d'état (S et X) sont suivies dans le calibrage. Trois types différents de paramètres de calibrage dans le logiciel GPS-X sont distingués. Ceux-ci sont des paramètres liés aux fractionnements de la matière organique, les paramètres stœchiométriques et des paramètres cinétiques. Le calage peut être exécuté manuellement ou basé sur des techniques d'optimisation (Henze et al. 1987). Dans cette étude, nous avons opté pour les paramètres liés au fractionnement de la DCO, qui sont regroupés dans le Tableau (3.2). Cependant, le module d'optimisation 'l'optimiseur' du logiciel GPS-X a été utilisé pour déterminer des paramètres cinétiques et stœchiométriques (Y_H : coefficient de rendement hétérotrophe, μ_H : taux de croissance

hétérotrophe maximal, b_h : Taux de mortalité des bactéries hétérotrophes et K_s : le coefficient de demi saturation). Les paramètres de calage sont présentés dans la Tableau (3.3).

Tableau 3.2 : pourcentage de fractionnement de la matière organique DCO

Paramètres	Pourcentage
substrat Soluble inerte S_I	16%
substrat rapidement biodégradable S_S	25%
substrat lentement biodégradable X_S	37%
substrat particulaire inerte X_I	22%

Tableau 3.3 : Paramètres cinétiques et stœchiométrique obtenus après le calage

Paramètres	STEP Souk-Ahras	STEP Sedrata
Taux de croissance spécifique maximal des hétérotrophes μ_H, j^{-1}	1.7	7.5
Coefficient de demi-saturation $K_s, g\ COD \cdot m^{-3}$	5	6
Rendement de conversion des hétérotrophes $Y_H,$ g COD/g COD	0.42	0.66
Taux de mortalité des bactéries hétérotrophes b_H, d^{-1}	0.62	1.2

Les figures (3.2) et (3.3) montrent les variations des concentrations DBO et DCO des deux STEP. Les résultats de simulation ont été comparés visuellement aux données mesurées en sortie du clarificateur. Cette étape a permis de montrer que le modèle calé s'avère plus efficace.

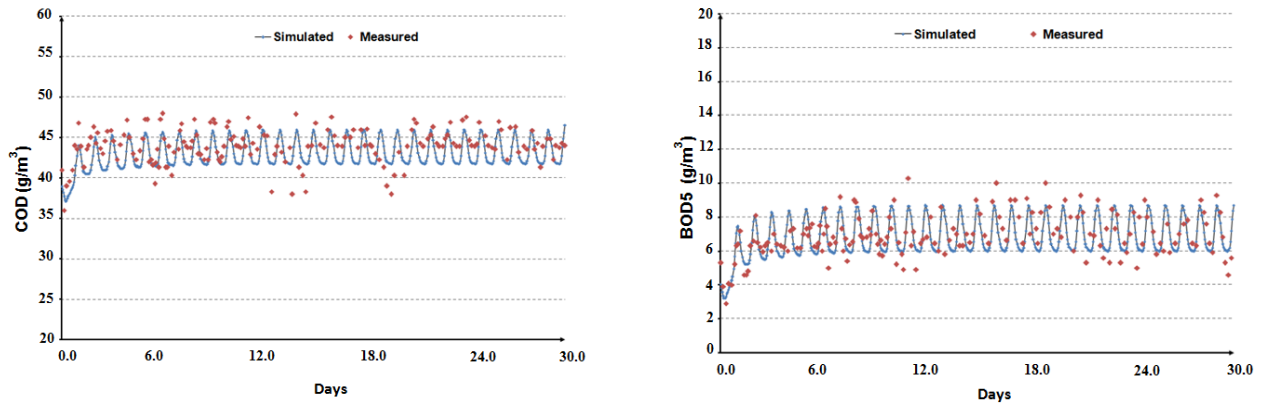


Figure 3.2 : Concentrations mesurées et simulées des paramètres DBO et DCO ;

STEP Souk-Ahras

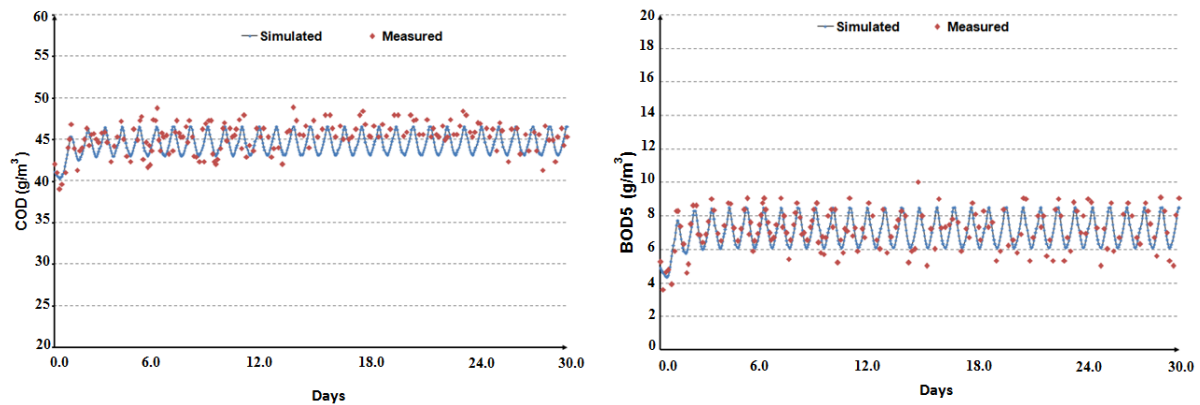


Figure 3.3 : Concentrations mesurées et simulées des paramètres DBO et DCO ;

STEP Sedrata

Après le calage du modèle, la validation a été faite pour une condition dynamique en utilisant une autre série de données correspondant à un évènement pluvieux. Le tableau (3.4) représente les données de la simulation correspondante.

Tableau 3.4 : Paramètres de simulation en temps de pluie

Paramètres	Souk-Ahras WWTP	Sedrata WWTP
DCO	350	290
MES	600	750
DBO5	250	280

Un des principaux intérêts d'un modèle est de pouvoir être utilisé comme outil de prédiction. L'analyse de la période de calage ne garantissant pas les capacités prédictives d'un modèle, la période de validation doit également être testée statistiquement. L'étude suivante repose donc à la fois sur les résultats de calage et la validation. La méthode de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) (équation 03) a été choisie comme critère de validation pour mieux juger la précision du modèle (POWER, 1993).

$$\frac{RMSE}{\bar{y}} = \frac{\sqrt{\frac{\sum(y - \hat{y})^2}{n}}}{\bar{y}} \dots\dots\dots (3.1)$$

Avec :

y : valeur observée ;

\hat{y} : Valeur simulée ;

\bar{y} : Moyenne des observations, n = nombre d'observations ;

n : nombre d'observation.

Le tableau (3.5) présente L'évaluation statistique RMSE des variables (MES, DBO et DCO) pour le calage en temps sec et la validation en temps de pluie.

Tableau 3.5: L'évaluation statistique des composés simulés

	STEP Souk-Ahras						STEP Sedrata					
	Calage (temps sec)			validation (temps de pluie)			Calage (temps sec)			validation (temps de pluie)		
	MES	DBO	DCO	MES	DBO	DCO	MES	DBO	DCO	MES	DBO	DCO
RMSE/ \bar{y}	0.19	0.20	0.08	0.26	0.27	0.11	0.21	0.10	0.07	0.3	0.21	0.16

L'évaluation statistique des périodes de calage et de validation donne des résultats similaires pour les différents critères, ce qui est confirmé par la méthode RMSE. Ce test permet de confirmer l'analyse visuelle des résultats, qui avait montré des valeurs simulées et mesurées relativement proches, ce qui montre les capacités de prédiction intéressantes du modèle ASM1.

3.5.2. Optimisation du fonctionnement des STEP

Optimiser la filière consiste à proposer différentes façons d'opérer le système biologique et déterminer celles qui répondent à certains critères d'une manière optimum. Pour ce but nous allons présenter quelques scénarios de simulation par le GPS-X qui démontrent l'intérêt considérable de l'optimisation du traitement biologique des STEP afin de prévoir des approches systématiques liées aux plusieurs conditions.

3.5.2.1. STEP Sedrata

Dans cette section nous allons tester deux (02) scénarios de gestion pour la STEP de Sedrata, le premier test en faisant augmenter le débit entrant de la STEP de Sedrata en tenant compte le projet de transfert des eaux usées de la ville de M'Daourouch. Pour le deuxième test en cherche d'évaluer la capacité suprême de la STEP et son horizon de saturation.

3.5.2.1.1. *Projet de transfert des eaux usées de M'Daourouch vers la STEP de Sedrata*

Dans ce scénario on évalue les modalités de fonctionnement les plus appropriées au projet de transfert afin d'apprécier les différentes consignes d'exploitation. Le débit de simulation est évalué à environ de 12000 m³/j (Débit actuel à l'entrée de la STEP + le débit de transfert de 8000 m³/j).

Après avoir lancé la simulation en utilisant le bilan massique approprié à ce scénario (débit d'entrée est de 12000 m³/j ; débit de recirculation est de 9200 m³/j ; débit d'extraction est de 950 m³ /j), on a obtenu des résultats satisfaisants du point de vue qualité dont les figures(...) présentées ci-dessous résumant les caractéristiques de la DBO avec ses fractions et la DCO en sortie de la STEP pour un débit de fonctionnement de 12 000 m³/j par filière. Les valeurs de la DBO et la DCO sont de 16 mg/l et 66 mg/l, respectivement.

Ce scénario indique la possibilité d'effectuer le transfert à condition de vérifier la limite de la capacité des pompes de recirculation et d'extraction ainsi il nous reste à vérifier le scénario de projection du projet de transfert à long terme.

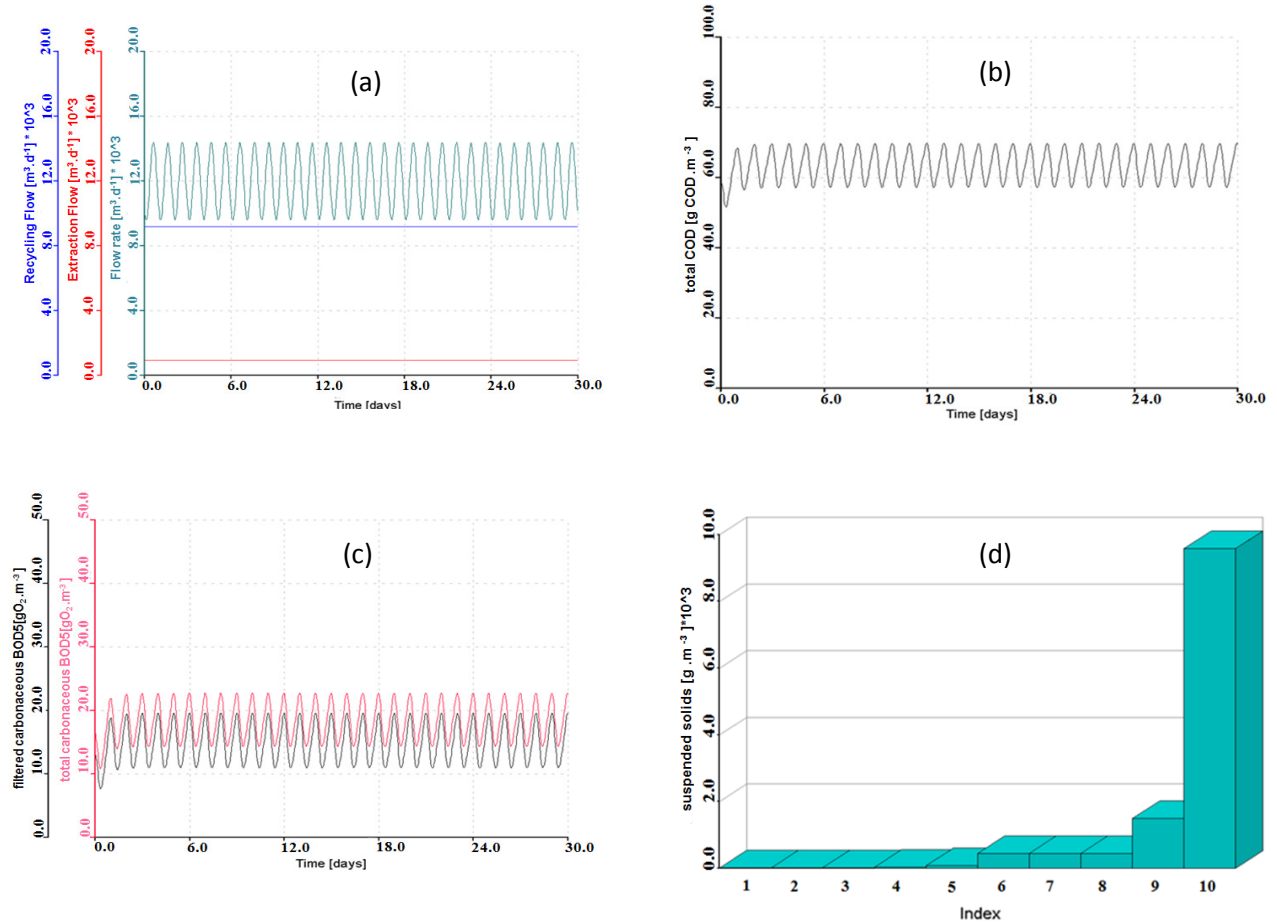


Figure 3.4 : résultats de simulation pour le projet de transfert des eaux usées de la localité de M’Daourouch vers la STEP de Sedrata: a) le bilan massique approprié, b) (DCO $\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$) concentration en sortie, c) (DBO $\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$) concentration en sortie, d) fraction de la matière en suspension dans le clarificateur.

3.5.2.1.2. Estimation de la capacité réelle de la STEP

La simulation suivante tente d’estimer la capacité réelle de la STEP de Sedrata tenant compte la projection du débit de transfert des eaux usées de la localité de M’Daourouch. L’évaluation des performances a rapporté une capacité limite de 40 000 m^3/j . Cette capacité dépasse de loin le débit nominal (24 000 m^3/j) mentionné dans le guide d’exploitation. Ceci impliquerait que la STEP de Sedrata peut supporter un volume de transfert supplémentaire de 16000 m^3/j vers 2033.

La figure (3.5) nous renseigne sur le dysfonctionnement que va subir la STEP à l’horizon de l’an 2033, sachant qu’avec sa configuration actuelle son débit est d’environ 40 000 m^3/j .

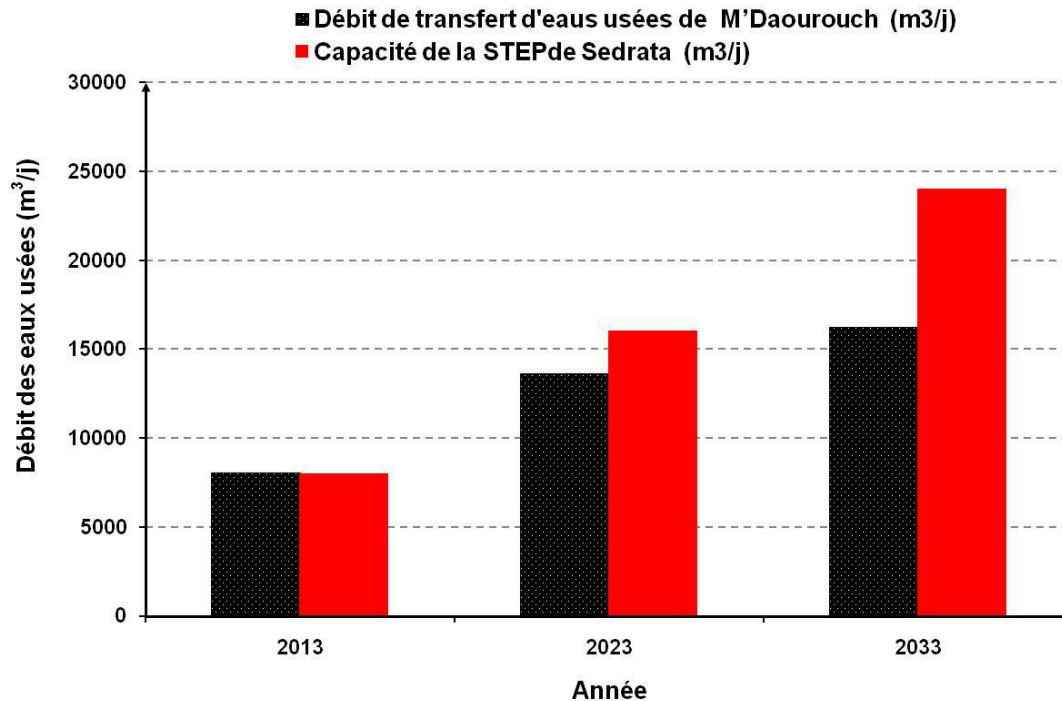


Figure 3.5 : la capacité réelle de la STEP de Sedrata à l'horizon 2033.

3.5.2.2. STEP Souk-Ahras

On a considéré trois scénarios de simulation pour la STEP de Souk-Ahras. Le premier examine la possibilité d'une réduction des quantités de boue produites. Le deuxième s'intéresse par la gestion du bilan massique du substrat et de biomasse. Finalement, le troisième scénario est utilisé pour l'évaluation de la capacité limite de la STEP.

3.5.2.2.1. Gestion de la production des boues

Le contrôle de la production des boues est un élément clé pour la gestion du procédé à boues activées. d'une part l'Augmentation de ces boues à donner un intérêt sérieux pour mener à plus de récupération de l'énergie en biogaz à travers la digestion anaérobie (Ge et al., 2013). D'autre part leur production en excès reste un problème délicat pour le procédé à boues activées qui nécessite l'intérêt de développement d'un processus qui contrôle ces grandes masses (Huang et Goel, 2015).

Dans un premier scénario on a étudié l'influence de l'augmentation de débit d'extraction (Q_w) dans le bilan massique à partir du débit de référence du modèle. La figure (3.6) illustre une réduction appréciable de 37 % de la production des boues lorsqu'on augmente le débit d'extraction de 710 m³/j à 900 m³/j. L'extraction de boue dans un processus de boue activée permet le réglage de l'âge de boue et le taux de régénération des micro-organismes. Ainsi, les

taux d'extraction croissants aboutiraient à une boue non-développée, avec un taux de production bas.

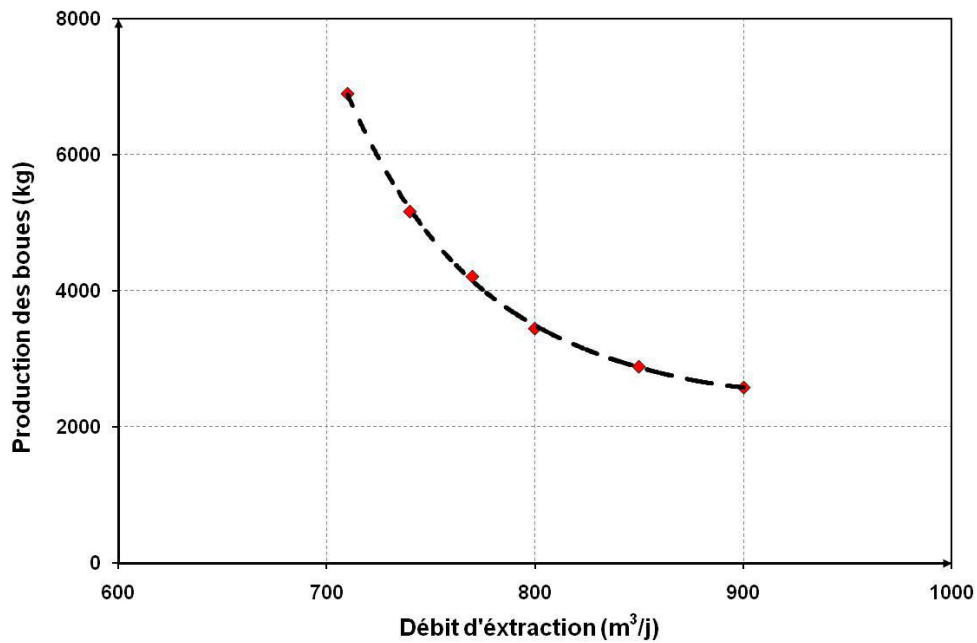
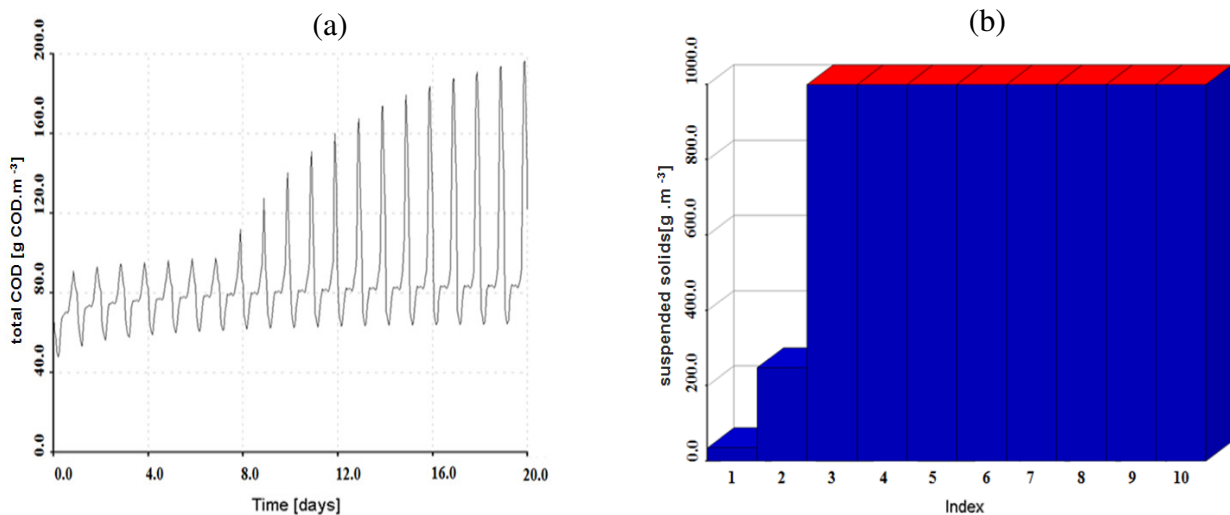


Figure 3.6 : réduction de la production des boues en fonction du débit d'extraction

3.5.2.2.2. L'influence du débit d'extraction sur les performances opératoires

Dans ce scénario on teste la stabilité du système biologique de la STEP en fonction de la variation du débit d'extraction, c.à.d. avec une telle extraction, le fonctionnement de la STEP devient instable. La figure (3.7) montre les grandeurs de sortie des paramètres : DBO, DCO, MES pour un débit d'extraction de 700 m³/j, à partir du cinquième jour les paramètres cités ci-dessus passent la gamme des normes des rejets, et le clarificateur atteint une saturation ce qui va engendrer un dysfonctionnement biologique.



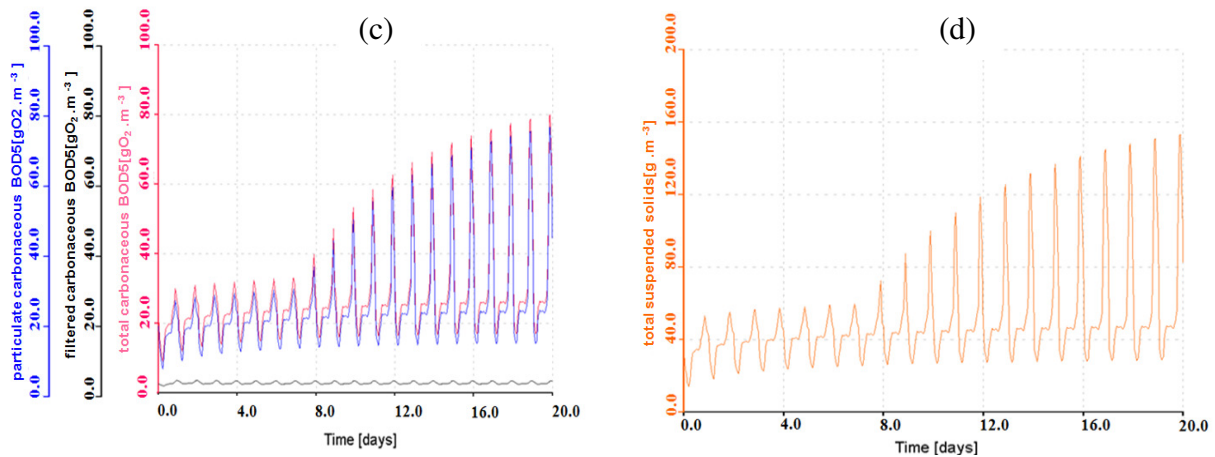


Figure 3.7 : Analyse des différents paramètres en sortie de clarificateur avec $Q_w=700\text{m}^3/\text{j}$,
 a) (DCO g/m^3) concentration en sortie b) saturation du clarificateur, c) (DBO g/m^3)
 concentration en sortie, d) (MES g/m^3) concentration en sortie

3.5.2.2.3. Estimation de la capacité réelle de la STEP

Dans ce scénario on évalue la capacité limite du clarificateur à travers l'estimation de la surface d'épaississement qui représente l'élément clé lors de conception des clarificateur en tenant compte de la concentration initiale de la couche boueuse C_0 et la concentration simulée au fond du bassin ainsi on évalue la surface de clarification pour différents débits de fonctionnement. Le concepteur peut être confronté à ce type d'analyse lors de dimensionnement des clarificateurs. La modélisation permet de tester différentes consignes d'exploitation, de conception afin de déterminer les modalités de fonctionnement les plus appropriées aux différentes conditions.

Le tableau (3.6) Représente la variation de la surface d'épaississement et la surface de clarification en fonction de l'évolution du débit d'eau usée, ou on a constaté que le débit journalier qui nous donne une conception similaire à celle mentionnée au niveau du guide d'exploitation de la STEP est de $30000\text{m}^3/\text{j}$ ce qui confirme la capacité limite du clarificateur de chaque filière.

Tableau 3.6 : Optimisation de la capacité limite du clarificateur

Débit (m^3/j)	Surface d'épaississement (m^2)	Surface de clarification (m^2)
10 000	520,83	250,25
15 000	781,25	375,37
20 000	1041,66	500,50
25 000	1302,08	625,62
30 000	1562,50	750,75

3.6. Conclusion

L'analyse des résultats obtenus a montré la validité des valeurs définies pour les différents paramètres. Ces valeurs sont, de plus, conformes à celles trouvées dans la littérature. Les capacités du modèle ont été mises en évidence. Les résultats obtenus montrent qu'il est possible d'utiliser ce type de modèle comme outil pour tester des hypothèses et des mécanismes, pour effectuer des prédictions ou pour estimer des paramètres non mesurables et, au final, pour aider à l'exploitation des systèmes d'épuration par boue activée.

Chapitre 4

Gestion de la consommation énergétique

Dans cette section on propose un modèle prédictif pour décrire l'évolution des variables pertinentes sur un domaine de fonctionnement large et représentatif des cas réels, nous nous attacherons à obtenir un modèle simple malgré la complexité des phénomènes à représenter. Ce modèle vise à l'optimisation des coûts de fonctionnement du système d'aération de la STEP de Souk-Ahras en se basant sur le contrôle de l'apport en oxygène pour mieux appréhender les conditions d'exploitation.

4.1. Introduction

L'optimisation des dépenses énergétiques représente un enjeu très important notamment au plan du bilan environnemental de l'épuration des eaux, sans pour autant remettre en cause la fonction première d'une station d'épuration qui est de délivrer une eau épurée conforme au niveau de rejet spécifié. Il s'agit donc d'une part, de réaliser des économies d'énergie, et d'autre part, de valoriser les énergies renouvelables autant que possible. Afin de disposer d'une base de données actualisées.

La part majoritaire de la consommation énergétique des stations d'épuration à boues activées est liée à l'aération. Celle-ci peut atteindre jusqu'à 70% de la consommation énergétique totale de la STEP (Fayolle et al., 2010).

Les travaux de recherche et le développement menés aux États-Unis, au Canada et en Europe (Burton Environmental Engineering, RCGIHagler, Bailly, Inc., Metcalf & Eddy Inc., 1993; Anderson, 1980; EPRI, 1992; 1993; Fosberg et Mukhopadhyay, 1981; Middlebrooks et al., 1981; Owen, 1982; Water Pollution Control Federation et American Society of Civil Engineering, 1988), démontrent que la consommation d'électricité dans les systèmes d'approvisionnement, de traitement, de distribution et d'épuration des eaux municipales dépasse leurs besoins de base.

Plusieurs études ont été concentrées sur la minimisation de consommation d'énergie en satisfaisant la qualité des eaux en termes de normes, cependant, dans cette contribution,

l'optimisation finale est adressée pour garder les honoraires environnementaux bas. Parmi ces études on trouve celle du cas élaborée par Chachuat et al. (2005) où il a examiné le profil d'aération et a mené à une réduction de la consommation d'énergie de 30 %. Une autre relative à la modélisation de la concentration en oxygène dissous maintenue dans les bassins est considérée comme l'une des plus importantes (Aboobakar et al, 2013, Ahn et al, 2010).

Il a été observé aussi qu'une concentration en oxygène dissous peut contrôler le processus biologique de nitrification et dénitrification (Kampschreur et al, 2009). De plus, les conditions d'oxygénation des bassins (les alternances répétées de phases anoxie et aérobie) peuvent également favoriser l'accumulation de N₂O (Chandran et al, 2011).

Ce volet s'intéresse à l'élaboration d'un outil d'aide au contrôle de la consommation énergétique dans la STEP de Souk-Ahras (EST Algérie) en utilisant le modèle mathématique à boues activées ASM1 à travers le simulateur GPS-X. Ce dernier est un outil puissant qui nous a permis: (i) d'enrichir les connaissances via le système à boue activée ; (ii) d'appréhender les conditions d'exploitation de la STEP en fonction de leurs tailles et de leurs états (iii) d'étudier la variabilité des fractions de la matière organique et juger leur adéquation au problème posé ; (iv) ainsi d'approcher la réponse en termes de comportements qu'aurait un réacteur biologique suivant la variation d'un paramètre ou d'une donnée d'entrée.

L'outil d'aide à la gestion du fonctionnement des STEP a été développé par le biais de la modélisation en respectant la méthodologie suivante : (i) l'identification du modèle ASM1 et son application avec le modèle de décantation de Takacs ; (ii) la caractérisation du mode de fonctionnement des STEP ; (iii) le choix du modèle et son calage ; (iv) la simulation du modèle qui consiste à faire des expérimentations sur une représentation virtuelle à l'aide du simulateur GPS-X en décrivant les principaux processus biologiques et physiques mis en jeu. Des résultats satisfaisants ont été obtenus à travers un scénario prospectif lié à une épargne économique dérivée de la gestion énergétique du procédé à boues activées. Ce scénario va servir à optimiser le fonctionnement des STEP et élaborer un programme de contrôle et de paramétrage. Le modèle obtenu peut servir : (i) au diagnostic du fonctionnement de réacteur biologique ; (ii) et à l'optimisation de la conception des systèmes d'aération en testant de nouveaux types, ce qui permettra ainsi d'éviter les solutions coûteuses.

4.2. Méthodologie de simulation adoptée

Afin de simuler le fonctionnement de la STEP de Souk-Ahras, la modélisation doit passer par la configuration de l'installation d'épuration, la caractérisation du mode de fonctionnement, ainsi que le choix et le calage du modèle. Les deux premiers volets ont été discutés en détail dans le

chapitre précédent. Donc dans la partie qui suit on s'intéressera beaucoup plus au troisième volet qui demande un calage qui correspond aux deux éléments clé dans le processus biologique (Nitrification /dénitrification).

4.3. Calage et validation

Les simulations à échelle réelle consistent à reproduire le fonctionnement de la station de la ville de Souk-Ahras, ceci nécessite la détermination de tous les paramètres du modèle. Ces paramètres peuvent être classés en trois groupes : paramètres hydrodynamiques, paramètres relatifs au transfert d'oxygène et paramètres relatifs aux réactions biologiques. La difficulté réside dans le fait que ces paramètres ne puissent pas être déterminés indépendamment l'un de l'autre. Le transfert d'oxygène dans les conditions opératoires réelles est très relié bien évidemment à la respiration des boues et donc aux paramètres cinétiques. De même, le coefficient de dispersion dépend du transfert d'oxygène. Les paramètres qui ont été obtenus à travers la littérature sont implantés dans le modèle. Les autres sont déterminés par calage en adoptant des démarches bien précises et bien argumentées, elles sont présentées au fur et à mesure dans chaque partie.

Le calage en régime permanent du modèle ASM1 consiste à déterminer les paramètres caractérisant le fonctionnement à long terme de la station. Dans cette étape, la fraction des particulaires inertes à l'entrée sera déterminée (fraction de X_i par rapport à la DCO totale). En effet, les fractions de l'eau usée sont déterminées par des mesures qui permettent la caractérisation de l'affluent. La fraction soluble de la DCO est déterminée par mesure de la DCO filtrée, puis les fractions soluble facilement biodégradable S_s et soluble inerte S_i sont estimées. La fraction inerte particulaire sera donc celle ajustée par le calage en se basant sur l'âge des boues du procédé.

La solution analytique de l'équation de variation des particulaires inertes permet de calculer leur concentration. Cette dernière dépend bien évidemment de celle des inertes à l'entrée.

Le calage en régime permanent est aussi nécessaire pour fixer les conditions initiales pour une simulation dynamique du fonctionnement de la station. Et aussi pour une première estimation des paramètres. L'étape de calage en dynamique est essentielle pour une meilleure caractérisation du fonctionnement dynamique du système et pour la détermination des taux de croissance autotrophe et hétérotrophe.

Un calage manuel est mené pour fixer les paramètres du modèle qui décrivent le mieux le fonctionnement du réacteur de la STEP. Les dynamiques des différentes formes d'azote doivent être reproduites par la simulation.

Un précalage a été effectué par l'ajustement des fractions de l'affluent. Le calage de la nitrification et la dénitrification a été effectué en se basant sur le protocole de Choubert (2002).

Un jeu de paramètres est fixé pour chaque étape. Les étapes de calage proposées sont récapitulées dans le tableau (4.1)

Tableau 4.1: Etapes de calage du modèle biologique

	Mesures nécessaires	Paramètres à modifier
1) Production et composition des boues	Age des boues X, Xb et Qb	X_s, X_i, I_{nx}, I_{ni}
2) Nitrification	Concentration en NH_4^+ à la sortie	K_{oa}, K_{nh}, b_a
3) Dénitrification	Concentration en NO_3^- à la sortie	$\eta_g, b_h, K_{oa}, K_{no}, K_{oh}$

Pour reproduire la dynamique de dégradation de l'azote, une simulation dynamique est lancée avec les paramètres de précalage retenus et en considérant la variation de l'affluent à l'entrée (variation de charge et de débit au cours de la simulation). Sachant que la simulation dynamique est très dépendante des états initiaux, nous devons fixer les concentrations initiales dans le bassin d'aération. Les concentrations en DCO particulaire inerte X_i , en biomasse hétérotrophes et biomasses autotrophes présentes dans le bassin d'aération ont été déterminées par une simulation en régime permanent avec les données moyennes de fonctionnement de la station.

4.3.1. Calage de la nitrification

Un calage des paramètres relatifs à la nitrification a été effectué. La variable cible est la concentration en azote ammoniacal S_{nh} à la sortie.

Le jeu de paramètres retenu à partir de l'opération de calage est présenté dans le tableau (4.2).

Tableau 4.2: Paramètres cinétiques pour le calage de la nitrification

Paramètre	Valeur initiale	Valeur retenue	Littérature
K_{nh} (mg/l)	1	1	-
K_{oa} (mg/l)	0.3	1.2	0.4-2
μ_a (j^{-1})	0.8	0.66	0.2-1
b_a (j^{-1})	0.2	0.19	0.05-0.2

Le jeu de paramètre retenu a été comparé aux résultats de l'étude de Choubert et al. (2008) sur 13 stations d'épuration en France traitant l'azote. Les résultats de simulation de différents auteurs sont récapitulés par Choubert et al. (2008) dans le tableau (4.3).

Tableau 4.3: Paramètres de calage de l'azote (Choubert et al. (2008))

	Valeur par défaut		Valeur calées		référence
	20°C	10°C	20°C	10°C	
μ_{\max} , (j^{-1})	0.8	0.3	0.8	0.45	<i>Dold et al., 2005;</i> <i>Marrs et al., 2004 ;</i> <i>Marquot, 2006</i>
b_a (j^{-1})	0.04	0.02	0.17	0.13	
h (gDCO/gDCO)	0.67		0.67 aéré 0.54 anoxic		<i>Muller et al., 2003;</i> <i>Orhon et al., 1998;</i> <i>Lopez et al., 2006</i>

Choubert et al. (2008) ont remarqué que l'utilisation d'un seul taux de conversion hétérotrophe Y_h surestime les concentrations en nitrate de l'effluent. Ils proposent d'adopter deux Y_h respectivement pour la croissance aérobie et la croissance anoxie des hétérotrophes pour la bonne prédiction des nitrates à la sortie.

4.3.2. Calage de la dénitrification

Un calage des paramètres relatifs à la dénitrification a été effectué. La variable cible est la concentration en nitrate et nitrite S_{no} à la sortie.

Les paramètres retenus à partir de l'opération de calage sont récapitulés dans le tableau (4.4)

Tableau 4.4 : Paramètres cinétiques pour le calage de la dénitrification

Paramètre	Valeur initiale	Valeur retenue	Littérature
η_g	0.7	0.66	0.6-1
K_{oa} (mg/l)	0.4	1.3	0.4-2
K_{oh} (mg/l)	0.2	0.2	0.01-0.2
K_{no} (mg/l)	0.5	0.2	0.1-0.5

Les paramètres ont été modifiés en se basant sur la marge de variation donnée par la littérature. Le facteur de correction pour la croissance anoxie des hétérotrophes η_g a été augmenté jusqu'à 0.66, en supposant qu'une grande biomasse hétérotrophe croie en anoxie. Le coefficient de demi-saturation de nitrate pour la dénitrification K_{no} a été diminué pour traduire une meilleure accessibilité des hétérotrophes à l'utilisation des nitrates présents.

4.4. Résultats du calage

Les résultats de la simulation avec GPS-X ont été comparés avec les mesures effectuées sur la STEP de Souk-Ahras. La concentration de la liqueur mixte mesurée qui est égale à 1800 mg/l a été comparée à celle simulée qui est de 2020 mg/l. Les résultats de la simulation après l'opération de calage sont récapitulés dans le tableau (4.5) :

Tableau 4.5: Résultats de calage

Paramètre	mesures	Simulation GPS-X
DCO _s soluble (mg/l)	33	37
DBO (mg/l)	10	06
azote ammoniacal S_{nh} (mg/l)	1.2	3.5
S_{no} (mg/l) nitrate et nitrite	0.7	1.5

Ce tableau regroupe les moyennes temporelles des concentrations de la qualité de l'eau à la sortie en termes de DCO, DBO et des formes d'azote. La dégradation de la DCO, de l'azote ammoniacal et de nitrite est assez bien représentée. La figure (4.1) illustre les variations temporelles des concentrations à la sortie de la STEP. Les résultats de simulation ont été comparés visuellement aux données mesurées à la sortie du clarificateur. Cette étape a permis de montrer que le modèle calé s'avère plus efficace pour prédire la solution optimale en termes de control de la concentration en oxygène dissous et de gestion de la consommation énergétique.

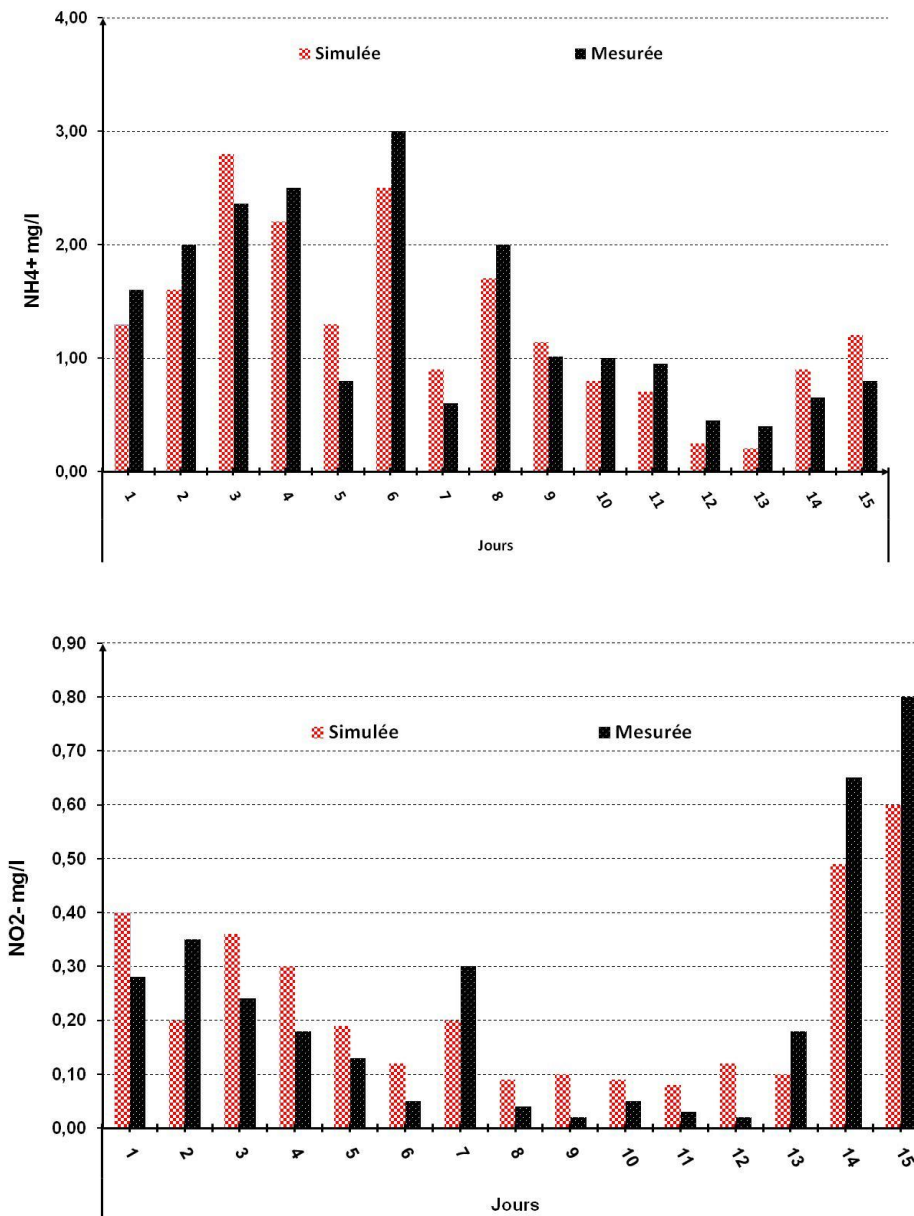


Figure 4.1: Concentrations mesurées et simulées à la sortie de la STEP a) en azote ammoniacal b) en nitrite

En se basant sur le rapport MES/MVS est quantifié à 75%. Les MVS simulées sont de 1642 mg/l. La concentration en MES simulée et mesurée de la liqueur mixte est donnée dans le tableau (4.6)

Tableau 4.6 : Concentration en liqueur mixte dans le bassin mesurée et simulée	
Concentration en MES mesurée (mg/l)	Concentration en MES simulée (mg/l)
2000	2190

4.5. Analyse des résultats de simulation

Les paramètres qui représentent l'adéquation du système épuratoire des eaux usées sont la charge carbonée telle que DBO et DCO, la matière en suspension MES ,et la concentration de nitrite et nitrate au niveau du bassin d'aération, ainsi l'évolution des bactéries hétérotrophes et autotrophes en fonction des conditions d'exploitation liées au transfert d'oxygène qui devient un facteur clé dans les processus de dégradation de la matière organique dans le réacteur biologique et dans le coût d'épuration. Dans ce cadre, les parties suivantes font l'objet d'une analyse de ces paramètres après avoir superposé les courbes calculées par le logiciel et les valeurs issues des mesures.

4.5.1. L'évolution de la biomasse dans le réacteur

La Figure (4.2) présente la variation de la concentration des micro-organismes hétérotrophes et autotrophes dans le réacteur biologique pour une concentration en oxygène dissous de 2 mg/l. la concentration moyenne des bactéries hétérotrophes (500 g/m^3) est plus élevée que les autotrophes (65 g/m^3) ce qui indique une élimination poussée de la charge polluante dont le processus de nitrification est dominant par rapport au dénitrification. Les micro-organismes sont maintenus en mélange intime avec l'eau à traiter et ainsi, entrent constamment en contact avec les polluants organiques des eaux résiduelles, ce qui engendre une évolution au niveau du réacteur biologique.

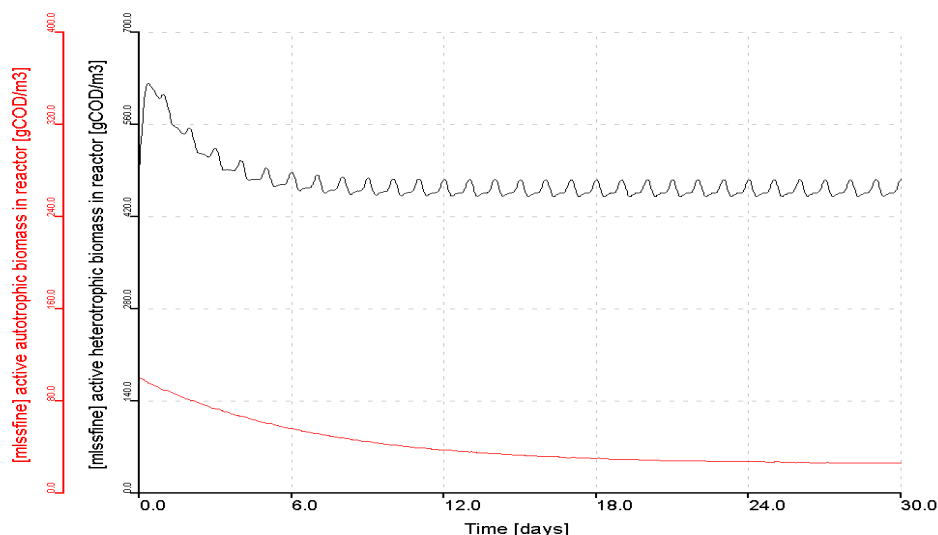


Figure 4.2: l'évolution des bactéries hétérotrophes et autotrophes dans le réacteur

4.5.2. La charge azotée

En ce qui concerne les indicateurs azotés de l'eau épurée, les écarts entre les mesures et les simulations sont faibles. La diminution de la concentration en nitrite et nitrate dans le réacteur est parfaitement reproduite par le modèle (Figure 4.3 a). La figure (4.3 b) montre que la teneur en NTK de l'eau épurée durant un mois est largement inférieure aux valeurs maximales tolérées dans les normes de rejet.

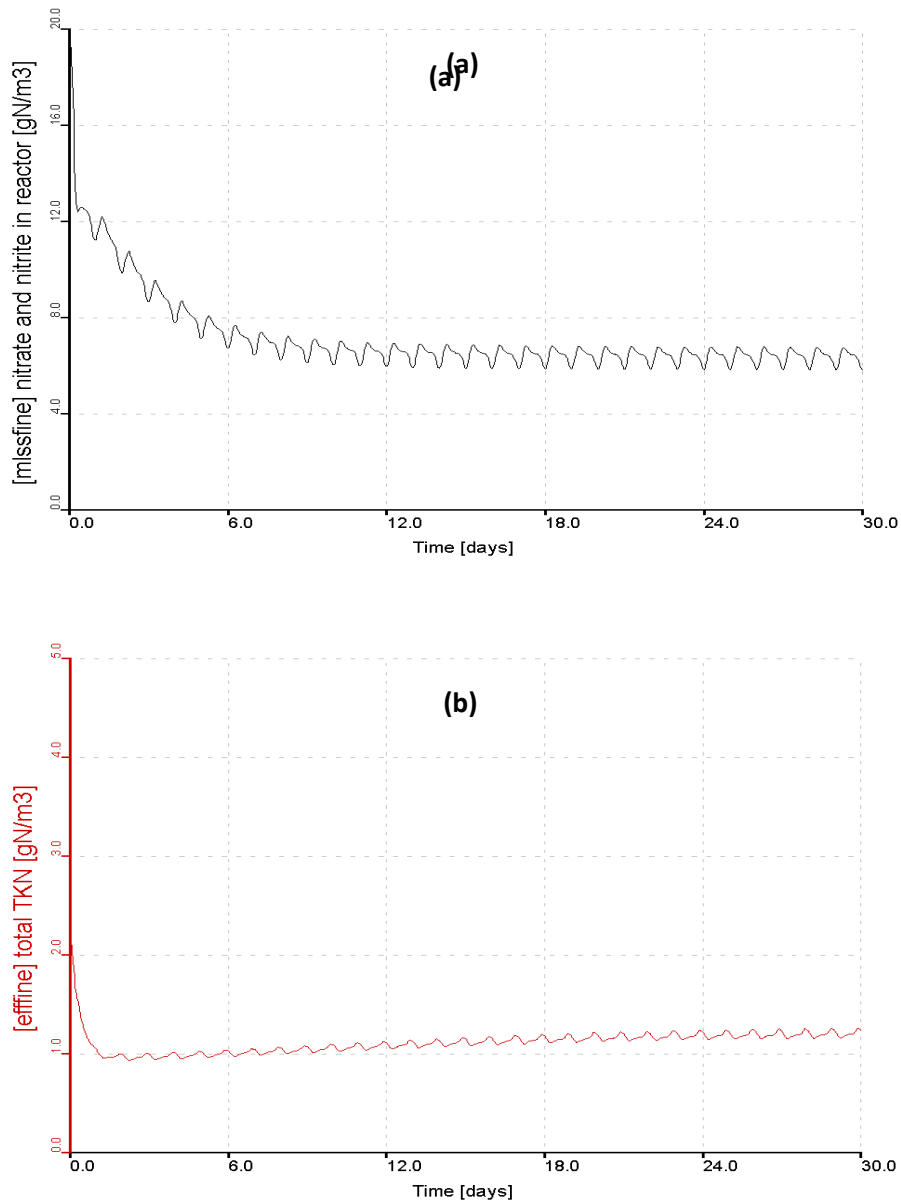


Figure 4.3 : Evaluation de la charge azotée : **(a)** nitrite et nitrate dans le réacteur, **(b)** NTK en sortie du système.

4.5.3. Le temps de résidence hydraulique

La figure (4.4) nous renseigne sur le temps de séjour hydraulique le plus approprié à la condition d'exploitation actuel dans le réacteur biologique, qui est estimé d'une valeur moyenne de 0.8 j.

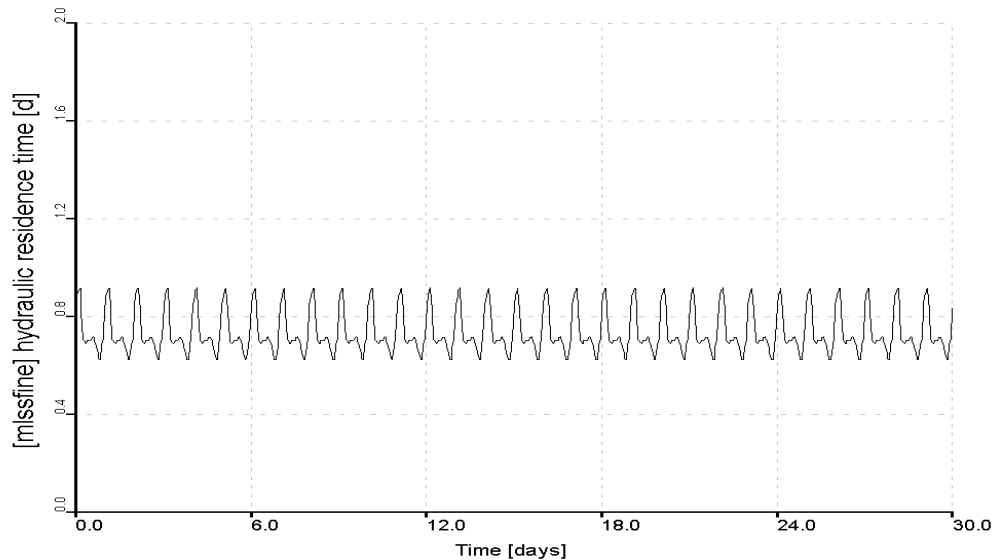


Figure 4.4 : évaluation du temps de séjour hydraulique dans le réacteur biologique.

4.5.4. Transfert d'oxygène dans le réacteur biologique

Le bassin d'aération est l'élément clé d'une station d'épuration des eaux usées urbaines. Dans le bassin on distingue plusieurs systèmes d'aération, mais l'aspect énergétique de cette structure lui confère une actualité particulière ce qui nous a conduit à entreprendre des séries de simulations afin de prévoir et d'optimiser le coût de fonctionnement. En effet, le coût d'aération représente 80 % du coût de l'énergie dans STEP à boue activée.

La détermination des besoins totaux réels en oxygène (Actual Oxygen Requirement, AOR), la détermination du nombre d'appareils d'aération et le calcul des débits volumétriques d'air nécessaires et la détermination de la consommation énergétique cumulative par les équipements nous permettent d'effectuer la gestion de la consommation annuelle réelle de l'énergie électrique pour n'importe quel système d'aération.

La figure (4.5) représente le débit volumétrique d'air réparti dans le réacteur avec une valeur moyenne de 26 g O₂/m³/h Lorsque'on atteint la concentration en saturation de l'oxygène dissous.

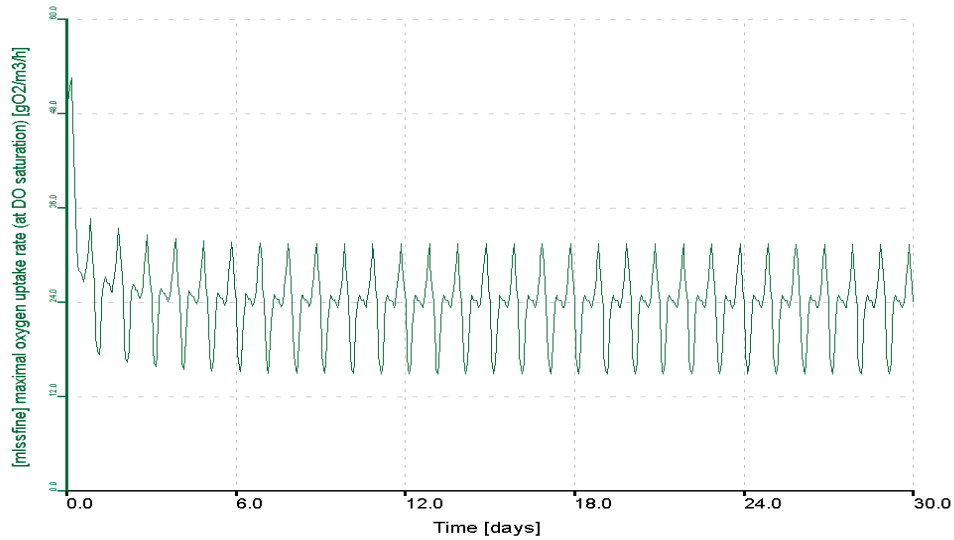


Figure 4.5 : Taux maximal d'assimilation d'oxygène

La dynamique de la concentration en oxygène dissous dans le procédé à boues activée est caractérisée par deux paramètres critiques : (i) la respiration ou le taux d'assimilation d'oxygène par des micro-organismes dans le liquide, (ii) et la fonction de transfert volumétrique de la masse d'oxygène qui est représenté par l'OTR (Lindberg, 1996). La figure (4.6) représente l'évolution de l'OTR en fonction des conditions d'exploitation de la STEP citées ci-dessus pour une période d'un mois. Cette dernière fluctue entre 9600 kg/j et 4700 kg/j avec une moyenne à 7200 kg/j selon le système de marche-arrêt des aérateurs.

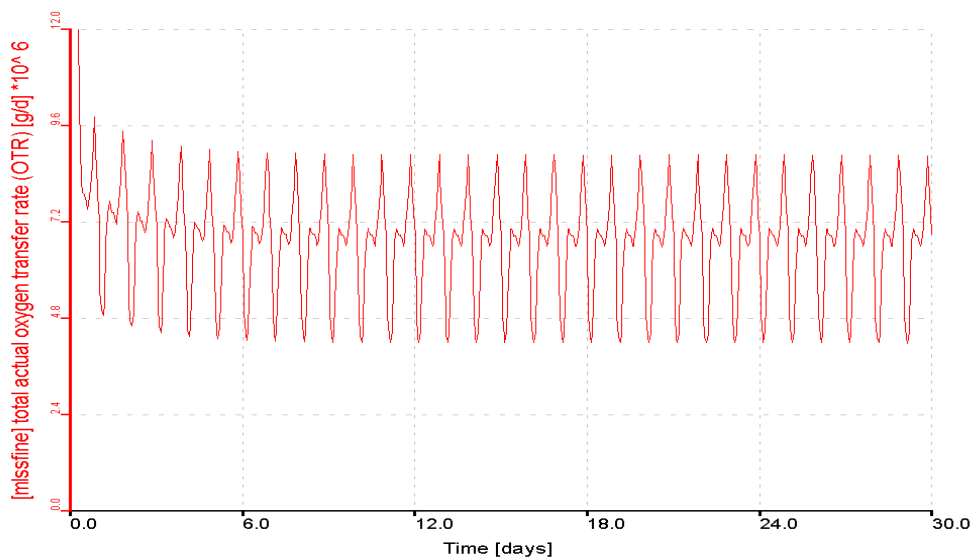


Figure 4.6 : le taux réel de transfert d'oxygène.

4.6. L'optimisation de la consommation énergétique en utilisant l'OD

L'optimisation de la consommation énergétique des systèmes d'aération doit être spécifiée par l'optimisation de la concentration de l'oxygène dissous dans le réacteur biologique. Son transfert à la phase liquide est le mécanisme principal pour maintenir une concentration en boues satisfaisante. Le niveau d'oxygène dans des eaux usées est limité par: (i) Solubilité d'oxygène base dans les liquides (Tchobanoglous et d'autres, 2003), (ii) Son taux de transfert (Garcia-Ochoa et Gomez, 2009), et (iii) sa consommation par biomasse active (Galaction et d'autres, 2010; Germain et d'autres, 2007; Rodriguez et d'autres, 2012). L'amélioration du transfert d'oxygène aide significativement à garder l'activité bactérienne au niveau désiré, sous des coûts plus bas (Chilson, 2012; Henderson, 2002; Liu et d'autres, 2011; Sibiga et Nerone, 2011).

Dans ce scénario on vise à optimiser la concentration de l'oxygène dissous dans le réacteur biologique à partir du cas de référence qui est égal 2 g/m^3 en tenant compte des indicateurs de performance épuratoire en sortie du procédé à boue activée.

Après avoir varié la concentration en OD progressivement dans le réacteur biologique tout en gardant les consignes d'exploitation, la figure (4.7) montre la valeur minimale de l'OD obtenue qui est fixée à 0.2 g/m^3

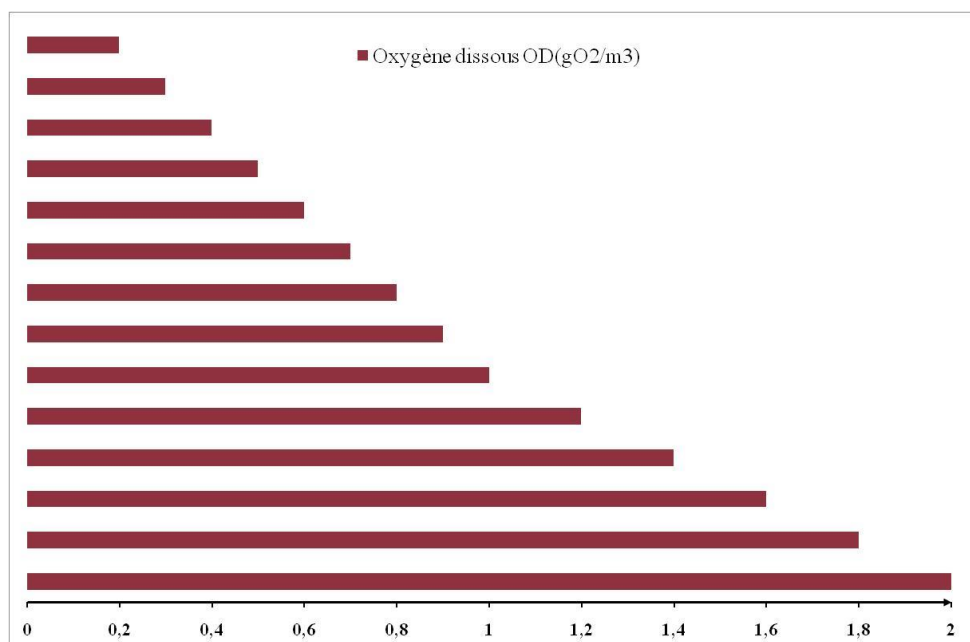


Figure 4.7 : l'intervalle de variation optimisé de l'OD dans le réacteur

Les figures (4.8) et (4.9) illustrent la consommation énergétique cumulative de référence qui est de l'ordre de 287 000 KWh ainsi que la consommation énergétique correspondante aux différentes concentrations en oxygène dissous.

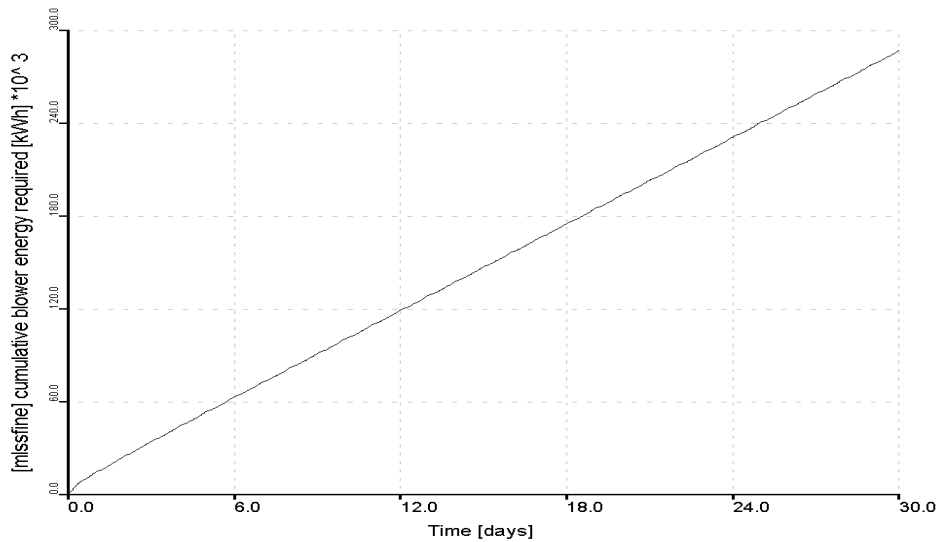


Figure 4.8 : la consommation énergétique cumulative de référence

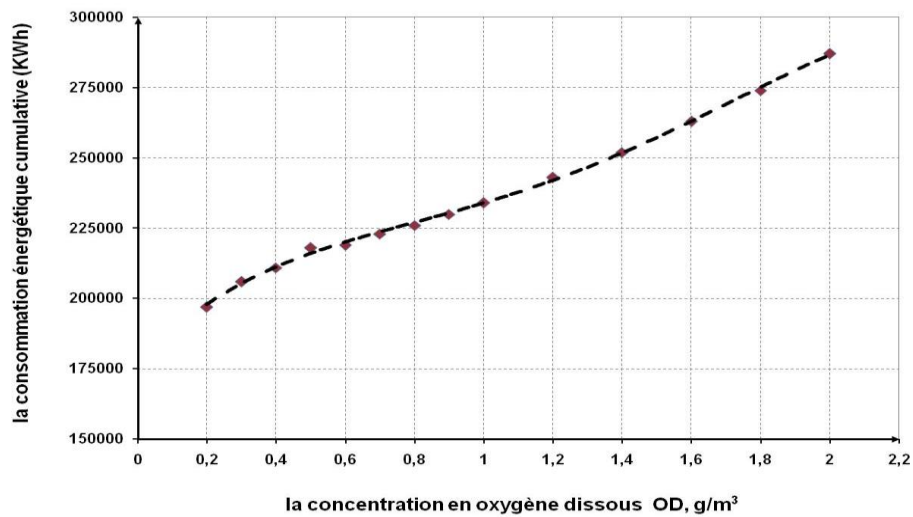


Figure 4.9 : la variation de l'énergie cumulative en fonction de l'oxygène dissous

4.6.1. Evaluation et analyse du coût

Les exploitants de la STEP se préoccupent du surcroît du coût de l'énergie sollicitée par l'exploitation actuelle du système d'aération. Le scénario obtenu a davantage d'impact sur la gestion globale de la consommation énergétique ou on a approuvé une réduction du coût d'environ 270 000 DA, en le réduisant d'environ 861 000 DA à 591 000 DA, ce qui représente

un gain de 31%. La figure (4.10) représente l'option de contrôle énergétique approprié à l'échelle de la station d'épuration de Souk-Ahras.

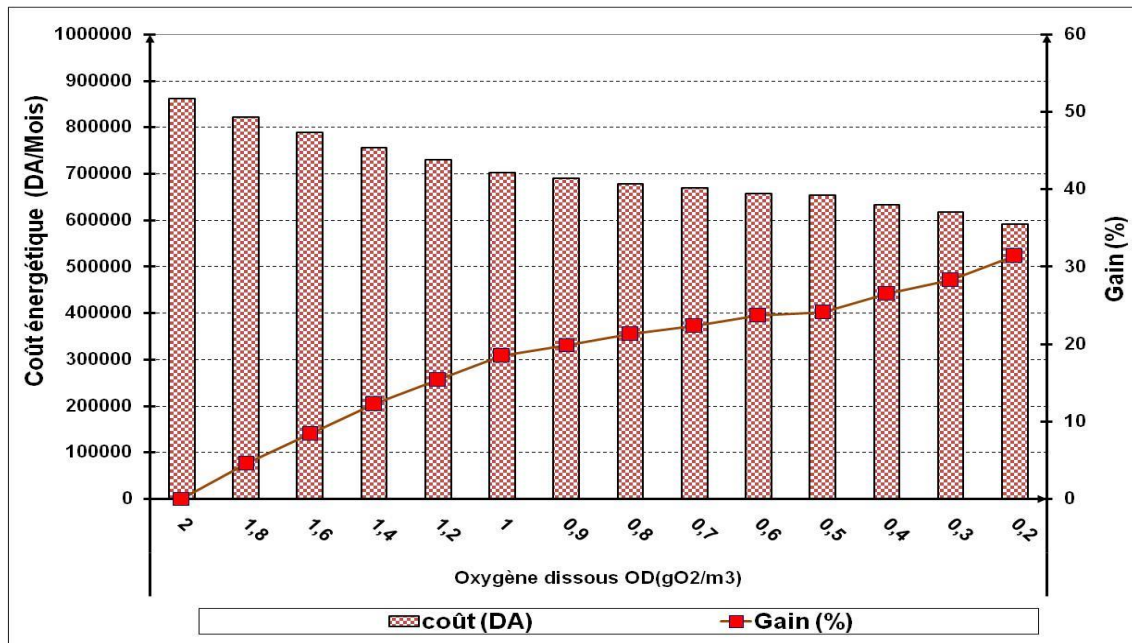
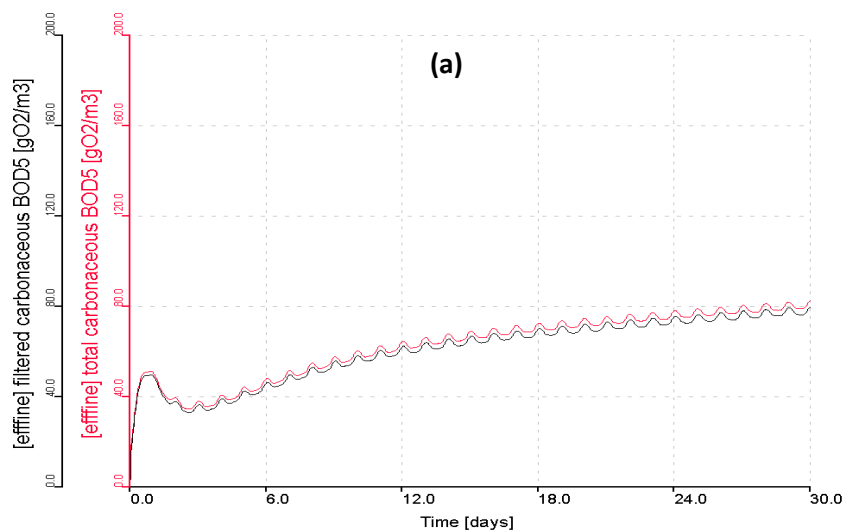


Figure 4.10 : l'optimisation du coût énergétique en fonction de l'OD

4.6.2. Dysfonctionnement du procédé à boues activée

La modélisation obtenue permet de tester différentes consignes d'exploitation, afin de déterminer les modalités de fonctionnement les plus appropriées. La figure (4.11) confirme l'optimisation obtenue de l'oxygène dissous dans le réacteur dont les indicateurs de performances de la STEP (DBO, DCO, et l'activité bactérienne dans le réacteur) seront grandement perturbés et dépassent les limites acceptables des rejets.



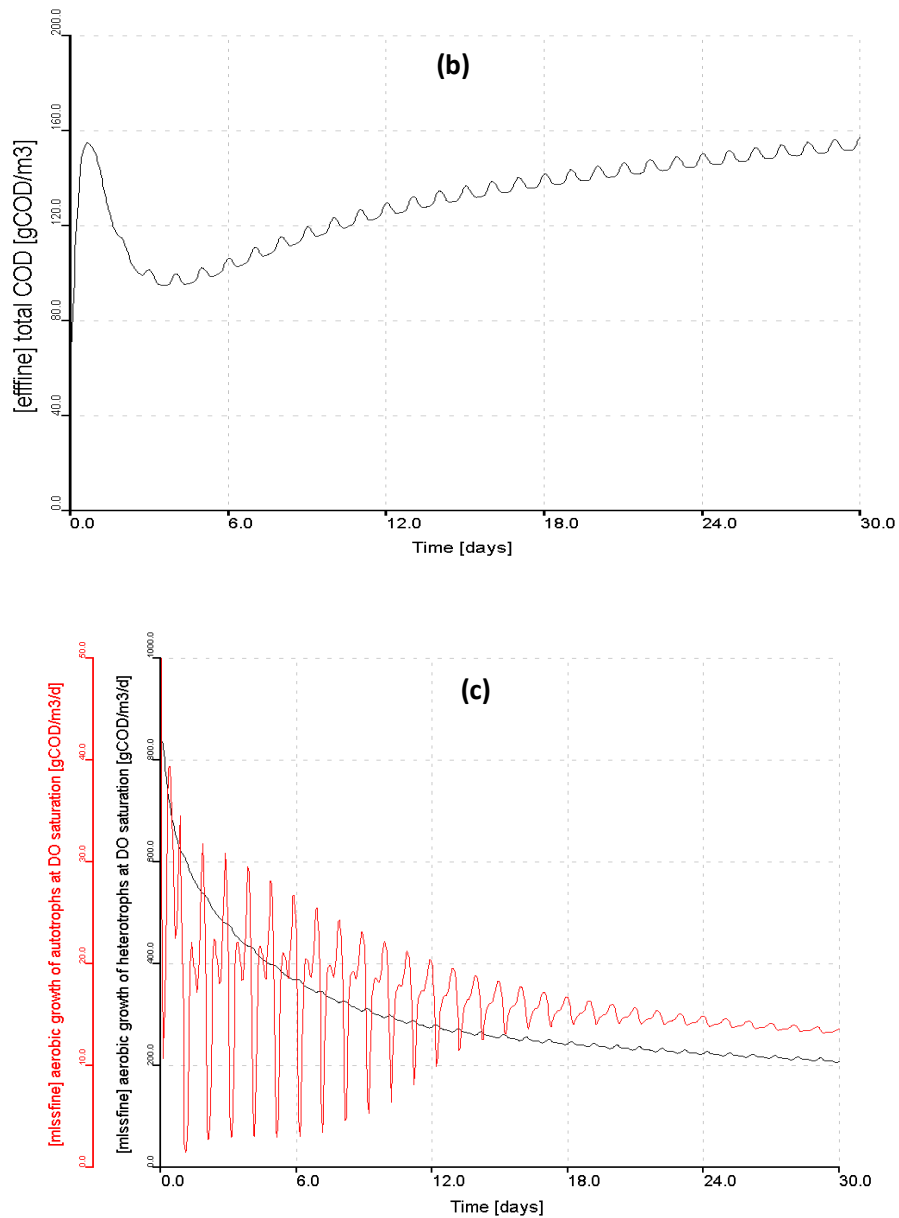


Figure 4.11: les grandeurs de performance de la STEP en fonction de l'oxygène dissous de $0.1\text{g}/\text{m}^3$, (a) DBO en sortie du système, (b) DCO en sortie du système et (c) l'évolution des bactéries hétérotrophe et autotrophe dans le réacteur.

4.7. Conclusion

Cette section a par ailleurs été l'occasion de s'intervenir au domaine de recherche, parce que le coût de l'énergie électrique dans l'exploitation des stations d'épuration représente des charges de plus en plus importantes pour les services publics de l'eau et de l'assainissement. L'optimisation de ces coûts est une nécessité parce qu'elle doit être intégrée dans l'exploitation des installations et les décisions d'investissement (nouveaux projets, amélioration du facteur de puissance... Etc)

Chapitre 5

Modélisation du clarificateur secondaire

5.1. Introduction

Les procédés biologiques sont délicats et parfois difficiles à contrôler, ils peuvent engendrer des situations imprévues, qui imposent des interventions coûteuses pour la réorganisation du système (par exemple, des phénomènes de gonflement de boues dans la sédimentation secondaire, ou intoxication de la biomasse). Ceci est particulièrement vrai pour les clarificateurs. Cependant le bon fonctionnement du processus biologique à boues activées dépend essentiellement la phase de séparation liquide-solide (Cho et al., 2007; Gnirss et al., 1996) qui a pour fonction de séparer par décantation la boue issue des bassins d'aération. La décantation de cette boue est très lente et sensible aux différentes conditions de fonctionnement. Sa conception hydraulique est donc importante et pourrait être dans bien des cas optimisée. Pour cette raison, les techniques de simulation dynamique sont devenues un support dans les phases de conception de nouvelles stations et dans la rénovation des STEP existantes, ainsi des outils de contrôle et d'évaluation de l'efficacité des choix de gestion.

Il existe de nombreux modèles de décantation, des plus aux plus perfectionnés (Ekama et al., 1997). Les modèles 1D sont les plus nombreux dans la littérature (Chancelier et al., 1997; Dupont et Henze, 1992; Härtel et Pöpel, 1992; Jeppsson, 1996; Laikari, 1989; Otterpohl et Freund, 1992; Takács et al., 1991; Watts et al., 1996, Printemps et al., 2004). Ils traitent les différentes zones de sédimentation avec les équations appropriées en couches horizontales homogènes selon un axe vertical. Plusieurs auteurs ont aussi étudié les écoulements dans les bassins de décantation primaires. L'opération de ces bassins est particulière à cause de la faible quantité de solide, leur faible densité et des faibles vitesses de sédimentation (Lyczkowski et al. 1992).

Autre technique de modélisation plus sophistiquée, notamment la dynamique des fluides numérique (CFD), a été appliquée pour les clarificateurs afin de maîtriser certaines limitations des approches de modélisation. CFD est basé sur la mécanique des fluides fondamentale. La

technique de modélisation des clarificateurs est présentée sous forme d'une grille ou une maille avec un ensemble de cellules. A l'aide des équations de masse et la concentration d'aliments solides, toutes les réactions chimiques ou biologiques sont alors marquées pour chaque cellule dans la grille. Ainsi, le flux dans n'importe quelle cellule particulière dépend de ce qui se passe dans les cellules voisines et sur les frontières du bassin.

Dans les bassins de sédimentation, bien que les vitesses de flux moyennes soient relativement faibles comparées à d'autres processus, le nombre de Reynolds est parfois assez élevé ce qui cause un flux turbulent. L'effet turbulent créé dans le clarificateur est basé sur une gamme de modèles de turbulence d'équations simples (Valioulis et al., 1984 ; Krebs et al., 1995) aux modèles d'équation différentiels plus complexes par exemple k- ϵ model (Stamou et Al., 1989 , Dahl et Al., 1994).

Pour assurer la performance des clarificateurs et obtenir un fonctionnement optimal, des études de recherches ont été élaborées aussi dans ce contexte (Larsen, 1977; Krebs, 1991; Takacs et al., 1991; Ekama et al., 1997; Freimann, 1999; Patziger et al., 2005; Bürger et al., 2011), pour faire face aux différentes contraintes, à savoir : (i) la géométrie des bassin (ii) le bilan massique appliqué (iii) et l'écoulement hydrodynamique. Larsen (1977) a présenté l'application du CFD pour la décantation secondaire en Suède afin de montrer que la caractéristique la plus importante du flux est la présence des courants de densité. Ces courants, qui sont causés par les différences de densité des deux phases dans les bassins. Autres modèles de CFD décrivant la théorie de sédimentation ont été présentés après le travail de Larsen (1977), cependant, seulement un petit nombre de ces modèles prend des courants de densité à partir de la combinaison du flux avec les équations de transport de la matière solide via une équation statique. Cette combinaison, qui est essentiel pour la modélisation appropriée du flux dans les clarificateurs, a été présentée pour la première fois par Adams et Stamou (1986) ; DeVantier et Larock (1987). Adams et Stamou (1986) ont appliqués la différence finie en tenant compte le modèle bidimensionnel dans l'un des bassins de sédimentation étudiés par Larsen (1977) pour démontrer l'effet d'inclusion d'un terme de force de flottabilité sur le champ de flux. Sans ce terme, le flux a montré le comportement unidirectionnel partout dans le clarificateur. L'effet de la non uniformité des particules solides a été pris en compte dans les modèles de Zhou et McCorquodale (1992) ; Lyn (1992) à travers l'équation de vitesse exponentielle double de (Takacs et al. 1991). Lyn (1992) a appliqué la méthode proposée par (Stamou et Al.,1989) en utilisant une vitesse de sédimentation correspondante aux différentes classes de la sédimentation. Les deux modèles ont montré que :

(i) le champ de flux peut être significativement changé par des petites différences de densité; (ii) la non uniformité des matières à décanter sont critiques pour prévoir l'efficacité de déplacement.

Rodi (1980) a modélisé le comportement du flux turbulent à l'aide des équations de Navier-Stokes à l'aide du modèle $k-\epsilon$ de turbulence. Ce dernier confirme que la performance réelle du clarificateur est fortement influencée par des effets hydrodynamiques et physiques des deux phases solide-liquide. Autre étude a été élaborée par Szalai (1994) en utilisant (CFD) pour déceler la hauteur du lit de boues et le tourbillonnement ensuite faire comparer les résultats obtenus avec les mesures de McCorquodale (1976). Griborio (2004) a présentés l'importance des techniques de CFD pour la prédiction de la performance de clarificateurs circulaires sous différentes configurations géométriques.

Cette section vise à étudier le flux turbulent à deux phases solide-liquide du clarificateur de la STEP de Souk-Ahras à l'aide de la technique de CFD en utilisant l'outil de modélisation Fluent. Cet outil nous ont permis de : (i) Simuler l'écoulement dans le clarificateur secondaire ; (ii) décrire les propriétés physiques de la boue via son indice de boue et sa vitesse de décantation à travers des modèles physiques ;(iii) d'optimiser la hauteur du voile de boues pour différentes charges hydraulique ainsi pour différentes configuration ; (iv) évaluer la capacité limite du clarificateur.

5.2. Principe de modélisation

L'application de la technique de CFD pour la simulation de l'hydrodynamique du clarificateur doit passer par les étapes suivantes :

Etape 1 : Collecte et présentation des données

Cette étape qui a été discutée dans les chapitres précédents a pour but de collecter les débits et les concentrations en MES, en entrée, recirculation et en sortie des clarificateurs. Ainsi de renseigner sur la concentration en MES en divers points des clarificateurs, la hauteur et la forme du voile de boue.

Etape 2 : Simulation de l'hydrodynamique du clarificateur.

Cette étape a pour but de caractériser la décantation de la boue afin de disposer d'un jeu de données décrivant les propriétés physiques de la boue. Ce jeu de données est nécessaire pour la construction du modèle numérique.

Etape 3 : Validation des résultats de la simulation par rapport aux mesures expérimentales.

Etape 4 : Optimisation du fonctionnement du clarificateur.

Une fois validé, le modèle est utilisé pour tester différentes géométries et conditions opératoires des clarificateurs étudiés. Les diverses préconisations sont testées pour un ouvrage à volume constant et dans les mêmes conditions opératoires.

5.3. Simulation de l'hydrodynamique du clarificateur

La simulation comprend les parties suivantes :

- Construction de la géométrie et du maillage
- Choix des modèles physiques appropriés
- Analyse des résultats de simulation
- Optimisation du clarificateur secondaire

5.3.1. Construction de la géométrie et du maillage

Il s'agit dans un premier temps de construire la géométrie et le maillage du clarificateur secondaire.

5.3.1.1. Géométrie

A l'aide du préprocesseur GAMBIT utilisé dans le code de calcul Fluent, nous pouvons configurer la géométrie réelle du clarificateur secondaire en indiquant son diamètre (45 m) sa hauteur en périphérie (3 m), pente de fond (1/10), pente de la poche à boue (1/1), hauteur d'eau au centre (5,40 m), Diamètre du Clifford (3,70m) et immersion du Clifford (2.40m).

La figure (5.1) montre la géométrie du bassin en 2D et en 3D respectivement.

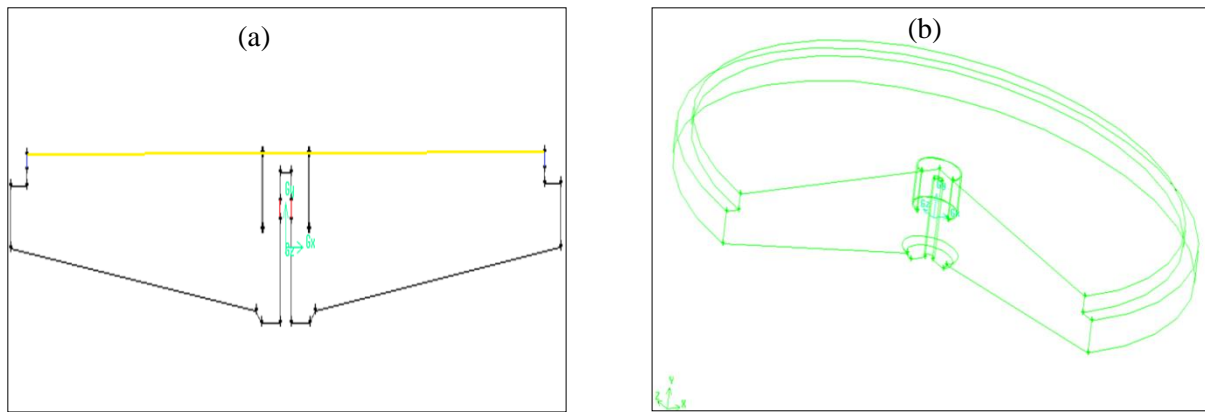


Figure 5.1 : La Géométrie du clarificateur en modèle (a) 2D et (b) 3D

5.3.1.2. Le maillage

L'opération de maillage est une phase indispensable, elle conditionne la précision des calculs dans les étapes ultérieures. Un nombre de mailles insuffisant fera **diverger les calculs** ou sera responsable d'une **diffusion numérique** trop importante. Il faut trouver un compromis entre le nombre de mailles et le temps de calcul qui augmente considérablement avec le raffinement de la discrétisation du domaine.

Le clarificateur secondaire est maillé à l'aide d'un maillage non structuré triangulaire dans le modèle 2D (Le maillage est constitué de 40612 cellules) (Figure 5.2) et à l'aide d'un maillage non structuré tétraédrique dans le modèle 3D (il est constitué de 181087 cellules) (Figure 5.3).

Les simulations étaient effectuées sur un domaine 2D pour réduire le temps de calcul algorithmique.

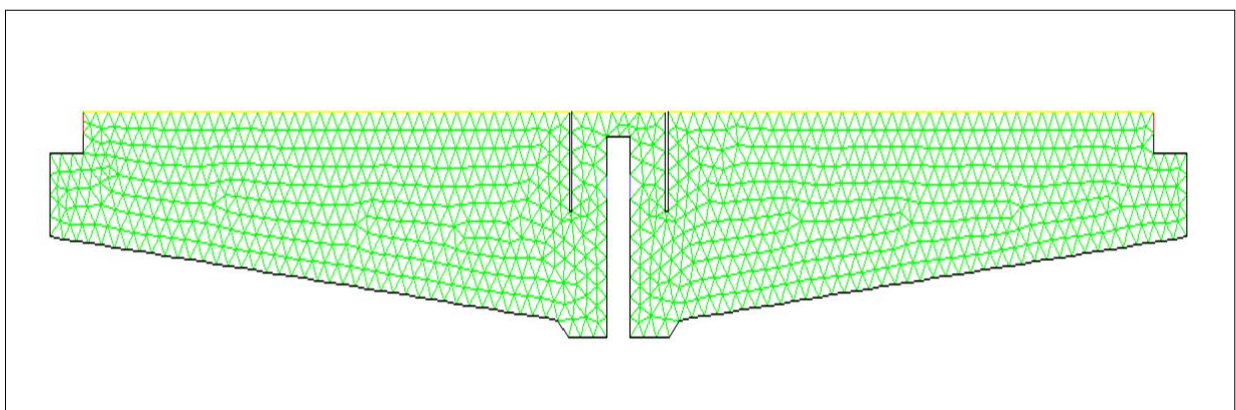


Figure 5.2 : maillage du clarificateur de STEP de Souk-Ahras (modèle 2D)

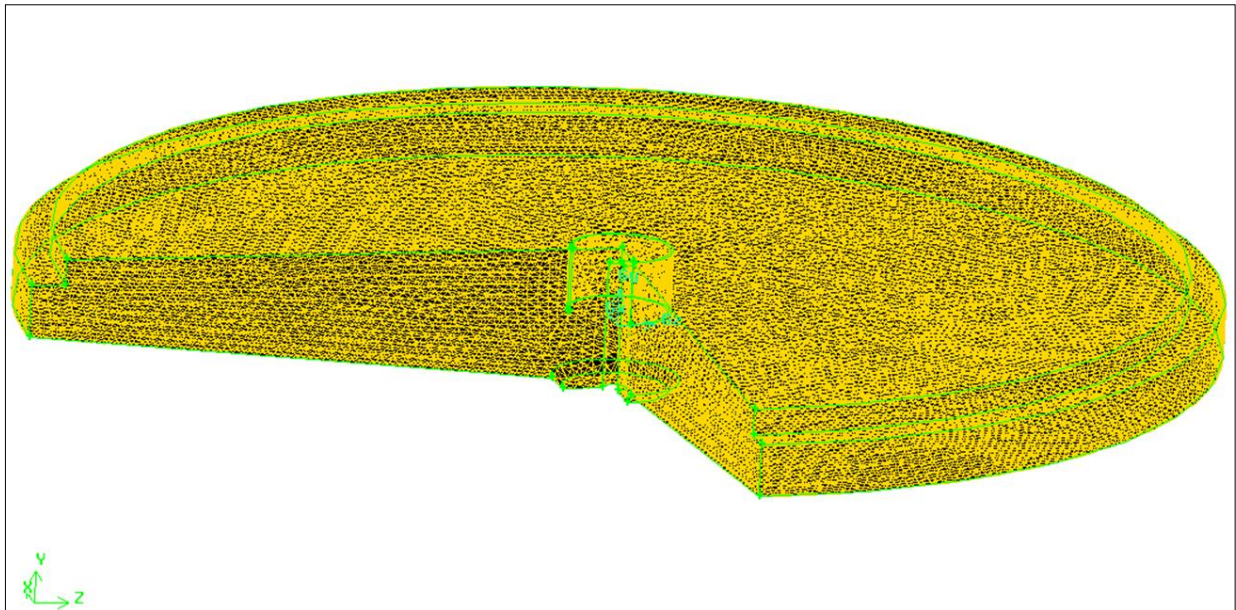


Figure 5.3 : maillage du clarificateur de STEP de Souk-Ahras (modèle 3D)

5.3.2. Choix des modèles physiques appropriés

C'est la partie la plus délicate car elle conditionne la qualité et la pertinence des résultats. On rappelle que les équations résolues sont celles de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement couplées à des équations pour résoudre la turbulence.

5.3.2.1. Le modèle fluent en diphasique

Le fonctionnement du clarificateur est conditionné par une phase continue liée à l'eau et une autre dispersée et représentée par la boue diluée dans l'eau. La littérature montre en effet que la fraction volumique de la boue dans de tels ouvrages dépasse rarement, en moyenne, la valeur de 10%.

Nous avons choisi le modèle eulérien-eulérien qui résout l'équation de continuité, les équations des vitesses de l'eau et de la boue et l'équation de la fraction volumique de la boue.

Le modèle eulérien-eulérien où l'on considère que les deux phases sont continuées et interagissent entre elles via les termes d'échanges inter faciaux. Ce modèle nécessite des données locales pour choisir correctement les modèles de fermeture, avec en plus des temps de calcul très importants, car il résout le même nombre d'équations pour l'eau et pour la boue.

Dans cette approche eulérienne-eulérienne, Fluent propose trois modèles de turbulence (laminaire, k-epsilon, Reynolds stress). Dans notre étude le modèle de turbulence standard K- ϵ est utilisé.

Fluent résout donc deux équations supplémentaires pour la turbulence (équations de transport de k et ε pour l'eau). En choisissant ce modèle de turbulence, nous économisons deux équations supplémentaires (équations de transport de k et ε pour la boue).

4.3.2.2. Imposition des conditions aux limites

L'entrée de l'effluent est simulée par une condition de vitesse. Cette condition permet d'imposer une vitesse uniforme sur toute la section d'entrée. En régime turbulent, deux autres paramètres sont nécessaires :

- Le diamètre hydraulique, calculé pour la section d'entrée circulaire, $D_h = D$ diamètre du tuyau d'entrée.
- L'intensité turbulente, calculée par la formule : $I = 0,16 \cdot (Re_{Dh})^{-1/8}$ avec Re_{Dh} le nombre de Reynolds basé sur le diamètre hydraulique $Re_{Dh} = \frac{\rho_c V D_h}{\mu_c}$
Où ρ_c est la masse volumique de l'eau, μ_c est sa viscosité dynamique et V la vitesse moyenne de l'eau.

Les conditions aux frontières sont les suivantes :

- les parois du clarificateur, le tuyau d'entrée et le Clifford sont représentés par une condition de non glissement (paroi solide) ;
- La section du tuyau d'alimentation est représentée par une condition d'entrée ;
- La surverse est représentée par une condition de sortie ;
- La surface libre du clarificateur est représentée par un plan de symétrie.

Enfin la dernière étape consiste à une résolution numérique des équations.

Dans toutes les simulations, le pont racleur n'est pas pris en compte. En effet, cet élément tournant à faible vitesse ne perturbe pas l'hydraulique de l'ouvrage.

5.3.2.3. Convergence des calculs

Pour s'assurer de la convergence des calculs, nous nous aidons de deux critères visuels. Le premier consiste à observer les courbes des résidus, tracées par Fluent, en fonction des itérations. Lorsque les résidus sont faibles (inférieurs à 10^{-3} au moins) et que les courbes deviennent plates comme illustrées ci-dessous sur la figure (5.4), nous pouvons considérer que la solution est atteinte.

Un autre critère consiste à suivre l'évolution des champs de vitesse, de pression, au fur et à mesure des itérations. Lorsqu'ils n'évoluent plus, cela signifie que le calcul a convergé.

En combinant ces deux critères visuels, nous avons déduit que la solution était obtenue au bout de 90500 itérations.

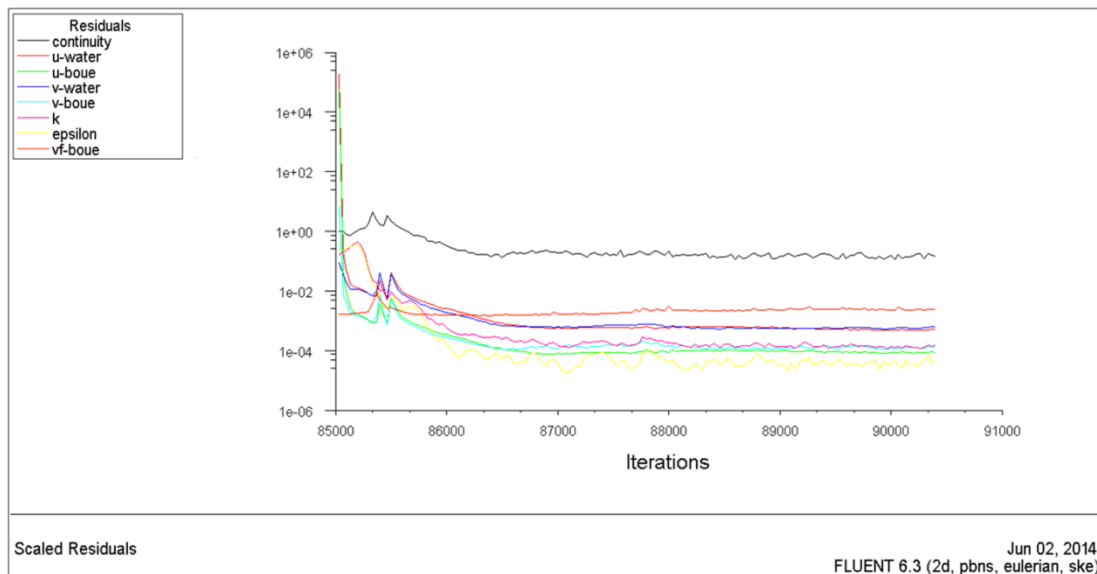


Figure 5.4 : Courbe des résidus

5.3.3. Analyse des résultats de simulation

Cette section présente les résultats obtenus par la simulation numérique du clarificateur de la STEP de Souk-Ahras après avoir caractérisé les propriétés physiques (viscosité, masse volumique et diamètre des floes) pour l'eau et la boue qui définissent le mélange dont les propriétés sont présentées ci-dessous :

- Les propriétés de la boue sont les suivantes :
viscosité = 10^{-3} Pa.s, masse volumique = $1\ 000\ \text{kg.m}^{-3}$.
- Les propriétés de la boue sont les suivantes :
viscosité = $1,53 \cdot 10^{-3}$ Pa.s, masse volumique = $1\ 005,3\ \text{kg.m}^{-3}$, diamètre des floes = 0,89 mm.

On rappelle que ce clarificateur a une configuration traditionnelle : Clifford plongeant dans le voile de boue.

La figure (5.5) présente le champ de la vitesse. Cette dernière est importante. Dès que l'effluent rejoint la zone du Clifford, l'intensité diminue: le Clifford dissipe une partie de l'énergie cinétique turbulente du fluide. Ensuite une partie de l'effluent est ré-aspirée dans cette zone sous l'effet d'un vortex, l'autre partie se dirige vers l'axe central. Il se crée au sein du clarificateur plusieurs boucles de recirculation de faible intensité.

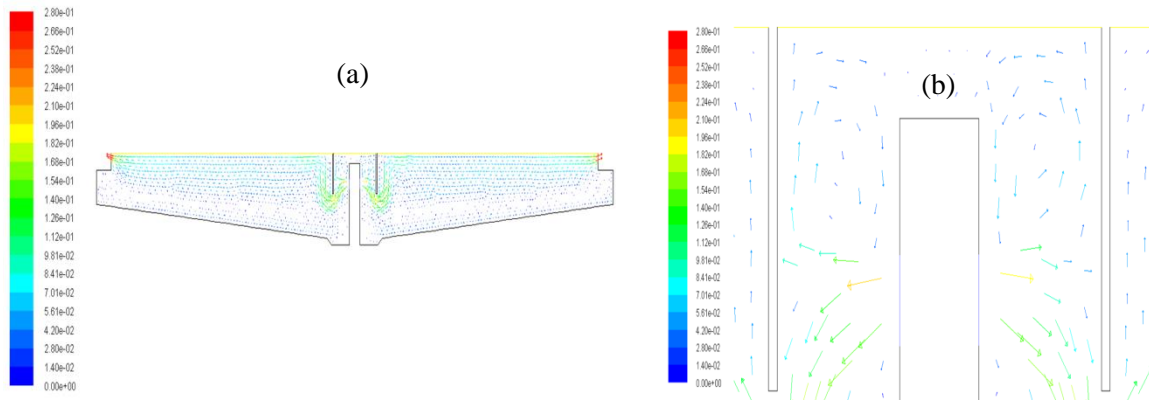


Figure 5.5 : champ de la vitesse pour le cas de référence,
 (a) vue générale et (b) zoom sur la zone du Clifford

La figure (5.6) montre la fraction volumique de la boue. La boue se concentre dans le fond du clarificateur, les fractions volumiques les plus élevées se situant dans la fosse à boue et sur la pente du radier. Il n’y a pas de discontinuité au niveau de la fraction volumique de la boue entre le Clifford et la fosse à boue. Le voile de boue est quasiment horizontal.

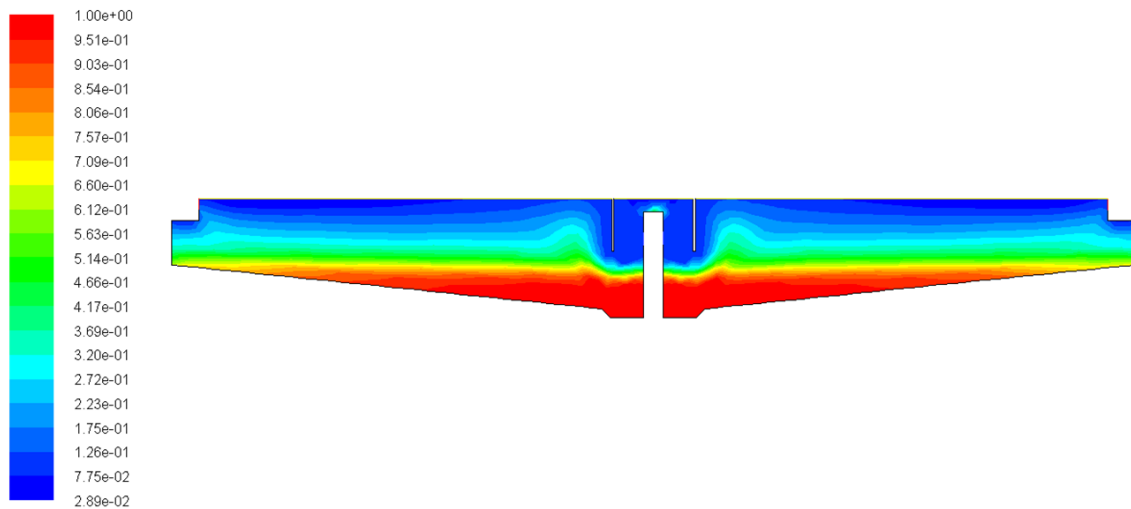


Figure 5.6 : Fraction volumique de la boue-cas de référence.

La figure (5.7) montre la fraction des volumes de chaque couche de la boue par apport au volume de l’ouvrage.

La boue décantée représentée en rouge. On remarque que la boue décantée est 15,25% par le volume de l’ouvrage (884,5m³).

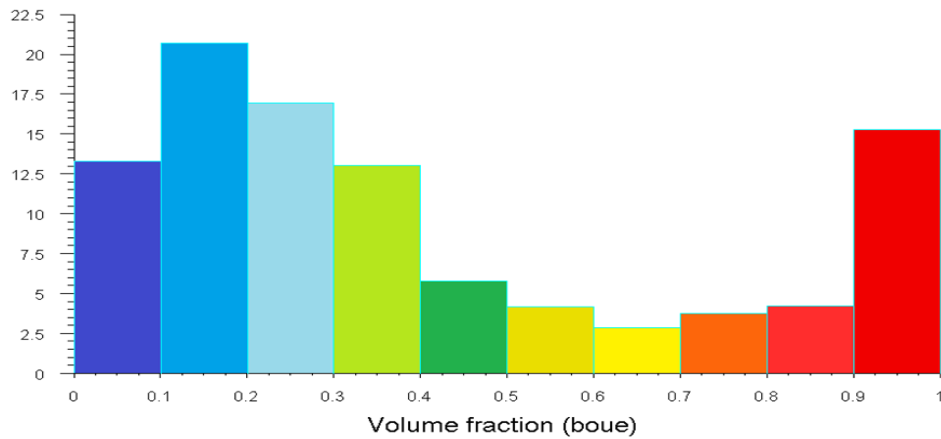


Figure 5.7: Histogramme de fraction volumique de la boue -cas de référence-

5.4. Validation des résultats de la simulation

Les résultats obtenus sont comparés aux résultats issus de la simulation du modèle validé ASM1. La comparaison se fera en deux étapes: profils de MES à différentes couches et différents rayons sur toute la hauteur de l'ouvrage.

La Figure (4.8) désigné le profil de concentration en MES dans le clarificateur à diverses profondeurs. La concentration en MES est presque nulle jusqu'à la profondeur 1.5 m puis elle commence à augmenter jusqu'à atteindre la valeur de 5.8 g/l. La courbe de simulation est proche de la courbe du modèle validé ASM1. Sauf pour les deux points de mesure au fond du clarificateur.

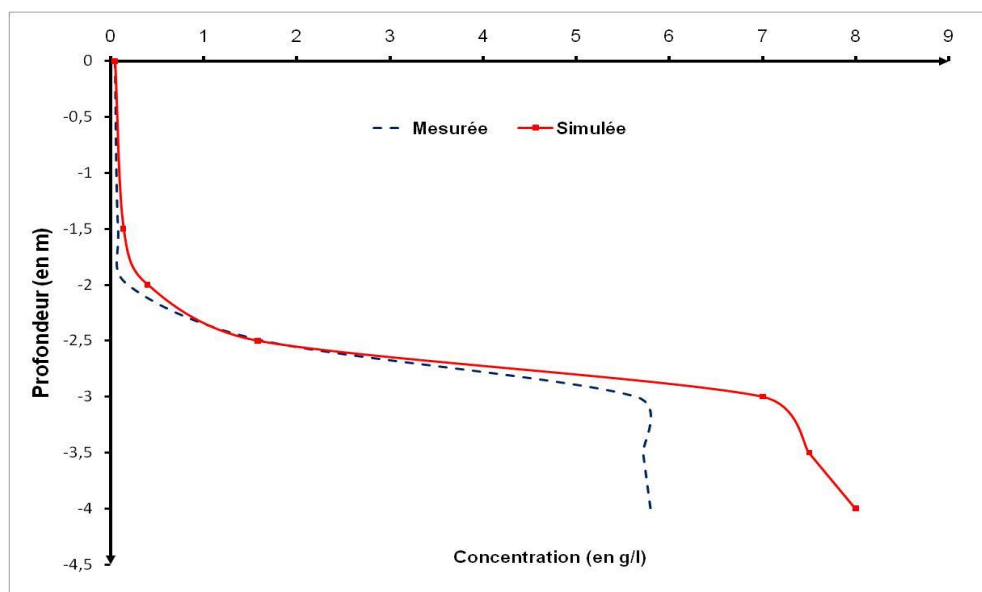


Figure 5.8: Evolution de la concentration en MES

Les Figure (5.9) et (5.10) sont des représentations globales de l'évolution de la concentration en MES au sein du clarificateur de la STEP de Souk-Ahrras en temps sec et en temps de pluie respectivement pour un rayon de 6m. Il apparaît que les courbes mesure/simulation sont proches sauf au fond du clarificateur au-dessus de la pente du radier. L'explication la plus plausible de ces écarts serait le changement de viscosité de la boue dans cette zone à cause de la forte concentration en MES, non prise en compte numériquement.

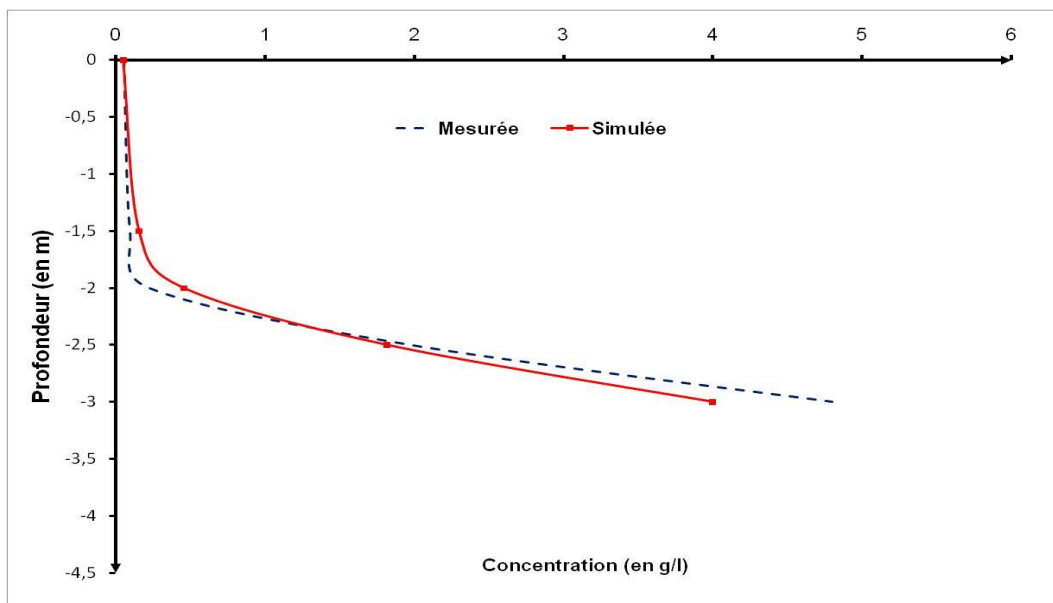


Figure 5.9 : Profils de MES mesure/simulation en temps sec pour R=6m

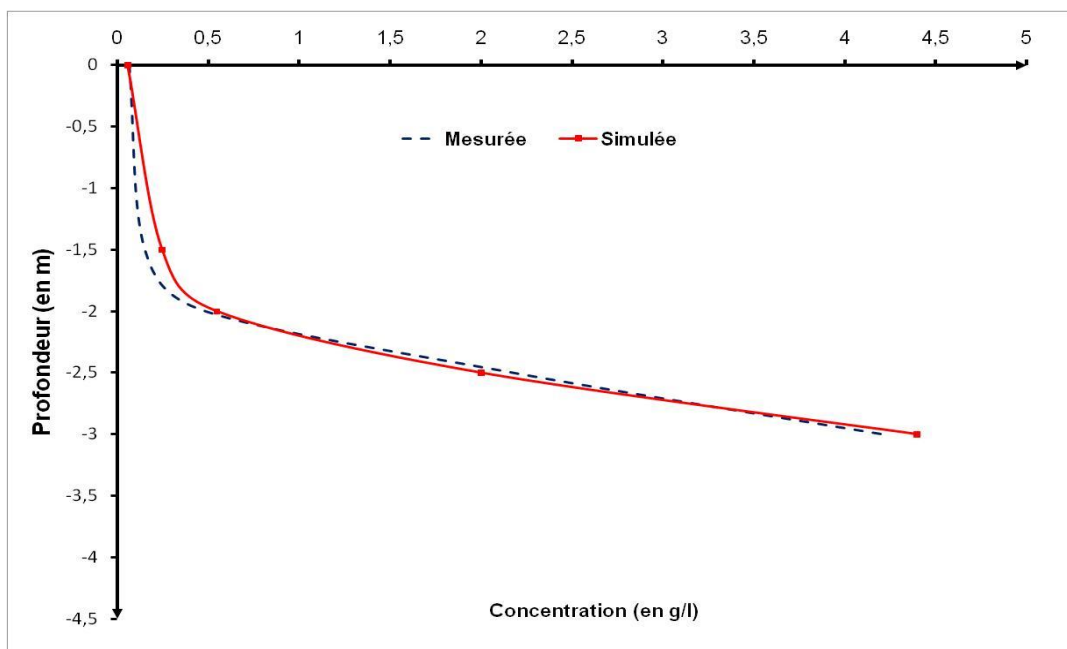


Figure 5.10 : Profils de MES mesure/simulation en temps de pluie pour R=6

Le Tableau (5.1) présente l'écart de comparaison entre la hauteur du voile de voue simulée et celle mesurée. Cet écart qui est estimée à 17%.

Hauteur du voile de boue mesurée (m)	Hauteur du voile de boue simulée (m)	Ecart %
1.65	2	17

Malgré l'écart existant, la simulation numérique est globalement validée grâce à l'estimation de la hauteur du voile de boue et le profil de MES dans l'ouvrage. La simulation peut donc être utilisée à présent pour optimiser la configuration du clarificateur.

4.5. Optimisation du clarificateur secondaire

Dans cette partie, diverses configurations seront testées en tenant compte du critère de la hauteur du voile de boue et de la concentration en MES à la recirculation et à la sortie. Les Cinq tests sont récapitulés dans le tableau (5.2).

Cas	Diamètre du Clifford (m)	Immersion du Clifford (m)	Vitesse d'entrée (m/s)	Pente du Radier/hauteur d'eau à la périphérie	commentaire
Cas de référence	3.70	2.40	0.21	10% / 3 m	–
Test 1		3.40			Augmentation de l'immersion du Clifford
Test 2	6.5				Augmentation du diamètre du Clifford
Test 3	2				Diminution du diamètre du Clifford
Test 4			0.1		Diminution de Vitesse d'entrée
Test 5				5% / 4 m	Diminution de la pente du radier

5.5.1. Optimisation du clarificateur - Test 1

Dans ce test, l'immersion (hauteur) du Clifford est augmentée : elle passe de 2,40 m à 3,40 m par rapport à la configuration initiale.

La nouvelle géométrie est respectivement présentée sur la figure (5.11).

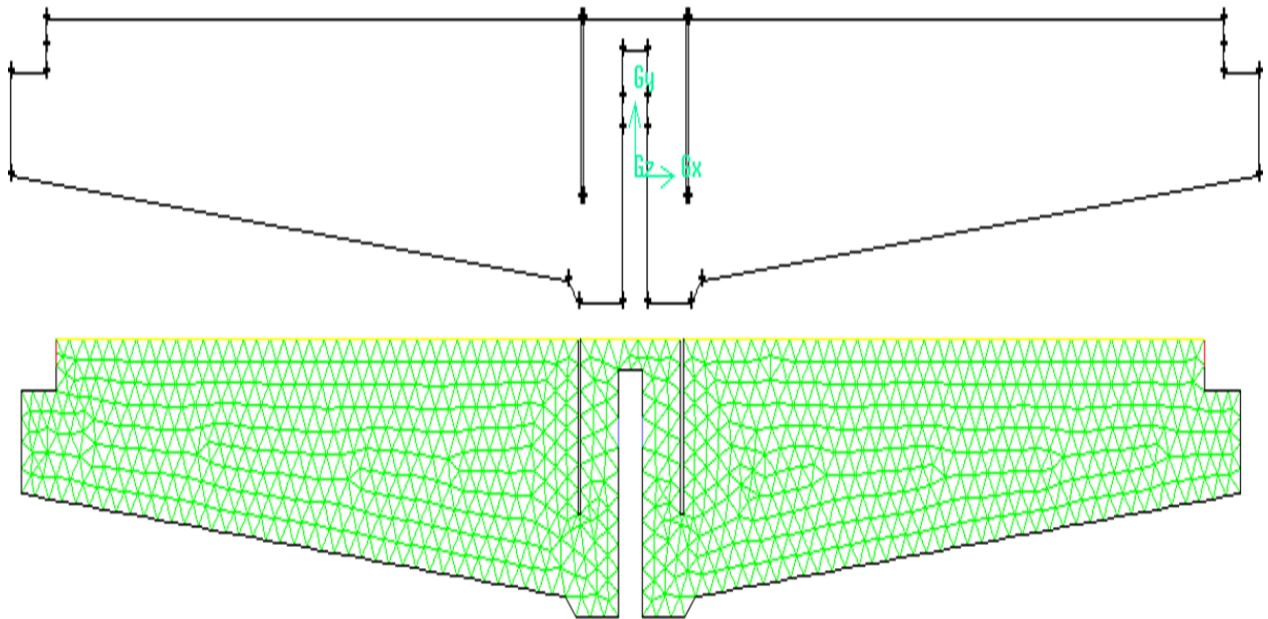


Figure 5.11 : Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 1

Les figures (5.12) et (5.13) présentent respectivement le champ de la vitesse dans l'ouvrage et les boucles de recirculation au niveau du clarificateur. L'effluent arrive dans la zone du Clifford où se crée deux vortex. Le jet se sépare en deux parties. Une partie est recirculée dans la zone du Clifford, et l'autre partie descend directement vers le bas. Il se crée plusieurs boucles de recirculation au sein du clarificateur.

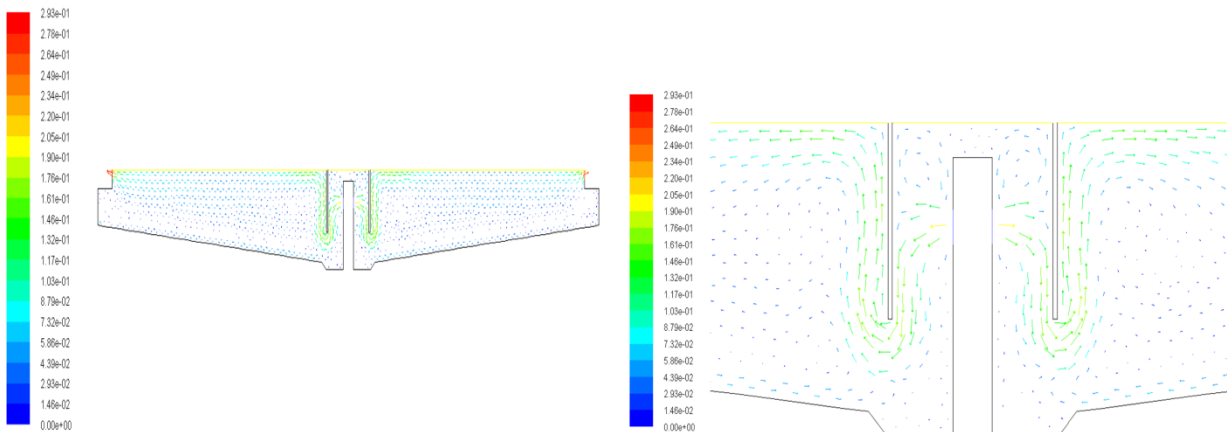


Figure 5.12 : Champ de vitesse -test 1

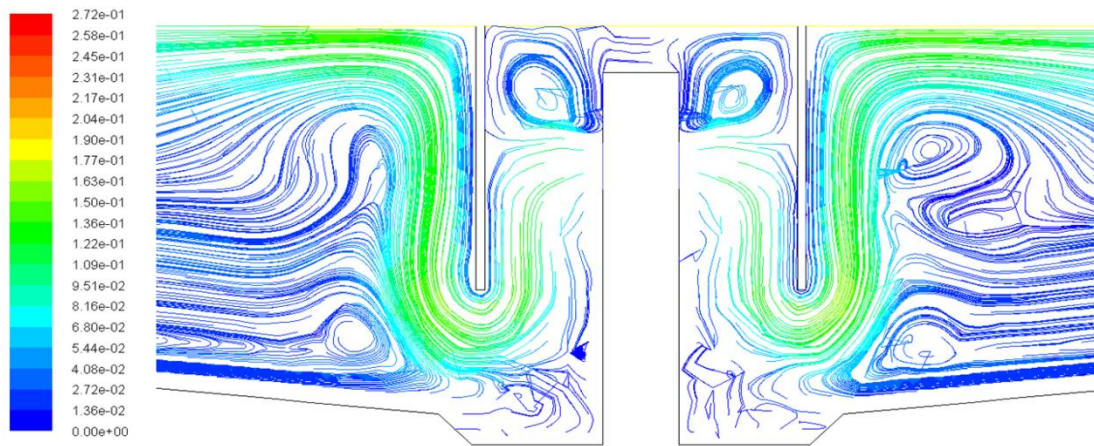


Figure 5.13 : Boucles de recirculation au sein du clarificateur -test 1-

La figure (5.14) montre la fraction volumique de la boue. Le voile de boue a été diminué par rapport au cas de référence (2m à 1,20m) avec une très importante dilution sous le Clifford et jusqu'à la fosse à boue : le fort jet chasse la boue décantée latéralement et hors de la fosse.

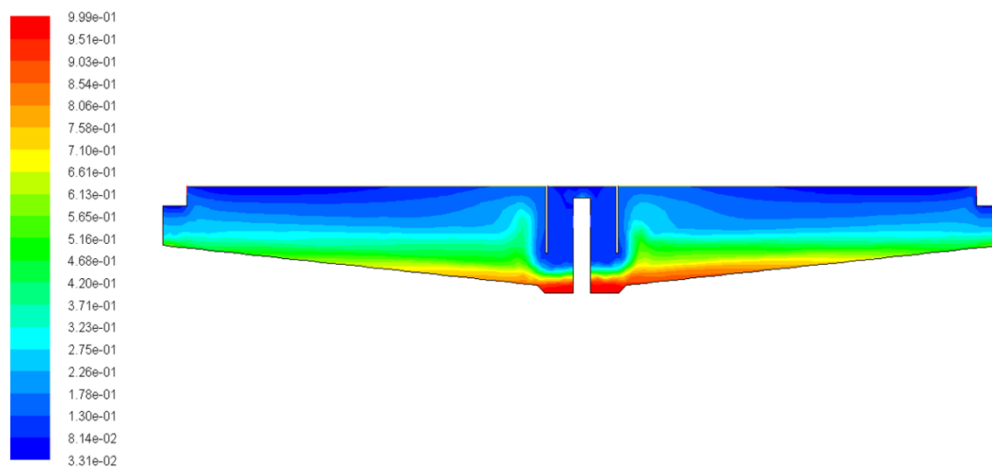


Figure 5.14 : Fraction volumique de la boue -test 1

La figure (5.15) donne le pourcentage (1,66%) qui montre un volume (96,28m³) occupé par la boue décantée par rapport au volume total de l'ouvrage.

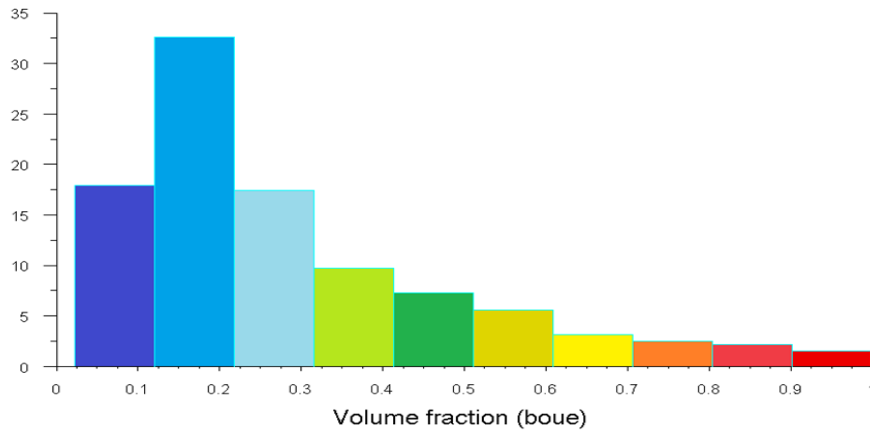


Figure 5.15 : Histogramme de fraction volumique de la boue -test 1

5.5.2. Optimisation du clarificateur - Test 2

Dans ce cas, le diamètre du Clifford est augmenté : il passe de 3,70 m à 6,50m par rapport à la configuration initiale.

La nouvelle géométrie est présentée sur la figure (5.16).

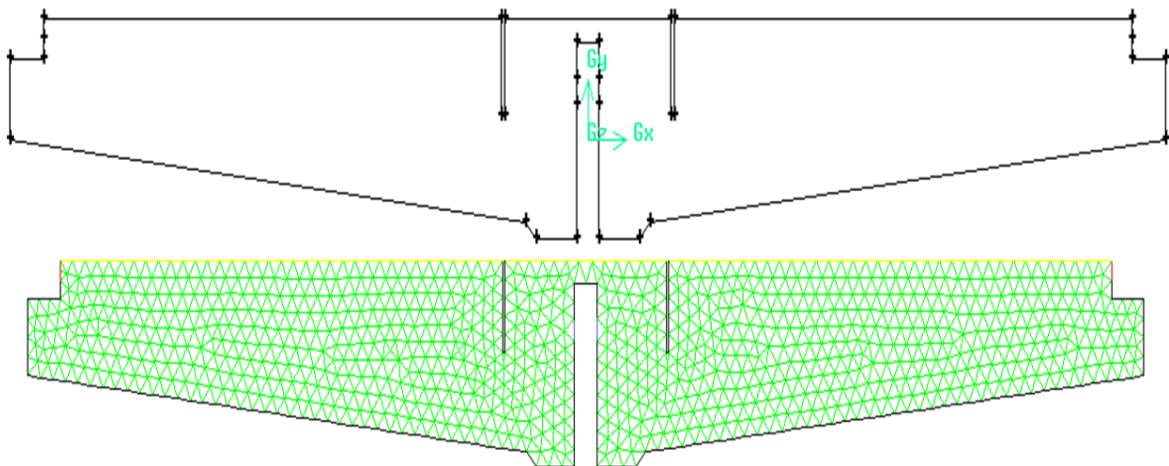


Figure 5.16 : Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 2

Les figures (5.17) et (5.18) illustrent le champ de vitesse dans l'ouvrage et les boucles de recirculation au niveau du clarificateur. Deux vortex existants dans les bords du Clifford. Plusieurs boucles de recirculation sont présentes au sein de l'ouvrage.

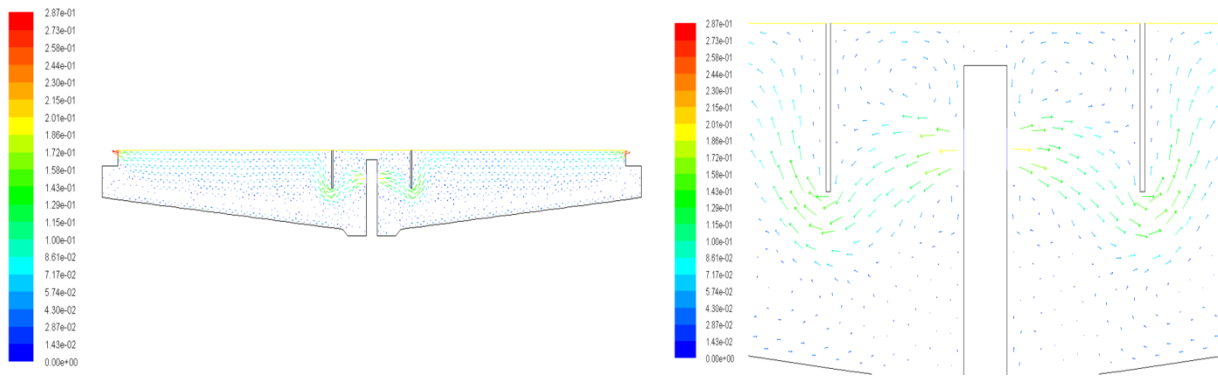


Figure 5.17 : Champ de vitesse -test 2

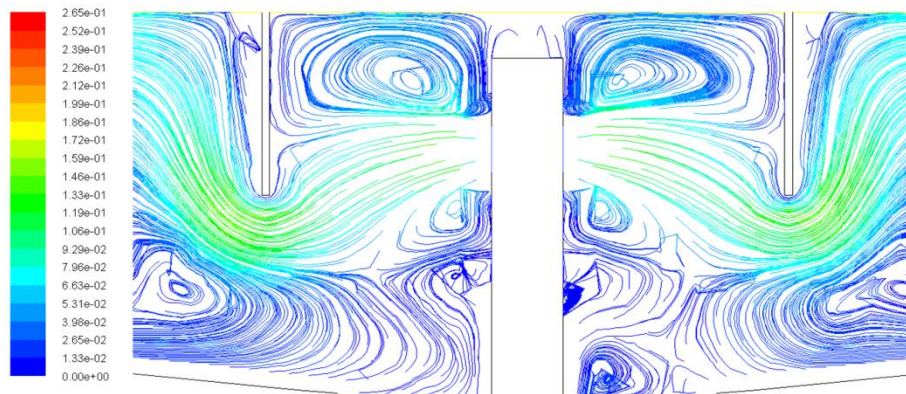


Figure 5.18 : boucles de recirculation au sein du clarificateur -test 2-

La figure (5.19) illustre une concentration de boue plus élevée au fond du clarificateur par rapport au test 1. Le voile de boue n'a pas changé d'allure par rapport au cas de référence.

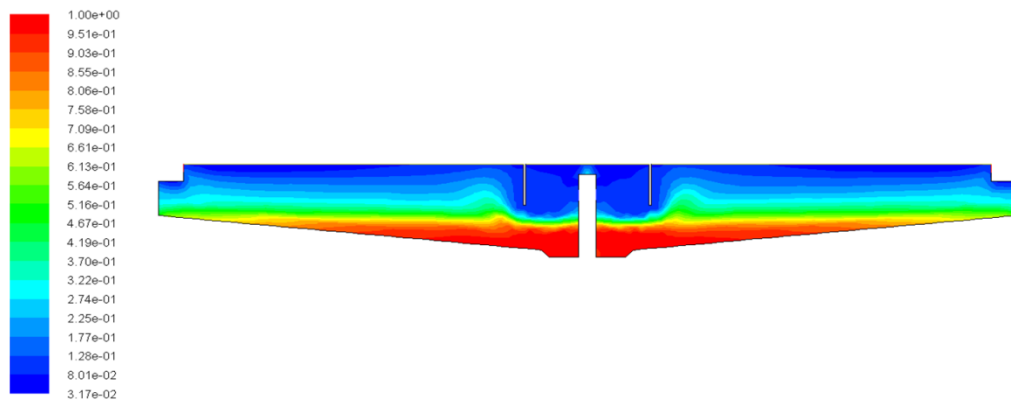


Figure 5.19 : Fraction volumique de la boue -test 2

D'après la figure (5.20), on remarque que la boue décantée est 11,25% par rapport au volume de l'ouvrage (652,5m³).

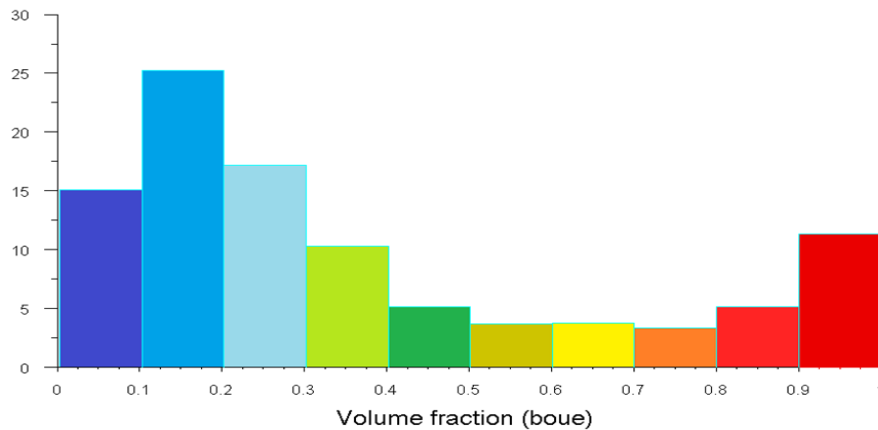


Figure 5.20 : histogramme de fraction volumique de la boue -test 2

4.5.3 Optimisation du clarificateur - Test 3

Dans ce test, on vise à réduire le diamètre du Clifford ou il passe de 3,70m à 2m par rapport à la configuration initiale.

La nouvelle géométrie est présentée sur la figure (5.21).

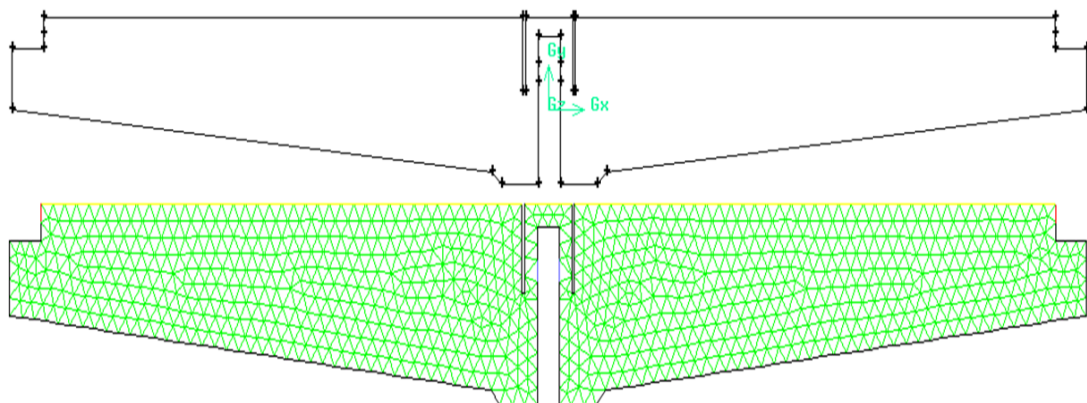


Figure 5.21 : Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 3

Les figures (5.22) et (5.23) illustrent respectivement le champ de la vitesse et les boucles de recirculation dans l'ouvrage. L'effluent sort avec une direction horizontale et remonte de suite vers la surface libre.

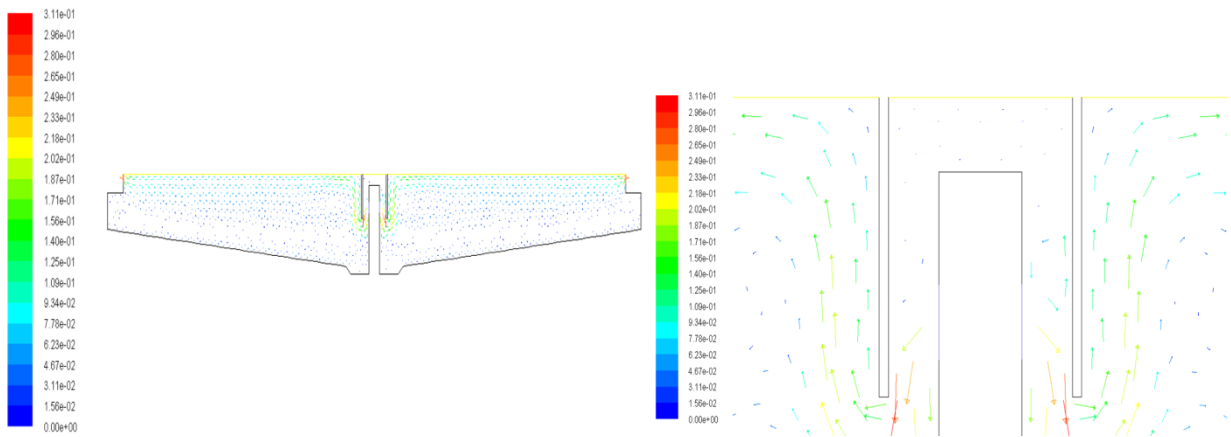


Figure 5.22: Champ de vitesse -test 3

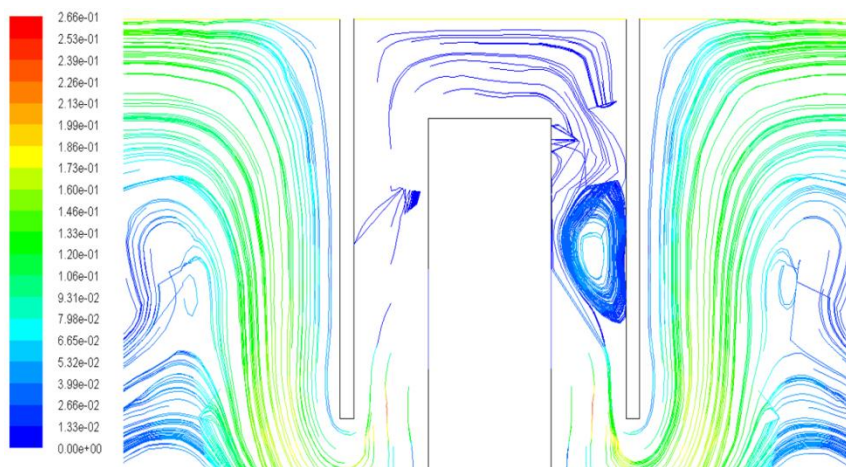


Figure 5.23 : Elimination des boucles de recirculation au sein du clarificateur -test 3

La figure (5.24) illustre la fraction volumique de la boue au sein de l'ouvrage. Le voile de boue est plus élevé (2,3 m).

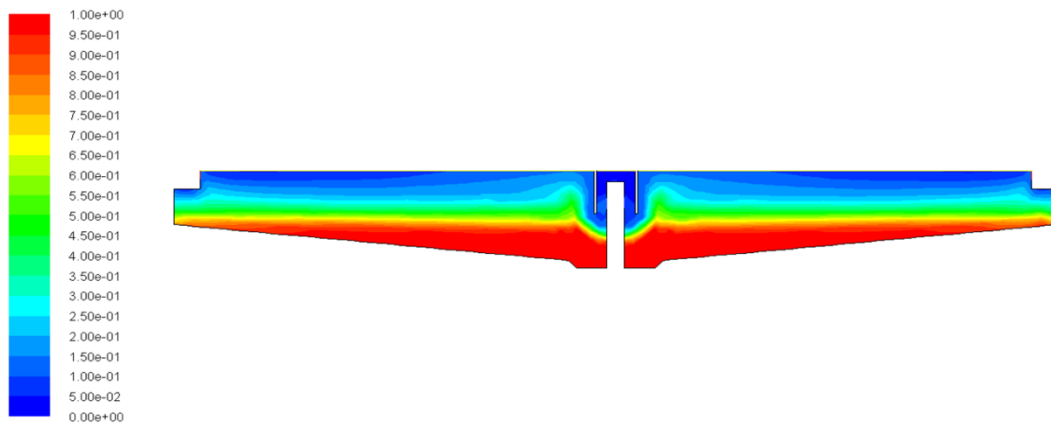


Figure 5.24 : Fraction volumique de la boue -test 3

La figure (5.25) illustre le pourcentage (23%) et le volume (1334m^3) occupés par la boue décantée par rapport au volume total de l'ouvrage.

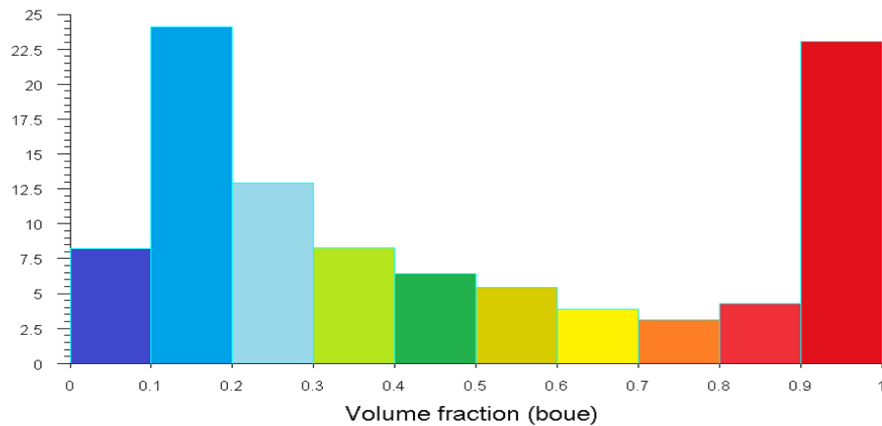


Figure 5.25: Histogramme de fraction volumique de la boue -test 3

5.5.4. Optimisation du clarificateur - Test 4

Dans ce test, on vise à tester le comportement du clarificateur en minimisant la vitesse d'entrée à $0,1\text{m/s}$. La figure (5.26) illustre le champ de vitesse dans l'ouvrage. La diminution de la vitesse d'entrée induit une faible vitesse au sein du Clifford, l'effluent prend une direction verticale directement vers la fosse à boue.

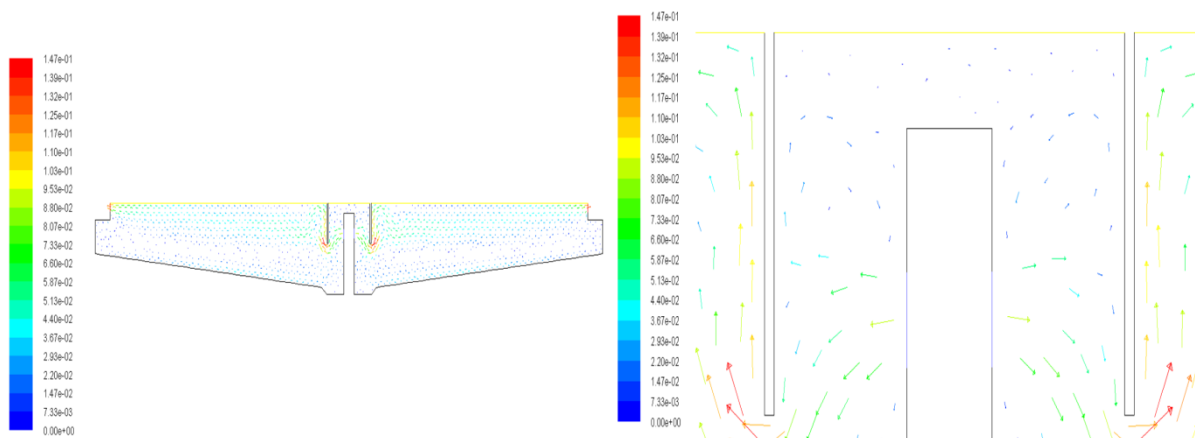


Figure 5.26 : Champ de vitesse -test 4

La figure (5.27) représente la fraction volumique de la boue au sein de l'ouvrage. On a décelé une augmentation du niveau de voile de boue ($2,2\text{ m}$).

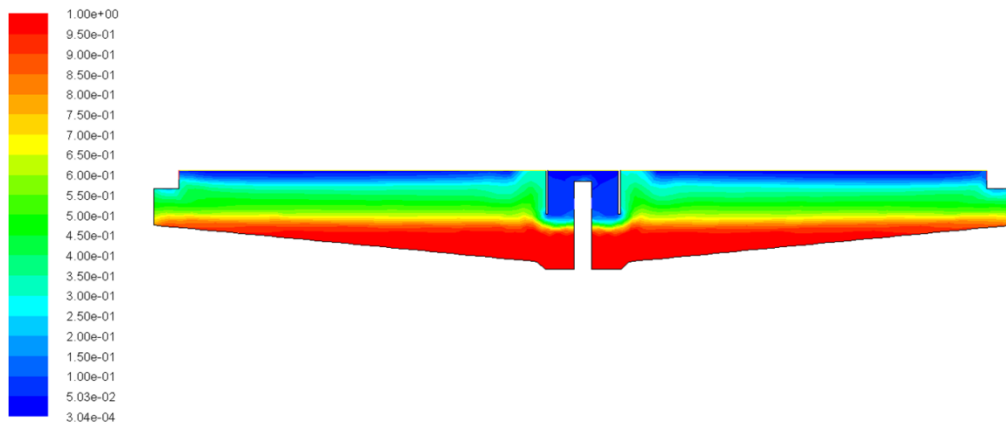


Figure 5.27 : Fraction volumique de la boue -test 4

La figure (5.28) illustre le pourcentage (25%) et le volume (1450m³) occupés par la boue décantée par rapport au volume total de l’ouvrage.

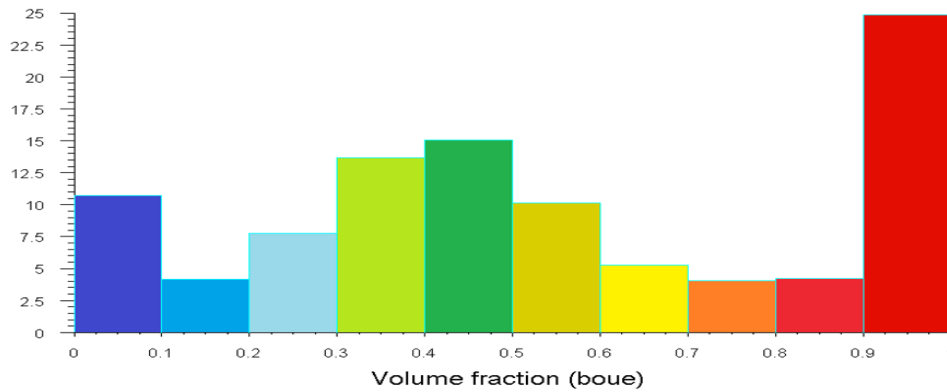


Figure 5.28: Histogramme de fraction volumique de la boue -test 4-

5.5.5. Optimisation du clarificateur - Test 5

Dans ce cas, la pente du radier est diminuée et par conséquent la hauteur d’eau à la périphérie est augmentée : on passe de 10% et 3 m à 5% et 4 m par rapport à la configuration initiale.

La nouvelle géométrie est présentée sur la figure (5.29).

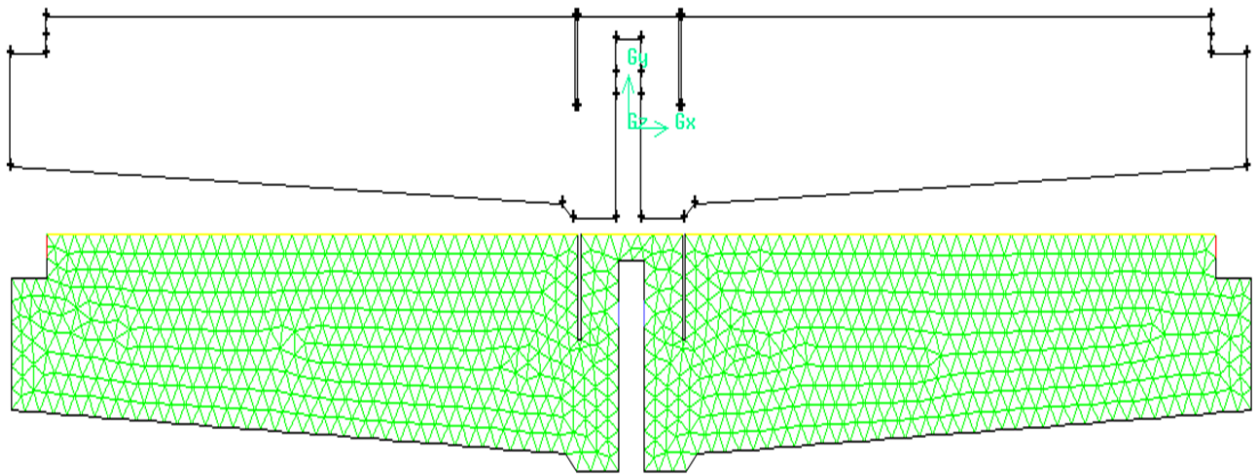


Figure 5.29 : Géométrie et maillage de l'ouvrage -test 5

Les figures (5.30) et (5.31) respectivement illustrent le champ de vitesse et les boucles de recirculation dans l'ouvrage. La diminution de la pente du radier induit un vortex identique à celui du cas de référence, sauf que l'effluent en sortie du Clifford est piégé dans une boucle de recirculation. Cette boucle de recirculation fait remonter l'effluent directement à la surface libre et remet en suspension la boue décantée. Cette perturbation induit plusieurs boucles de recirculation au sein de l'ouvrage.

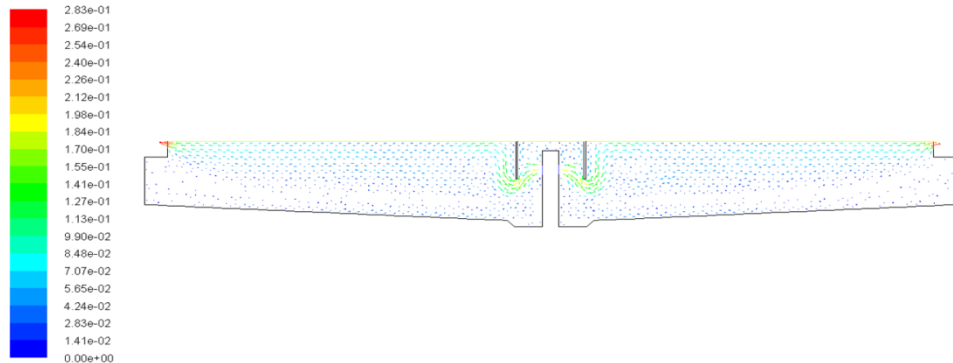


Figure 5.30 : Champ de vitesse -test 5

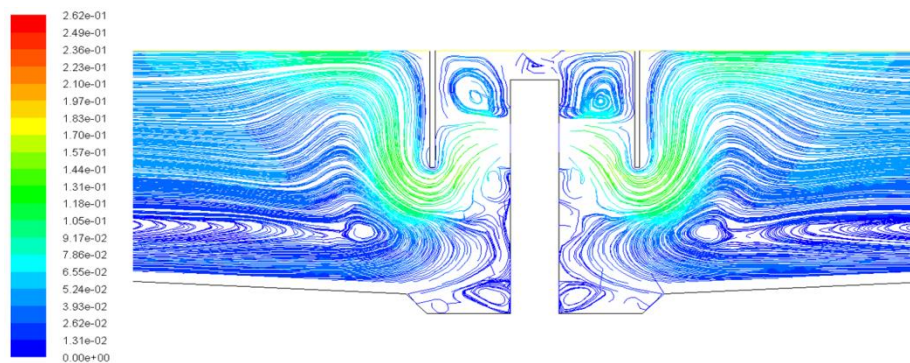


Figure 5.31 : Champ de vitesse avec zoom sur la zone du Clifford -test 5-

La figure (5.32) représente la fraction volumique de la boue au sein de l'ouvrage. Le voile de boue n'a pas changé d'allure par rapport au cas de référence avec dilution importante sous le Clifford.

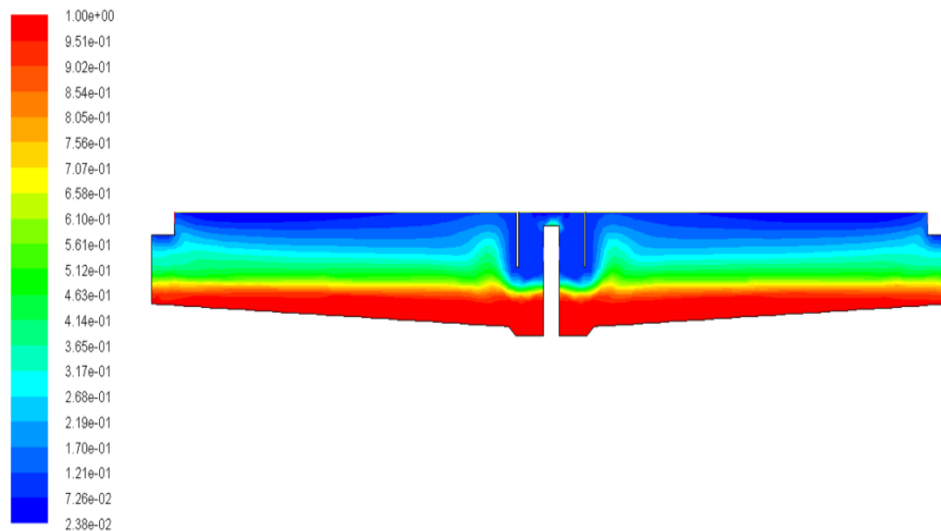


Figure 5.32 : Fraction volumique de la boue -test 5

La figure (5.33) illustre le pourcentage (22%) et le volume (1276m³) occupés par la boue décantée par rapport au volume total de l'ouvrage.

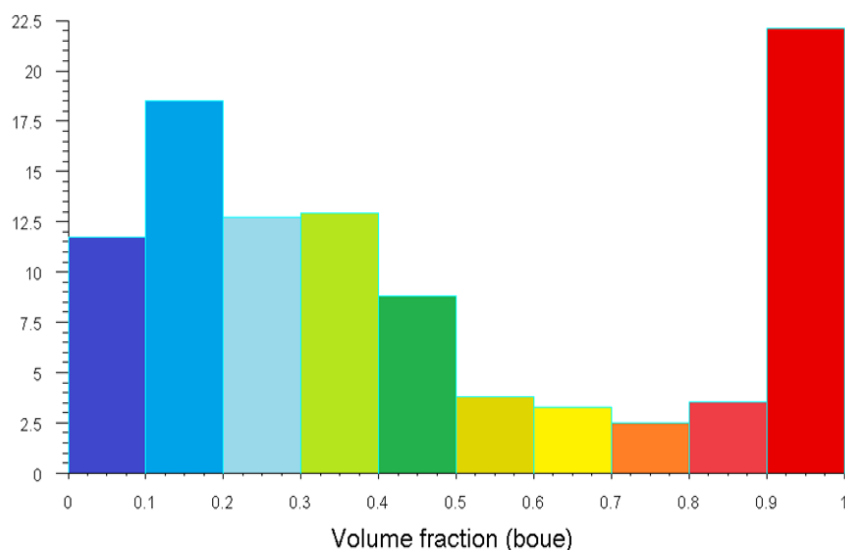


Figure 5.33 : Histogramme de fraction volumique de la boue -test 5

5.5.6. Optimisation de la vitesse ascensionnelle

Le phénomène de décantation consiste à créer dans le clarificateur des conditions de vitesse telles que le flux d'eau épurée ascendant ne perturbe pas la descente des particules que l'on

souhaite concentrer en fond d'ouvrage puis ensuite soutirer (recirculation, extraction des boues en excès) (figure. 5.34).

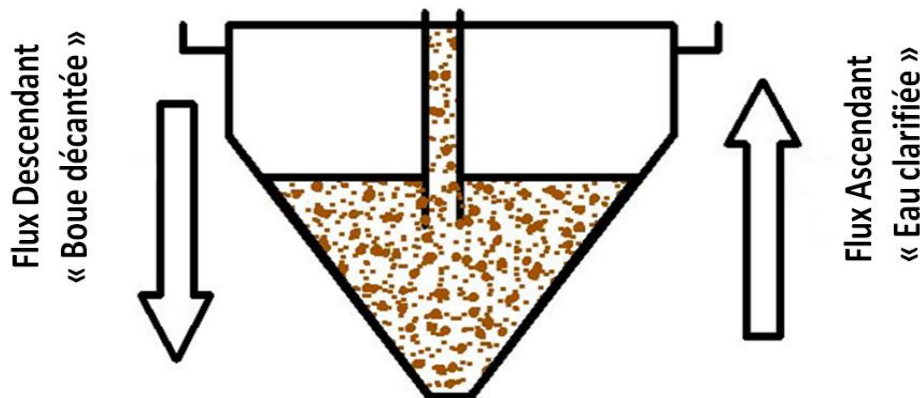


Figure 5.34: principe de fonctionnement d'un clarificateur

Le clarificateur étant alimenté en boues, il existe une limite hydraulique au-delà de laquelle on observe une perturbation dans la descente des particules, un effet d'engorgement du clarificateur et à terme, un débordement du lit de boue (perte de boue). Chaque ouvrage de décantation est caractérisé par un paramètre technique fondamental : la vitesse ascensionnelle (ou charge hydraulique superficielle). Cette vitesse est calculée en divisant le débit admis dans l'ouvrage par sa surface libre (ou surface utile intéressée par la remontée de l'eau épurée). Pour un décanteur normalement dimensionné et bien exploité, la vitesse ascensionnelle admissible est d'autant plus faible que l'aptitude des boues à la décantation est mauvaise, ou que la concentration de ces boues soit élevée. Elle est une fonction décroissante du paramètre fictif V_c (volume corrigé) exprimé en ml/l , obtenu en faisant le produit de l'indice de boue IB (qui permet d'apprécier l'aptitude de la boue à la décantation) par la concentration en boues à l'entrée du décanteur (figure 5.35).

La plupart des ouvrages de décantation sont actuellement dimensionnés sur la base d'une vitesse ascensionnelle de $0,8 \text{ m/h}$ pour les stations à faible charge. Cette vitesse n'est acceptable que si les boues sont de bonne qualité ($\text{IB} < 120 \text{ ml/g}$). Les sécurités prises pour le dimensionnement des clarificateurs ne sont donc pas suffisantes. Pour mieux vérifier le dimensionnement d'un clarificateur, il est donc recommandé de se reporter à la courbe du CEMAGREF (Figure 5.35) qui nous donne une vitesse limite de $0,8 \text{ m/h}$ dans ces conditions opératoires. Cependant quatre vitesses ascensionnelles seront testées pour la configuration actuelle du clarificateur. L'objectif n'est pas de surdimensionner l'ouvrage et de voir s'il supporte bien les fortes charges hydrauliques mais de tester le fonctionnement selon la vitesse ascensionnelle choisie.

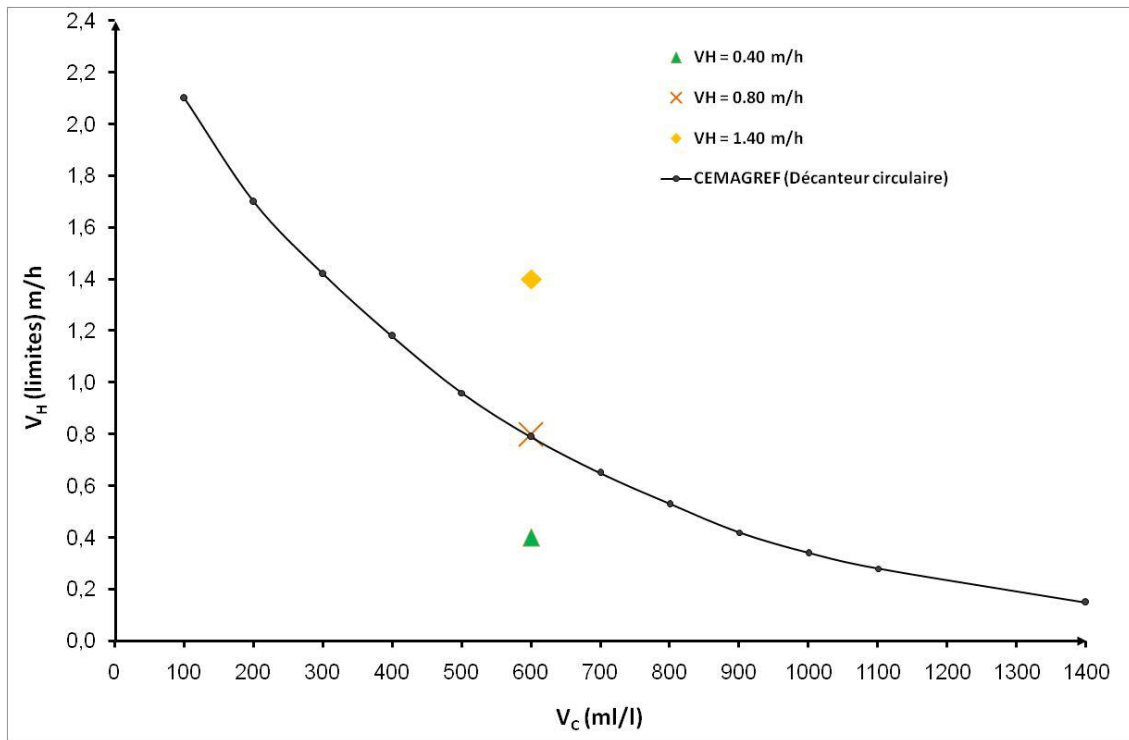


Figure (5.35) : vitesse ascensionnelle limite en fonction du volume corrigé

La Figure (5.36) permet de résumer les résultats des simulations, en présentant la variation de la hauteur du voile de boue en fonction de la vitesse ascensionnelle.

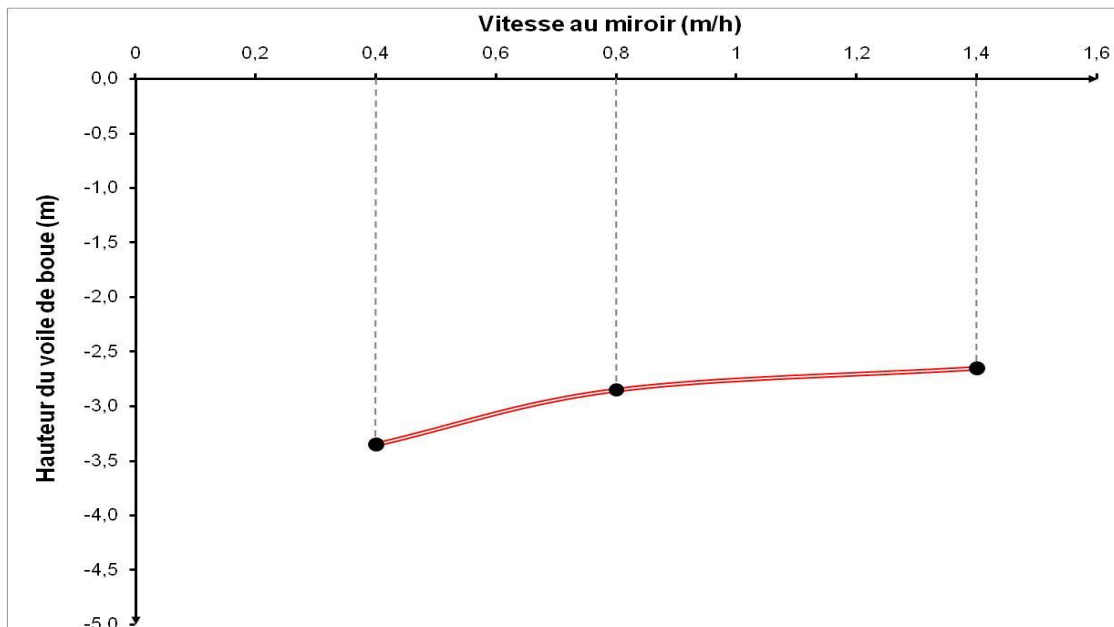


Figure 6.36 : la hauteur du voile de boue en fonction de la vitesse ascensionnelle

On rappelle que la courbe du CEMAGREF donne une vitesse ascensionnelle limite de 0.8m/h, or on a bien dépassé cette valeur (1.4 m/h) sans avoir un changement brutal du voile de boue qui se rapproche de la surface libre. Donc cette valeur peut être validée après avoir un protocole expérimental de pointe pour prendre en compte les performances supérieures d'autres configurations.

5.6. Conclusion

Le tableau (5.4) résume les résultats des cinq tests.

Cas	Caractéristique	Hauteur du voile de boue (m)	Quantité de boue (m³)
Cas de référence	-	2	884,5
Test 1	Augmentation de l'immersion du Clifford	1,2	96,28
Test 2	Augmentation du diamètre du Clifford	2	652
Test 3	Diminution du diamètre du Clifford	2,3	1334
Test 4	Diminution de Vitesse d'entrée	2 ,2	1450
Test 5	Diminution de la pente du radier	2	1276

D'après les résultats obtenus à travers les 05 tests on conclue que

- L'augmentation du diamètre du Clifford est néfaste pour cet ouvrage.
- L'augmentation de l'immersion du Clifford n'affecte pas les performances de cet ouvrage.
- La pente du radier et la profondeur de l'ouvrage sont des éléments très importants.
- Le clarificateur n'est pas seulement un ouvrage de séparation surfacique mais aussi volumique.
- Il n'y a pas un diamètre et une immersion optimale pour le Clifford. Il existe surtout des critères de dimensionnement sur la base de vitesse d'entrée.

Nous avons tout d'abord présenté et justifié le choix du code Fluent, utilisé pour mener à bien nos simulations. Cela a permis une meilleure compréhension des calculs mis en œuvre, notamment en ce qui concerne les processus itératifs et de discrétisation spatiale.

Pour pouvoir modéliser l'hydrodynamique du clarificateur, nous devons effectuer trois choix fondamentaux, en distinguant le cas des écoulements biphasiques.

Ces choix concernent

- le modèle de turbulence
- les conditions aux limites
- la représentation de la géométrie du bassin décantation et le maillage du domaine de calcul.

La validation du modèle à partir d'un protocole expérimental de pointe permettra ensuite de s'assurer de sa validité.

Nous pourrons alors étudier différentes géométries du clarificateur secondaire, ce qui est le but de notre travail.

Chapitre 6

Modélisation du bassin de désinfection en utilisant la technique de CFD

6.1. Introduction

L'introduction d'une étape de désinfection préalablement à la réutilisation des eaux usées épurées s'impose. Cette désinfection peut être réalisée par divers moyens. Cependant le bon fonctionnement de cette dernière repose sur la compréhension des mécanismes mis en jeu dans le système épuratoire et l'adaptation de la configuration adéquate des compartiments du bassin de désinfection par ce qu'elle influe sur l'efficacité hydraulique.

Les stations d'épuration sont des systèmes soumis aux variations temporelles, et les procédés biologiques qui se déroulent sont complexes, ils peuvent engendrer des situations imprévues, qui imposent des actions coûteuses pour la réaménagement du système, pour cela on utilise la modélisation qui consiste à représenter l'évolution dans le temps de variables d'intérêt représentant les phénomènes biologiques, hydrauliques, physiques et chimiques qui se déroulent dans les ouvrages pour mieux comprendre les processus mis en jeu et optimiser le traitement dans les eaux résiduaires. Cependant la complexité des modèles d'écoulement pour faire la simulation numérique et les différents aspects impliqués dans les procédés de désinfection ont mené des concepteurs à employer des facteurs de sureté basés sur l'expérience pour s'assurer que le processus atteint ses objectifs exigés. Ceci signifie que cette conception est souvent plus grande. Actuellement, la réduction des essais expérimentaux au profit de la simulation numérique devient de plus en plus fréquente afin de limiter les coûts de conception.

Des travaux de recherche qui s'orientent vers la simulation du fonctionnement des bassins de désinfection ont donné des éléments de réponse à la distribution de la dose du désinfectant et la conception optimale des éléments constitutifs du bassin. Parmi ces travaux nous citons l'étude de Pauline (2012) qui a évoqué la notion de la distribution du temps de contact entre les micro-organismes et l'ozone afin d'améliorer les canaux d'ozonation. Une autre étude a été élaborée par Chataignier (1999) pour dimensionner de nouveaux réservoirs de chloration, les résultats

issus de cette recherche confirment que l'implantation de chicanes longitudinales au sein des réservoirs de chloration est un moyen efficace pour restreindre la dispersion des temps de séjour.

Récemment (Athanasios et al., 2014) ont utilisé la simulation numérique pour prévoir l'efficacité de la désinfection avec le chlore.

Amini (2010) dans leur simulation numérique ont étudiés l'effet du nombre des chicanes sur la performance du bassin pour obtenir une configuration optimale de point de vu hydraulique. Dans la même orientation, Dongjin (2011) a utilisé CFD pour trouver la conception optimal du bassin de désinfection et pour confirmer que l'espacement entre les chicanes est un paramètre essentiel dans la conception d'un contacteur d'ozone. La technique de CFD a été élargie dans le processus de désinfection par l'ozone avec un modèle calé et validé par Jie Zhang (2014) pour la prédiction de la performance de désinfection. Un autre aspect a été abordé par Gualtieri (2012) ou il a démontré que la méthode CFD pourrait être appliquée pour améliorer les performances hydrauliques des bassins de désinfection existants pour des conditions opératoires diverses.

Pour répondre à cette problématique, la technique de CFD, consiste à étudier les mouvements d'un fluide, ou leurs effets, par résolution numérique des équations régissant le fluide en utilisant le simulateur FLUENT. Dans le domaine de la recherche, cette approche est l'objet d'un effort important, car elle permet l'accès à toutes les informations instantanées (vitesse, pression, concentration) pour chaque point du domaine de calcul, pour un coût global généralement modique par rapport aux expériences correspondantes.

Le but de cette section est de montrer l'efficacité et la fiabilité de la simulation numérique par la méthode CFD vis-à-vis :

- l'évaluation du processus hydrodynamique de la désinfection en tenant compte la STEP de Sedrata comme un modèle de simulation ;
- la conception de différentes configurations du bassin de désinfection à l'aide des tests prospectifs liés à la conception des chicanes pour avoir une solution optimale qui peut assurer :
 - La répartition uniforme de la vitesse d'écoulement dans le bassin pour éviter les zones mortes ;
 - L'élimination des zones de vortex le long du bassin

6.2. La simulation numérique du bassin de désinfection

L'écoulement hydrodynamique est simulé à l'aide des équations de continuité et de Navier-Stokes, complétées par un modèle de turbulence de $k-\epsilon$ dont la finalité de cette étude est, d'une part, de caractériser la cinétique de désinfection d'une eau usée urbaine et, d'autre part, de proposer une méthodologie de conception d'un bassin de désinfection.

Les étapes de simulation numérique comprennent les parties suivantes :

- Préprocesseur : la création de la géométrie et le maillage du bassin de désinfection ;
- Processeur : l'entrée des données des simulations et les conditions aux limites ;
- Post-processeur : la sortie des résultats des calculs et leur exploitation.

6.2.1. La création de la géométrie et le maillage du bassin de désinfection

6.2.1.1. Géométrie

A l'aide du préprocesseur GAMBIT nous pouvons configurer la géométrie réelle du bassin de désinfection qui est en forme de serpentin de 10 m de largeur, 21.25m de longueur et 1.7 m d'hauteur. L'amené de l'eau dans le bassin est assurée par une conduite de 0.5 m de diamètre. Le bassin comprend 11 chicanes espacées de 1.5m dont les dimensions de chacune sont : 8.4 m de longueur, 0.3m de largeur et 1.3m d'hauteur. L'eau à la sortie s'écoule à travers une conduite de 0.5m de diamètre. À la sortie du bassin il existe une fosse précédée par un canal venturi de 1.84 m de longueur, 0.55 m de largeur et 0.8 m d'hauteur.

Les figures (6.1) et (6.2) représentent la géométrie du bassin en 2D et en 3D respectivement

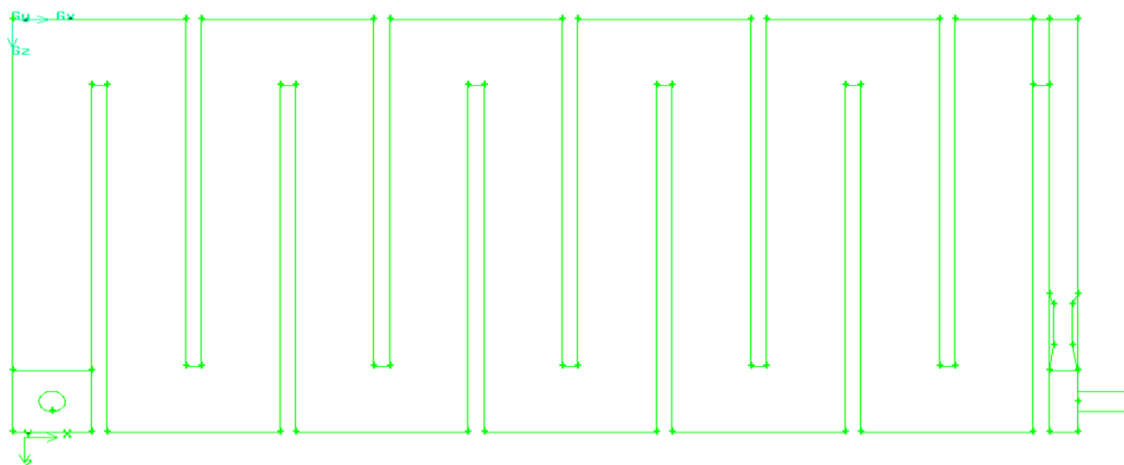


Figure 6.1 : La Géométrie du bassin de désinfection en 2D

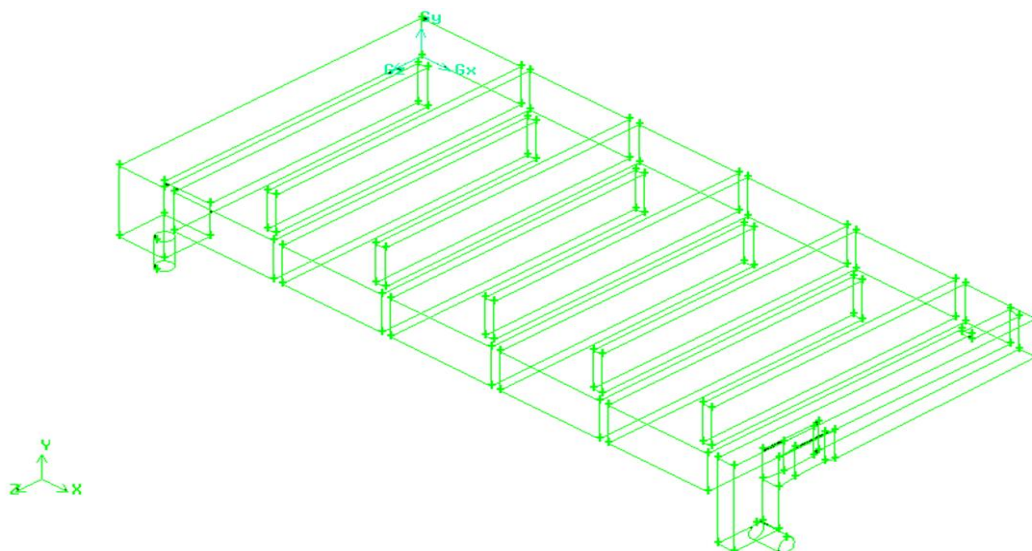


Figure 6.2 : La Géométrie du bassin de désinfection en 3D

6.2.1.2. Le maillage

L'étape de maillage représente la partie la plus importante du travail puisque la qualité des résultats obtenus en dépend directement. Les numériciens considèrent usuellement que cette étape nécessite 70% du temps de travail total (Chataigner et al, 1999). Le volume occupé par l'eau est tout d'abord compartimenté en un ensemble de blocs sur lesquels des nœuds sont ensuite répartis. On obtient alors une subdivision du bassin permettant d'appliquer la résolution. Au cours de cette étape de mise au point du maillage, on cherche à obtenir une répartition de nœuds la plus homogène possible et à éviter des distorsions trop importantes dans la forme des mailles. Des critères tels que l'inclinaison des mailles et le rapport des tailles des cellules adjacentes sont des aides utiles pour évaluer la qualité du maillage mis au point.

Donc l'opération du maillage est une phase importante qui conditionne la précision des calculs dans les étapes ultérieures. Cette dernière munie par la discrétisation du domaine de calcul a été réalisés à l'aide du mailleur Gambit.

Ce logiciel propose plusieurs types de maillage. Dans notre étude, nous avons choisi le maillage structuré rectangulaire à l'aide du modèle 2D (Le maillage est constitué de 17075 cellules) qui est schématisé dans la Figure (6.3) et un autre non structuré tétraédrique 3D (Le maillage est constitué de 1423942 cellules) (Figure 6.4).

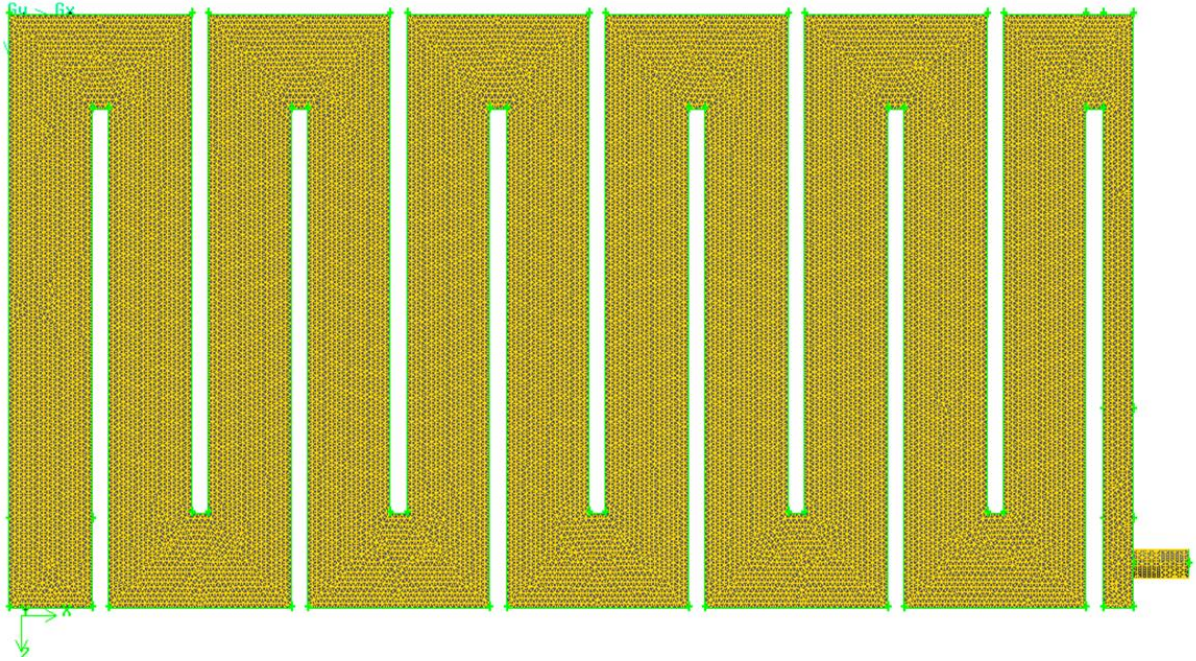


Figure 6.3 : maillage du bassin de désinfection (modèle 2D)

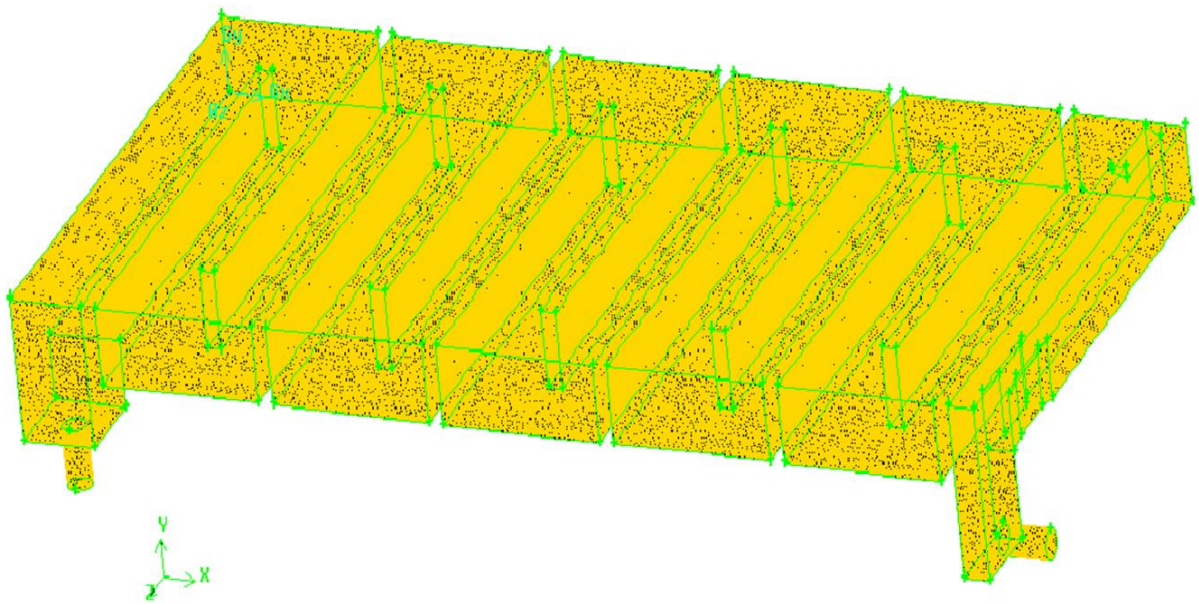


Figure 6.4 : maillage du bassin de désinfection (modèle 3D).

6.2.2. Les conditions aux limites

Le solveur permet de caractériser les différents éléments physiques du bassin à modéliser et de calculer l'écoulement hydraulique associé. C'est à cette étape que l'on définit les conditions aux limites du modèle du bassin et que l'on ajuste les paramètres de turbulence. Au cours de cette étude, le débit a été imposé en définissant une vitesse constante sur la section d'entrée. La condition de sortie est une pression constante.

Après la résolution des équations de la mécanique des fluides contrôlée par le suivi de critères de convergence, on obtient le champ de vitesse à l'intérieur du bassin.

Le post-traitement permet ensuite d'obtenir une visualisation d'ensemble de l'écoulement du fluide au sein du bassin simulé. On caractérise ainsi les zones de court-circuit et de recirculation préjudiciables.

Les paramètres et les conditions aux limites utilisés sont récapitulés dans le tableau (6.1).

Tableau 6.1 : paramètres et conditions aux limites utilisés.	
Paramètres	Description
Géométrie	
Diamètre de la conduite d'entrée	0,5m
Diamètre de la conduite de sortie	0,5m
Largeur des chicanes	0,3m
Espacement entre les chicanes	1,5m
Longueur des chicanes	8,4m
Type de maillage	
2D	rectangulaire
3D	tétraédrique
Nombre de cellules	
2D	17075 cellule
3D	1423942 cellule
Hydrodynamique	
Propriété de fluide	k-ε ρ=998.2kg/m ³ μ=1.003*10 ⁻³ kg/m.s

6.2.3. Convergence des calculs

Pour s'assurer la convergence des calculs, nous nous aidons au critère visuel qui consiste à observer les courbes des résidus, tracées par Fluent, en fonction des itérations.

La solution converge quand les résidus atteignent 10^{-3} . Toutefois, dans certains cas il faut pousser les calculs à 10^{-4} . Donc Il n'y a pas de règle universelle.

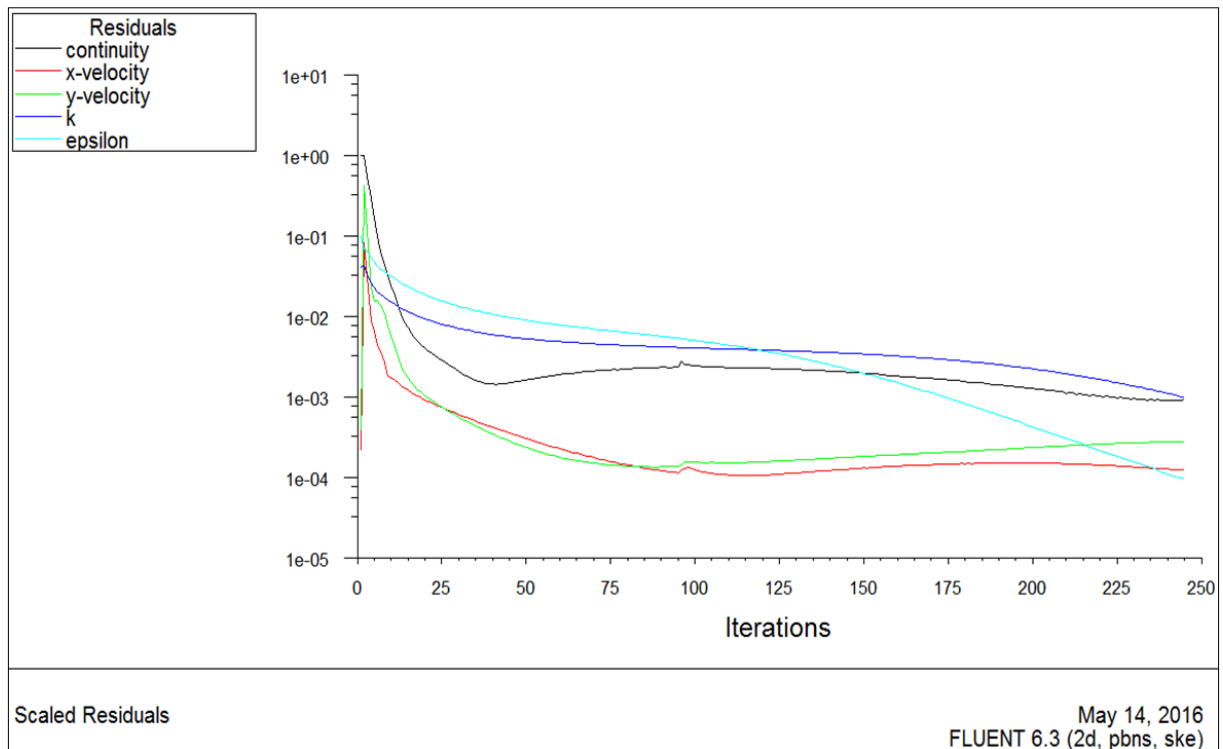


Figure 6.5 : courbe des résidus.

6.2.4. Résultats

Cette section présente les résultats du cas de référence obtenus par la simulation numérique du bassin de désinfection de la STEP de Sedrata après avoir caractérisé les propriétés physiques de l'eau (viscosité, masse volumique).

Les figures (6.6), (6.7) et (6.8) respectivement présentent le champ de la vitesse. Dès que l'effluent entre dans le bassin avec une vitesse = 0.236m/s, l'intensité de cette dernière diminue, et on aura des zones mortes dans les coins du bassin ainsi derrière les chicanes.

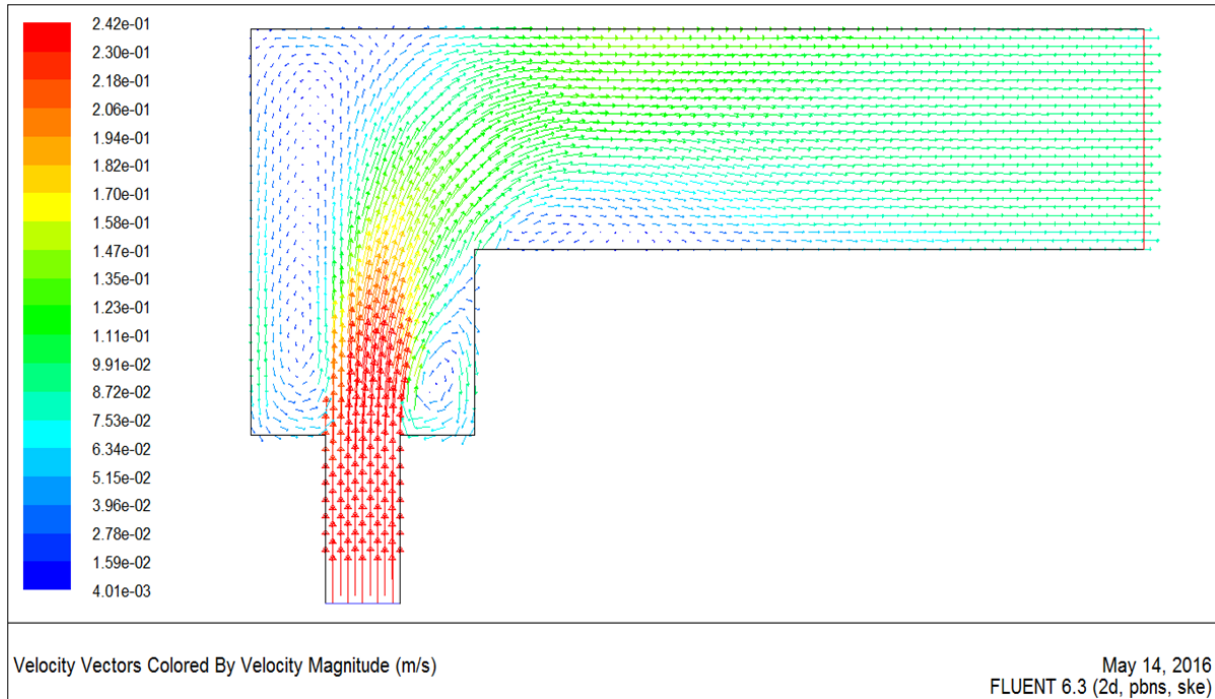


Figure 6.6 : champ de vitesse cas de référence (entrée du bassin de désinfection)

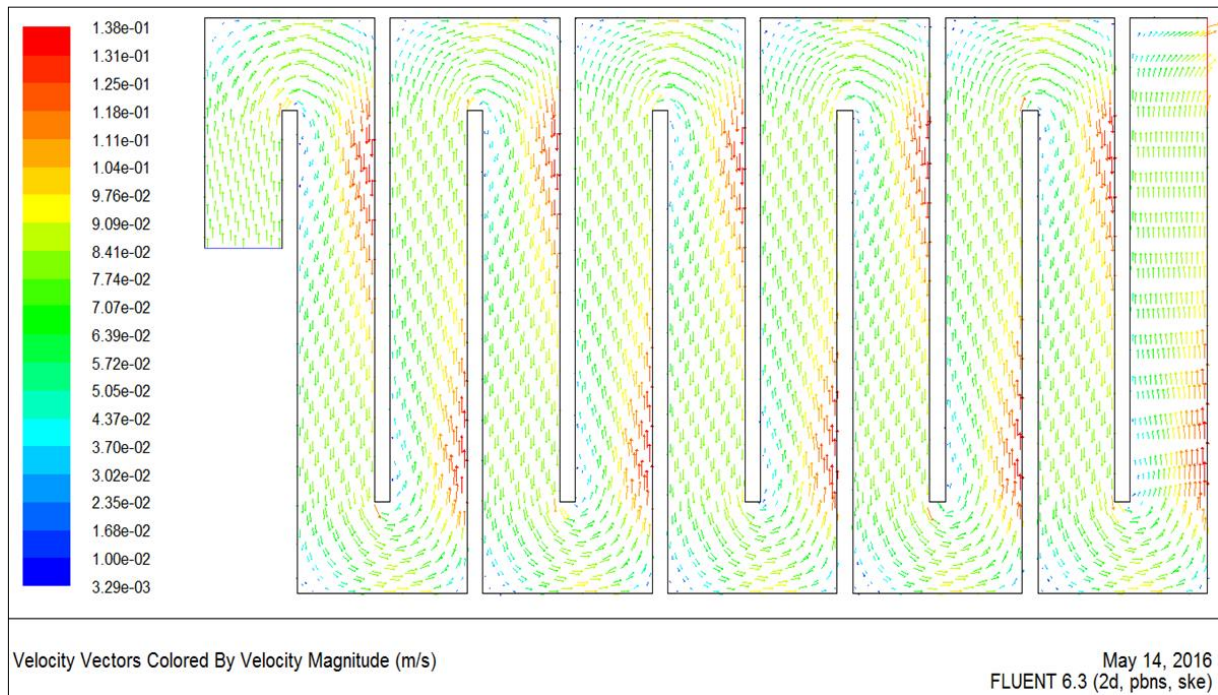


Figure 6.7 : champ de vitesse cas de référence (bassin de désinfection).

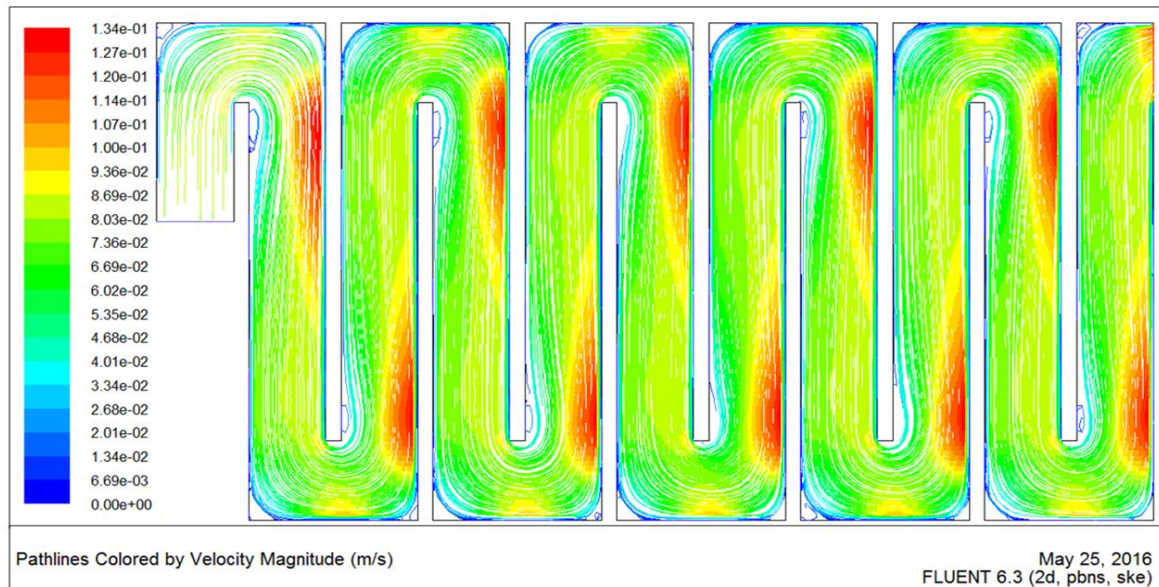


Figure 6.8: trajectoire de la vitesse cas de référence.

6.3. Optimisation du bassin de désinfection

Pour étudier l'impact de la configuration des chicanes sur les performances fonctionnelles du bassin, quatre tests prospectifs seront simulés dans cette section

6.3.1 Test 1

Dans ce test, nous avons modifié la configuration du bassin de désinfection en tenant compte la variation du nombre de chicane sous quatre (4) cas :

- **Cas 01** : 2 chicanes.
- **Cas 02** : 4 chicanes.
- **Cas 03** : 6 chicanes.
- **Cas 04** : 8 chicanes.

Les figures (6.9) et (6.10) représentent respectivement le champ de la vitesse dans le bassin de désinfection, ou on a décelé le constat suivant:

- L'apparition des zones de recirculation derrière les chicanes dans les quatre cas, ces zones se diminuent avec l'augmentation du nombre de chicanes.
- des vitesses plus élevée et remarquables dans le coté extérieur des compartiments.
- La création des zones mortes.

D'après les résultats obtenus à travers ce test on a conclu que l'augmentation du nombre de chicane peut améliorer l'efficacité hydraulique du bassin de désinfection.

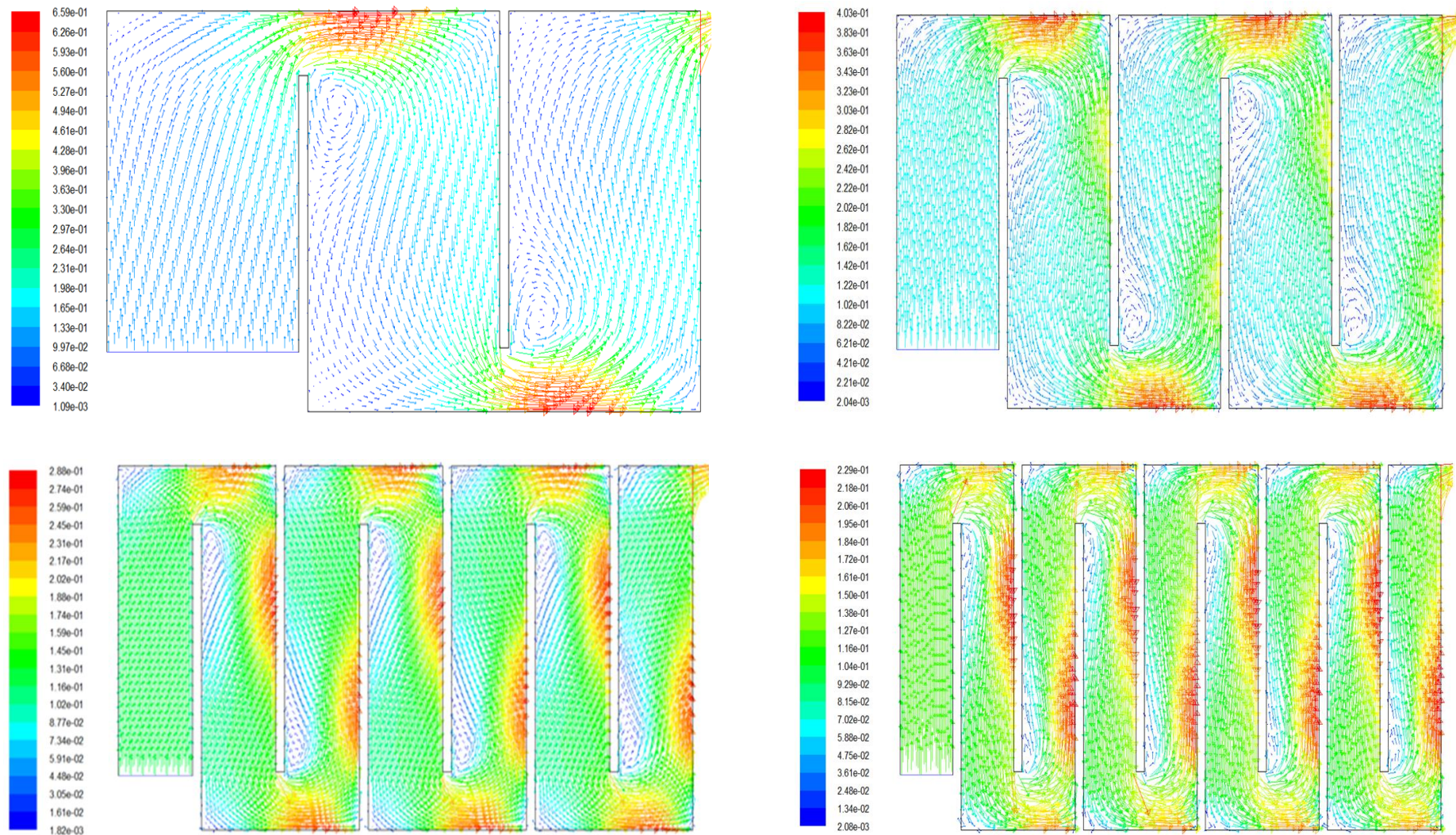


Figure 6.9 : vecteur de vitesse –test 2

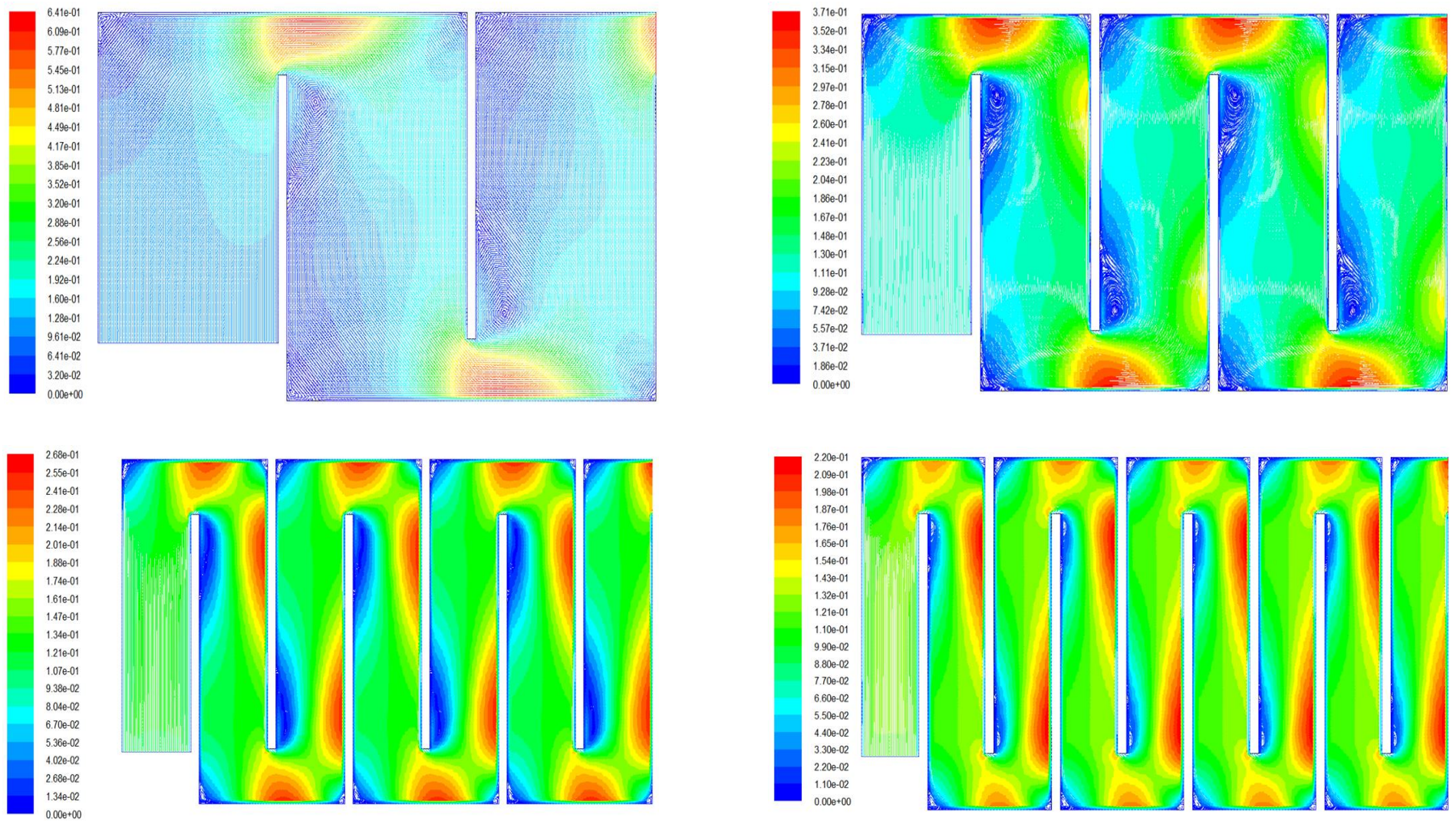


Figure 6.10 : lignes de chemin de vitesse d'écoulement-test 2

D'autres tests (3,4 et 5) ont été élaborés par rapport au cas de référence comme suit :

- **Test 3** : un changement de l'espacement entre les chicanes a été effectué avec une valeur de 6.3 m au lieu de 1.5 m pour différentes longueurs d'ouverture de chicane (1.5 ; 3 ; 4.5 ; 6.3) avec un changement de l'emplacement du seuil à la sortie du bassin.
- **Test 4** : l'espacement W_{ch} a été réduit par rapport au test 3 en combinant avec des longueurs d'ouvertures de 1.5 ; 2.52 ; 3 ; 4.5 respectivement, tout en gardant la sortie présentée dans le test 3 aussi.
- **Test 5** : l'espacement entre les chicanes a été fixé à 1.5 m en variant les longueurs d'ouverture à (1.5 ; 1.6 ; 3 ; et 4.5)

6.3.2. Test 2

La figure (6.11) montre la nouvelle géométrie selon le test 2. Les figures (6.12) et (6.13) représentent respectivement le champ et la trajectoire de la vitesse dans le bassin de désinfection (cas de 02 chicanes) pour des longueurs d'ouverture $L_{b0} = \{1.5m ; 3m ; 4.5m ; 6.3m\}$.

Il y'a des vortex plus claire derrière les chicanes (cas $L_{b0}=1.5m$), ces vortex diminuent progressivement par l'augmentation de la longueur d'ouverture de chicane. On peut remarquer clairement que la majorité d'écoulement est sous forme court-circuit, ce qui provoque la création des faibles vitesses dans les zones loin de la trajectoire d'écoulement ce qui présente des zones mortes.

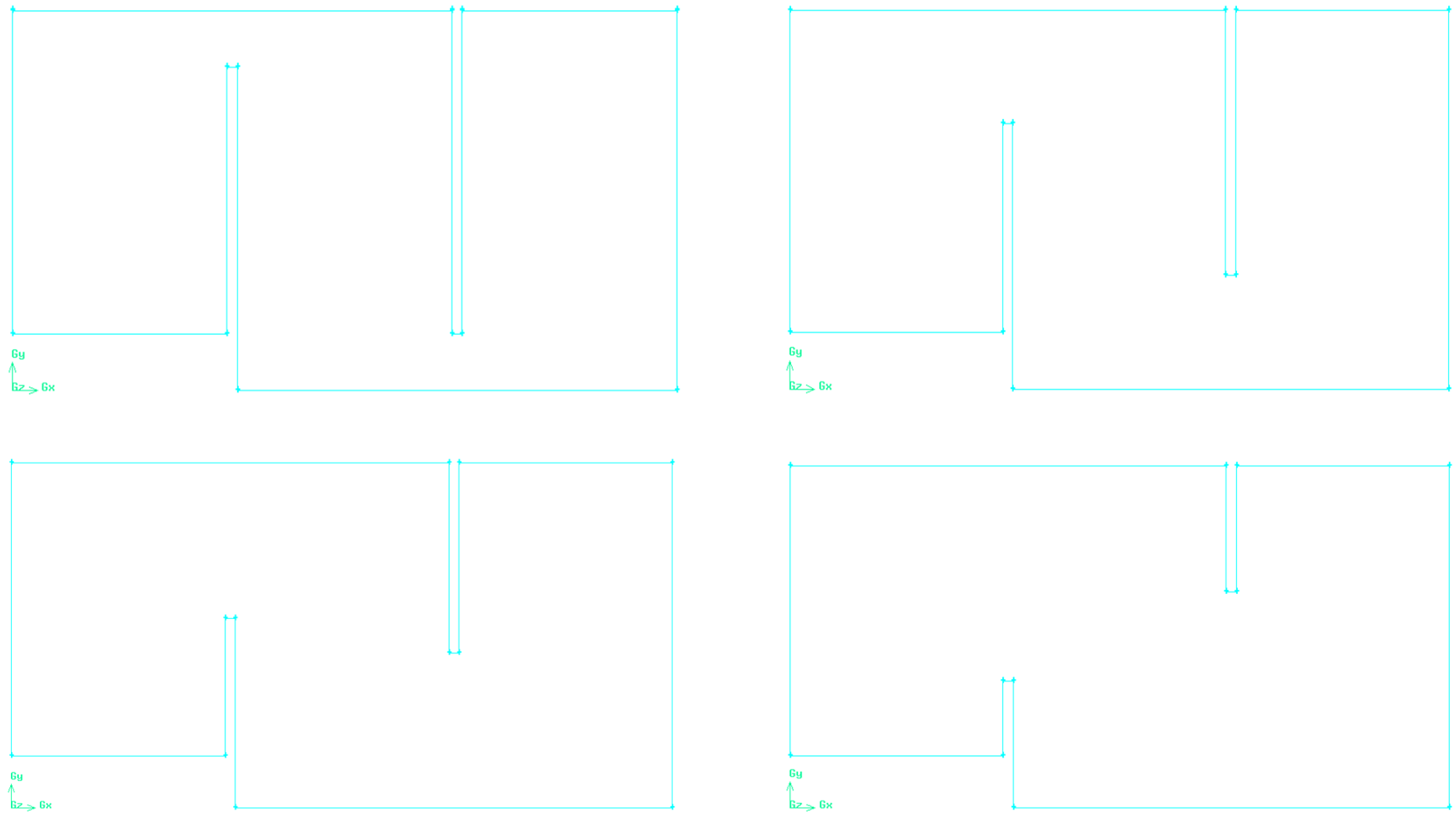


Figure 6.11 : Géométrie du bassin de désinfection -test 3

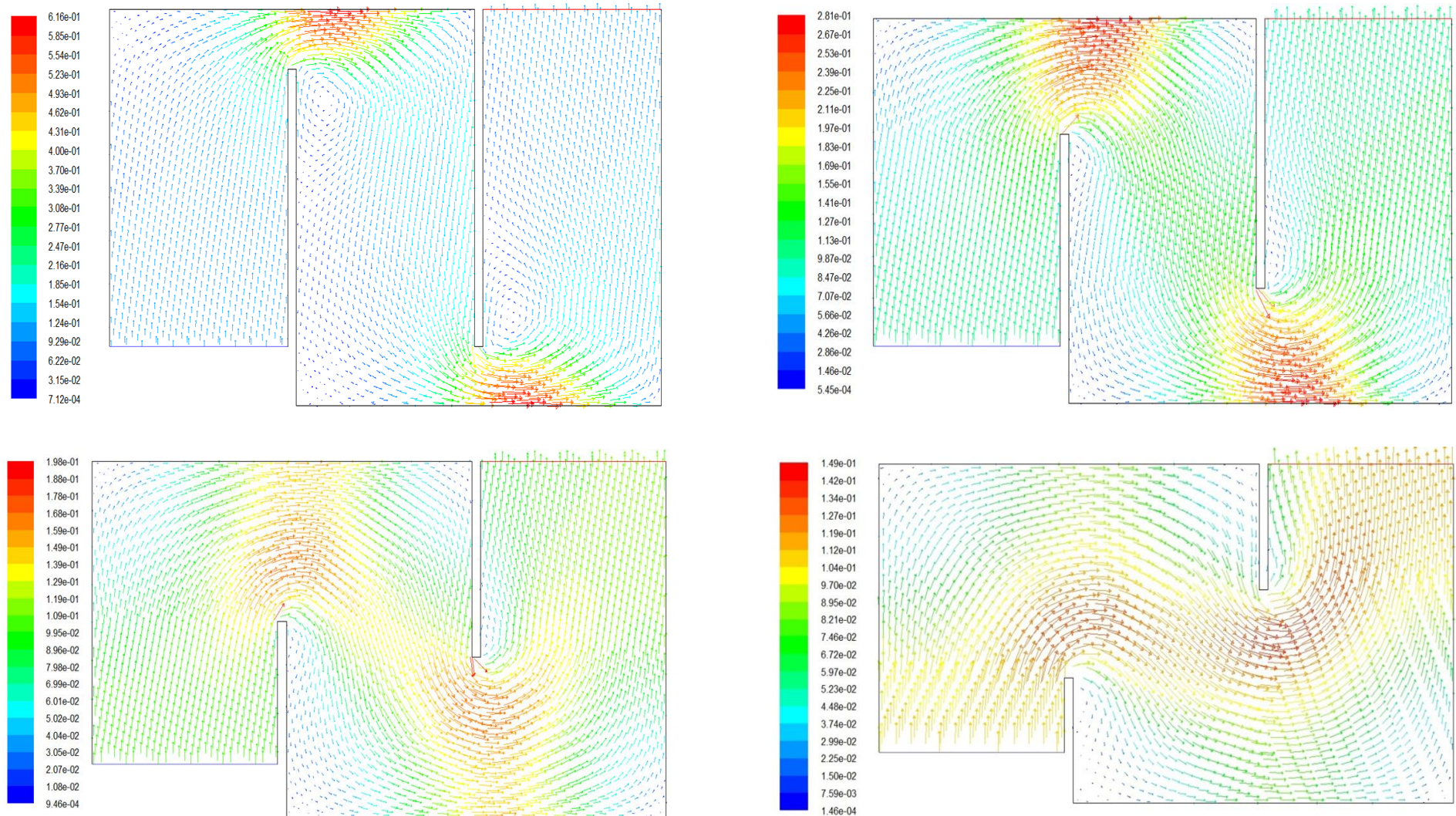


Figure 6.12 : Champs de vitesse –test 3

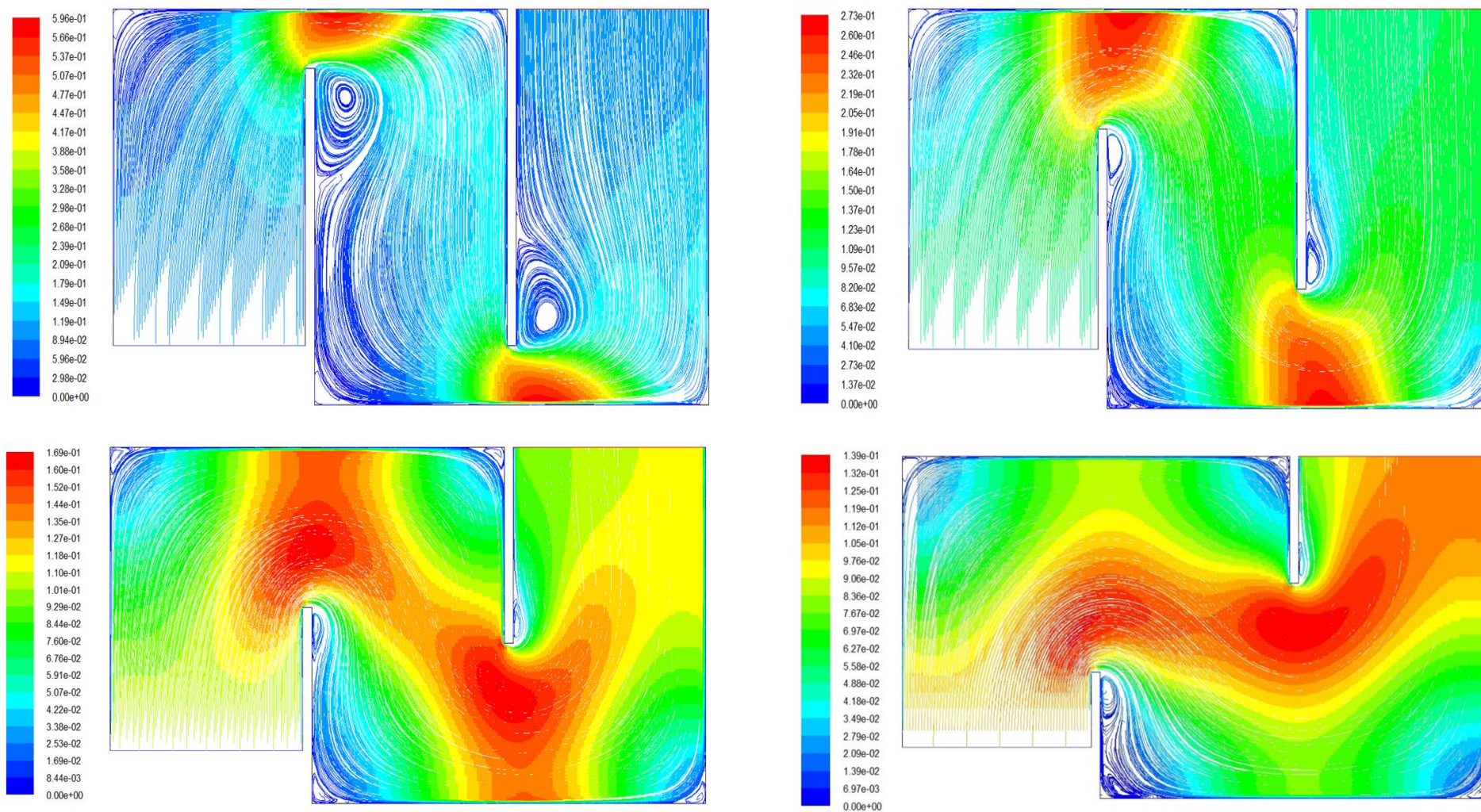


Figure 6.13 : trajectoire des vitesses -test 3

6.2.3. Test 3

La figure (6.14) montre la nouvelle géométrie selon le test 3. Le champ et la trajectoire de la vitesse dans le bassin de désinfection (cas de 06 chicanes) pour des longueurs d'ouverture $L_{b0} = \{1.5m ; 2.52m ; 3m ; 4.5m\}$ sont présentés dans les figures (6.15) et (6.16) respectivement.

Il y'a des zones tourbillonnaires qui est le résultat de la séparation d'écoulement lors du changement de la direction sous forme d'un coude. Ces zones sont dues à l'apparition des zones mortes. Pour minimiser ce phénomène on a opté à l'augmentation de la longueur d'ouverture (L_{b0}).

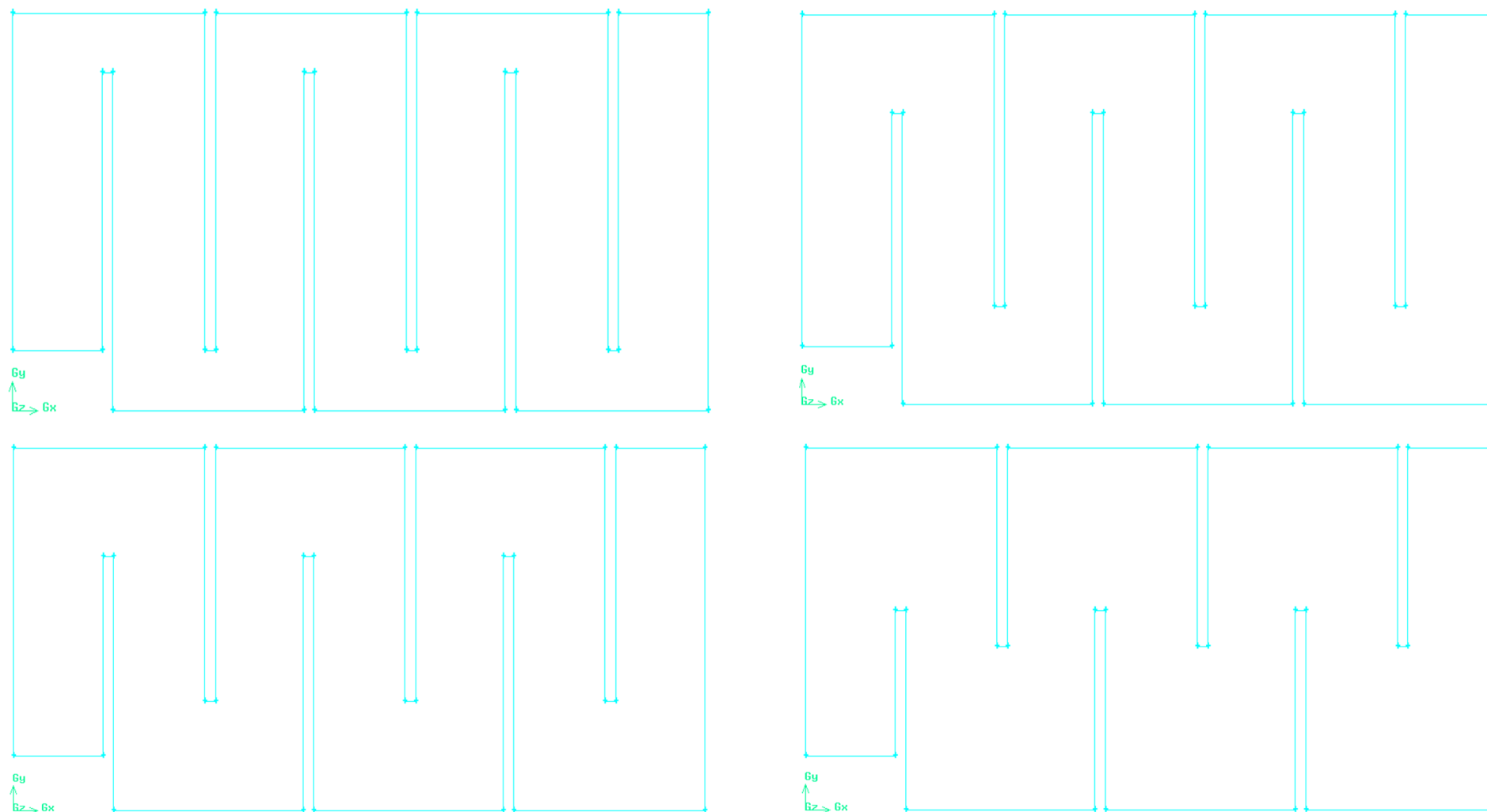


Figure 6.14 : Géométrie du bassin de désinfection –test 3

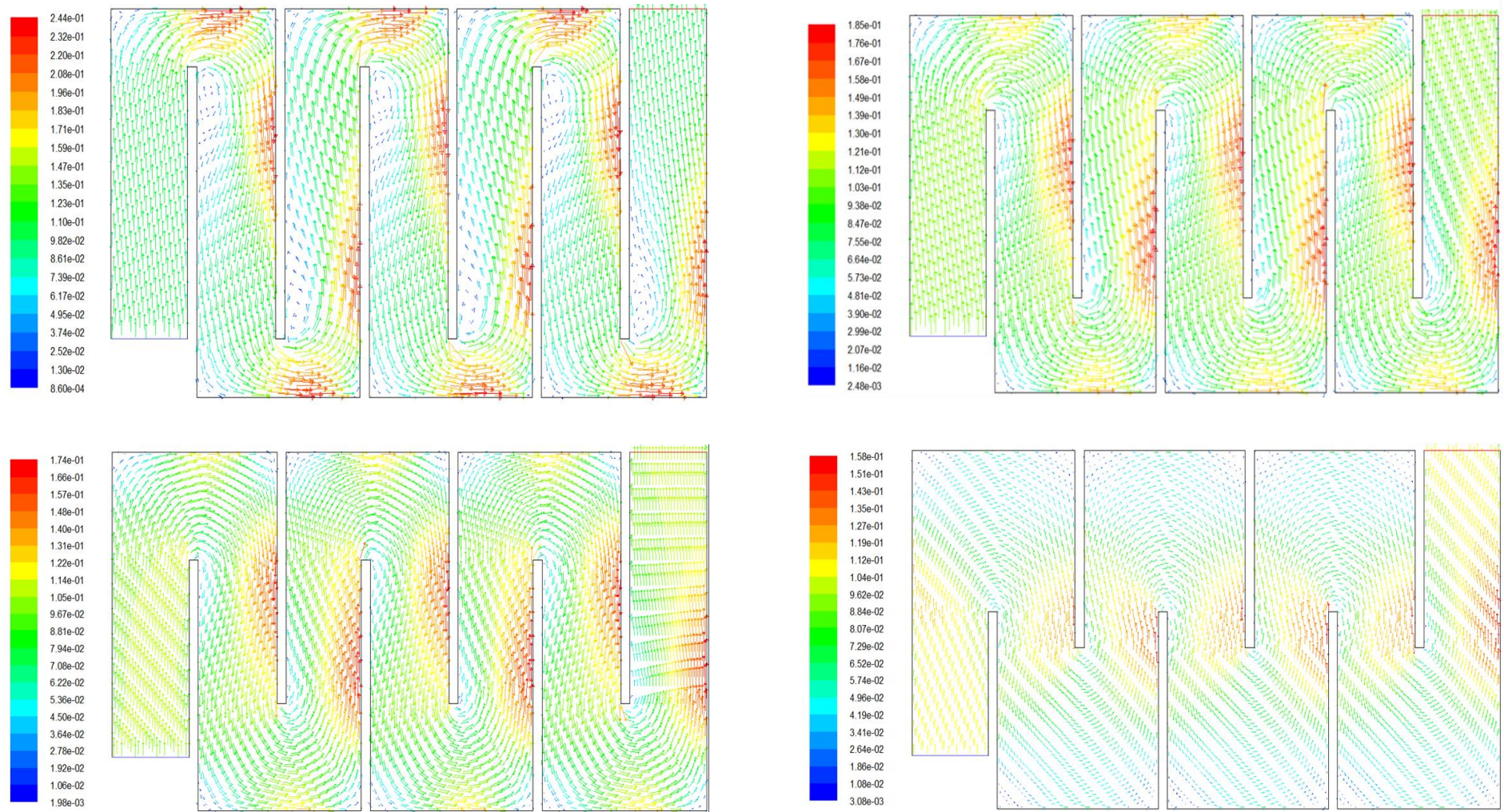


Figure 6.15 : champs des vitesses –test 3

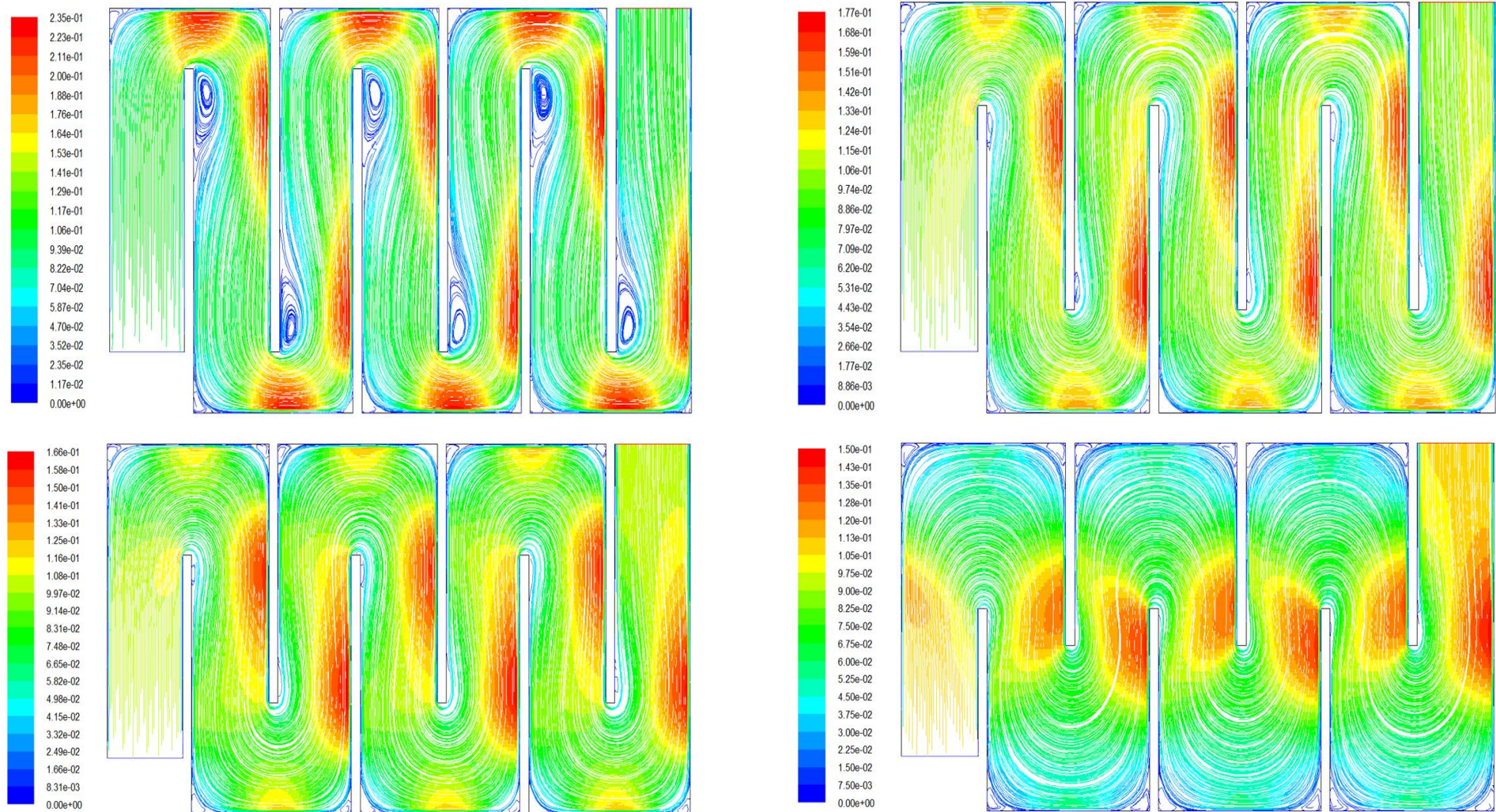
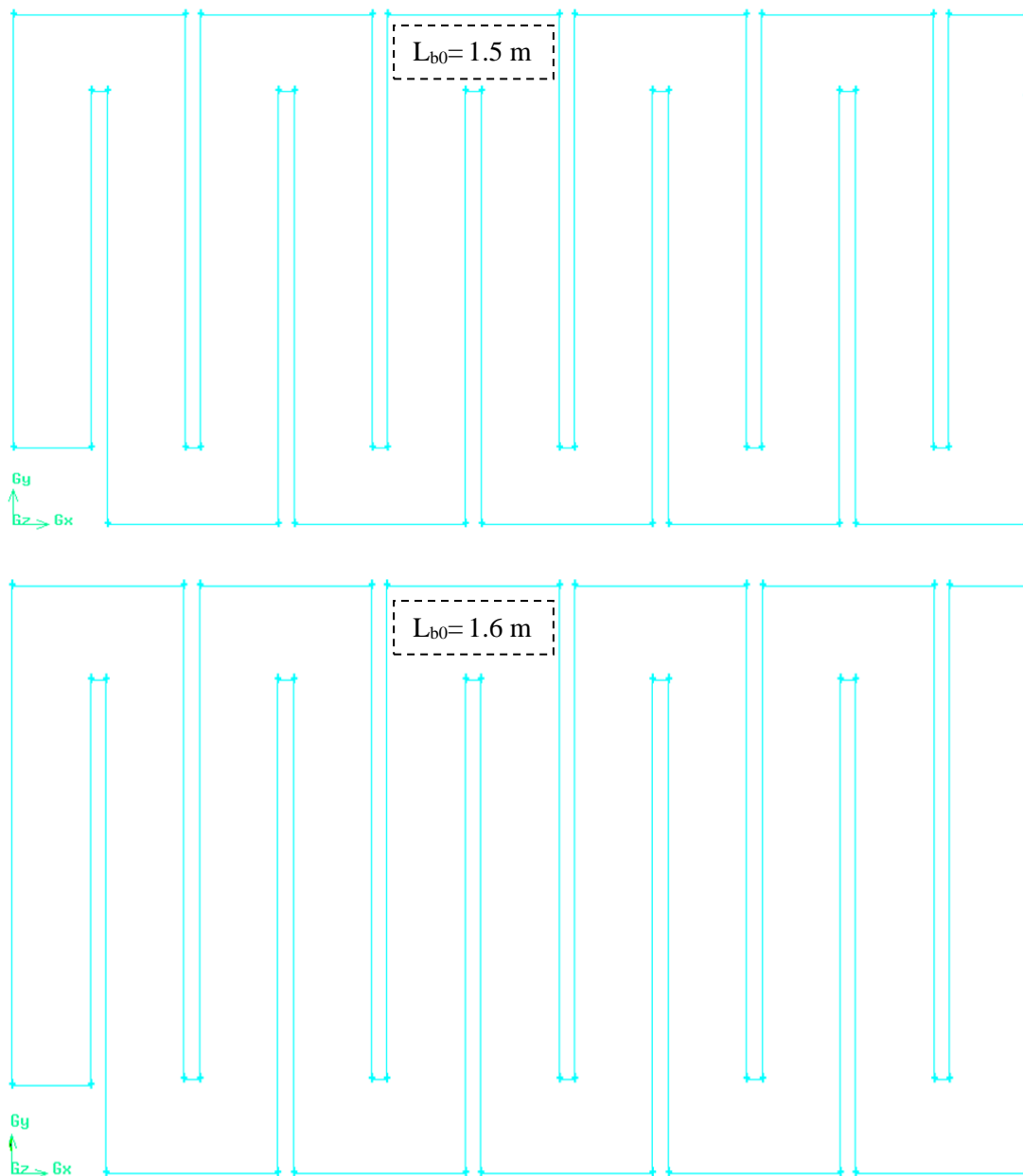


Figure 6.16: trajectoire des vitesses -test 3

6.3.4. Test 4

Dans ce dernier test on a obtenu le champ et la trajectoire de la vitesse dans le bassin de désinfection (cas de 10 chicanes) pour des longueurs d'ouverture $L_{b0} = \{1.5\text{m} ; 1.6\text{m} ; 3\text{m} ; 4.5\text{m}\}$. Ces nouvelles géométries sont présentées dans la figure (6.17). On a marqué l'existence des zones morte dans ce test, mais elles sont très importantes dans le cas où $L_{b0} = 4.5\text{ m}$. Ces zones peuvent être affaibli tout en minimisant la longueur de l'ouverture des chicanes.



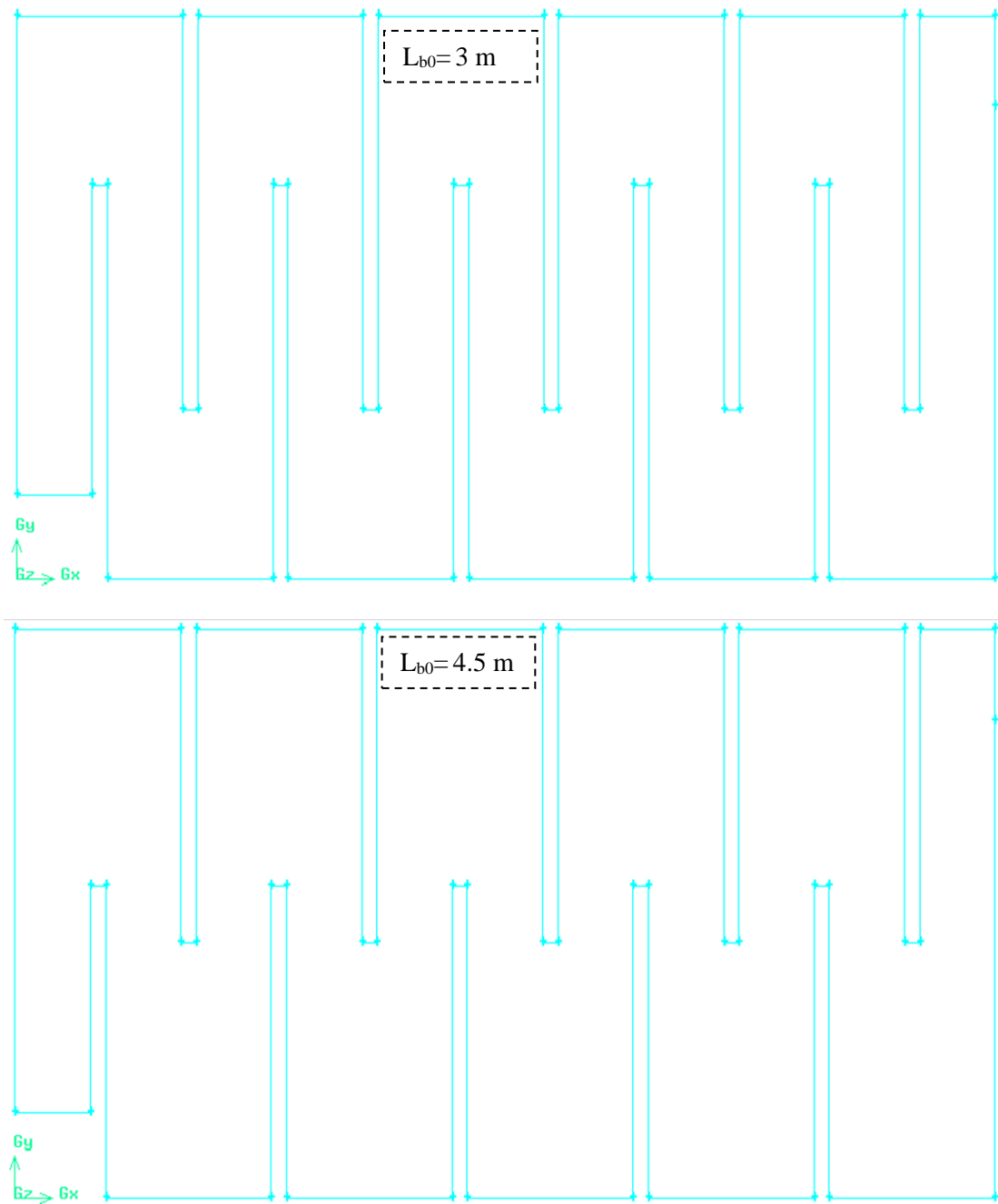


Figure 6.17 : Géométrie du bassin de désinfection -test 4

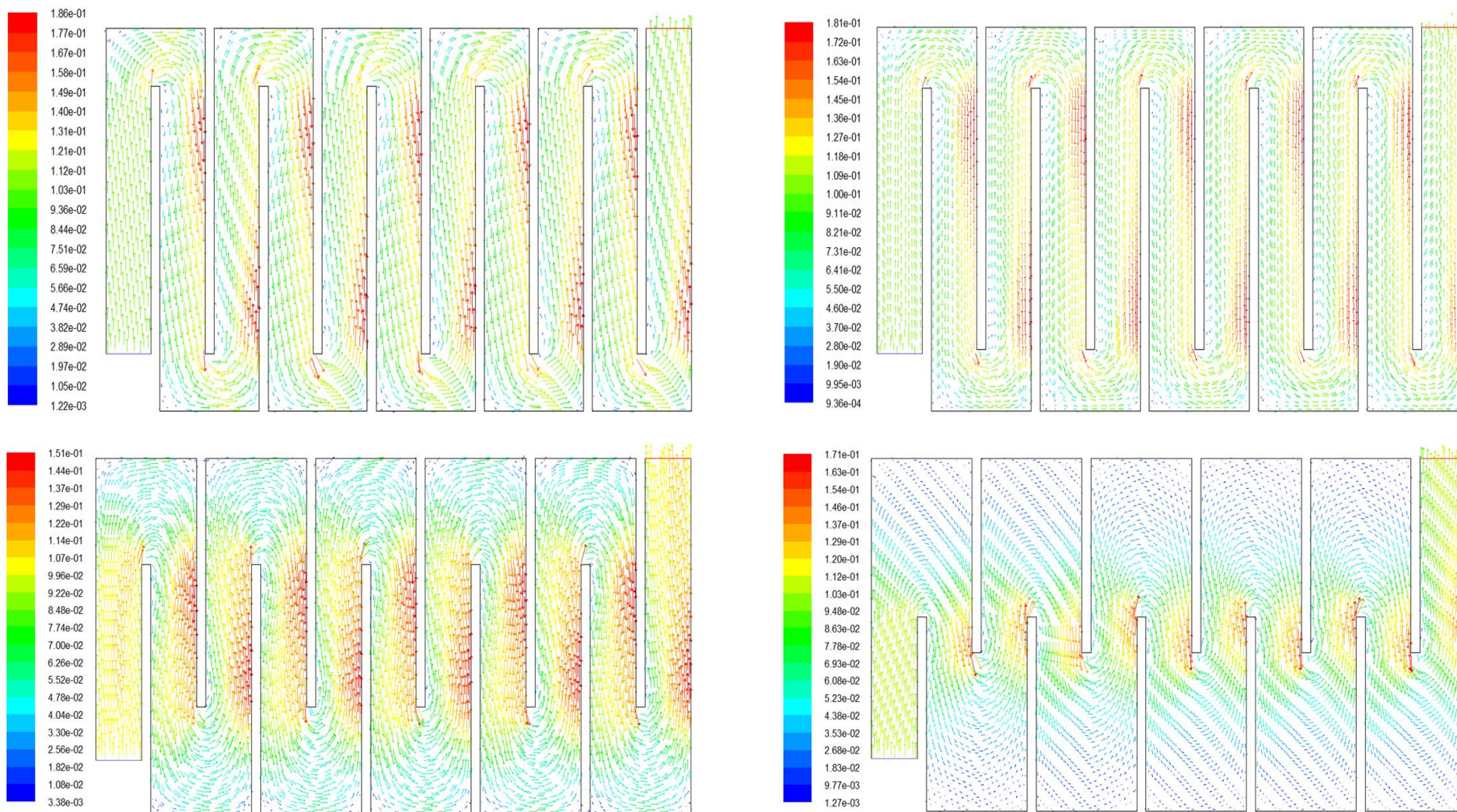


Figure 6.18 : Champs de vitesse -test 4

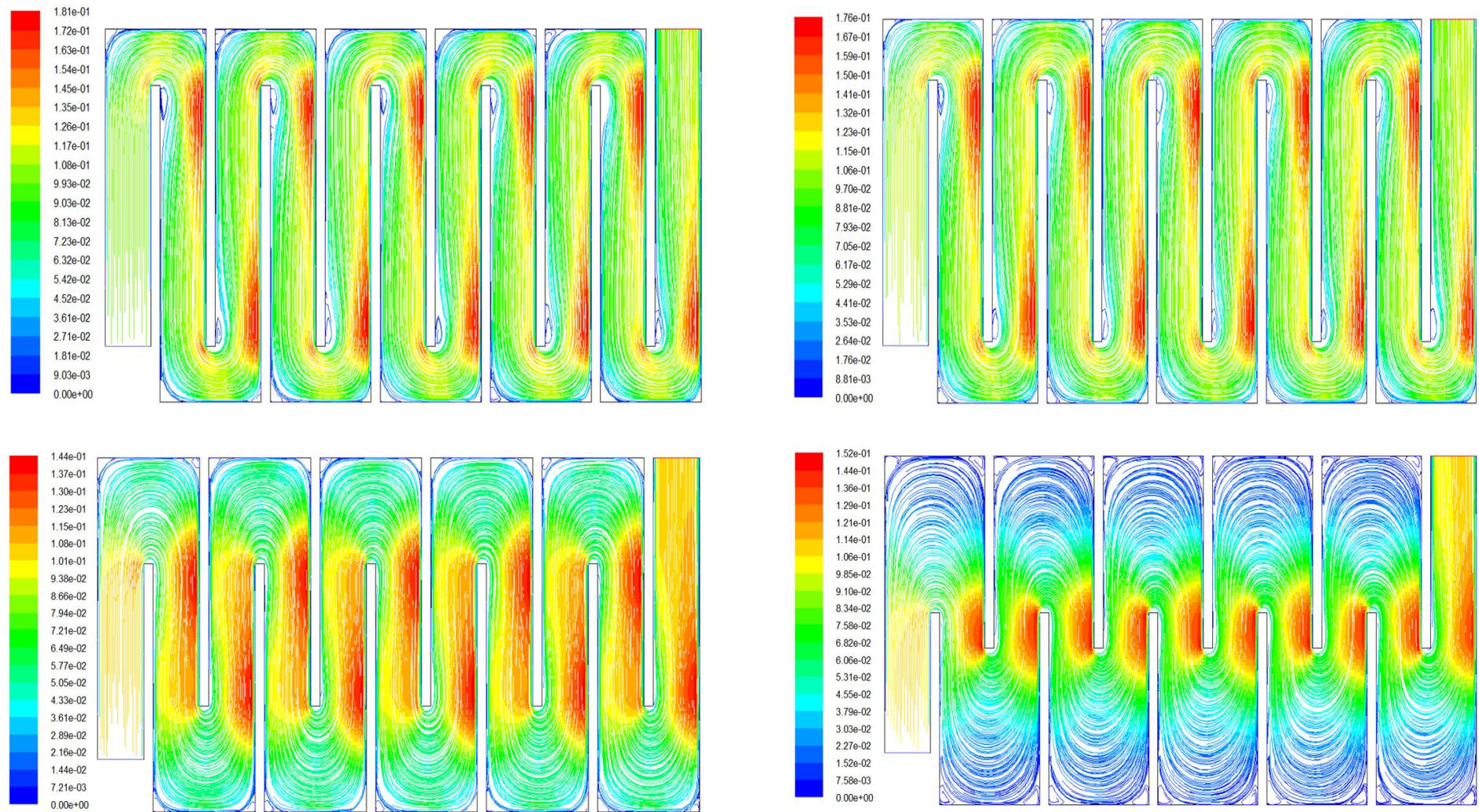


Figure 6.19 : trajectoire des vitesses -test 4

Les tableaux (6.2) et (6.3) respectivement récapitulent les données géométriques utilisées dans les tests 3,4 et 5 ainsi les résultats obtenus.

Tableau 6.2 : les données géométriques des chicanes.

$W_{ch}(m)$	N_b	L_{b0}/l_T	L_{b0}/W_{ch}
6,3	2	0,15	0,23
		0,3	0,47
		0,45	0,71
		0,63	1
2,52	6	0,15	0,59
		0,3	1,19
		0,45	1,78
		0,252	1
1,5	10	0,15	1
		0,3	2
		0,45	3
		0,16	1 066

Tableau 6.3 : tests appliqués sur le bassin de désinfection.

	Nb	W _{ch} (m)	l _{bo} (m)	Commentaire	Sortie
Cas de référence	10	1,5	1,6	-	-
Test 03	2	6,3	1,5	Des vortex et la plupart du bassin sont des zones mortes	
			3	Diminution des zones mortes et des zones tourbillonnaires	
			4,5	Cours circuit et des zones mortes	
			6,3		
Test 04	6	2,52	1,5	Des zones tourbillonnaires et des zones mortes	Changement de l'emplacement de la sortie (en aval du bassin)
			2,52	Disparition des zones tourbillonnaire et la diminution importante des zones mortes	
			3		
			4,5	Réapparition des zones mortes	
Test 05	10	1,5	1,5	Diminution des zones mortes	
			1,6		
			3	Réapparition des zones mortes et l'apparition des courts circuits	
			4,5	Des zones mortes très fortes et l'apparition des courts circuits	

6.3.5. Distribution du temps de séjour

M.M. Bishop et al (1993) et D. M. Markse et al (1973) ont élaboré la notion du Distribution des Temps de Séjour (DTS) dans les bassins qui se transite une masse d'eau en caractérisant les paramètres suivants:

τ : temps de séjour théorique (Volume / Débit)

T_{10} temps de sortie de 10% du volume entrant

T_{90} temps de sortie de 90% du volume entrant

T_g temps de passage moyen

d indice de dispersion

L'écart à l'écoulement piston peut être caractérisé par le rapport T_{10}/T_g . Ce rapport est privilégié, car il est utilisé dans le calcul des C*T (résiduel de chlore* temps de contact) défini selon la législation américaine par l'USEPA (United States Environmental Protection Agency, 1991). Plus ce rapport est proche de 1, plus l'écoulement est piston. La suite des études hydrauliques a donc été menée de façon à comparer les configurations géométriques retenues à l'aide du rapport T_{10}/T_g .

Le ratio T_{90}/T_g indique le temps de transit de 90 % du fluide par comparaison au temps de séjour moyen. Cet indice apporte donc une information supplémentaire pour quantifier l'écart à l'écoulement piston. L'indice T_{90}/T_{10} , appelé indice de Morrill, est un indicateur du degré de mélange du bassin.

La première phase d'étude pour le bassin de désinfection a été conçue pour but de comparer différents aménagements à base de chicanes longitudinales. L'utilisation de ces chicanes est un moyen efficace et satisfaisant pour obtenir un comportement hydraulique proche du flux piston.

La figure (6.20) donne le ratio d'efficacité hydraulique T_{10}/T_g pour les différentes configurations testées se varie de 0.2 à 0.82. Ce ratio qui est un élément caractéristique du taux de court-circuit au sein du bassin, est en effet supérieur à 0,7 pour le cas de référence et le test 4B. Cet indice est égal à 1 pour un flux idéalement piston. Dans les cas étudiés, cela signifie que 10% de l'eau transite dans le bassin en un temps inférieur à 0,82 fois le temps de séjour moyen.

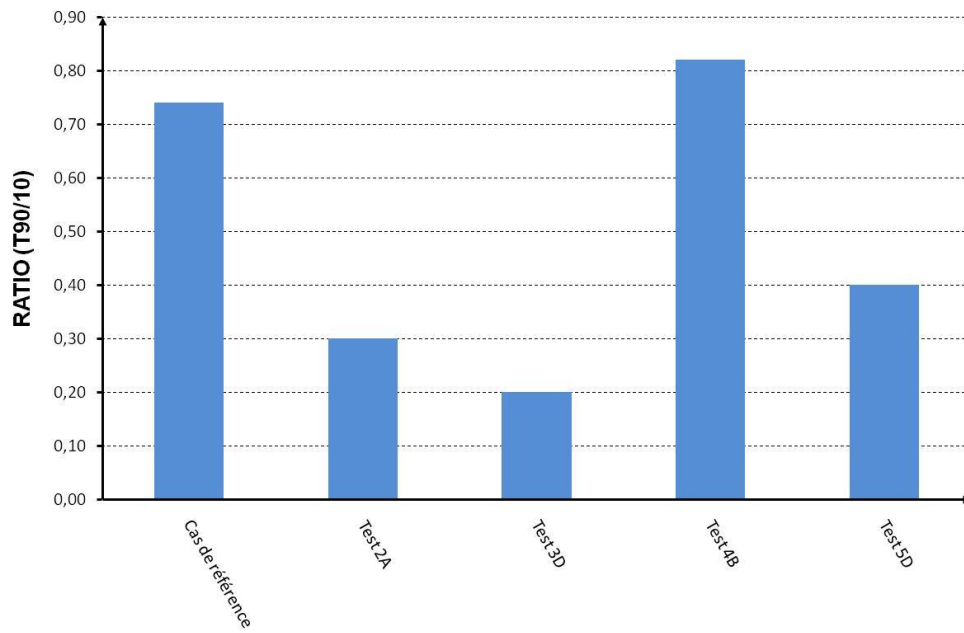


Figure 6.20: le ratio d'efficacité hydraulique T_{10}/T_g

Le ratio T_{90}/T_g passe d'une valeur de 2 à une valeur de 1,25 (figure 6.21). Cela signifie que 90% du flux transite dans le réservoir en 1,25 fois le temps de séjour moyen à comparer à la valeur initiale de 2 fois le temps moyen. L'aménagement de chicane permet donc une faible dispersion des temps de séjour autour du temps de séjour moyen.

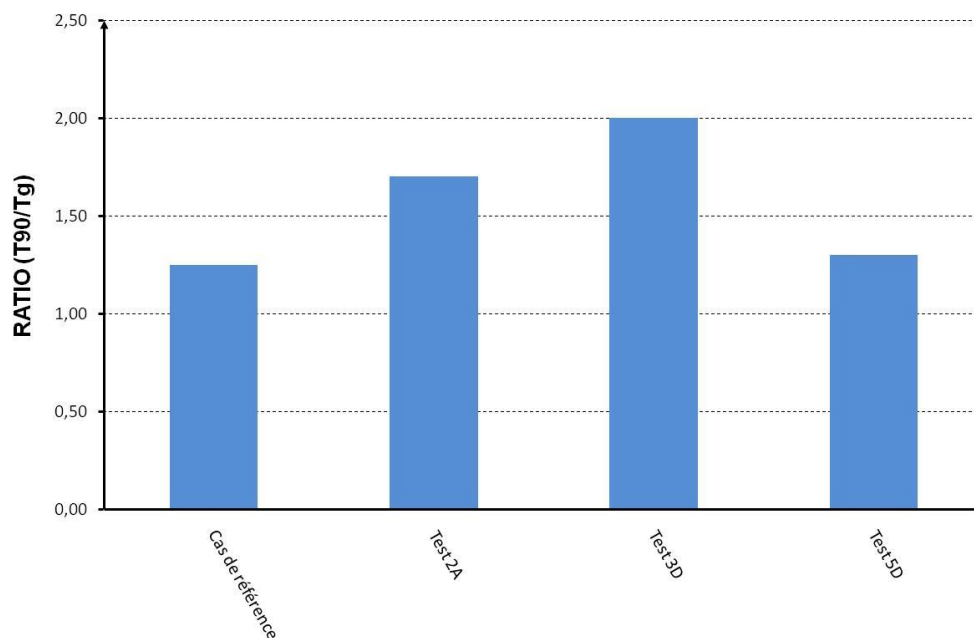


Figure 6.21 : le ratio d'efficacité hydraulique T_{90}/T_g

6.3. Conclusion

D'après les résultats obtenue à travers les tests on conclue que :

- A chaque fois ou la géométrie s'est éloigné par rapport à la configuration initiale, on remarque l'apparition des cours circuit hydraulique avec une création des zones mortes.
- La longueur d'ouverture des chicanes (l_{b0}), l'espacement entre les chicanes (W_{ch}) et le nombre de chicanes sont des paramètres clés pour la conception des bassins de désinfection. Pour un bassin de désinfection idéal il faut que $W_{ch} = L_{b0}$
- L'emplacement du seuil déversoir à la sortie du bassin peut influencer sur le rendement hydraulique.
- Les résultats de l'étude soulignent qu'il est impératif que lors de la conception des bassins de désinfection le rapport l_{b0}/W_{ch} est égal à 1 pour assurer la performance hydraulique du bassin.

L'étude a permis d'illustrer l'utilisation de moyens numériques pour dimensionner de nouveaux les bassins de chloration. En ce qui concerne l'efficacité des aménagements testés, on confirme que l'implantation de chicanes longitudinales au sein de bassin de chloration est un moyen efficace pour restreindre la dispersion des temps de séjour.

Les codes de calcul de mécanique des fluides sont ne aide appréciable pour faciliter l'étude des bassins de chloration et pour visualiser l'effet des aménagements envisagés.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale

Ce présent travail de recherche fait partie de la première action d'un programme de recherche visant l'amélioration des performances épuratoires des STEP de la région de Souk-Ahras. En effet le procédé à boue activée s'est considérablement amélioré au cours de ces dernières décennies depuis le développement des modèles de boue activée ASM qui constitue un outil d'aide à la gestion particulièrement adaptée pour optimiser les procédés biologiques de traitement des eaux usées. Selon une étude bibliographique assez importante, on a synthétisé les connaissances actuelles concernant les modèles biologiques déterministes ASM, le modèle physique de décantation et les protocoles de calage du modèle pour un procédé à boue activée ainsi que l'application de la technique du CFD dans les STEP et les simulateurs commerciaux utilisés dans le monde. L'orientation de ce travail s'est principalement intéressée à la modélisation des éléments clés dans la chaîne épuratoire (réacteur biologique, clarificateur et bassin de désinfection). Il a visé en particulier l'amélioration de la description de l'hydrodynamique de ces ouvrages ainsi que les interactions entre l'hydrodynamique et la cinétique biologique dynamique.

En premier lieu, le protocole de calage du modèle biologique ASM1 et le modèle de décantation a été identifié avec satisfaction pour les deux STEP. Cet outil de modélisation nous a permis de progresser sur des questions relatives à la capacité d'épuration des stations, l'ajustement du bilan massique substrat/biomasse et de déceler l'impact des variations brusques de charge sur le système épuratoire. Son caractère dynamique le rend aussi apte à prévoir le comportement des stations face à des événements transitoires de façon plus précise que les formules usuelles établies pour le régime permanent.

L'utilisation du modèle calé/validé pour la caractérisation et l'optimisation des deux STEP nous a permis de déduire ce qui suit :

- Sur la base de la configuration actuelle de la STEP de Sedrata on a trouvé que sa capacité de traitement biologique est de 40 000 m³/j à l'horizon de 2033, c.à.d.

20 000 m³/j pour chaque filière tenant compte du transfert des eaux usées de la ville de M'Daourouch.

- La stratégie de contrôle du traitement actuel lors du branchement des eaux usées de la ville de M'Daourouch est basée principalement sur l'augmentation de la capacité des pompes de recyclage (9200 m³/j) et d'extraction (950 m³/j).

Pour la seconde partie, nous nous sommes intéressés aux besoins biologiques en oxygène et à la simulation de l'oxygène dissous dans le bassin d'aération de la STEP de Souk-Ahras. L'oxygène dissous est considéré comme variable de contrôle dans le modèle des boues activées ASM.

L'utilisation du modèle calé/validé pour la caractérisation et l'optimisation de la consommation énergétique nous a donné une approche de contrôle vis-à-vis les points suivants:

- Sur la base de la configuration actuelle de la STEP de Souk-Ahras, on a trouvé que la concentration minimale en oxygène dissous qu'on doit assurer dans le réacteur biologique est de 0.2 g/m³.
- La consommation énergétique sera réduite de l'ordre de 31% lorsqu'on diminue l'oxygène dissous de 2 g/m³ à 0.2 g/m³. Cette réduction servira les gestionnaires du service public de l'assainissement par un gain mensuel de 270 000 DA.

En troisième partie, la simulation numérique du clarificateur secondaire de la STEP de Souk-Ahras en régime bi phasique a été évaluée pour pouvoir renseigner toutes les contraintes liées au fonctionnement de ce bassin en utilisant des données mises à notre disposition. Dans un premier temps, il a fallu valider ce modèle numérique de Fluent à l'aide des résultats obtenus à travers le GPS-X. Nous avons ensuite utilisé ce modèle pour étudier l'influence de la configuration du clarificateur sur l'hydrodynamique et la hauteur du voile de boue. En faisant varier certains paramètres de conception, tels que la hauteur, le diamètre du Clifford et la pente du radier. Les résultats obtenus nous a permis de juger que :

- La vitesse ascensionnelle limite de 0.8 m/h, élaborée par la courbe du CEMAGREF a été dépassée par la valeur (1.4 m/h) sans avoir un changement brutal du voile de boue. Donc l'utilisation de la technique du CFD pour des clarificateurs circulaires à design conventionnels doit être prendre en compte pour assurer les performances supérieures d'autres techniques de conception ;
- L'augmentation de l'immersion du Clifford n'affecte pas les performances de cet ouvrage ;

- La pente du radier et la profondeur de l'ouvrage sont des éléments très importants.
- Il n'y a pas un diamètre et une immersion optimale pour le Clifford. Il existe surtout des critères de dimensionnement sur la base de vitesse d'entrée.

Dans la dernière partie, nous avons considéré la simulation numérique du bassin de désinfection de la STEP de Sedrata à l'aide du code de calcul Fluent pour étudier le comportement hydrodynamique. Cette recherche fait partie des actions de diagnostic des STEP visant à définir des règles de constructions destinées à améliorer le fonctionnement des bassins de désinfection en terme de capacité épuratoire.

En premier lieu un modèle théorique du bassin de désinfection a été choisi pour effectuer une simulation de référence du bassin de désinfection de la STEP de Sedrata. Cette dernière a été évaluée pour pouvoir renseigner toutes les contraintes liées au fonctionnement de ce bassin en utilisant des données mises à notre disposition. En faisant varier certains paramètres de conception, tels que :

- Le nombre de chicane et leur forme ;
- L'emplacement du seuil à la sortie du bassin.

La simulation numérique est une technique puissante à mettre en œuvre, elle donne des résultats très encourageants sur le fonctionnement optimal des bassins de désinfection. Durant cette partie on a démontré que cette technique est efficace pour décrire l'hydrodynamique selon différents tests prospectifs. La comparaison des tests obtenus ont abouti aux résultats suivants :

- Le champ de vitesse nous donne une prédiction des zones de recirculation, de stagnation et des courts-circuits.
- La détermination des facteurs géométriques qui influent sur l'efficacité hydraulique.
- A chaque fois où la géométrie s'est éloigné par rapport à la configuration optimale obtenue, on remarque l'apparition des cours circuit hydraulique avec une création des zones mortes ;
- La longueur d'ouverture des chicanes (l_{b0}), l'espacement entre les chicanes (W_{ch}) et le nombre de chicanes sont des paramètres clés pour la conception des bassins de désinfection ;
- L'emplacement du seuil déversoir à la sortie du bassin peut influencer sur le rendement hydraulique à travers l'effet de remous obtenu ;

- Les résultats de l'étude soulignent qu'il est impératif que lors de la conception des bassins de désinfection le rapport (longueur d'ouverture de chicane L_{b0} / Espacement entre les chicanes W_{ch}) est égal à 1 pour assurer la performance hydraulique du bassin.

Perspectives

La modélisation des STEP présentée dans cette thèse est une démarche importante pour un domaine assez récent, du moins en Algérie. Beaucoup de recherches restent à faire pour améliorer la représentation du fonctionnement réel par les modèles numériques. L'ensemble des résultats obtenus dans le cadre de ce travail ouvre des perspectives intéressantes pour la suite. Parmi ces perspectives, on peut citer :

- la plupart des applications en épuration des eaux usées introduisent des incertitudes dans ces modèles, ce qui rend nécessaire le calage et la validation. En effet, la description des concentrations (transport solide notamment) fait appel à des relations empiriques et à des paramètres nécessitant des données expérimentales pour être calés. Par exemple, les vitesses de sédimentation peuvent être mesurées sur site. Des profils de concentration en matières en suspension (MES) peuvent être mesurés dans des conditions données et comparés aux résultats de simulation.
- La problématique de la réduction de la consommation énergétique au niveau de la station d'épuration de Souk-Ahras présentée dans ce travail n'est pas complète. Il s'agit d'une démarche préliminaire pour un sujet d'actualité. Beaucoup de travaux seront abordés autour des axes suivants:
 - le contrôle du cycle de fonctionnement des aérateurs de surface pour optimiser les heures de marche et d'arrêt qui correspondent à système épuratoire normalisé ;
 - l'élaboration d'une politique optimale d'aération fondée sur les conditions nécessaires et suffisantes d'optimalité. Autrement dit, il s'agit de développer des algorithmes d'optimisation globale pour notamment voir dans quelle mesure les performances des stations d'épuration peuvent encore être améliorées.
- Enfin, une dernière perspective consiste à consolider la partie de simulation issue de la technique CFD par des mesures expérimentales. Pour ce faire, il est nécessaire de disposer de nombreuses mesures expérimentales sur site réel ou sur pilote. Il pourrait s'agir de mesures de vitesses sur site réel, en plusieurs sections d'écoulement. Des mesures de vitesse dans le Clifford pourraient également être utilisées ainsi que des mesures de turbulence associées.

Bibliographie

- Alex, J. et al., (2001). The COST Simulation Benchmark: Description and Simulator Manual. COST Action 624 and COST Action 682.
- Araujo A.C., Gallani S., Mulas M., Skogestad S. (2013). Sensitivity analysis of optimal operation of an activated sludge process model for economic controlled variable selection. *Industrial and Engineering Chemistry Research*. Vol. 52. Iss. 29 p. 9908–9921.
- Aboobakar, A., Cartmell, E., Stephenson, T., Jones, M., Vale, P., & Dotro, G. (2013). Nitrous oxide emissions and dissolved oxygen profiling in a full-scale nitrifying activated sludge treatment plant. *Water research*, 47(2), 524-534.
- Adams, E. W., & Stamou, A. I. (1987). A computational evaluation of buoyancy effects in settling tanks. *Sonderforschungsbereich 210*.
- Angeloudis, A., Stoesser, T., & Falconer, R. A. (2014). Predicting the disinfection efficiency range in chlorine contact tanks through a CFD-based approach. *Water research*, 60, 118-129.
- Amini, R., Taghipour, R., & Mirgolbabaie, H. (2011). Numerical assessment of hydrodynamic characteristics in chlorine contact tank. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 67(7), 885-898.
- Bishop, M. M., Morgan, J. M., Cornwell, B., & Jamison, D. K. (1993). Improving the disinfection detention time of a water plant clearwell. *Journal (American Water Works Association)*, 68-75.
- Bürger, R., Diehl, S., & Nopens, I. (2011). A consistent modelling methodology for secondary settling tanks in wastewater treatment. *Water research*, 45(6), 2247-2260.
- Bahgat L.M. (2000). A knowledge-based decision support system for an activated sludge wastewater treatment plant. MSc thesis. Department of Information Technology, Institute of Graduate Studies and Research, Alexandria University, Egypt pp. 186.
- Barnett M.W., Takacs I., Stephenson J., Gall B., Perdeus M. (1995). Dynamic modeling: New simulation tools provide insight into waste-water treatment plant design and operations. *Water Environment and Technology*. Vol. 7. Iss. 12 p. 41–44.
- B. A NDERSSON, éd. *Computational fluid dynamics for engineers*. OCLC : ocn751752493. Cambridge ; New York : Cambridge University Press, 2012. ISBN : 978-1-107-01895-2.
- Boutin C., Duchène P. & Linéard, A., (1998). *Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités*. Cemagref Édition, Antony, Coll. Documentation technique FNDAE, No. 22.
- Burt, D., & Ganeshalingam, J. (2005, April). Design and optimisation of final clarifier performance with CFD modelling. In *CIWEM/Aqua Enviro joint conference, Design and Operation of Activated Sludge Plants*.

- C. K. HO, S. KHALSA, H. WRIGHT et E. A. WICKLEIN. Computational Fluid Dynamics Based Models for Assessing UV Reactor Design and Installation. Rapp. tech. 4107. Denver, CO, USA : Water Research Foundation, 2011.
- C. T. CROWE, J. D. SCHWARZKOPF, M. SOMMERFELD et Y. TSUJI. Multiphase Flows with Droplets and Particles. en. Google-Books-ID : CioXotlGMiYC. CRC Press, nov. 1997. ISBN : 978-0-8493-9469-0.
- Chebbo G. (1992) Solides des rejets pluviaux urbains, caractérisation et traitabilité. Thèse de doctorat, ENPC Paris 600p.
- Chachuat B., Roche N., Latifi M.A. (2000). Identification et optimisation dynamique d'une station d'épuration de petite taille [Identification and dynamic optimization of a small-sized WWTP]. Report concerning the collaboration on the technical exchanges in modeling of WWTP. Paris, France. Vivendi Water. 144p
- Choubert J.M. (2002). Analyse et optimisation du traitement de l'azote par des boues activées à basse température [Analysis and optimization of the treatment of the nitrogen by low-temperature activated sludge]. PhD thesis in Process engineering. Strasbourg, France University of Strasbourg. 265p
- Chachuat, B., Roche, N., & Latifi, M. A. (2001). Dynamic optimisation of small size wastewater treatment plants including nitrification and denitrification processes. *Computers & Chemical Engineering*, 25(4-6), 585-593.
- Chachuat, B., Roche, N., & Latifi, M. A. (2005). Optimal aeration control of industrial alternating activated sludge plants. *Biochemical Engineering Journal*, 23(3), 277-289.
- Chandran, K., Stein, L. Y., Klotz, M. G., & van Loosdrecht, M. C. (2011). Nitrous oxide production by lithotrophic ammonia-oxidizing bacteria and implications for engineered nitrogen-removal systems. *Biochemical Society Transactions*, Vol. 39 (6), 1832-1837.
- Choubert, J. M. (2002). Analyse et optimisation du traitement de l'azote par boues activées à basse température (Doctoral dissertation, Université Louis Pasteur-Strasbourg I), France. 185p.
- Choubert, J. M., Marquot, A., Stricker, A. E., Gillot, S., Racault, Y., & Hédit, A. (2008). Maximum growth and decay rates of autotrophic biomass to simulate nitrogen removal at 10 C with municipal activated sludge plants. *Water SA*, 34(1), 71-76.
- Chilson, S. (2012). Identify ways that energy can be conserved or recovered in water and wastewater treatment. In *Water and Sewage Treatment Energy Management Joint Conference*, Delaware Valley Regional Planning Commission, PA DEP Southeastern Regional Office, EPA Region III, Montgomery County Community College, April (Vol. 25).
- Cho, K. W., Kim, Y. J., Choi, Y. G., Hong, S. W., Choi, Y. S., & Chung, T. H. (2007). Significance of gas to solids ratio in clarification and thickening of activated sludge by electroflotation. In *Proceedings of the Fifth IWA International Conference on Flotation*, Seoul (pp. 239-246).
- Chancelier, J. P., De Lara, M. C., Joannis, C., & Pacard, F. (1997). New insights in dynamic modeling of a secondary settler. Flux theory and steady-states analysis. *Water Research*, 31(8), 1847-1856.
- Chataigner, O., Gagnon, J. L., Chagneau, G., & Chopard, P. (1999). FLUENT: la modélisation numérique au service de la conception optimisée des réacteurs de post-chloration. *La Houille Blanche*, (3-4), 15-20.
- Drolka, M., Plazl, I., & Koloini, T. (2001). The results of mathematical model and pilot plant research of wastewater treatment. *Chemical and biochemical engineering quarterly*, 15(2), 71-74.

- Dold, P. L., Jones, R. M., & Bye, C. M. (2005). Importance and measurement of decay rate when assessing nitrification kinetics. *Water Science and Technology*, 52(10-11), 469-477.
- Dahl, C., Larsen, T., & Petersen, O. (1994). Numerical modelling and measurement in a test secondary settling tank. *Water Science and Technology*, 30(2), 219-228.
- Dupont, R., & Henze, M. (1992). Modelling of the secondary clarifier combined with the activated sludge model no. 1. *Water Science and Technology*, 25(6), 285-300.
- DeVantier, B. A., & Larock, B. E. (1987). Modeling sediment-induced density currents in sedimentation basins. *Journal of hydraulic engineering*, 113(1), 80-94.
- Ekama, G. A. (1997). Secondary Settling Tanks Theory, Modeling, Design and Operation. IAWQ Scientific Technical Report, 6.
- Elshorbagy W.E., Shawaqfah M. (2015). Development of an ASM1 dynamic simulation model for an activated sludge process in United Arab Emirates. *Desalination and Water Treatment*. Vol. 54. Iss. 1 p. 15–27.
- Freimann, R. (1999). Strömungsstrukturen in horizontal durchströmten Nachklärbecken. Lehrstuhl für Hydraulik u. Gewässerkunde, Techn. Univ. München.
- Fayolle, Y., Gillot, S., Cockx, A., Bensimhon, L., Roustan, M., & Heduit, A. (2010). In situ characterization of local hydrodynamic parameters in closed-loop aeration tanks. *Chemical Engineering Journal*, 158(2), 207-212.
- Ferziger, J. H., & Perić, M. (2002). Solution of the Navier-Stokes equations. In *Computational Methods for Fluid Dynamics* (pp. 157-216). Springer, Berlin, Heidelberg.
- Gujer, W., Henze, M., Mino, T., & Van Loosdrecht, M. (1999). Activated sludge model no. 3. *Water science and technology*, 39(1), 183-193.
- Guisasola, A., Sin, G., Baeza, J. A., Carrera, J., & Vanrolleghem, P. A. (2005). Limitations of ASM1 and ASM3: a comparison based on batch oxygen uptake rate profiles from different full-scale wastewater treatment plants. *Water Science and Technology*, 52(10-11), 69-77.
- G. I SENMANN, J. VAZQUEZ, M. TRAUTMANN et R. MOSÉ. « CFD modelling of particles transport and deposition in a cylindrical set- tling tank ». In : 10th International Urban Drainage Modeling Conference (UDM). Mont-Sainte-Anne, Québec, Canada, 2015.
- Gujer W., Henze M., Mino T., Van Loosdrecht M. (1999). Activated sludge model no. 3. *Water Science and Technology*. Vol. 39. Iss. 1 p. 183–193.
- Huang P., Goel R. (2015). Response of a sludge-minimizing lab-scale BNR reactor when the operation is changed to real primary effluent from synthetic wastewater. *Water Research*. Vol. 81 p. 301–310.
- Guerrero J., Guisasola A., Comas J., Rodríguez-Roda I., Baeza J.A. (2012). Multi-criteria selection of optimum WWTP control set points based on microbiology-related failures, effluent quality and operating costs. *Chemical Engineering Journal*. Vol. 188 p. 23–29.
- Ge H., Batstone D.J., Keller J. (2013). Operating aerobic wastewater treatment at very short sludge ages enables treatment and energy recovery through anaerobic sludge digestion. *Water Research*. Vol. 47. Iss. 17 p. 6546–6557.
- Galaction, A. I., Cascaval, D., & Camarut, S. (2010). Analysis of distribution of oxygen transfer rate in stirred bioreactors for yeast broths. *Rom Biotechnol Lett*, 15, 5423-5435

- Germain, E., Nelles, F., Drews, A., Pearce, P., Kraume, M., Reid, E., ... & Stephenson, T. (2007). Biomass effects on oxygen transfer in membrane bioreactors. *Water research*, 41(5), 1038-1044.
- Garcia-Ochoa, F., & Gomez, E. (2009). Bioreactor scale-up and oxygen transfer rate in microbial processes: an overview. *Biotechnology advances*, 27(2), 153-176.
- Griborio, A. (2004). Secondary Clarifier modeling: a multi process approach.
- Härtel, L., & Pöpel, H. J. (1992). A dynamic secondary clarifier model including processes of sludge thickening. *Water science and technology*, 25(6), 267-284.
- Hakanen J., Miettinen K., Sahlstedt K. (2011). Wastewater treatment: New insight provided by interactive multi objective optimization. *Decision Support Systems*. Vol. 51.Iss.2 p. 328–337.
- Hakanen J., Sahlstedt K., Miettinen K. (2013). Wastewater treatment plant design and operation under multiple conflicting objective functions. *Environmental Modelling and Software*. Vol. 46 p. 240–249.
- Huang P., Goel R. (2015). Response of a sludge-minimizing lab-scale BNR reactor when the operation is changed to real primary effluent from synthetic wastewater. *Water Research*. Vol. 81 p. 301–310.
- Hydromantis Ltd., GPS-X 5.0 software. General Purpose Simulator - default parameters, 2007.
- Hao, X., Doddema, H. J., & van Groenestijn, J. W. (1997). Conditions and mechanisms affecting simultaneous nitrification and denitrification in a Pasveer oxidation ditch. *Bioresource Technology*, 59(2-3), 207-215.
- Haouech, L. (2012). Elaboration et validation d'un modèle de simulation dynamique d'un chenal d'oxydation: couplage du modèle ASM1 et du modèle piston avec dispersion (Doctoral dissertation, Toulouse, INSA).
- Henze, M. (1987). Activated sludge model No. 1. IAWPRC Scientific and Technical report, 1.
- Henze, M. et al., (1995). Activated Sludge Model No.2. IAWQ Scientific and Technical Report 3, London, UK.
- Henze, M., Gujer, W., Mino, T., Matsuo, T., Wentzel, M. C., Marais, G. V. R., & Van Loosdrecht, M. C. (1999). Activated sludge model no. 2d, ASM2d. *Water Science and Technology*, 39(1), 165-182.
- Henderson, M. (2002). Energy Reduction Methods in the Aeration Process at Perth Waste Water Treatment Plant. University of Strathclyde, Renewable Energy Systems and the Environment MSc Individual Theses, 2001-2002.
- Insel G., Güder B., Güneş G., UbayCokgor E. (2012). Are standard wastewater treatment plant design methods suitable for any municipal wastewater? *Water Science and Technology*. Vol. 66.Iss.2 p. 328-335.
- Jeppsson, U., & Diehl, S. (1996). An evaluation of a dynamic model of the secondary clarifier. *Water Science and technology*, 34(5-6), 19-26.
- Jeppsson U. (1996). Modeling aspects of wastewater treatment processes. PhD thesis. Department of Industrial Electrical Engineering and Automation, Lund Institute of Technology, Sweden pp. 189.
- Jeppsson U., Alex J., Batstone D. J., Benedetti L., Comas J., Copp J.B., Corominas L., Flores-Alsina X., Gernaey K.V., Nopens I., Pons M.N., Rodríguez-Roda I., Rosen C., Steyer J.P., Vanrolleghem P.A., Volcke E.I., Vrecko D. (2013). Benchmark simulation models, quovadis? *Water Science and Technology*. Vol. 68.Iss.1 p. 1–15.

- Jenkins D., Wanner J. (ed.) (2014). Activated sludge–100 years and counting. London. WA Publ. ISBN9781780404943 pp. 464.
- J. H. F ERZIGER et M. PERIC´. Computational Methods for Fluid Dynamics. en. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2002.
- Kim, D. (2011). Large eddy simulation of flow in water and wastewater disinfection reactors. Georgia Institute of Technology.
- Krebs, P. (1991). The hydraulics of final settling tanks. *Water Science and Technology*, 23(4-6), 1037-1046.
- Krebs, P., Vischer, D., & Gujer, W. (1995). Inlet structure design for final clarifiers. *Journal of environmental engineering*, 121(8), 558-564.
- Karpinska, A. M., & Bridgeman, J. (2016). CFD-aided modelling of activated sludge systems–A critical review. *Water research*, 88, 861-879.
- Kampschreur, M. J., Temmink, H., Kleerebezem, R., Jetten, M. S., & van Loosdrecht, M. C. (2009). Nitrous oxide emission during wastewater treatment. *Water research*, 43(17), 4093-4103.
- Kampschreur, M. J., Temmink, H., Kleerebezem, R., Jetten, M. S., & van Loosdrecht, M. C. (2009). Nitrous oxide emission during wastewater treatment. *Water research*, 43(17), 4093-4103.
- Lauder, B. E. and Spalding, D. B., (1974). "The Numerical Computation of Turbulent Flow," *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 3, pp. 269-289
- Lopez, C., Pons, M. N., & Morgenroth, E. (2006). Endogenous processes during long-term starvation in activated sludge performing enhanced biological phosphorus removal. *Water research*, 40(8), 1519-1530.
- Lindberg, C. F., & Carlsson, B. (1996). Estimation of the respiration rate and oxygen transfer function utilizing a slow DO sensor. *Water Science and Technology*, 33(1), 325-333.
- Liu, C., Li, S., & Zhang, F. (2011). The oxygen transfer efficiency and economic cost analysis of aeration system in municipal wastewater treatment plant. *Energy Procedia*, 5, 2437-2443.
- Laikari, H. (1989). Simulation of the sludge blanket of a vertical clarifier in activated sludge process-reply. *Water science and Technology*, 21 (12), 1583-1583
- Larsen, P. (1977). On the hydraulics of rectangular settling basins: experimental and theoretical studies. Department of Water Resources Engineering, Lund Institute of Technology, University of Lund.
- Lyn, D. A., Stamou, A. I., & Rodi, W. (1992). Density currents and shear-induced flocculation in sedimentation tanks. *Journal of hydraulic Engineering*, 118(6), 849-867.
- Marquot, A., Stricker, A. E., & Racault, Y. (2006). ASM1 dynamic calibration and long-term validation for an intermittently aerated WWTP. *Water science and technology*, 53(12), 247-256.
- Marrs D, Newman J, Sen S, Boswell N, Lubarsky M and Melcer H (2004). Field application of WERF low F/M protocol to measure nitrifier growth and endogenous decay.
- McCorquodale, J. A. (1976). Hydraulic study of the circular settling tanks at the West Windsor Pollution Control Plant. Report submitted to Lafontaine, Cowie, Buratto and Associates Ltd. Consulting Engineers, Windsor, Ont., Canada.

- Marske, D. M., & Boyle, J. D. (1973). Chlorine contact chamber design a field evaluation. *Water and Sewage works*, 120(1), 70-77.
- Nguyen, D. H. (2014). Optimisation de la conception et du fonctionnement des stations de traitement des eaux usées (Doctoral dissertation, Université de Lorraine).
- Otterpohl, R., & Freund, M. (1992). Dynamic models for clarifiers of activated sludge plants with dry and wet weather flows. *Water science and Technology*, 26(5-6), 1391-1400.
- Orhon D, Hanhan O, Görgün E and Sözen S (1998). A unified basis for the design of nitrogen removal activated sludge process –the Braunschweig exercise. *Water Sci. Technol.* 38 (1) 227-236.
- Printemps, C., Baudin, A., Dormoy, T., Zug, M., & Vanrolleghem, P. A. (2004). Optimisation of a large WWTP thanks to mathematical modelling. *Water Science and Technology*, 50(7), 113-122.
- Power M. (1993). The predictive validation of ecological and environmental models. *Ecological Modelling*. Vol. 68. Iss.1 p. 33–50.
- Petersen, B., Gernaey, K., Henze, M., & Vanrolleghem, P. A. (2003). Calibration of activated sludge models: A critical review of experimental designs. In *Biotechnology for the environment: Wastewater treatment and modeling, waste gas handling* (pp. 101-186). Springer Netherlands.
- Porras, P., (2003). Protocoles de fractionnement de la DCO des eaux résiduaires urbaines et impact sur les résultats de simulation d'une station à boues activées par le modèle ASM1. Université Louis Pasteur Strasbourg I.
- Patziger, M., Kainz, H., Józsa, J., & Hunze, M. (2005). Messung und Modellierung von physikalischen Prozessen in Nachklärbecken. *Österreichische Wasserund Abfallwirtschaft*, 57(11-12), 177-184.
- Rittmann, B. E., & Langeland, W. E. (1985). Simultaneous denitrification with nitrification in single-channel oxidation ditches. *Journal (Water Pollution Control Federation)*, 300-308.
- Rouleau, S. (1997). Impacts des rejets de temps de pluie sur une station d'épuration par boues actives: détermination, simulation et contrôle (Doctoral dissertation, Strasbourg 1).
- Rieger L., Gillot S., Langergraber G., Ohtsuki T., Shaw A., Tak I., Winkler S. (2012). Guidelines for using activated sludge models. London. IWA Publ. ISBN 9781780401164 pp. 312.
- Rodríguez, F. A., Reboleiro-Rivas, P., Osorio, F., Martínez-Toledo, M. V., Hontoria, E., & Poyatos, J. M. (2012). Influence of mixed liquid suspended solids and hydraulic retention time on oxygen transfer efficiency and viscosity in a submerged membrane bioreactor using pure oxygen to supply aerobic conditions. *Biochemical engineering journal*, 60, 135-141.
- Rodi, W. (1980). Turbulence Models and Their Application in Hydraulics State of the Art Review, presented by the IAHR-Section on Fundamentals of Division II: Experimental and Mathematical Fluid Dynamics. Delft, The Netherland.
- Strotmann U. J., Geldern A., Kuhn A., Gendig C., Klein S. (1999). Evaluation of a respirometric method to determine the heterotrophic yield coefficient of activated sludge bacteria. *Chemosphere* 38, pp 3555 – 3570
- Stamou, A. I., Adams, E. W., & Rodi, W. (1989). Numerical modeling of flow and settling in primary rectangular clarifiers. *Journal of hydraulic research*, 27(5), 665-682.
- Szalai, L., Krebs, P., & Rodi, W. (1994). Simulation of flow in circular clarifiers with and without swirl. *Journal of hydraulic engineering*, 120(1), 4-21.

- Sibiga, B. M., & Nerone, F. A. (2011). Case study of energy efficient, sustainable improvements and technologies implemented at wastewater treatment plants. *Proceedings of the Water Environment Federation*, 2011(6), 704-717.
- Samstag, R. W., Dittmar, D. F., Vitasovic, Z., & McCorquodale, J. A. (1992). Underflow geometry in secondary sedimentation. *Water environment research*, 64(3), 204-212.
- Sperandio, M. (1998). Développement d'une procédure de compartimentation d'une eau résiduaire urbaine et application à la modélisation dynamique de procédés à boues activées (Doctoral dissertation, Toulouse, INSA).
- Stricker, A. E. (2000). Application de la modélisation à l'étude du traitement de l'azote par boues activées en aération prolongée: comparaison des performances en temps sec et en temps de pluie (Doctoral dissertation, Strasbourg 1).
- Seyssieq, I., Marrot, B., Djerroud, D., & Roche, N. (2008). In situ triphasic rheological characterisation of activated sludge, in an aerated bioreactor. *Chemical Engineering Journal*, 142(1), 40-47.
- Schmitt, V., Vazquez, J., Dufresne, M., Morin, A., & Fischer, M. (2013). Separation efficiency of a hydrodynamic separator using a 3D CFD approach. *NOVATECH 2013*.
- S. P ATANKAR. *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*. en. Google- Books-ID : 5JMYZMX3OVcC. CRC Press, jan. 1980. ISBN : 978-0- 89116-522-4.
- Sin G., Vanrolleghem P.A. (2007). Extensions to modeling aerobic carbon degradation using combined respirometric–titrimetric measurements in view of activated sludge model calibration. *Water Research*. Vol. 41. Iss.15 p. 3345–3358.
- Siegrist H., Tschui M. (1992). Interpretation of experimental data with regard to the activated sludge model no. 1 and calibration of the model for municipal wastewater treatment plants. *Water Science and Technology*. Vol. 25. Iss.6 p. 167–183.
- Sorour M.T., Bahgat L.M.(2004). Application of activated sludge models in traditionally operated treatment plants – a software environment overview. *Water Quality Research Journal of Canada*. Vol. 39. Iss.3 p. 294–302.
- Spanjers H., Vanrolleghem P., Olsson G., Doldt P. (1996). Respirometry in control of the activated sludge process. *Water Science and Technology*. Vol. 34. Iss.3 p. 117–126.
- Tchobanoglous, G., & Schroeder, E. D. (1987). *Water Quality*. Addison and Wesley. Reading, MA.
- Tchobanoglous, G., Burton, F. L, and Stensel, H. D. (2003). *Wastewater engineering: Treatment and Reuse*, Metcalf & Eddy, Inc., 4th , McGraw-Hill, Boston.
- Talbot, P., Martinelli, L., Talvy, S., Chauveheid, E., & Haut, B. (2012). Ozone inactivation of resistant microorganisms: Laboratory analysis and evaluation of the efficiency of plants. *Water research*, 46(18), 5893-5903.
- Valioulis, I. A., & List, E. J. (1984). Numerical simulation of a sedimentation basin. 1. Model development. *Environmental science & technology*, 18(4), 242-247.
- Vanrolleghem P., Flores-Alsina X., Guo L., Solon K., Ikumi D., Batstone D. & Jeppsson U., (2014). Towards BSM2-GPS-X: A plant-wide benchmark simulation model not only for carbon and nitrogen, but also for greenhouse gases (G), phosphorus (P), sulphur (S) and micropollutants (X),

- all within the fence of WWTPs/WRRFs. In Procs.4th IWA/WEF Wastewater Treatment Modelling Seminar (WWTmod 2014), Spa, Belgium, 123-128.
- Vanrolleghem, P. A., Clercq, B. D., Clercq, J. D., Devisscher, M., Kinnear, D. J., & Nopens, I. (2006). New measurement techniques for secondary settlers: a review. *Water science and technology*, 53(4-5), 419-429.
- Versteeg, H. K., & Malalasekera, W. (2007). *An introduction to computational fluid dynamics: the finite volume method*. Pearson Education.
- Vasel, J. L. (1988). *Contribution à l'étude des transferts d'oxygène en gestion des eaux* (Doctoral dissertation, Ph. D. thesis, Fondation Universitaire Luxembourgeoise, Luxembourg, Arlon).
- Vaxelaire, J. (1994). *Etude et modélisation de l'aération des stations d'épuration des eaux usées urbaines par agitation mécanique de surface* (Doctoral dissertation, Vandoeuvre-les-Nancy, INPL).
- Vila, J. M. (1980). *La chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens*. These de Doctorat-es-sciences, Université Pierre et Marie curie.
- Wildi, W. (1983). *La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie): structure, stratigraphie et évolution du Trias au Miocène*. *Revue de géographie physique et de géologie dynamique*, 24(3), 201-297.
- Watts, R. W., Svoronos, S. A., & Koopman, B. (1996). One-dimensional modeling of secondary clarifiers using a concentration and feed velocity-dependent dispersion coefficient. *Water Research*, 30(9), 2112-2124..
- Zhou, S., & McCorquodale, J. A. (1992). Modeling of rectangular settling tanks. *Journal of hydraulic engineering*, 118(10), 1391-1405.
- Zhang, J., Tejada-Martínez, A. E., & Zhang, Q. (2014). Developments in computational fluid dynamics-based modeling for disinfection technologies over the last two decades: A review. *Environmental modelling & software*, 58, 71-85.