



UNIVERSITÉ DE LIÈGE - FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

ANNÉE ACADEMIQUE 2012 - 2013

Gestion des sédiments dans de grands réservoirs

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de Master Ingénieur Civil des Constructions à finalité approfondie par **Nicolas ADAM**.

Composition du jury

Promoteur	Benjamin DEWALS
Co-Promoteur	Sébastien ERPICUM
Membres du jury	Michel PIROTON
	Frédéric NGUYEN
	Didier de THYSEBAERT

Je tiens à remercier en tout premier lieu toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à ce travail et mémoire de fin d'études.

Pour son suivi continu et ses précieux conseils, je tiens à remercier vivement mon promoteur, Monsieur Benjamin Dewals. Celui-ci m'ayant permis de me passionner pour le domaine de l'analyse numérique, l'hydrodynamique et le transport sédimentaire.

Pour leur disponibilité et leur écoute attentive, je tiens à saluer tout le groupe de recherche HECE de l'Université de Liège. En particulier, je citerais Monsieur Frédéric Stilmant et Monsieur Yann Peltier, pour leur disponibilité quotidienne et leurs précieux conseils.

Je tiens également à remercier Monsieur Sébastien Erpicum, les professeurs Michel Pirotton et Frédéric Nguyen ainsi que Monsieur Didier de Thysebaert pour l'intérêt qu'ils ont accordé et accorderont à ce travail de fin d'études.

Je souhaite également remercier mes parents, ma famille et mes amis pour leur soutien et leur compréhension tout au long de ces études.

Finalement, je remercie ma fiancée pour son soutien, son amour et sa capacité à me donner courage et confiance en moi lorsque j'en manquais.

Résumé

Titre :	Gestion des sédiments dans de grands réservoirs
Auteur :	Nicolas ADAM
Promoteur :	Benjamin DEWALS
Section :	Master Ingénieur Civil des Constructions
Année académique :	2012-2013

La problématique de la sédimentation dans les grands réservoirs constitue un enjeu majeur dans de nombreuses régions du monde. En particulier, dans des zones semi-arides où les précipitations sont concentrées durant une saison humide réduite (automne - hiver) tandis que les besoins en eau sont considérables durant la saison sèche (eau potable, irrigation ...), les opérateurs de barrages disposent de très peu de marge de manœuvre pour gérer ces sédiments, dès lors que le déficit chronique en eau ne leur permet guère d'envisager la moindre opération hydraulique destinée à évacuer les sédiments (ex. chasses, curages, ...).

Dans le cadre de ce mémoire, deux réservoirs sont étudiés en détails. Le premier correspond à une campagne expérimentale menée en laboratoire, au cours de laquelle les champs de vitesse et l'évolution des dépôts sédimentaires ont été mesurés. Caractérisé par une géométrie simple, cet exemple permet de valider des développements théoriques originaux menés dans le cadre du mémoire et destinés à étendre un modèle de turbulence existant à des configurations avec transport de matériaux en suspension.

Le second exemple est le réservoir de Sidi Yacoub (Nord de l'Algérie), pour lequel on dispose de données bathymétriques au moment de la construction de l'ouvrage et après 20 années de service. Depuis sa mise en service, ce réservoir a perdu environ 15 % de sa capacité de stockage. Afin de déterminer les apports hydrauliques et sédimentaires dans le réservoir durant la période étudiée (le bassin versant n'étant pas jaugé), un modèle concentré (c'est-à-dire non spatialement distribué) a été mis en œuvre sur base des chroniques des cotes de la retenue et des défluents. Ensuite, afin de réaliser une projection des dépôts futurs, des analyses statistiques et fréquentielles ont été menées sur les données disponibles. Une analyse spatialement distribuée au moyen du logiciel WOLF 2D est réalisée afin de pouvoir connaître la distribution spatiale des dépôts.

Mots Clés : Modèle de turbulence $k - \varepsilon$, sédiments, envasement, suspension, Sidi Yacoub, Gestion durable.

Abstract

Title :	Sediments management in large reservoirs
Author :	ADAM Nicolas
Teacher :	DEWALS Benjamin
Section :	Master Ingénieur Civil des Constructions
Academic Year :	2012-2013

In many parts of the world, reservoir sedimentation will remain a major issue for decades to come; particularly, in semi-arid regions where precipitations (rainfall) are scarce and limited to a wet season (autumn - winter) while water demand is very high during the dry season (drinking water, irrigation ...). In this context, sustainable sediment management is very challenging, since water scarcity prevents the use of hydraulic operations to remove deposited sediments, such as flushing operations. In this master thesis, two types of reservoirs were analysed.

The first one corresponds to laboratory experiments, during which the flow fields and the evolution of the thickness of sediment deposits were measured in reservoirs of simple geometry. This example is used to validate an original theoretical development of this thesis, which aims to generalize the existing turbulence model available in the academic model WOLF 2D (ULg-HECE) to the case of flow with transport of suspended sediments.

The second case study considered in this thesis is a real-world reservoir located in a semi-arid region (Sidi Yacoub, North of Algeria). Bathymetric surveys are available, from the time of construction and after twenty years of operation. During this period, this reservoir lost approximately 15 % of its initial storage capacity. To dynamically determine hydraulic and sediment inflows during the studied period, a lumped model was developed based on daily records of pool level elevation and data on water uses. Based on a sophisticated process-oriented frequency analysis performed on available data and results of our lumped model, we made projections of future sediment deposits. Finally, we used the flow and morphodynamic model WOLF 2D to assess the spatial distribution of present and future sediment deposits.

key words : Turbulence model $k - \varepsilon$, sediments, silting, suspended , Sidi Yacoub, sediment magement.

Table des matières

Table des matières	4
Table des figures	7
Liste des tableaux	10
1 Introduction	11
1.1 Contexte historique	11
1.2 Gestion des ressources en eau et des sédiments en milieu semi-aride	13
1.3 Gestion durable des sédiments	14
2 Revue de la littérature	16
2.1 Bassin rectangulaire	16
2.1.1 Descriptions	16
2.1.1.1 Descriptions de la géométrie	16
2.1.1.2 Caractéristiques de l'écoulement et des sédiments	17
2.1.2 Hydrodynamique	17
2.1.3 Sédimentaire	18
2.2 Réservoir Sidi Yacoub	19
2.2.1 Généralités	19
2.2.2 Caractéristiques du bassin versant	21
2.2.2.1 Physiques	21
2.2.2.2 Géologie du bassin versant et nature des sédiments	21
2.2.3 Conclusion	21
2.3 Sédimentation dans les réservoirs	22
2.3.1 Prévision du volume de sédiments	22
2.3.2 Trap Efficiency (TE)	23
2.3.3 Vitesse de chute	26
3 Modèles d'écoulement et de transport sédimentaire	28
3.1 Modèle concentré (0D)	28

3.1.1	Équation théorique	28
3.1.2	Résolution numérique	29
3.1.2.1	Période passée allant du 01/09/90 au 31/08/10	29
3.1.2.2	Horizon 2030	30
3.2	Modèle spatialement distribué (2D)	30
3.2.1	Hydrodynamique	30
3.2.1.1	Équations intégrées sur la hauteur	30
3.2.1.2	Modèles de turbulence à 0 équation supplémentaire	31
3.2.1.3	Modèle à 2 équations supplémentaires	31
3.2.2	Sédimentaire	32
3.2.2.1	Équation intégrée sur la hauteur	33
3.2.2.2	Développement d'un modèle à 2 équations supplémentaires ($k-\varepsilon$)	33
3.2.2.3	Évolution du fond	37
3.2.2.4	Coefficient d'adaptation	37
3.2.2.5	Capacité de transport	37
4	Bassin rectangulaire	38
4.1	Préambules	38
4.2	Hydrodynamique	39
4.2.1	Modèle $k - \varepsilon$	40
4.2.2	Modèle de Fischer et de Smagorinsky	40
4.3	Sédimentaire	42
4.3.1	Paramètres théoriques	42
4.3.2	Analyse de sensibilité des paramètres	44
4.3.2.1	Variation de porosité	44
4.3.2.2	Variation du diamètre de grain	46
4.3.2.3	Variation du coefficient β de la loi de transport	47
4.3.2.4	Variation du coefficient d'adaptation α_{adap}	49
4.3.3	Représentation de l'expérience	50
4.3.4	Comparaison avec les autres modèles de turbulence	52
4.4	Conclusion	53
5	Réservoir réel de Sidi Yacoub	56
5.1	Données disponibles	56
5.1.1	Carnet de Relevé Mensuel d'exploitation de Sidi Yacoub	56
5.1.2	Topographie du réservoir	58
5.1.2.1	Relevés topographiques	58
5.1.2.2	Relations hauteur-capacité et hauteur-surface	58
5.1.3	Évaluation du débit sédimentaire	59

5.2 Modèle 0D	63
5.2.1 Période allant du 1 ^{er} septembre 1990 au 31 août 2010	63
5.2.1.1 Résolution de l'équation de continuité - Évaluation du débit entrant	63
5.2.1.2 Comparaison entre la méthode de Newton-Raphson et la résolution en une itération (C.R. Mensuel de Sidi Yacoub) :	65
5.2.1.3 Discussions et conclusions	65
5.2.2 Étude des caractéristiques des différents débits utiles pour la projection	66
5.2.2.1 Débit sortant	66
5.2.2.2 Débit entrant	71
5.2.3 Projection à l'horizon 2030	82
5.2.3.1 Algorithme	82
5.2.3.2 Résultats	83
5.2.3.3 Discussions	83
5.3 Modèle 2D spatialement distribué	85
5.3.1 Données d'entrée	86
5.3.2 Conditions initiales, limites et moyens de vérifications	86
5.3.2.1 Conditions limites amonts :	87
5.3.2.2 Condition limites avalés :	87
5.3.2.3 Vérifications :	88
5.3.3 Accélération du temps de simulation	88
5.3.4 Analyse de sensibilité	90
5.3.4.1 Remarques préalables	90
5.3.4.2 Influence de la porosité	90
5.3.4.3 Influence du coefficient d'adaptation	92
5.3.5 Vérification de la surface libre	93
5.3.6 Comparaison avec la bathymétrie de 2004	94
5.3.7 Discussions et commentaires	96
6 Conclusions et Perspectives	97
7 Annexes	100
Bibliographie	114
Bibliographie	114

Table des figures

1.1	Proportions des différents besoins.	12
1.2	Evolution du nombre de barrages et de la capacité de stockage utile durant le XX ^e siècle et futur.	12
1.3	Réservoir de Saignon - La Motte du Caire (France 05).	13
1.4	Représentation des apports et de la consommation en eau du barrage au cours de l'année. .	14
1.5	Évolution de l'envasement du réservoir de Sidi Yacoub.	15
2.1	Schéma de l'expérience(Kantoush, 2008).	16
2.2	Types de champs de vitesse. (a)A3 (b) A2 (c) A1 et (d) S0(Dufresne <i>et al.</i> , 2010)	18
2.3	Classification des champs de vitesse en fonction des rapports L/B et B/b.(Camnasio, N. D.)	18
2.4	Topographie mesurée en laboratoire.	19
2.5	Situation géographique du barrage.	20
2.6	Courbe de Churchill (1948). (Morris et Fan, 1998)	24
2.7	Courbe de Brune (Brune, 1953).	25
2.8	Courbe de Dendy. (Dendy, 1974)	25
4.1	Emplacement des mesures réalisées en laboratoire.	39
4.2	Module de vitesse $q [m^2/s]$ - Turbulance $k - \varepsilon$	40
4.3	Évolution de la vitesse absolue au centre de gravité du rectangle.	41
4.4	Comparaison entre les différents modèles de turbulence.	41
4.5	Dépôts après 2 d'expérience.	42
4.6	Coupes X - Paramètres théoriques.	43
4.7	Coupes Y - Paramètres théoriques.	43
4.8	Variation de la porosité - Coupes selon X.	45
4.9	Variation de la porosité - Coupes selon Y.	45
4.10	Variation du diamètre de grain- Coupe selon X.	46
4.11	Variation du diamètre de grain - Coupes selon Y.	47
4.12	Variation de β - Coupes selon X.	48
4.13	Variation de β - Coupes selon Y.	48

4.14 Variation de α - Coupes selon X	49
4.15 Variation de α - Coupes selon Y	50
4.16 Représentation de l'expérience (modification) - Coupes selon X	51
4.17 Représentation de l'expérience (modification)- Coupes selon Y.	52
4.18 Représentation de l'expérience (modification) - Coupes selon X.	53
4.19 Représentation de l'expérience (modification)- Coupes selon Y.	54
4.20 Comparaison Smagorinsky - Coupes à 1h20min	55
5.1 Organisation du carnet de relevé mensuel d'exploitation du barrage de Sidi Yacoub.	57
5.2 Relation du réservoir de Sidi Yacoub.	59
5.3 Plan de localisation de la station hydrométrique (Source non connue).	60
5.4 Loi de puissance - Données des 8 crues étudiées.	62
5.5 Situation des bassins versants du Cheliff et de la Macta.(Cherif <i>et al.</i> , 2009)	62
5.6 Résultats de la période 1990 - 2010.	64
5.7 Evolution temporelle du TE.	65
5.8 Comparaison des méthodes de résolution.	66
5.9 Proportions des différents débits sortant.	67
5.10 Comparaison entre les débits moyens quotidiens entrant et sortant.	68
5.11 Comparaison débit quotidien médian et moyen sortant du réservoir.	69
5.12 Régression linéaire entre volume évaporé et surface du réservoir suivant les saisons.	70
5.13 Fiting du polynôme de degré 10.	70
5.14 Superposition des 21 années de donnés sur l'année civile.	72
5.15 Courbe des débits classés.	73
5.16 Débits moyens entrants.	74
5.17 Corrélation nombre de crues et débit moyen.	75
5.18 Fonction de répartition - Débits maxima annuels.	76
5.19 Fonctions de répartition - Débit moyen annuel.	77
5.20 Fonctions de répartition - Variation saisonnière.	77
5.21 Calage loi statistique : $\delta_{WS,t}$ et $\delta_{DS,t}.$ \$	78
5.22 Algorithme de projection.	79
5.23 Graphiques de comparaison.	80
5.24 Évolution du volume de sédiment dans le réservoir.	83
5.25 Densité de probabilité des volumes sédimentaires finaux.	84
5.26 Corrélation entre le volume de sédiments en 2030 et le débit liquide maximum et moyen.	84
5.27 Corrélation entre le volume de sédiments en 2030 et le nombre de crues intervenues (2010 - 2030).	85
5.28 Condition initiale de topographie.	87
5.29 Conditions limites amonts.	88
5.30 Coupes réalisées pour la vérification.	89

5.31 Hauteur des dépôts - Variation de la porosité.	91
5.32 Variation porosité - Coupes sens Aval - Amont.	91
5.33 Variation porosité -Coupes sens Aval - Amont.	92
5.34 Variation α_{adap} - Coupes sens Aval - Amont.	93
5.35 Variation α_{adap} - Coupes sens Aval - Amont.	93
5.36 Variation α_{adap} - Topographie à divers instants.	94
5.37 Evolution de l'altitude du plan d'eau - Comparaison.	94
5.38 Comparaison de la topographie en 2004 - Coupes longitudinales.	95
5.39 Étapes de sédimentation.(Jia <i>et al.</i> , 2012)	95
5.40 Comparaison de bathymétrie 2004.	96
7.1 Situation.	101
7.2 Oued Ardjém.	101
7.3 Station hydrométrique aval.	102
7.4 Différentes relations hauteurs - débits.	102
7.5 Topographie numérique.	103
7.6 Bassin versant de l'oued Ardjém - Géologie.(Belhadri, 1997)	104
7.7 Corrélation $\langle Q_{In}^w \rangle$ et le nombre de crue durant l'année.	106
7.8 Fonction de répartition des débits entrant maxima (Loi de Gumbel).	107
7.9 Exemple de fonctions de répartition à utiliser suivant le cas de n_{rand}	108
7.10 Calage loi statistique : $Q_{In, MeanYear}^w$	109
7.11 Calage loi statistique : δ_{WS}	110
7.12 Calage loi statistique : $\delta_{WS,t}$ et $\delta_{DS,t}$	111

Liste des tableaux

2.1	Caractéristiques des sédiments.	17
2.2	Caractéristiques du réservoir de Sidi Yacoub.	20
2.3	Caractéristiques de la vase du réservoir de Sidi Yacoub.(Belhadri, 1997)	22
4.1	Paramètres utilisés - Première simulation.	42
4.2	Variation de la porosité.	44
4.3	Variation de la porosité - Volume de sédiments piégés.	46
4.4	Variation de la porosité.	46
4.5	Variation du diamètre de grain - Volume de sédiments piégés.	47
4.6	Variation de la porosité.	48
4.7	Variation de β - Volume de sédiments piégés.	49
4.8	Variation de α .	49
4.9	Variation de β - Volume de sédiments piégés.	50
4.10	Simulations modifiées.	50
4.11	Simulations modifiées.	51
4.12	Paramètres utilisés.	53
5.1	Répertoire des 8 plus grosses crues en aval du réservoir (01/01/85 - 19/03/10).	60
5.2	Paramètres de la loi de puissance.	61
5.3	Probabilités expérimentales.	75
5.4	Caractéristiques statistiques - Comparaison projection/données.	80
5.5	Paramètres constants des simulations.	86
5.6	Paramètres variables.	86
5.7	WOLF 2D - Données initiale.	87
5.8	Variation de porosité.	90
5.9	Volume de sédiments apportés dans le réservoir.	91
5.10	Variation de porosité.	92
7.1	Probabilités expérimentales.	105
7.2	Calage loi statistique : $Q_{In, MeanYear}^w$	109
7.3	Calage loi statistique : δ_{WS} .	110

Chapitre 1

Introduction

1.1 Contexte historique

Historiquement, l'Homme a commencé à ériger des barrages depuis la fin de la Préhistoire. Au fil des siècles, les barrages ont poursuivi leur essor. Certains barrages construits à l'époque romaine sont toujours utilisés comme le barrage de Proserpine en Espagne qui est considéré comme le plus ancien barrage en activité. Cependant, c'est durant le Moyen-Âge que la construction des barrages (certes de petites voire de très petites tailles) s'est fortement développée pour l'alimentation des moulins à eau et d'autres usages tels que l'élevage piscicole.

Au commencement, la construction des barrages devait répondre aux besoins d'approvisionnement en eau et d'irrigation. Au cours des siècles, avec les différentes évolutions industrielles, les besoins deviennent de plus en plus nombreux. Le contrôle des crues, la navigation, la production d'énergie et le contrôle de la qualité de l'eau en sont les principaux exemples. Nous reportons, à la Figure 1.1 (d'après le site du Comité International des Grands Barrages CIGB [En ligne]), la proportion des différentes fonctions remplies par les grands barrages¹. De plus, il existe différents types de barrages dont les barrages poids (béton, terre, en enrochement, béton compacté roulé,...) et voutes (béton) sont les plus importants.

La construction des barrages s'est fortement accélérée dans le courant du XX^e siècle (Figure 1.2a²). Le nombre de constructions a atteint son apogée à la fin des années 70 pour, ensuite, ralentir et décliner. La cause de ce déclin est la disparition des emplacements économiques dans la plupart des régions du monde.

Logiquement, le ralentissement de la construction de grands barrages, et par extension des grands réservoirs, a provoqué la stagnation du volume d'eau disponible pour remplir leurs fonctions. Cette situation ne serait pas tant préoccupante si le volume net disponible restait, au minimum, constant à la somme des volumes initiaux de tous les réservoirs. Actuellement, à l'échelle mondiale, la mise en service d'un nouveau réservoir correspond avec la perte d'un volume utile identique (Figure 1.2b).

1. Un grand barrage est défini comme un barrage d'une hauteur, au dessus de la fondation, supérieure à 15 m.

2. Les données fournies ne tiennent pas compte de la Chine.

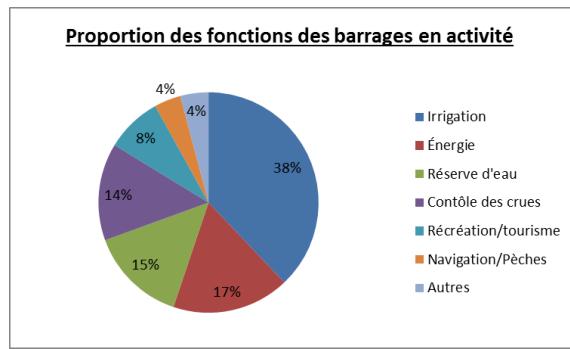
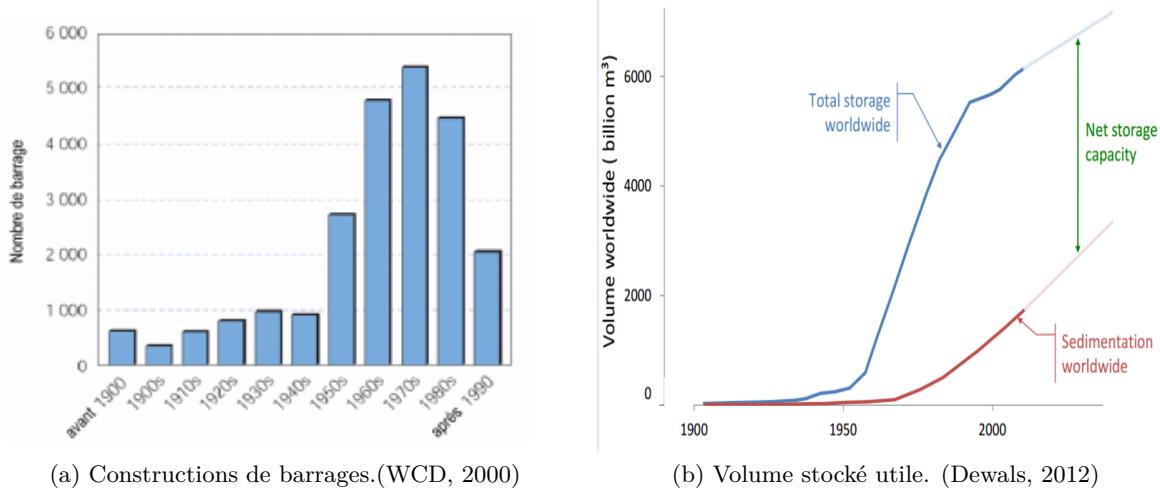


FIGURE 1.1 – Proportions des différents besoins.

FIGURE 1.2 – Evolution du nombre de barrages et de la capacité de stockage utile durant le XX^e siècle et futur.

Cette perte de volume est, principalement, due à l'envasement des réservoirs via l'apport solide entraîné par et dans l'écoulement. L'érosion des sols est la principale cause de cet apport solide. Ce problème mondial est critique pour le développement et la croissance économique de bons nombres de pays. Localement, certains réservoirs ont été complètement remplis de sédiments. À titre d'exemple, citons le réservoir du Saignon, un torrent, affluent de la Durance (Figure 1.3).

Dans le cadre d'une gestion durable des réservoirs, il est important de pouvoir connaître la quantité et l'endroit où sédimentent les particules solides venant de l'amont. Même si il existe des solutions pour lutter contre cet envasement, celles-ci sont coûteuses et lourdes à mettre en oeuvre. D'une part, des mesures peuvent être prises en amont du réservoir comme la lutte contre l'érosion du bassin versant et la construction de pré-barrage captant une partie de ces sédiments. D'autre part, des méthodes permettent de diminuer le volume de sédiments déjà présent dans le réservoir. Nous pouvons citer les chasses hydrauliques, qui consistent en la remise en suspension des particules solides pour les évacuer à l'aval, et le dragage des retenues pour une excavation locale.



FIGURE 1.3 – Réservoir de Saignon - La Motte du Caire (France 05).

mais excessivement coûteuse.

1.2 Gestion des ressources en eau et des sédiments en milieu semi-aride

Le Nord de l'Algérie est situé sur une zone de climat méditerranéen et semi-aride. Ces types de climats sont caractérisés par une saison froide, humide avec un temps fort variable caractérisé par des orages, épisodes de pluie très intenses ; et une saison chaude sèche avec un temps peu variable. À titre de comparaison, la région de Liège, par extension la Belgique, se situe dans une zone de climat tempéré, c'est-à-dire que les hivers sont doux et pluvieux alors que les été sont frais et assez humides.

La principale conséquence des climats méditerranéen et semi-aride est qu'il existe un déficit hydrique important pendant la saison sèche. Nous comprenons la nécessité de la construction de grands barrages dans le cadre du développement d'un réseau d'eau potable et d'irrigation des cultures utiles pour l'économie de ces pays. En effet, ceux-ci stockent les crues agissant pendant la saison humide pour les utiliser durant la saison sèche et abreuver les grandes villes. La Figure 1.4³ montre ce déficit estival.

La gestion des ouvrages construits dans ces régions est assez complexe. En effet, dans certains cas, comme celui qui sera étudié de Sidi Yacoub, les réservoirs atteignent rarement leur cote de fonctionnement normal (RN). Par conséquent, il est compliqué de réaliser une évacuation de sédiments par chasse hydraulique vu la rareté de l'eau.

Au cours du XX^e siècle, l'Algérie, à l'instar des autres pays du Maghreb, s'est doté de nombreux barrages. Selon Remini et Remini (2003), le Maghreb est composé de plus de 230 grands barrages

3. Explications : Figure 5.10 page 68

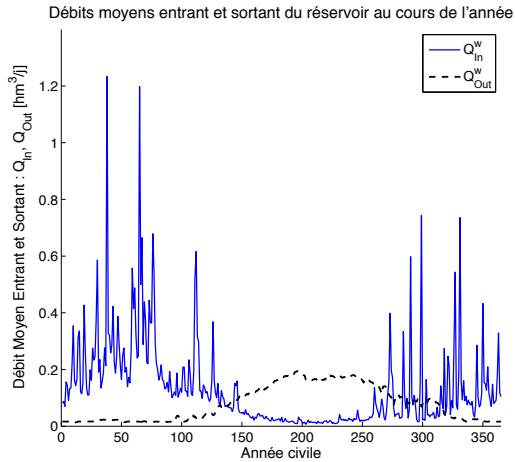


FIGURE 1.4 – Représentation des apports et de la consommation en eau du barrage au cours de l’année.

pour une capacité de stockage totale de $23\,000\, hm^3$. L’envasement annuel de ces barrages est de $127\, hm^3$ par an soit une perte de 0,6% de la capacité initiale par an. Cette proportion peut fortement varier localement. Ainsi, certains grands barrages construits dans les années 1980 ont une durée de vie inférieure à 100 ans(Kassoul *et al.*, 1997).

Les barrages devenant de plus en plus grands, il est impensable que, localement, un barrage doive être mis hors-service. En effet, cette fermeture entraîne une perte de services remplis par le barrage en question. Cette perte de service conjuguée à une augmentation de demande en eau potable croissante dans le développement de ces pays entraîne la décision de construire de nouveaux ouvrages ou de réhausser ceux-ci. Ce qui postpose le problème. L’expérience a montré que les coûts de construction ramenés par m^3 de chaque ouvrage explosaient lors de la construction d’un deuxième voire d’un troisième ouvrage sur un même cours d’eau, dans une même région (Multiplié par 2 dans la construction du deuxième et par 5 dans la construction du troisième (Belhadri, 1997)).

1.3 Gestion durable des sédiments

Actuellement, pour les barrages présents dans ces zones climatiques, l’envasement des réservoirs est une fatalité. En effet, la fermeture des ouvrages “trop atteints” ou le rehaussement de ceux-ci restent les seules alternatives. Ces deux solutions menant soit à une perte d’argent (fermeture), soit à un surcoût non-négligeable.

Ce travail de fin d’études propose un premier pas vers la gestion durable des sédiments en apportant une démarche de projection et de modélisation des dépôts dans les réservoirs quelconques.

Dans un premier temps, nous réalisons un développement original de la modélisation de la turbulence pour l’équation de continuité des sédiments en suspension. Ce développement est validé sur un bassin à géométrie simplifiée pour lequel nous avons des résultats expérimentaux. Après une

analyse sur la sensibilité des différents paramètres, nous comparons ce modèle développé à d'autres modèles de turbulence existant.

Dans un deuxième temps, nous étudions le réservoir réel de Sidi Yacoub. Tout d'abord, un modèle sans dimension spatiale est mis en oeuvre afin de prévoir l'évolution du volume de sédiments à l'horizon 2030. Pour ce faire, nous avons effectué une décomposition particulière de la série temporelle de débit entrant dans le réservoir de Sidi Yacoub. Cette décomposition moyenne - fluctuation saisonnière - irrégularités s'appuie, dans notre cas, sur une hypothèse de stationnarité des différentes caractéristiques. Cependant, elle peut s'adapter facilement à tout type de série temporelle et d'évolution climatique. Ensuite, nous utilisons le logiciel académique WOLF 2D (ULg - HECE) pour un modèle distribué spatialement (2D). Le calcul numérique à deux dimensions permet d'étudier la distribution spatiale de l'envasement dans le réservoir ainsi que l'influence des différents paramètres jouant dans l'obtention des résultats. Enfin, nous réalisons une méthode de projection dans le but de connaître l'envasement futur du réservoir de Sidi Yacoub. Vu le nombre de simulation que nous avons pu réaliser, nous obtenons un interval de volume de sédiments pouvant être présent en 2030 (Figure 1.5). Le volume total de sédiments le plus pausible est compris entre 80 et 90 hm^3 soit plus de 30% de la capacité initiale du réservoir !

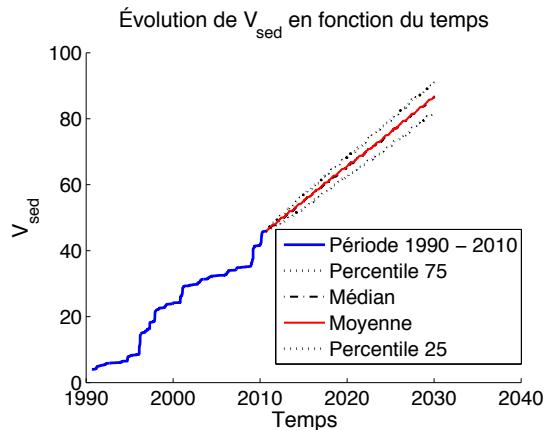


FIGURE 1.5 – Évolution de l'envasement du réservoir de Sidi Yacoub.

Chapitre 2

Revue de la littérature

2.1 Bassin rectangulaire

La validation du développement original de la modélisation de la turbulence dans l'équation de continuité des sédiments en suspension se base sur les résultats d'une expérience réalisée à l'EPFL (École Polytechnique Fédérale de Lausanne) et menée par Kantoush (2008).

2.1.1 Descriptions

2.1.1.1 Descriptions de la géométrie

Cette expérience a été réalisée dans un bassin rectangulaire en PVC (Figure 2.1) dont les dimensions (Largeur - B et Longueur - L) peuvent être modifiées afin de tester différents rapports $\frac{B}{L}$. Les dimensions maximales sont $L = 6 \text{ m}$ et $B = 4 \text{ m}$. D'un autre côté, les canaux amont et aval peuvent être placés à différentes localisations du bassin rectangulaire. Ces canaux ont des dimensions fixes d'une largeur $b = 0,25 \text{ m}$ et d'une longueur $l = 1 \text{ m}$. Dès lors, il est possible d'étudier l'impact de ces variables (Localisation et $\frac{B}{L}$) sur le champ de vitesse et les dépôts dans le réservoir.

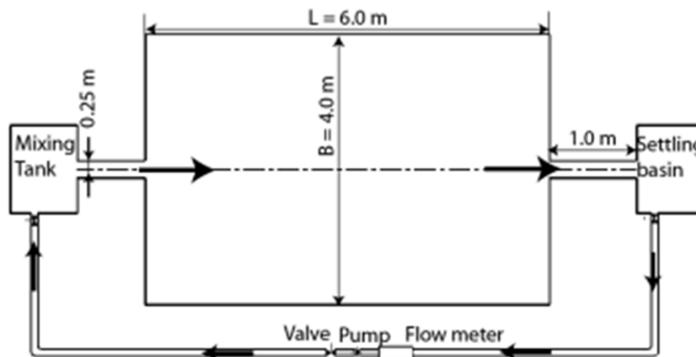


FIGURE 2.1 – Schéma de l'expérience(Kantoush, 2008).

D'une part, afin de pouvoir mesurer le champ de vitesse 2D de surface présent dans le réservoir, des instruments de type LSPIV (*Large-Scale Particle Velocimetry*) ont été utilisés avec une résolution de $\pm 10^{-3} [m/s]$. Ce type d'instruments de mesure est utilisé de manière habituelle dans le relevé des vitesses d'écoulements à surface libre en hydraulique. D'autre part, pour le relevé de l'épaisseur des sédiments précipités sur le fond du réservoir, il a été utilisé un instrument de type *MiniEchoSounder UWS* qui fait appel à la technologie des ultra-sons avec une précision de $\pm 1mm$. (Kantoush, 2008; Kantoush *et al.*, 2008)

À titre d'information, il a été mesuré, en plus, lors de l'expérience la concentration de sédiments, la vitesse 3D, le débit et le niveau d'eau.

Dans la suite de ce travail, nous utilisons principalement les relevés des dépôts.

2.1.1.2 Caractéristiques de l'écoulement et des sédiments

L'expérience et le modèle numérique réalisé se basent sur une étude menée par Camnasio *et al.* (2013). Nous nous intéressons à un bassin rectangulaire dont les dimensions sont $L = 4,5 m$ et $B = 4 m$ ($\frac{B}{L} = 0,89$). La hauteur d'eau est fixée à $0,2 m$; celle-ci est régulée en aval du réservoir via une vanne clapet. Le débit est constant $Q = 7 l/s$. Les nombres de Froude et de Reynolds résultant dans le canal d'aménée sont de $Fr_{in} = \frac{Q}{bgh^{3/2}} = 0,1$ et $Re_{in} = V_{in} \frac{4h}{\nu} = 112\,000$ (Camnasio *et al.*, 2013).

Concernant les sédiments utilisés lors de l'expérience, ce sont des coquilles de noix broyées dont nous représentons, dans la Table 2.1, les différentes caractéristiques.

$\rho_s [kg/m^3]$	1500
$d_m [\mu m]$	112
$d_{50} [\mu m]$	89
$C_{in} [\%]$	0,13

TABLE 2.1 – Caractéristiques des sédiments.

2.1.2 Hydrodynamique

Dufresne *et al.* (2010) a classifié les différents types de champ de vitesse et d'écoulements possibles en fonction des différentes caractéristiques données au bassin rectangulaire (Figure 2.2). Ces différents champs de vitesse dans le réservoir rectangulaire ont, aussi, été classés par Camnasio (N. D.) sur le graphique de la Figure 2.3 en fonction des différentes caractéristiques que peut prendre un bassin rectangulaire. Par la Figure 2.3, il apparaît que, dans le cas étudié présentement, le champ de vitesse doit être du type S0 soit un jet principal avec recirculations symétriques.

Dans un deuxième temps, Camnasio *et al.* (2013) a reproduit numériquement les champs de vitesse selon deux types de modèle turbulent (algébrique et $k - \varepsilon$). Cette reproduction a été réalisée en faisant apparaître de manière progressive la topographie mesurée en laboratoire. Une des

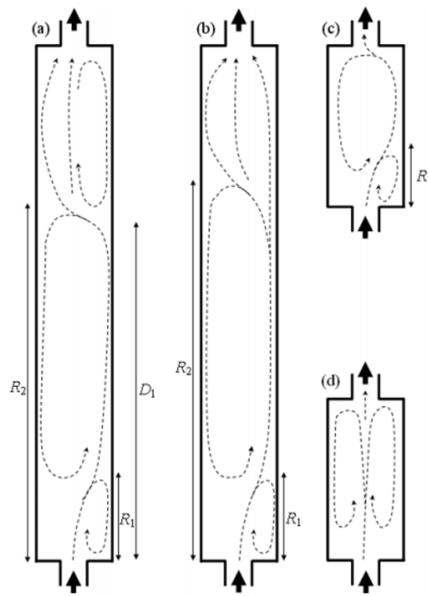


FIGURE 2.2 – Types de champs de vitesse. (a)A3 (b) A2 (c) A1 et (d) S0(Dufresne *et al.*, 2010)

conclusions, reportées dans l'étude de Camnasio *et al.* (2013), est que le modèle de turbulence $k - \varepsilon$ prédit , avec plus de précision, le profil de vitesse observé en laboratoire.

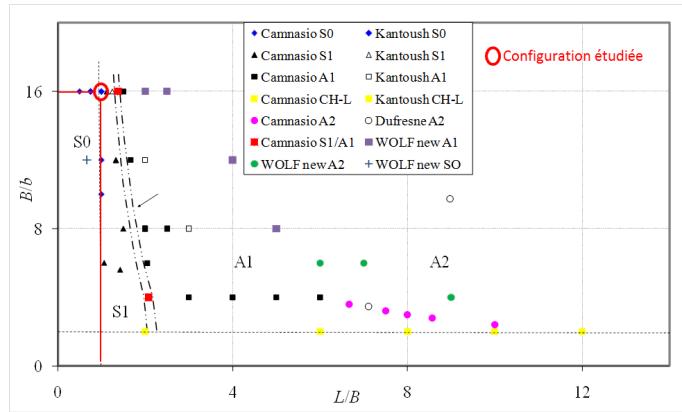


FIGURE 2.3 – Classification des champs de vitesse en fonction des rapports L/B et B/b .(Camnasio, N. D.)

2.1.3 Séquentiel

Les résultats, sur lesquels nous nous basons, ont été obtenus, pour rappel, pour une configuration rectangulaire $B = 4m$ et $L = 4,5m$. La Figure 2.4 représente les résultats mesurés en laboratoire au temps $t = 2h$ et $t = 4h$. Sur la Figure 2.4, le canal amont se trouve sur la gauche tandis que le canal aval se trouve sur la droite. Nous garderons cette convention tout au long de ce travail.

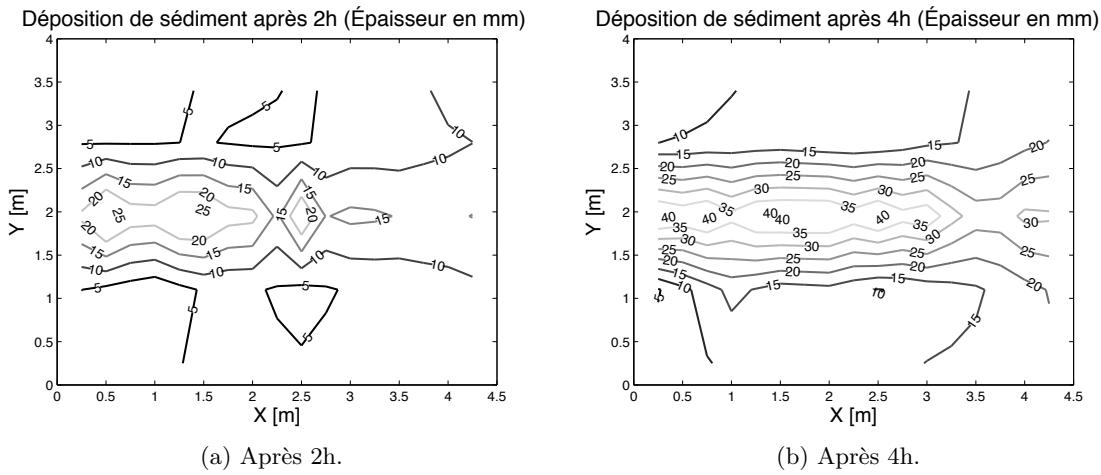


FIGURE 2.4 – Topographie mesurée en laboratoire.

Camnasio (N. D.) a modélisé les dépôts dans le bassin rectangulaire à partir du modèle de turbulence de Fisher. Les conclusions de ces simulations étaient que les dépôts au niveau des extrémités latérales semblaient sous-estimés. Dans cette thèse de master, nous reproduisons à l'aide du modèle $k - \varepsilon$, préalablement adapté à l'équation de conservation de la masse des sédiments via un développement original de la turbulence, l'évolution des dépôts dans le réservoir rectangulaire.

2.2 Réservoir Sidi Yacoub

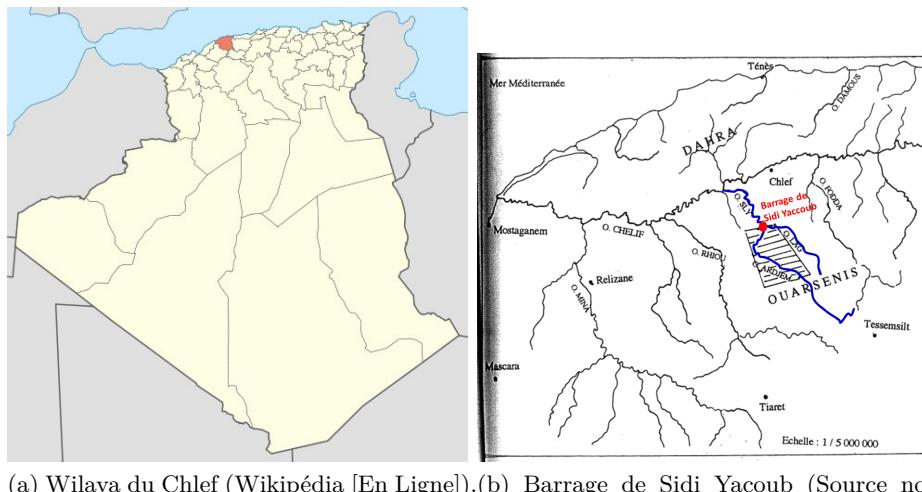
2.2.1 Généralités

Le barrage de Sidi Yacoub est un barrage poids en terre avec un noyau étanche en argile. Il a été construit entre 1981-1986 pour remplir les fonctions de distribution d'eau potable et d'irrigation des terres. Il se situe dans la wilaya¹ de Chlef au Nord-Est de l'Algérie (Figure 2.5 + Annexe B).

Les caractéristiques du réservoir lors de sa mise en service (1986) et lors du dernier relevé de la topographie sont reportées dans la Table 2.2 (Hydrodragage et C.T.Systems, 2004) . La perte de volume utile du réservoir s'élève à 32 hm^3 lors du relevé bathymétrique de 2004 (Hydrodragage et C.T.Systems, 2004). Selon TECSULT (2006b); Hydrodragage et C.T.Systems (2004), le volume du réservoir perdu en moyenne chaque année est de $1,8 \text{ hm}^3$. À l'échelle de l'Algérie, en 2001, environ 20% du volume de départ des réservoirs était occupé par des sédiments (Benblidia *et al.*, 2001). À titre d'information, fin mai 2013, le barrage de Sidi Yacoub contenait un volume d'eau de $252,4 \text{ hm}^3$ d'eau soit sa capacité théorique après le relevé bathymétrique de 2004 (d'après le site d'actualité Algérie 1 [En ligne]).

La hauteur du barrage de Sidi Yacoub est de 95 m pour une altitude à la crête de 272 m. D'après la fiche technique reportée en Annexe C, le niveau d'exploitation minimale est situé à l'altitude 224

1. La wilaya est une division administrative de la République algérienne démocratique et populaire.



(a) Wilaya du Chlef (Wikipédia [En Ligne]).(b) Barrage de Sidi Yacoub (Source non connue).

FIGURE 2.5 – Situation géographique du barrage.

m. Cependant, nous avons remarqué dans le Carnet de Relevé Mensuel d’exploitation que la prise d’eau était utilisée pour des altitudes inférieures (jusqu’à une altitude de 219 m). Il est à remarquer que nous n’avons aucune information quant à cette prise d’eau, ni sur sa position ni sur les altitudes de pompages. La seule information trouvée de la position des prises d’eau potable vient d’un rapport d’une visite organisée par le Comité des Grands Barrages Marocain (Royaume du Maroc - Ministère de l’Énergie, des Mines, de l’Eau et de l’Environnement - Département de l’Eau, N.D. [En Ligne]). Ce barrage dispose de 4 prises d’eau avec une entre-distance de 8,5 m pour une profondeur de vallée comparable à celle de Sidi Yacoub.

Par la Figure 2.5, le Barrage de Sidi Yacoub est arrosé par deux cours d’eau dont le principal est l’oued² Ardjém. Ce dernier est un des principaux affluents rive gauche du fleuve Cheliff.

L’Annexe A reprend plus d’informations quant à la situation géographique du barrage.

Cote Retenue Normale (RN) [m]	264
Cotes des Plus Hautes Eaux (PHE) [m]	267,5
Capacité initiale en 1986 [hm^3]	286
Capacité en 2004 [hm^3]	252,9

TABLE 2.2 – Caractéristiques du réservoir de Sidi Yacoub.

2. Cours d’eau d’Afrique du Nord à régime hydrologique très irrégulier.

2.2.2 Caractéristiques du bassin versant

2.2.2.1 Physiques

Le bassin versant du barrage est d'une superficie d'environ 920 km^2 (TECSULT, 2006a; Belhadri, 1997) (à titre de comparaison, le bassin versant de la Vesdre en Belgique est d'environ 600 km^2). Au niveau de l'altimétrie, l'altitude du bassin versant varie entre 200 m au niveau de la vallée de la réserve à plus de 1200m d'altitude dans le massif d'Ouarsenis . Il est à noter que la majorité de la superficie du bassin versant se trouve entre 500 et 1000 m (TECSULT, 2006a).

Concernant l'occupation du sol, le pourcentage de boisement est de 20 %, ce qui est assez peu pour une région au relief montagnard. De plus, ces zones boisées se situent dans les parties du bassin versant les plus résistantes à l'érosion. Les terres cultivées représentent 42,5% du bassin versant. Outre le caractère défavorable de ce type d'occupation du sol dans la lutte contre l'érosion des massifs, ces terres cultivées sont situées en majorité sur des pentes de 15 % ou plus (TECSULT, 2006a).

Au niveau de la pluviométrie, le bassin versant de Sidi Yacoub est composé d'une partie Sud-Ouest et Nord-Est assez sèche, environ 350 mm de précipitations moyennes annuelles, alors que la zone centrale du bassin versant est plus humide, plus de 600 mm de pluie annuelle (Belhadri, 1997). À titre de comparaison, la pluviométrie annuelle moyenne en basse et moyenne belgique est de 800 mm pour atteindre 1 400 mm au niveau de la Baraque Michel, commune de Jalhay - Sart (d'après le site de l'IRM [En ligne]) .

2.2.2.2 Géologie du bassin versant et nature des sédiments

Le bassin versant de Sidi-Yaccoub se situe dans l'Atlas Tellien dont fait partie le massif de l'Ouarsenis. Les roches présentes sont d'origine sédimentaire formées entre le Trias et le Miocène. Les dépôts récents (quaternaire) ne sont présents que dans la partie Sud-Est du bassin versant au niveau de la partie moins accidentée du bassin versant (Belhadri, 1997). Pour ce qui est du cadre montagneux, il est formé principalement de calcaire et de marne (Figure 7.6 de l'Annexe A).

Concernant les sédiments, Belhadri (1997) a réalisé une étude sur la caractérisation de ceux-ci dans le réservoir de Sidi Yacoub. Des échantillons ont été prélevés à trois endroits différents du réservoir (Au niveau de la vidange de fond et à 50 m en amont du barrage à deux cotes différentes) puis, ont été étudiés. Nous reportons les moyennes des différentes caractéristiques dans la Table 2.3.

Par la Table 2.3 et Belhadri (1997), remarquons que les sédiments sont mal classés ($S_0 > 2,6$) même au niveau de la vidange de fond. Logiquement, les diamètres moyen et médian sont plus faibles au niveau de la vidange de fond que plus loin en aval.

2.2.3 Conclusion

Le réservoir de Sidi Yacoub et son bassin versant sont situés au Nord-Est de l'Algérie. Malgré la taille moyenne de ce dernier (920 km^2), la problématique de l'envasement de la réserve est important.

Caractéristiques	Vidange de fond	50 m amont du barrage
Teneur en eau : $w [\%]$	4,55	20,5
Masse spécifique : $\rho_s [kg/m^3]$	2600	2675
Diamètre moyen : $d_m [\mu m]$	8	26
Diamètre percentile 50 : $d_{50} [\mu m]$	7	24
L'indice de classement : $S_0 = (\frac{d_{75}}{d_{25}})^{1/2}$	3,49	9,10

TABLE 2.3 – Caractéristiques de la vase du réservoir de Sidi Yacoub.(Belhadri, 1997)

En effet, comme montré dans TECSULT (2006a,b), les zones d'érosion sont nombreuses et situées dans des zones accidentées. Enfin, si le bassin versant et la gestion du barrage reste en état et que rien n'est fait par les autorités, l'espérance de vie du barrage de Sidi Yacoub s'estime selon le relevé bathymétrique de 2004 à environ 100 ans (Hydrodragage et C.T.Systems, 2004; TECSULT, 2006b). Pour le lecteur intéressé, TECSULT (2007) rapporte l'étude complète du bassin versant et tous les remèdes à mettre en œuvre pour diminuer le volume moyen annuel de sédiments entrant dans la retenue.

2.3 Sédimentation dans les réservoirs

Le problème de la sédimentation dans les réservoirs s'articule autour de deux points de même importance. Premièrement, la connaissance du débit solide transporté en suspension dans l'écoulement. Deuxièmement, l'évaluation de la proportion du débit solide restant dans le réservoir.

2.3.1 Prévision du volume de sédiments

Vu que le problème de la sédimentation est prépondérant dans les pays du Maghreb, beaucoup de modèles ont été établis afin de prédire l'évolution de l'envasement dans les différents réservoirs.

Actuellement, le modèle le plus utilisé dans la prévision d'envasement est d'écrire le débit solide comme une fonction du débit liquide via une loi de puissance comme reporté à l'équation (2.1). Comme montré dans Achite et Meddi (2004), il existe plusieurs moyens pour déterminer les coefficients de la loi de puissance. Il est, ainsi, possible de venir caler ces paramètres sur des valeurs de moyennes annuelle, mensuelle ou saisonnière ainsi que sur un panel choisi de données.

$$Q_s = \alpha_p Q_l^{\beta_p} \quad (2.1)$$

D'autres méthodes ont été utilisées pour la détermination du débit solide à partir de l'aire du bassin versant qui peut être reliée à une érosion moyenne.

2.3.2 Trap Efficiency (TE)

Généralités : De nombreux auteurs se sont intéressés au problème de la sédimentation et plus précisément à l'évaluation du *trap efficiency*, ou efficacité de retenue des sédiments, de différents réservoirs qu'ils soient naturels ou en laboratoire.

Il est important de rappeler la définition de ce coefficient. En effet, pour Verstraeten et Poesen (2000) et Espinosa-Villegas et Schnoor (2009), c'est le rapport entre la masse de particules solides ayant sédimenté dans le réservoir et la masse de sédiments qui y est entrée. Dès lors, le coefficient TE prend une valeur unitaire pour un réservoir qui ne laisse passer aucun sédiment et à l'inverse une valeur nulle pour un réservoir qui laisse passer tous les sédiments.

$$TE = \frac{M_{IN}^S - M_{OUT}^S}{M_{IN}^S} = \frac{M_{SEDIMENTEE}^S}{M_{IN}^S} \quad (2.2)$$

Verstraeten et Poesen (2000) rappelle que le TE dépend de nombreux paramètres. En effet, il est fonction de la portion de masse solide qui sédimente dans le réservoir. De manière indirecte, le TE est dépendant de tous les paramètres qui entrent dans le processus de la sédimentation. Citons les principaux paramètres tels que la vitesse de sédimentation (donc des caractéristiques des sédiments) et le temps de rétention de l'écoulement et des sédiments (donc des caractéristiques d'écoulement et du réservoir) ou d'autres paramètres comme la position du déversoir.

Il est important de remarquer qu'il existe différents types de TE (Brune, 1953). En effet, les TE donnés par les méthodes empiriques nous renseignent plus sur des TE à moyen voire à long terme qu'il faut distinguer du TE relatif à un évènement de crue isolé qui peut être donné par des méthodes théoriques (Verstraeten et Poesen, 2000). Outre la difficulté de mise en œuvre de ces méthodes, celles-ci ne sont basées que pour des géométries simples et de petits réservoirs comme des bassins rectangulaires.

Dans ce rapport, nous nous limitons au rappel des méthodes empiriques.

Méthodes empiriques : Verstraeten et Poesen (2000) ont listé les différentes méthodes empiriques utilisées dans la majorité des cas. Lorsque cela a été possible, nous avons consulté le document original écrit par l'auteur de la méthode.

– Méthode de BROWN (1943) :

Nous n'avons pas eu accès au document original mais Brown s'est basé sur les données récoltées pour 15 réservoirs pour réaliser une approximation du TE à partir de la capacité de stockage du réservoir ($C [m^3]$) et l'aire du bassin versant ($W [m^3]$) (Verstraeten et Poesen, 2000). L'évaluation du TE selon BROWN est représentée en (2.3).

$$TE_{BW} = 100 \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + 0.0021D \frac{C}{W}} \right) \quad (2.3)$$

Le coefficient D permet d'ajuster la loi. BROWN conseille de prendre une valeur de D proche de 1.

- Méthode de Churchill (1948) et US Army Corps of Engineers (1995) :

Comme dit dans Morris et Fan (1998), Churchill a développé une méthode d'évaluation du coefficient de perméabilité aux sédiments (*Release Efficiency*, $RE = 1 - TE$) en fonction de l'index de sédimentation SI qui n'est d'autre que le rapport entre la période de rétention T la vitesse moyenne de l'écoulement dans le réservoir v (SI a donc la dimension inverse d'une accélération $\frac{s^2}{m}$). Une fois, SI trouvé la valeur du coefficient TE est lue sur le graphique représenté à la Figure 2.6. Morris et Fan (1998) résume la méthode d'utilisation :

- La capacité (volume d'eau dans le réservoir) $C [m^3]$ et le débit entrant $I [m^3/s]$ sont connus pour un réservoir donné.
- La période de rétention est par définition : $T = \frac{C}{I} [s]$.
- La vitesse moyenne $v [m/s]$ est calculée comme étant le débit entrant divisé par la section moyenne du réservoir. Nous déterminons cette section moyenne comme étant la capacité du réservoir divisée par une longueur caractéristique $L [m]$ de celui-ci.
- Au final, l'index de sédimentation est calculé comme étant $SI = \frac{T}{v} [s^2/m]$.

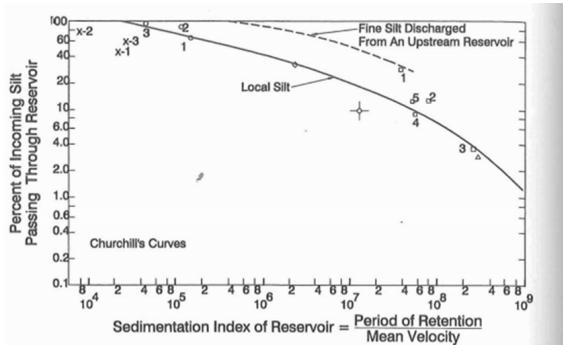


FIGURE 2.6 – Courbe de Churchill (1948). (Morris et Fan, 1998)

Le principal désavantage de cette méthode est qu'elle est essentiellement graphique. De ce fait, elle est peu adaptée à son implémentation dans un algorithme. Cependant, comme dit dans Espinosa-Villegas et Schnoor (2009), l'US Army Corps of Engineers a donné une nouvelle définition à l'index de sédimentation et a développé une suite d'équations dont le TE_C trouvé correspond aux résultats donnés par la courbe de Churchill (Figure 2.6). Nous reportons ces équations trouvées dans Espinosa-Villegas et Schnoor (2009) de (2.4) à (2.6).

$$SI = \frac{(C/I)^2}{L} \quad (2.4)$$

$$RE_{C-USACE} = \frac{800SI^{-0.2} - 12}{100} \quad (2.5)$$

$$TE_{C-USACE} = 1 - RE_{C-USACE} \quad (2.6)$$

- Méthode de Brune (1953) et Dendy (1974)

Brune (1953) s'est basé sur l'étude de 44 réservoirs, de leur TE et des paramètres pouvant influencer de manière significative le TE. Tout d'abord, il faut noter que l'ensemble de ces réservoirs se situe sur le territoire des États-Unis d'Amérique. Pour réaliser la courbe moyenne et les enveloppes (Figure 2.7), Brune (1953) a défini que le TE était fonction de la variable C/I où $I [m^3]$ est le volume d'eau entrant dans le réservoir sur une année.

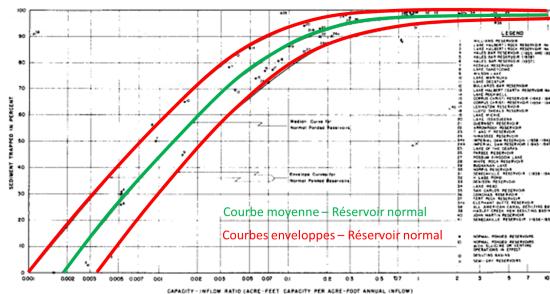


FIGURE 2.7 – Courbe de Brune (Brune, 1953).

De la même manière que pour la courbe de Churchill, le principal désavantage de la méthode de Brune pour établir le TE d'un réservoir est qu'elle est graphique. De plus, il est important de remarquer que, dans cette méthode, le rapport C/I est calculé à partir d'un volume annuel entrant dans le réservoir.

Cependant, de la même manière que l'US Army Corps of Engineers pour la méthode de Churchill, Dendy (1974) a réalisé un étude sur 17 réservoirs sélectionnés dans tous les USA. Dans cette étude, Dendy (1974) a développé une nouvelle courbe (Figure 2.8) et approché de la meilleure manière une équation (2.7) afin de prédire le TE d'un réservoir donné. De la même façon que pour Brune (1953), I représente le volume entrant dans le réservoir sur une année.

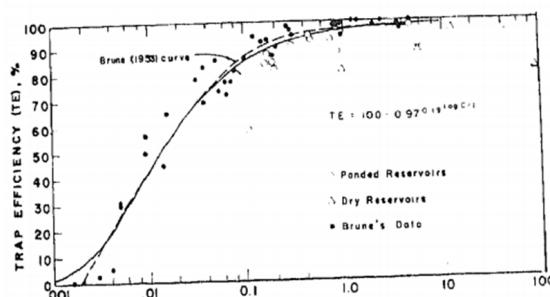


FIGURE 2.8 – Courbe de Dendy. (Dendy, 1974)

$$TE_{BD} = 100 \cdot 0,97^{0,19 \log(C/I)} \quad (2.7)$$

Conclusions : Nous pouvons remarquer que, comme attendu, les différentes méthodes empiriques utilisées pour évaluer le TE sont fonction des caractéristiques du bassin versant. Comme montré

dans Bronsvoort (2013), l'évaluation du TE doit se faire en priorité à partir de l'évaluation de l'index des sédiments (SI-Méthode de Churchill (1948)), ensuite par le rapport C/I (méthode de Brune (1953)) et si ce dernier rapport n'est pas accessible, via le rapport C/W par la méthode de Brown.

Dans le cadre de ce rapport, il est possible d'évaluer à chaque pas de temps le TE selon la méthode de Churchill (1948) modifiée par l'US Army Corps of Engineers. une comparaison avec la méthode de Brune (1953); Dendy (1974) sera réalisée même si nous nous écartons des hypothèses (volume entrant total par an).

2.3.3 Vitesse de chute

La vitesse de chute des sédiments peut être calculée selon différentes méthodes. Dans cette revue de la littérature, nous reportons les plus connues et utilisées. Stokes, Van Rijn, Cheng (1997) et Wu et Wang (2006)

– Stokes

La formule de Stokes est la suite de l'égalité entre le poids d'une particule sphérique et la force de trainée.

$$w_s = \frac{1}{18} \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\nu} g \frac{d^2}{\nu} \quad (2.8)$$

avec ρ_s la densité des particules solides, ρ la densité de l'eau, g la gravité, d le diamètre de grain et ν la viscosité cinématique de l'eau.

– Van Rijn :

– $1 < d < 100 \mu m$:

$$w_S = \frac{(s-1) \cdot gd^2}{18\nu} \quad (2.9)$$

– $100 < d < 1000 \mu m$:

$$w_S = \frac{10\nu}{d} \left[\sqrt{1 + \frac{0.01(s-1)gd^3}{\nu^2}} \right] \quad (2.10)$$

– $d > 1000 \mu m$:

$$w_S = 1.1 \sqrt{(s-1) \cdot gd} \quad (2.11)$$

avec $s = \frac{\rho_s}{\rho}$.

– Cheng (1997)

$$w_S = \frac{\nu}{d} \sqrt{25 + 1.2D_*^2} - 5^{3/2} \quad (2.12)$$

avec $D_* = \sqrt[3]{\frac{(s-1)g}{\nu^2}}$.

– Wu et Wang (2006)

$$w_s = \frac{M\nu}{Nd} \left[\sqrt{\frac{1}{4} + \left(\frac{4N}{3M^2} D_*^3 \right)^{1/n}} - \frac{1}{2} \right]^n \quad (2.13)$$

avec $M = 53.5 \cdot e^{-0.65 \cdot S_f}$, $N = 5,65 \cdot e^{-2.5 \cdot S_f}$, $n = 0,7 + 0,9S_f$, $S_F = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}$ et $D_* = \sqrt[3]{\frac{(s-1)g}{\nu^2}}$.

Dans la suite de cette thèse de master, nous utilisons l'équation de Cheng (1997). En effet, la méthode récente développée par Wu et Wang (2006) est plus longue à mettre en place au vu de tous les coefficients à calculer sans apporter une diminution significative de l'erreur . En effet, comme nous pouvons le lire dans Wu et Wang (2006), l'erreur commise est passée de 7,4 % à 6,8 %.

Chapitre 3

Modèles d'écoulement et de transport sédimentaire

3.1 Modèle concentré (0D)

3.1.1 Équation théorique

Le modèle concentré s'occupe de résoudre l'équation de continuité régissant le réservoir étudié.

$$\frac{dV_{tot}}{dt} = Q_{IN}^w - Q_{OUT}^w + Q_{IN}^s - Q_{OUT}^s \quad (3.1)$$

Cependant, les données fournies par l'exploitant du barrage sont recueillies de manière journalière. Afin de trouver l'équation finale à résoudre, il faut intégrer l'équation (3.1) entre les temps t et $t + \Delta t$ avec $\Delta t = 1j$.

$$\int_t^{t+\Delta t} \frac{dV_{tot}}{dt} dt = \int_t^{t+\Delta t} [Q_{IN}^w - Q_{OUT}^w + Q_{IN}^s - Q_{OUT}^s] dt \quad (3.2)$$

Dès lors, on intègre l'équation (3.2) :

- Membre de gauche : $\int_t^{t+\Delta t} \frac{dV_{tot}}{dt} dt = V_{tot}(t + \Delta t) - V_{tot}(t)$
- Membres de droite : $\int_t^{t+\Delta t} [Q_{IN}^w - Q_{OUT}^w + Q_{IN}^s - Q_{OUT}^s] dt = (Q_{IN}^w - Q_{OUT}^w + Q_{IN}^s - Q_{OUT}^s) \cdot \Delta t$

Au final, on obtient l'équation (3.3) de continuité à résoudre numériquement.

$$V_{tot}(t + \Delta t) - V_{tot}(t) = (Q_{IN}^w(t + \Delta t) - Q_{OUT}^w(t + \Delta t) + Q_{IN}^s(t + \Delta t) - Q_{OUT}^s(t + \Delta t)) \cdot \Delta t \quad (3.3)$$

avec $\Delta t = 1\text{ jour}$, $[V_{tot}]$ en hm^3 et $[Q]$ en hm^3/j .

Remarquons que l'équation (3.3) est logique et correspond à ce qui est fait dans le Carnet de Relevé Mensuel de l'opérateur. Soit la démarche suivante :

1. Tous les jours à 0h (par exemple), l'opérateur relève la hauteur du plan d'eau. Via la relation hauteur-capacité du barrage, il trouve le volume présent dans le réservoir au temps $t + \Delta t$.
2. Par des moyens quelconques (débitmètre, bac d'évaporation, ...), l'opérateur connaît le volume d'eau qui est sorti du réservoir entre sa mesure précédente (temps t) et sa mesure (temps $t + \Delta t$) qu'il note à la ligne $t + \Delta t$.
3. Il déduit le volume d'eau qui est entré dans le réservoir qu'il note à la ligne $t + \Delta t$.

Dans les données reçues, nous n'avons pas accès au débit solide entrant dans le réservoir. Nous utilisons la méthode des moindres carrés pour déterminer les paramètres d'une loi de puissance du type $Q^s = \alpha_p(Q^w)^{\beta_p}$ sur les huit plus grands phénomènes de crues.

3.1.2 Résolution numérique

3.1.2.1 Période passée allant du 01/09/90 au 31/08/10

Pour le schéma numérique à utiliser, il y a deux possibilités pour la résolution de l'équation (3.3) en elle-même.

Un premier choix dans la résolution de l'équation de continuité serait de négliger la différence entre les débits solides entrant et sortant par rapport à la différence entre les débits liquides entrant et sortant. Ce premier choix permet de résoudre l'équation de continuité sans itération (en un seul pas) vu que le débit solide entrant est fonction du débit liquide entrant (comme expliqué à la section 5.1.3). Cette méthode de résolution est utilisée par le gestionnaire du barrage.

Le deuxième choix de résolution est d'appliquer la méthode de Newton-Raphson à l'équation de continuité (3.4) en itérant plusieurs fois par pas de temps. En effet, comme montré à la section 5.1.3, le débit solide entrant peut être écrit selon une loi de puissance fonction du débit liquide entrant. Dès lors, en émettant l'hypothèse (vérifiée à la section 5.2.1.1) que le débit solide sortant est négligeable, nous pouvons écrire l'équation (3.4) à partir de (3.3).

$$V_{tot}(t + \Delta t) - V_{tot}(t) = \left(Q_{IN}^w(t + \Delta t) - Q_{OUT}^w(t + \Delta t) + \alpha_p \cdot (Q_{IN}^w(t + \Delta t))^{\beta_p} \right) \cdot \Delta t \quad (3.4)$$

Rappel de la méthode de Newton-Raphson Soit la fonction $f(x)$ soumise au développement en série de Taylor au premier ordre et le point x_0 préférablement pris proche de la solution à trouver.

$$f(x) = f(x_0) + f'(x_0)(x - x_0) + \mathcal{O}(x - x_0)^2$$

À partir de là, pour trouver la solution approchée, il suffit de poser $f(x) = 0$,

$$f(x_0) + f'(x_0)(x - x_0) = 0$$

Une fois, la première approximation x_1 trouvée, il suffit d'itérer en remplaçant x_0 par x_1 et ainsi de suite. Dès lors, on trouve la formule générale régissant la méthode de Newton-Raphson :

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)}$$

Dans le cas étudié, $x = Q_{IN}^w$, $f(Q_{IN}^w) = V_{tot}(t + \Delta t) - V_{tot}(t) - Q_{IN}^w(t + \Delta t) + Q_{OUT}^w(t + \Delta t) - \alpha_p \cdot (Q_{IN}^w(t + \Delta t))^{\beta_p}$ et $f'(Q_{IN}^w) = -1 - \alpha_p \cdot \beta_p \cdot (Q_{IN}^w(t + \Delta t))^{\beta_p - 1}$. De plus, le critère d'arrêt est de $10^{-4} hm^3/j$.

3.1.2.2 Horizon 2030

Pour la résolution à l'horizon 2030, l'inconnue est le volume au pas de temps suivant, $V_{tot}(t+\Delta t)$. En effet, aux sections 5.2.2 et 5.2.3, nous effectuons une analyse des caractéristiques des différents débits et une projection de ceux-ci. Cependant, le débit sortant d'évaporation dépend de la surface du plan d'eau. De ce fait, nous utilisons la formule représentée en (3.5) pour établir l'évolution du volume total présent dans le réservoir. La résolution s'effectue, dès lors, sans itération.

$$V_{tot}(t+\Delta t) = V_{tot}(t) + \left(Q_{IN}^w(t + \Delta t) - Q_{OUT,sf \text{ évaporation}}^w(t + \Delta t) - Q_{OUT,\text{évaporation}}^w(t) + \alpha_p \cdot (Q_{IN}^w(t + \Delta t))^{\beta_p} \right) \cdot \Delta t \quad (3.5)$$

3.2 Modèle spatialement distribué (2D)

3.2.1 Hydrodynamique

Le système d'équation de base (Conservation de la masse + Conservation de la quantité de mouvement) déduit des équations de Navier-Stokes pour l'écoulement d'un fluide incompressible tel que l'eau s'écrit de la manière (3.6) et (3.7).

$$\operatorname{div} \mathbf{u} = 0 \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \operatorname{div}(u_i \mathbf{u}) = F_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}^V}{\partial x_j} \quad (3.7)$$

3.2.1.1 Équations intégrées sur la hauteur

En partant des équations de Navier-Stokes pour un fluide incompressible et en utilisant la décomposition moyenne-fluctuations de Reynolds,

Soit les équations dites de Saint Venant, reportées aux équations (3.8) à (3.10). Celles-ci sont obtenues après l'intégration sur la hauteur des équations de Navier-Stokes pour un fluide incompressible en utilisant la décomposition moyenne-fluctuations de Reynolds(Erpicum, 2006),

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial U h}{\partial x} + \frac{\partial V h}{\partial y} = 0 \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial U h}{\partial t} + \frac{\partial U^2 h}{\partial x} + \frac{\partial U V h}{\partial x} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial x} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - gh J_x + \frac{\partial h \bar{\tau}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h \bar{\tau}_{xy}}{\partial y} \quad (3.9)$$

$$\frac{\partial V h}{\partial t} + \frac{\partial U V h}{\partial y} + \frac{\partial V^2 h}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - gh J_y + \frac{\partial h \bar{\tau}_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial h \bar{\tau}_{yy}}{\partial y} \quad (3.10)$$

avec h [m], la hauteur d'eau, U et V les vitesses moyennes sur la hauteur selon les axe x et y .

Par l'hypothèse de Boussinesq (Correspondance entre tenseur de contrainte et tenseur de déformation), nous modélisons par (3.11) et (3.12) les tensions dues à la turbulences dans (3.9) et (3.10).

$$\frac{\partial h\bar{\tau}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{\tau}_{xy}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left[h(\nu + \nu_t) \left(\frac{\partial U}{\partial x} - \frac{\partial V}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[h(\nu + \nu_t) \left(\frac{\partial V}{\partial x} - \frac{\partial U}{\partial y} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$\frac{\partial h\bar{\tau}_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial h\bar{\tau}_{yy}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \left[h(\nu + \nu_t) \left(\frac{\partial V}{\partial y} - \frac{\partial U}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial x} \left[h(\nu + \nu_t) \left(\frac{\partial V}{\partial x} - \frac{\partial U}{\partial y} \right) \right] \quad (3.12)$$

avec ν la viscosité et ν_t la viscosité turbulente.

3.2.1.2 Modèles de turbulence à 0 équation supplémentaire

Modèle de Fischer : La viscosité turbulente ν_t est fonction de la vitesse de friction U^* qui est égale à $\sqrt{\tau_b/\rho}$ avec τ_b la contrainte de cisaillement de fond.

$$\nu_t = \alpha_F h U^* \quad (3.13)$$

où : $\alpha_F = 0,5$ d'après Fischer mais cela a été confirmé ou infirmé par divers auteurs (Erpicum, 2006).

Ce modèle est valable pour les écoulements où la turbulence est due par le cisaillement de fond (ex : écoulement en rivière ou en eau peu profonde).

Modèle de Smagorinsky : Ce modèle est basé sur le principe d'une distribution spatiale de la viscosité turbulente, comme suggéré dans le modèle de Prandtl, pour qui ν_t est proportionnel à une vitesse fluctuante et à une longueur de mélange l_m , Smagorinski considère un équilibre local entre la production de turbulence et sa dissipation (aucun transport de turbulence).

$$\nu_t = \alpha_S \Delta x \Delta y \sqrt{2 \left(\frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 + 2 \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2} \quad (3.14)$$

où Δx et Δy sont les tailles de maillage et le coefficient α est de l'ordre de 0,1 – 0,3. Cependant, les résultats semblent peu sensibles à cette valeur (Peng *et al.*, 2011).

3.2.1.3 Modèle à 2 équations supplémentaires

Erpicum (2006) a contribué à une approche originale de la modélisation des phénomènes turbulents suivant le modèle $k - \varepsilon$. La première partie de cette section a pour but d'expliquer la méthode suivie tandis que la seconde partie participera au rappel des résultats obtenus.

La démarche suivie par Erpicum (2006) est la suivante :

Avant tout autre chose, dans le raisonnement qui suit, la turbulence peut être séparée en deux échelles différentes comme expliqué par Erpicum (2006). La première est la turbulence 3D à petites

échelles générée par des forces de friction de fond avec une taille caractéristique des tourbillons d'un ordre de grandeur inférieur à la hauteur d'eau h . La deuxième est la turbulence 2D dont la taille caractéristique des tourbillons est d'ordre de grandeur supérieur à la hauteur d'eau h et qui est générée par des variations de quantité de mouvement (Erpicum, 2006).

Premièrement, Erpicum (2006) réalise une décomposition moyenne-fluctuations petites échelles de Reynolds sur le système (3.6,3.7). Cette décomposition a pour but de filtrer les fluctuations de faibles amplitudes à hautes fréquences. Il est à noter que les valeurs moyennes sont obtenues en intégrant les composants sur une période de temps longue par rapport à l'échelle de temps des turbulences à petites échelles mais courte par rapport à celle de la turbulence à grande échelle.

Deuxièmement, les équations venant d'être obtenues sont intégrées sur la hauteur d'eau grâce au théorème de Leibnitz. À la fin de cette étape, il résulte un système de trois équations à trois inconnues (à savoir $U, V & h$). De manière indépendante, les tensions visqueuses intégrées sont modélisées à partir d'une viscosité turbulente tridimensionnelle $\nu_{t,3D}$.

Troisièmement, pour quantifier la turbulence à grande échelle, les composantes de vitesse selon l'axe préférentiel de l'écoulement sont décomposées en moyenne-fluctuation. De la même manière que pour la première étape, les valeurs moyennes des vitesses restantes sont issues de l'intégration des valeurs instantanées sur une période de temps longue par rapport à l'échelle de la turbulence à grande échelle.

Quatrièmement, la modélisation des tensions turbulentes à grande échelle est réalisée à l'aide de l'hypothèse de Boussinesq avec apparition d'une viscosité turbulente bidimensionnelle $\nu_{t,2D}$ fonction des paramètres k et ε déduit de deux équations supplémentaires.

Au final, on obtient donc le système d'équations (3.15), (3.16) et (3.17).

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}h}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}h}{\partial y} = 0 \quad (3.15)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{U}h}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}^2h}{\partial x} + \frac{\partial \bar{U}\bar{V}h}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial \bar{h}^2}{\partial x} &= -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - gh \bar{J}_x + \nu^* (\partial_x^2 \bar{U}h + \partial_y^2 \bar{U}h) \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} (\nu_{t,2D} (\frac{\partial Uh}{\partial x} - \frac{\partial Vh}{\partial y})) + \frac{\partial}{\partial y} (\nu_{t,2D} (\frac{\partial Uh}{\partial y} + \frac{\partial Vh}{\partial x})) - k' \end{aligned} \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{V}h}{\partial t} + \frac{\partial \bar{U}\bar{V}h}{\partial x} + \frac{\partial \bar{V}^2h}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial \bar{h}^2}{\partial y} &= -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - gh \bar{J}_y + \nu^* (\partial_x^2 \bar{V}h + \partial_y^2 \bar{V}h) \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} (\nu_{t,2D} (\frac{\partial Vh}{\partial y} - \frac{\partial Uh}{\partial x})) + \frac{\partial}{\partial x} (\nu_{t,2D} (\frac{\partial Uh}{\partial y} + \frac{\partial Vh}{\partial x})) - k' \end{aligned} \quad (3.17)$$

3.2.2 Séimentaire

Soit l'équation de continuité instantanée du transport solide valable pour des sédiments fins en faibles concentrations. :

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (u_i c) = \frac{\partial}{\partial x_i} (\omega_s c \delta_{3i}) + \frac{\partial}{\partial x_i} (\epsilon^V \frac{\partial c}{\partial x_i}) \quad (3.18)$$

$$i = 1, 2, 3.$$

avec $\frac{\partial}{\partial x_i}(u_i c)$ les termes d'advection, $\frac{\partial}{\partial x_i}(\epsilon^V \frac{\partial c}{\partial x_i})$ de diffusion et $\frac{\partial}{\partial x_i}(\omega_s c \delta_{3i})$ dus à la gravité. Nous appliquons la méthode utilisée par Erpicum (2006) expliquée à la section 3.2.1.3.

3.2.2.1 Équation intégrée sur la hauteur

De la même manière qu'à la section 3.2.1, nous intègrons l'équation (3.18).

$$\frac{\partial h\bar{C}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(h\bar{C}u) + \frac{\partial}{\partial y}(h\bar{C}v) = \frac{\partial}{\partial x}(h\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(h\varepsilon_s \frac{\partial C}{\partial y}) + E - D \quad (3.19)$$

avec :

- $E - D = \alpha_{adap}\omega_s(\bar{C} - C^*)$ est le flux net de sédiment¹. \bar{C} la concentration moyenne sur la hauteur ; C^* est la concentration à l'équilibre, c'est-à-dire sans érosion ni déposition ; α_{adap} est le coefficient d'adaptation à l'équilibre et ω_s la vitesse de sédimentation. Dans le présent travail, on utilise la méthode développée par Cheng (1997) pour calculer la vitesse de chute.
- $\varepsilon_s = \frac{\nu_t}{\sigma_s}$ où ν_t est la viscosité turbulente déduite à partir des modèles à 0 équation (section 3.2.1.2) et σ_s le nombre de Schmidt. Généralement, $\sigma_s \in [0.5 ; 1]$.

3.2.2.2 Développement d'un modèle à 2 équations supplémentaires ($k-\varepsilon$)

Cette section reprend le développement réalisé dans le cadre de ce travail de fin d'études.

Décomposition de Reynolds (Rappel) : La décomposition en moyenne et fluctuation a été introduite afin de simplifier l'équation de Navier-Stokes en faisant "disparaître" les fluctuations de faibles amplitudes et de hautes fréquences.

Dans le cas qu'on étudie, on applique la décomposition donnée en (3.20) à l'équation instantanée de continuité du transport solide (3.18).

$$\phi = \bar{\phi} + \phi' \quad (3.20)$$

avec $\bar{\phi} = \frac{1}{T} \cdot \int_t^{t+T} \phi d\tau$ et $\bar{\phi}' = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \phi' d\tau = 0$.

Turbulence à petite échelle - 1° Décomposition : Soit la décomposition de Reynolds sur la vitesse et la concentration locale : $u_i = \bar{u}_i + u''_i$ et $c = \bar{c} + c''$ avec $i = (1, 2, 3)$,

$$\frac{\partial}{\partial t}(\bar{c} + c'') + \frac{\partial}{\partial x_i}[(\bar{u}_i + u''_i)(\bar{c} + c'')] = \frac{\partial}{\partial x_i}[\omega_{sn}\delta(\bar{c} + c'')] + \frac{\partial}{\partial x_i}\left[\epsilon^V \frac{\partial}{\partial x_i}(\bar{c} + c'')\right] \quad (3.21)$$

On obtient donc après l'intégration :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\bar{u}_i \bar{c}) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\bar{u}''_i \bar{c}'') = \frac{\partial}{\partial x_i}(\omega_{sn} \bar{c} \delta_{3i}) + \frac{\partial}{\partial x_i}(\epsilon^V \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_i}) \quad (3.22)$$

1. La démarche complète peut être trouvée dans le cours d'Hydrodynamique Environnementale du Prof. Dr. ir. Benjamin DEWALS ou dans la thèse de master de Gouverneur (2010).

On peut encore écrire (3.22) sous la forme (3.23).

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i}(\bar{u}_i \bar{c}) = \frac{\partial}{\partial x_i}(\omega_{sn} \bar{c} \delta_{3i}) + \frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{V,3D}) + \frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{T,3D}) \quad (3.23)$$

avec $F_i^{V,3D} = \epsilon^V \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_i}$ et $F_i^{T,3D} = -\bar{u}_i^v c^v$.

On n'explique pas le flux turbulent à petite échelle conformément à ce qui a été fait par Erpicum (2006).

Intégration sur la hauteur : Tout d'abord, rappelons la formule de Leibnitz.

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{a(x)}^{b(x)} f(x, y) dy = \int_{a(x)}^{b(x)} \frac{\partial}{\partial x} f(x, y) dy + f(x, b(x)) \frac{db(x)}{dx} - f(x, a(x)) \frac{da(x)}{dx} \quad (3.24)$$

Appliquons la formule (3.24) à l'équation (3.23) trouvée au point précédent.

$$\int_{z_b}^{z_s} [\underline{\frac{\partial \bar{c}}{\partial t}} + \underline{\frac{\partial}{\partial x_i}(\bar{u}_i \bar{c})}] dz = \int_{z_b}^{z_a} [\underline{\frac{\partial}{\partial x_i}(\omega_{sn} \bar{c} \delta_{3i})} + \underline{\frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{V,3D})} + \underline{\frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{T,3D})}] dz \quad (3.25)$$

Premièrement, intégrons les éléments simplement soulignés.

$$\begin{aligned} - \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial \bar{c}}{\partial t} dz &= \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_b}^{z_s} \bar{c} dz + \bar{c}_b \frac{dz_b}{dt} - \bar{c}_s \frac{dz_s}{dt} = \frac{\partial}{\partial t}(hC) + \bar{c}_b \frac{dz_b}{dt} - \bar{c}_s \frac{dz_s}{dt} \\ - \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial x_i}(\bar{u}_i \bar{c}) dz &= \int_{z_b}^{z_s} [\frac{\partial}{\partial x_j}(\bar{u}_j \bar{c}) + \frac{\partial}{\partial z}(\bar{w} \bar{c})] dz = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} \bar{u}_j \bar{c} dz + \bar{u}_j \bar{c}_b \frac{dz_b}{dx_j} - \bar{u}_j \bar{c}_s \frac{dz_s}{dx_j} + \bar{w}_s \bar{c}_s - \bar{w}_b \bar{c}_b \\ - \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial z}(\omega_{sn} \bar{c}) dz &= \omega_s (\bar{c}_s - \bar{c}_b) \text{ vu que } \omega_s \text{ est la vitesse constante d'une particule isolée sous hypothèse de faible concentration des sédiments.} \end{aligned}$$

On peut simplifier certains termes ci-dessus par la condition (3.26) dictée à la surface libre et (3.27) au niveau du fond.

$$w_s = \partial_t z_s + u \partial_x z_s + v \partial_y z_s \quad (3.26)$$

$$w_b = \partial_t z_b + u \partial_x z_b + v \partial_y z_b \quad (3.27)$$

Deuxièmement, intégrons les éléments en **gras**.

$$\begin{aligned} - \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{V,3D}) dz &= \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{V,3D}) dz = \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial x_j}(F_j^{V,3D}) dz + \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial z}(F_z^{V,3D}) dz = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} (F_j^{V,3D}) dz - \\ F_j^{V,3D}|_{z=z_s} \cdot \frac{\partial z_s}{\partial x_j} + F_j^{V,3D}|_{z=z_b} \cdot \frac{\partial z_b}{\partial x_j} + F_z^{V,3D}|_{z=z_s} - F_z^{V,3D}|_{z=z_b} \\ - \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{T,3D}) dz &= \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial x_i}(F_i^{T,3D}) dz = \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial x_j}(F_j^{T,3D}) dz + \int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial}{\partial z}(F_z^{T,3D}) dz = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} (F_j^{T,3D}) dz - \\ F_j^{T,3D}|_{z=z_s} \cdot \frac{\partial z_s}{\partial x_j} + F_j^{T,3D}|_{z=z_b} \cdot \frac{\partial z_b}{\partial x_j} + F_z^{T,3D}|_{z=z_s} - F_z^{T,3D}|_{z=z_b} \end{aligned}$$

Finalement, en écrivant (3.25), en tenant compte de (3.26) et (3.27), on a :

$$\begin{aligned}\partial_t(hC) + \partial_{x_j}(hU_j C) &= \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} (F_j^{V,3D} + F_j^{T,3D}) dz \\ &\quad + [w_s \bar{c}_s - (F_j^{V,3D} + F_j^{T,3D}) \cdot \frac{\partial z_s}{\partial x_j} + F_z^{V,3D} + F_z^{T,3D}]_{z=z_s} \\ &\quad - [w_s \bar{c}_b - (F_j^{V,3D} + F_j^{T,3D}) \cdot \frac{\partial z_b}{\partial x_j} + F_z^{V,3D} + F_z^{T,3D}]_{z=z_b}\end{aligned}\quad (3.28)$$

Afin de simplifier (3.28), on utilise une généralisation des formules (3.29) et (3.31) venant de Wu (2008).

$$(\varepsilon_s \partial_z c + w_s c)_{z=z_s} = 0 \quad (3.29)$$

L'équation (3.29) traduit le fait que le flux vertical net de sédiment à travers la surface libre est nul. En généralisant cette condition au limité, on trouve (3.31)

$$[w_s \bar{c}_s - (F_j^{V,3D} + F_j^{T,3D}) \cdot \frac{\partial z_s}{\partial x_j} + F_z^{V,3D} + F_z^{T,3D}]_{z=z_s} = 0 \quad (3.30)$$

$$E_b = -\varepsilon_s \partial_z c|_{z=z_b+\delta} = w_s c_{b*} \quad (3.31)$$

Pour l'équation (3.31), on suppose que le taux d'emportement des sédiments (particules) est à la capacité du courant (flow) c'est à dire à l'équilibre. En généralisant, on peut dire que le flux net à travers le fond correspond à la différence entre le taux d'érosion E et le taux de déposition D.

$$[w_s \bar{c}_b - (F_j^{V,3D} + F_j^{T,3D}) \cdot \frac{\partial z_b}{\partial x_j} + F_z^{V,3D} + F_z^{T,3D}]_{z=z_b} = D_b - E_b \quad (3.32)$$

Au final, à partir de (3.28), en utilisant (3.30) et (3.32), on obtient l'équation (3.33).

$$\partial_t(hC) + \partial_{x_j}(hU_j C) = \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} (F_j^{V,3D} + F_j^{T,3D}) dz + E - D \quad (3.33)$$

– Modélisation des éléments $F_j^{V,3D}$ et $F_j^{T,3D}$

Par analogie à ce qui a été fait dans Erpicum (2006), on a (3.34) et (3.35).

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} F_j^{V,3D} dz = \varepsilon^V \frac{\partial^2}{\partial x_j^2} (hC) \quad (3.34)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} F_j^{T,3D} dz = \frac{\nu^{T,3D}}{\sigma_{T,3D}} \frac{\partial^2}{\partial x_j^2} (hC) \quad (3.35)$$

Dès lors, en combinant (3.33), (3.34) et (3.35), on trouve (3.36).

$$\partial_t(hC) + \partial_{x_j}(hU_j C) = \varepsilon^* \cdot \frac{\partial^2}{\partial x_j^2} (hC) + E - D \quad (3.36)$$

avec $\varepsilon^* = \varepsilon^V + \varepsilon_s^{T,3D}$.

Turbulence à grande échelle - 2° décomposition : De la même manière à ce qui a été fait dans la section 3.2.2.2, on applique la décomposition de Reynolds à (3.36).

$$\partial_t(h\bar{C}) + \partial_{x_j}(h\bar{U}_j\bar{C}) + \partial_{x_j}(h\bar{U}_j\bar{C}) = \varepsilon^* \cdot \frac{\partial^2}{\partial x_j^2}(h\bar{C}) + \bar{E} - \bar{D} \quad (3.37)$$

De la même manière que pour la modélisation de la turbulence 3D, on a :

$$-h\bar{U}_j\bar{C} = F^{T,2D} = \frac{\nu^{T,2D}}{\sigma_{T,2D}} \frac{\partial}{\partial x_j}(h\bar{C}) \quad (3.38)$$

Au final, en combinant (3.38) et (3.37),

$$\partial_t(h\bar{C}) + \partial_{x_j}(h\bar{U}_j\bar{C}) = \varepsilon^* \cdot \frac{\partial^2}{\partial x_j^2}(h\bar{C}) + \frac{\partial}{\partial x_j}\left(\frac{\nu^{T,2D}}{\sigma_{T,2D}} \frac{\partial}{\partial x_j}(h\bar{C})\right) + \bar{E} - \bar{D} \quad (3.39)$$

Calcul de la Turbulence :

– Turbulence à petite échelle - 3D

$$\varepsilon_s^{T,3D} = \frac{\nu^{T,3D}}{\sigma_{T,3D}} \quad (3.40)$$

De la même manière à ce qui a été fait dans Erpicum (2006), on fait l'hypothèse qu'il y a un équilibre local entre production et destruction. De ce fait, la viscosité turbulente tridimensionnelle est proportionnelle à la hauteur d'eau et à la vitesse de friction comme montré dans (3.41) (Babarutsi, 1991; Babarutsi et Chu, 1998).

$$\nu^{T,3D} = c_v h U^* \quad (3.41)$$

Dans (3.41), c_v est une constante de proportionnalité dépendant principalement du nombre de Reynolds. Il est suggéré dans Erpicum (2006) de prendre $c_v = 0.08$.

Dans (3.40), $\sigma_{T,3D}$ est le nombre de Schmidt qui est le rapport entre la viscosité turbulente à la diffusivité turbulente. La valeur prise par le nombre de Schmidt est comprise entre 0,5 et 1.

– Turbulence dans le plan préférentiel de l'écoulement - 2D

$$\varepsilon_s^{T,2D} = \frac{\nu^{T,2D}}{\sigma_{T,2D}} \quad (3.42)$$

De manière analogue à ce qui a été fait dans Erpicum (2006), on détermine la viscosité turbulente 2D grâce à un modèle $k - \varepsilon$ à 2 équations supplémentaires. Les valeurs de k et ε sont tirées à partir du modèle de turbulence de l'écoulement.

$$\nu^{T,2D} = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (3.43)$$

3.2.2.3 Évolution du fond

Dans les deux cas de modélisation de la turbulence, l'équation intégrée sur la hauteur sert à déterminer la concentration moyenne, \bar{C} , sur la hauteur d'eau. Une fois cette concentration connue, nous évaluons la variation de la hauteur de dépôts par l'équation (3.44).

$$(1 - p) \cdot \frac{\partial z_b}{\partial t} = -(E - D) \quad (3.44)$$

où z_b est la hauteur du fond, p la porosité, et la différence $E - D$ comme définie à la section 3.2.2.4.

3.2.2.4 Coefficient d'adaptation

Dans le développement réalisé dans la section 3.2.1.2, il existe un terme $E - D$. Dans la modélisation du transport sédimentaire, le terme $E - D$ peut être défini de la manière donnée à l'équation (3.45).

$$E - D = \alpha_{adap} \omega_s (\bar{C} - C^*) \quad (3.45)$$

α_{adap} étant le coefficient d'adaptation, ω_s la vitesse de chute, \bar{C} la concentration moyenne sur la hauteur et C^* la concentration à l'équilibre (c'est-à-dire sans érosion ni déposition). Ce coefficient est complexe à évaluer. En effet, généralement, il contient la différence entre la vitesse de chute d'une particule dans un mélange et la vitesse de chute d'une particule isolée, la réduction de vitesse de chute due à la portance dans l'écoulement,... Cependant, il a été montré expérimentalement en 1D que ce coefficient pouvait prendre une valeur de 1 en cas d'érosion, 0,5 en cas d'érosion ou de déposition modérée et de 0,25 en d'extrême déposition Dewals (N.D.).

3.2.2.5 Capacité de transport

Par Celik et Rodi (1991), la loi de capacité de transport peut s'écrire en (3.46) ou (3.47).

$$C^* = \beta \cdot \frac{\tau_w}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot h} \cdot \frac{V}{\omega_s} \quad (3.46)$$

$$C^* = \beta \cdot \left[1 - \left(\frac{k_s}{h} \right)^n \right] \frac{\tau_w}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot h} \cdot \frac{V}{\omega_s} \quad (3.47)$$

avec β le coefficient de la loi de capacité de transport, τ_w est la contrainte de cisaillement du mur, V la vitesse, k_s la hauteur caractéristique de rugosité (équivalent sable) et h la hauteur d'eau.

Celik et Rodi (1991) considèrent que l'équation (3.46) ne tient aucunement compte de la rugosité du fond qui peut être importante dans le cas des écoulements en rivière et en eau peu profonde. Dès lors, après calage, Celik et Rodi (1991) recommandent de prendre les valeurs empiriques $\beta = 0,034$ et $n = 0,06$.

Chapitre 4

Bassin rectangulaire

Le but du présent chapitre est de valider le développement théorique apporté sur la modélisation de la turbulence des termes de diffusivité sédimentaire. Pour cette validation, nous nous basons sur une expérience réalisée en laboratoire qui a été rappelée à la section 2.1 du Chapitre 2. De plus, le logiciel WOLF 2D est utilisé pour résoudre numériquement les différentes équations rappelées ou développées dans la section 3.2 du Chapitre 3.

Ce chapitre s'organise de la manière suivante.

Tout d'abord, nous étudierons la solution hydrodynamique convergée.

Ensuite, nous présenterons une simulation avec transport sédimentaire dont les paramètres ont une signification théorique, expérimentale ou empirique.

De la même manière, nous réaliserons une analyse de sensibilité sur les différents paramètres pouvant influencer les résultats.

Enfin, nous réalisons un calage des paramètres pour coller au mieux à l'expérience.

Remarque : Nous comparons les résultats obtenus avec d'autres modèles de turbulence algébriques à savoir Fisher et Smagorinsky.

4.1 Préambules

Afin d'établir un comparaison avec les résultats expérimentaux, nous réalisons les coupes aux mêmes situations que les mesures expérimentales (Figure 4.1). Remarquons que au niveau du canal d'amenée et de sortie, il y a une mesure tous les 25 cm selon l'axe X.

De plus, nous reportons ci-dessous les différents paramètres utilisés lors de la résolution. Nous marquons entre parenthèse s'ils sont variables ou fixes.

- **Type de modélisation de la turbulence :** $k - \varepsilon$ à deux équations supplémentaires.
- **Schéma d'intégration temporel :** Runge-Kuta 31. (*Fixe au cours des simulations*)
- **Nombre de courant :** 0,5. (*Fixe*)
- **Maillage :** $\Delta x = \Delta y = 0,025\text{ m}$.
- **Type de limiteur aux frontières des volumes finis :** Méthode min - mod. (*Fixe*)

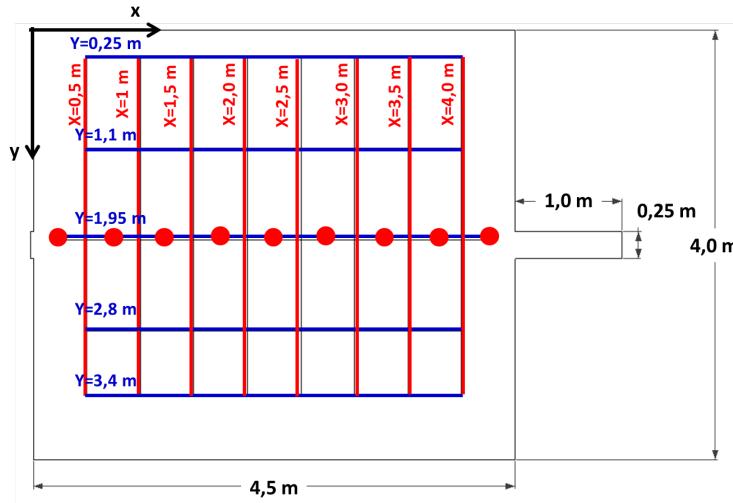


FIGURE 4.1 – Emplacement des mesures réalisées en laboratoire.

- **Type de reconstruction interne :** Linéaire. (*Fixe*)
- **Porosité :** Nous décidons de prendre la valeur mesure en laboratoire qui est entre 0,6 et 0,8 selon Camnasio (N. D.). (*Variable*)
- **Diamètre de grain :** Le logiciel de calcul volumes finis WOLF 2D ne prend en compte qu'un seul diamètre de sédiments. Nous utilisons la formule de Cheng (1997) pour la vitesse de chute des particules solides. (*Variable*)
- **Masse volumique :** Nous prendrons la valeur donnée dans Camnasio *et al.* (2013) de 1500 kg/m³. (*Fixe*)
- **Frottement du fond :** La valeur de référence est de 0 m (fond lisse) sauf si le contraire est explicité. (*Fixe*)
- **Frottement latérale :** Nous décidons de prendre une valeur de 0,001 m. (*Fixe*)
- **Coefficient de la loi de transport β :** Nous prenons la valeur de référence de 0,034 (Celik et Rodi, 1991). (*Variable*)
- **Coefficient d'adaptation α_{adap} :** Nous prenons la valeur des valeurs comprises entre 0,25 et 2 afin de vérifier les conclusions 1D($\alpha_{adap} \in [0,25 ; 2]$) qui part d'une érosion jusqu'à une déposition extrême (Chapitre 2). (*Variable*)

4.2 Hydrodynamique

Analogiquement à la démarche réalisée lors de l'expérience en laboratoire, il est important de réaliser une convergence des hauteurs et du champ de vitesse sans transport solide. De plus, il est bien évident que si le débit entrant dans le réservoir est parfaitement symétrique, le résultat le sera également. Dès lors, nous imposons la condition au limite de débit liquide amont de manière trapézoïdale (Écart de $\pm 5\%$ par rapport à la valeur normale). De cette manière, il existe une

asymétrie numérique qui peut être amplifiée ou non et le débit entrant total est conservé.

Pratiquement, nous considérons que le champs de vitesse a convergé lorsque la différence entre un pas et le pas précédent est négligeable. Nous ne reportons les résultats que pour le modèle $k - \varepsilon$. La même démarche a été suivie pour les modèles de turbulence algébriques.

4.2.1 Modèle $k - \varepsilon$

Pour le modèle $k - \varepsilon$, nous trouvons le champ de vitesse reporté à la Figure 4.2. Comme présenté à la section 2.1 de la revue de la littérature, le champ de vitesse est bien symétrique de type S0 avec un jet central avec des circulations latérales. Nous reportons à la Figure 4.3 l'évolution de la vitesse absolue dans la maille (84,85) (Référencée au centre de gravité du rectangle).

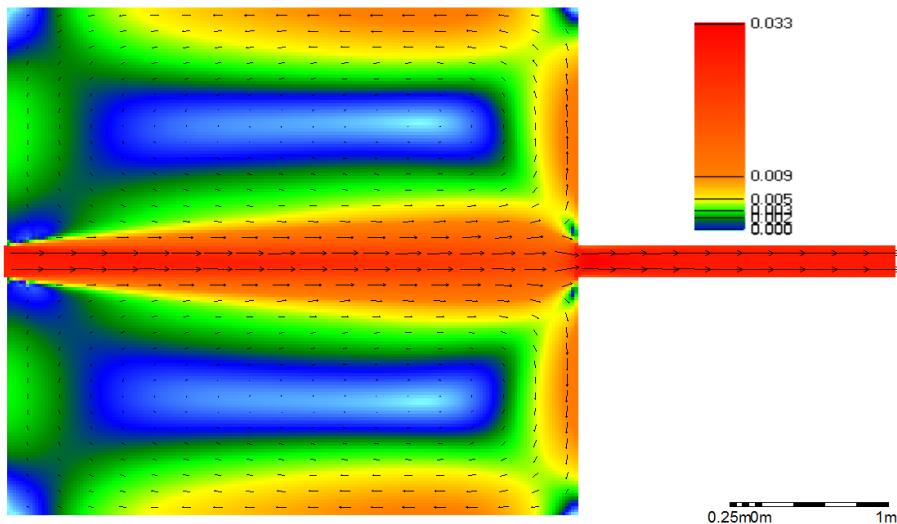


FIGURE 4.2 – Module de vitesse q [m^2/s] - Turbulance $k - \varepsilon$.

4.2.2 Modèle de Fischer et de Smagorinsky

Comme rappelé dans le Chapitre 3, le modèle de Fischer est un modèle algébrique de turbulence émettant l'hypothèse que le coefficient de turbulence est proportionnelle à la vitesse de friction. Pour la comparaison, nous prenons le coefficient de Fischer $\alpha_F = 1$. Il a été démontré que ce modèle était moins enclin à représenter le champ de vitesse dans cette configuration de bassin rectangulaire (Camnasio *et al.*, 2013). Nous représentons tout de même à la Figure 4.4 une coupe au niveau de l'abscisse $X = 2 m$.

De la même manière, nous reportons à la Figure 4.4 une comparaison avec la valeur moyennée sur 300 secondes le résultat obtenu via le modèle de Smagorinski. Pour rappel, ce modèle de turbulence reproduit les turbulences à grandes échelles en supposant que le coefficient de turbulence est proportionnel au gradient de vitesse. Pour la comparaison, nous prenons le coefficient de Smagorinsky $\alpha_S = 0,2$.

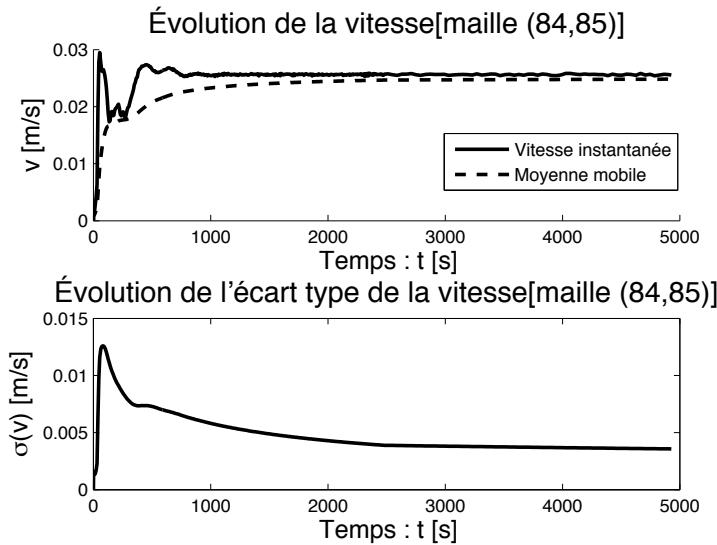


FIGURE 4.3 – Évolution de la vitesse absolue au centre de gravité du rectangle.

Remarque : Nous prenons une valeur moyenne des vitesses sur une période de 300 secondes car le développement réalisé par Smagorinsky n'emploie pas la décomposition d'une moyenne de Reynolds comme dans le développement présenté à la section 3.2.2.2 du Chapitre 3. En effet, les modèles LES *Large Eddy Simulation* ne traite les fluctuations qu'à très hautes fréquences.

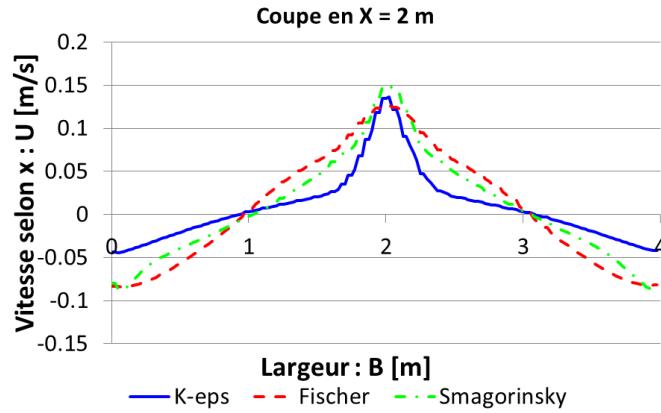


FIGURE 4.4 – Comparaison entre les différents modèles de turbulence.

Par la Figure 4.4, nous remarquons à nouveau que le champ de vitesse est symétrique et de type S0. En effet, pour tous les modèles de turbulence, la coupe en $X = 2$ m montre une partie centrale avec un jet rectiligne important et des recirculations symétriques au niveau des parois latérales. Cependant, nous remarquons que le jet central, calculé avec le modèle $k - \varepsilon$, s'étale moins sur la largeur du bassin. Par Camnasio *et al.* (2013), nous savons que ce profil de vitesse est le plus proche de la réalité. À l'autre extrême, le modèle de turbulence de Fischer prédit un étalement plus

important du jet central. Enfin, le modèle de turbulence de Smagorinsky est plus précis en partie centrale comme le modèle $k - \varepsilon$ mais est plus proche du modèle de Fischer sur les parois extérieures. Il paraît être un modèle intermédiaire entre les deux modèles de Fischer et $k - \varepsilon$.

4.3 Séquentiel

4.3.1 Paramètres théoriques

Avant tout autre chose, une première simulation est lancée afin de regarder dans quelle mesure le modèle peut représenter l'expérience en laboratoire. Nous décidons de réaliser cette simulation avec les paramètres variables définis dans la Table 4.1.

Porosité: p	0,7
Diamètre de grains: d	100 μm
Coefficient adaptation: α_{adap}	0,25
Coefficient loi de transport : β	0,034
Frottement latéral : n_{lat}	0,001 m
Frottement du fond : n_{fond}	0 m (lisse)

TABLE 4.1 – Paramètres utilisés - Première simulation.

Les dépôts obtenus par la simulation numérique sont reportés à la Figure 4.5. La présence présence des recirculations symétriques se voit très clairement. En effet, Figure 4.5, nous pouvons observer un dépôt plus ou moins important au niveau des parois latérales.

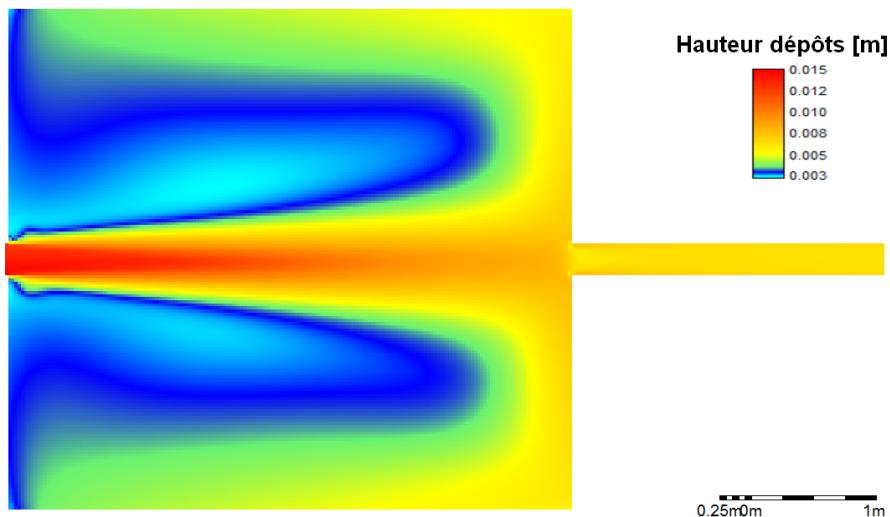


FIGURE 4.5 – Dépôts après 2 d'expérience.

Dans le but de réaliser une comparaison claire entre les résultats obtenus et les relevés expérimentaux, nous reproduisons aux Figures 4.6 et 4.7 les différentes coupes selon l'axe X et l'axe

Y.

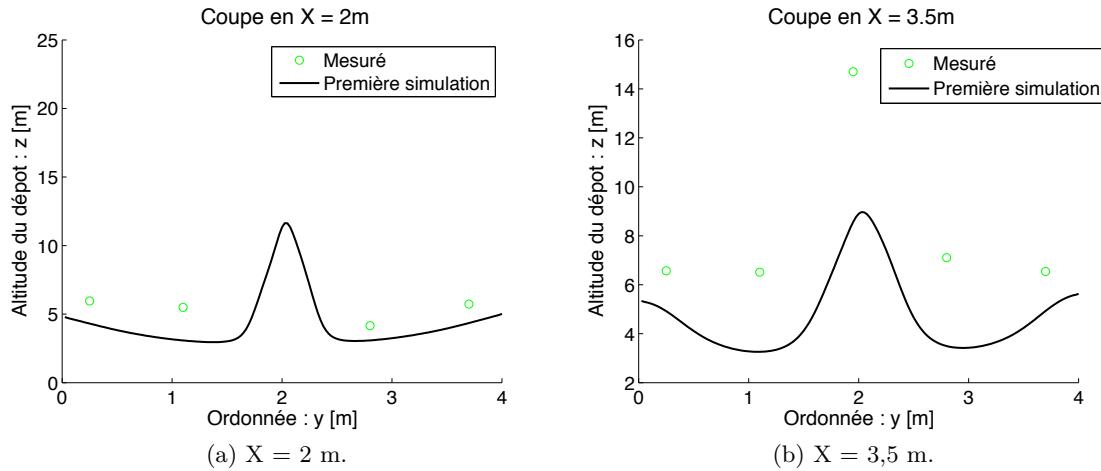


FIGURE 4.6 – Coupes X - Paramètres théoriques.

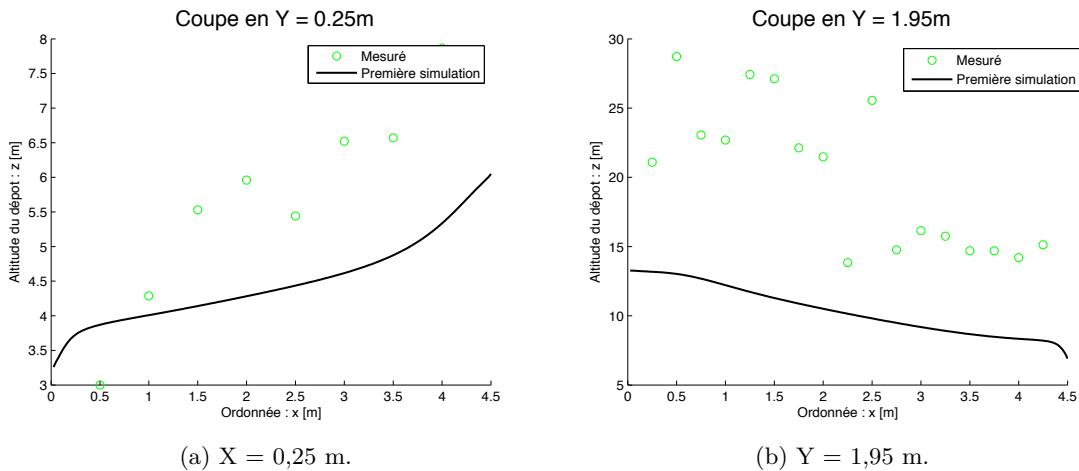


FIGURE 4.7 – Coupes Y - Paramètres théoriques.

Nous remarquons sur les différentes courbes, qu'en règle générale, la hauteur des dépôts est sous estimée. Cependant, nous pouvons remarquer que l'allure des coupes de dépôts semble correcte. Par conséquent, il semble tout à fait judicieux de réaliser une analyse de sensibilité sur les différents paramètres variables. En effet, ce type d'analyse, avec des intervalles de valeurs importants, nous renseigne sur l'influence réelle de ces différents paramètres. Au final, nous pourrons réaliser soit un calage des différents paramètres (tout en sachant que ceux-ci n'ont pas tous la même nature) soit appliquer des valeurs théoriques et expérimentales prises dans l'intervalle de données.

Dès à présent, des paramètres comme la porosité et le coefficient d'adapation nous semblent appropriés pour être modifiés dans le cadre d'une meilleure reproduction de l'expérience. En effet,

la nature de ces paramètres est empirique pour le coefficient d'adaptation mais expérimentale pour la porosité.

4.3.2 Analyse de sensibilité des paramètres

L'analyse de sensibilité se concentre sur les paramètres suivants :

- La porosité des sédiments. Nous allons la faire varier de 0,4 à 0,8.
- Le diamètre de grains. En effet, le logiciel de calcul WOLF 2D ne tient compte que d'un seul diamètre, il est donc important de connaître l'effet du choix d'un diamètre à la place d'un autre pour la réalisation des simulations. Les valeurs testées sur le modèle sont $d_{50} = 80 \mu\text{m}$, $d_m = 100 \mu\text{m}$ et $d_{75} = 152 \mu\text{m}$.
- Le coefficient empirique de la loi de capacité de transport β : Celik et Rodi (1991) ont démontré que le coefficient β prenait une valeur de 0,034. Pour en étudier la sensibilité, nous prenons une valeur double et une valeur moitié soit 0,068 et 0,017.
- Le coefficient d'adaptation α_{adap} : Ce coefficient établit le déséquilibre entre la capacité de transport et la concentration. Nous choisissons comme valeur de départ 1. Nous choisissons de faire varier cette valeur de 0,5 à 2.

Il est important de remarquer que ces paramètres n'ont ni la même nature ni la même importance. En effet, les paramètres tels que la porosité et le diamètre de grains sont, normalement, connus lors des différentes mesures en laboratoire. Au contraire, le paramètre α_{adap} est un coefficient empirique à venir caler au cas par cas selon les conditions étudiées alors que le coefficient β est empirique mais semble prendre le rôle d'une constante.

Nous faisons varier les différents paramètres de manière indépendante afin de comparer les différences dans les résultats obtenus par rapport à une simulation de base.

Remarque : Toutes les comparaisons de dépôts sont réalisées après 1 heure d'expérience.

4.3.2.1 Variation de porosité

Nous reportons à la Table 4.2, les différentes caractéristiques de l'étude de la variation de la porosité sur la déposition des sédiments dans le réservoir rectangulaire. Nous représentons à la Figure 4.8 et 4.9 les différentes coupes réalisées respectivement selon les abscisses ou les ordonnées.

Nom de la simulation	Porosité	$d [\mu\text{m}]$	β	α_{adap}
Porosité 0,4	0,4	100	0,034	1
Base	0,6	100	0,034	1
Porosité 0,6	0,8	100	0,034	1

TABLE 4.2 – Variation de la porosité.

Les conclusions sur la variation de porosité sont les suivantes :

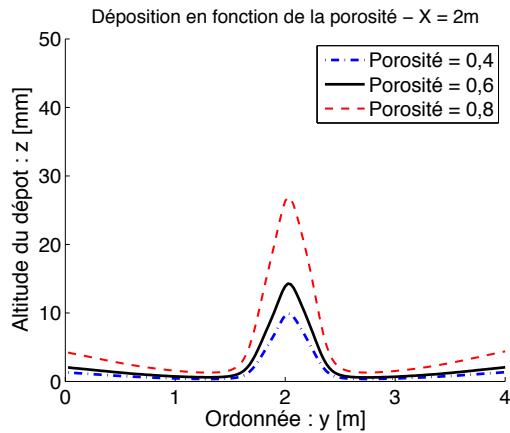


Figure 4.8: Variation de la porosité - Coupes selon X.

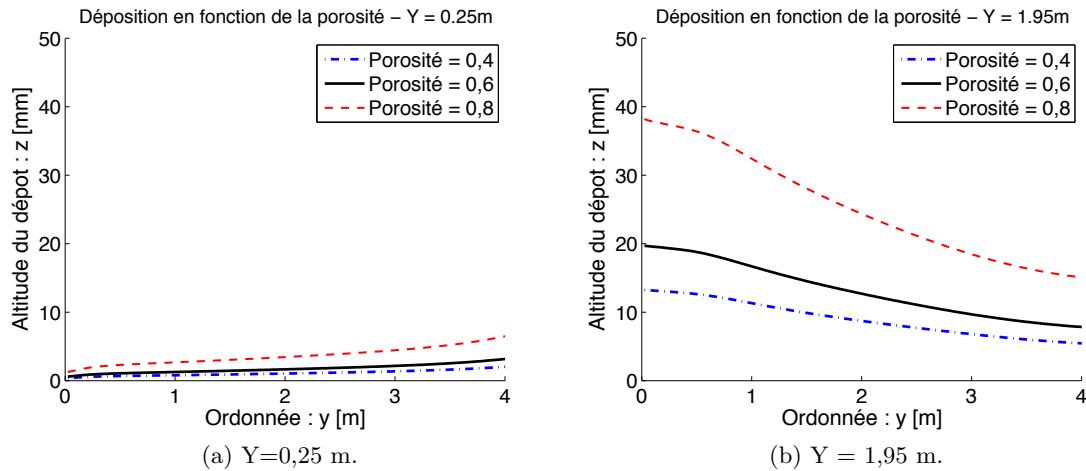


Figure 4.9: Variation de la porosité - Coupes selon Y.

1. Comme nous pouvions nous y attendre, la principale conséquence de l'augmentation de la porosité est l'augmentation du dépôt au centre et sur les côtés. De la même manière, le dépôt est plus élevé sur la longueur du bassin. Le volume de transport solide déposé augmente logiquement lorsque la porosité augmente (Table 4.3).
2. Nous pouvons aussi remarquer, qu'en partie centrale, l'augmentation de la porosité de 33% a pour conséquence une augmentation de 100% de la hauteur des dépôts. D'un autre côté, une diminution de 33% de la porosité résulte en une diminution de la hauteur des dépôts de 33%. L'augmentation/diminution de la porosité n'a donc pas d'effet symétrique. Ceci semble se confirmer sur les côtés du réservoir (Coupe $Y = 0,25 \text{ m}$) et sur le volume de sédiments présent dans le réservoir.
3. Par ailleurs, il est important de ne tirer aucune conclusion hâtive. Sur l'évolution du *trap efficiency* du à l'augmentation/diminution de la porosité. En effet, après un examen plus

approfondi, nous remarquons que la masse piégée par le bassin rectangulaire est constante. En effet, le TE reste à peu près constant en passant de 59% pour une porosité élevée (0,8) à 57% pour une porosité faible.

$p = 0,4$	$p = 0,6$	$p = 0,8$
$3,20 \times 10^{-2} m^3$	$4,91 \times 10^{-2} m^3$	$9,94 \times 10^{-2} m^3$

TABLE 4.3 – Variation de la porosité - Volume de sédiments piégés.

4.3.2.2 Variation du diamètre de grain

Nous reportons à la Table 4.4, les différentes caractéristiques de l'étude de la variation de la porosité sur la déposition des sédiments dans le réservoir rectangulaire. Nous représentons à la Figure 4.10 les différentes coupes réalisées selon différentes abscisses mesurées et à la Figure 4.11 les différentes coupes réalisées selon les différentes ordonnées.

Le diamètre de grain influence surtout la vitesse de chute des sédiments. Pour le type de sédiments étudiés (Noix cassée), une variation de +50% (-11%) de diamètre entraîne selon Cheng (1997), une variation de +115% (-20 %) de la vitesse de chute.

Nom de la simulation	Porosité	$d [\mu m]$	β	α_{adap}
Diamètre $89 \mu m$	0,6	89	0,034	1
Base	0,6	100	0,034	1
Diamètre $152 \mu m$	0,6	152	0,034	1

TABLE 4.4 – Variation de la porosité.

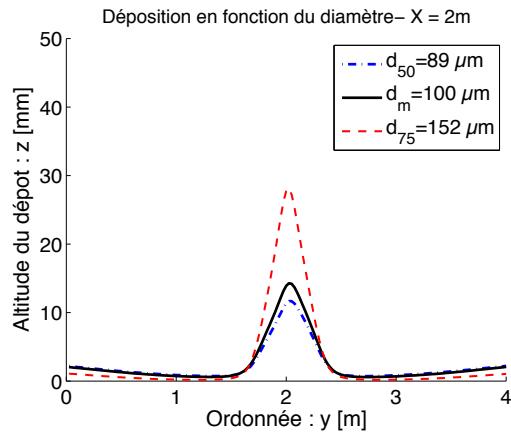


Figure 4.10: Variation du diamètre de grain- Coupe selon X.

Nous constatons :

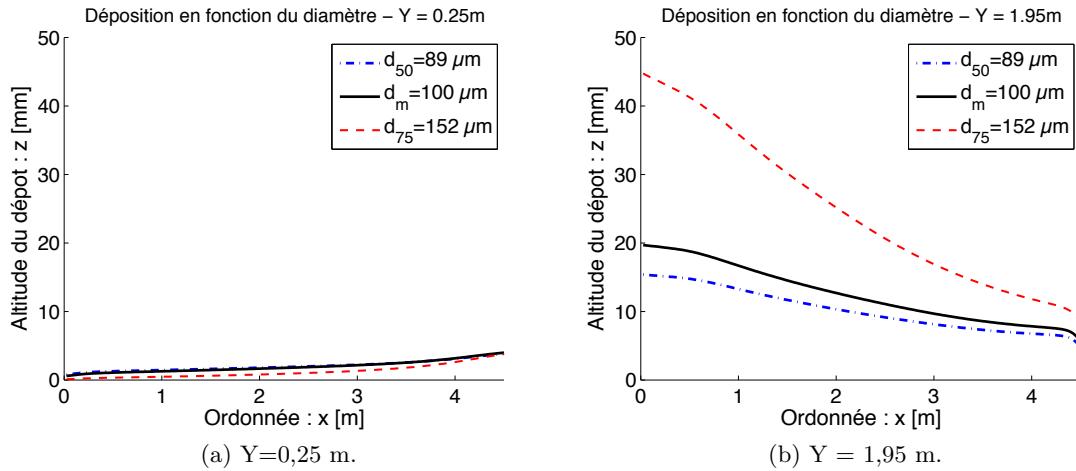


Figure 4.11: Variation du diamètre de grain - Coupes selon Y.

1. L'augmentation de la vitesse de chute des sédiments résultent en une augmentation de la taille des dépôts. Cependant, il est important de remarquer que cette augmentation n'est pas uniforme sur la longueur du bassin rectangulaire (Figure 4.11). Logiquement, cette augmentation de dépôts est plus importante au niveau du canal amont.
2. Par ailleurs, cette augmentation de vitesse de chute réduit la hauteur des dépôts sur les parties latérales du bassin rectangulaires (Figure 4.10).
3. Dans ce cas-ci, l'augmentation de diamètre de sédiments influence plus la valeur du TE. La valeur de celui-ci passe, effectivement, de 55 % pour le diamètre médian à 71% pour le diamètre percentile 75%. Ce résultat est tout à fait logique puisque, physiquement, les particules solides ont tendance à sédimentier plus vite vu leur masse supérieure.

Ces deux constatations sont expliqués comme suit. Physiquement, une plus grande proportion des particules solides sédimentent à l'entrée du réservoir vu que celles-ci sont plus "lourdes". Numériquement, la vitesse de chute augmente le terme $E - D$. Dès lors, la déposition est légèrement plus importante sur l'entier du réservoir. Ainsi, nous reportons à la Table 4.5 les volumes de dépôts correspondant aux différents diamètres étudiés.

$d_{50} = 89 \mu\text{m}$	$d_m = 100 \mu\text{m}$	$d_{75} = 152 \mu\text{m}$
$4,59 \times 10^{-2} \text{ m}^3$	$4,91 \times 10^{-2} \text{ m}^3$	$5,99 \times 10^{-2} \text{ m}^3$

TABLE 4.5 – Variation du diamètre de grain - Volume de sédiments piégés.

4.3.2.3 Variation du coefficient β de la loi de transport

Nous reportons à la Table 4.6, les différentes caractéristiques de l'étude de la variation du coefficient β de la loi de transport sur la déposition des sédiments dans le réservoir rectangulaire.

Nous représentons à la Figure 4.12 les différentes coupes réalisées selon différentes abscisses mesurées et à la Figure 4.13 les différentes coupes réalisées selon les différentes ordonnées.

Nom de la simulation	Porosité	$d [\mu\text{m}]$	β	α_{adap}
$\beta = 0,017$	0,6	100	0,017	1
Base	0,6	100	0,034	1
$\beta = 0,068$	0,6	100	0,068	1

TABLE 4.6 – Variation de la porosité.

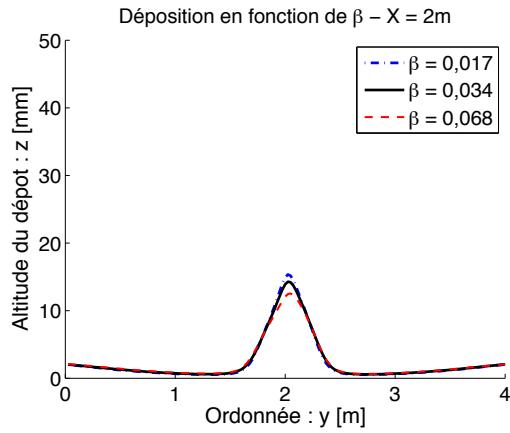


Figure 4.12: Variation de β - Coupes selon X.

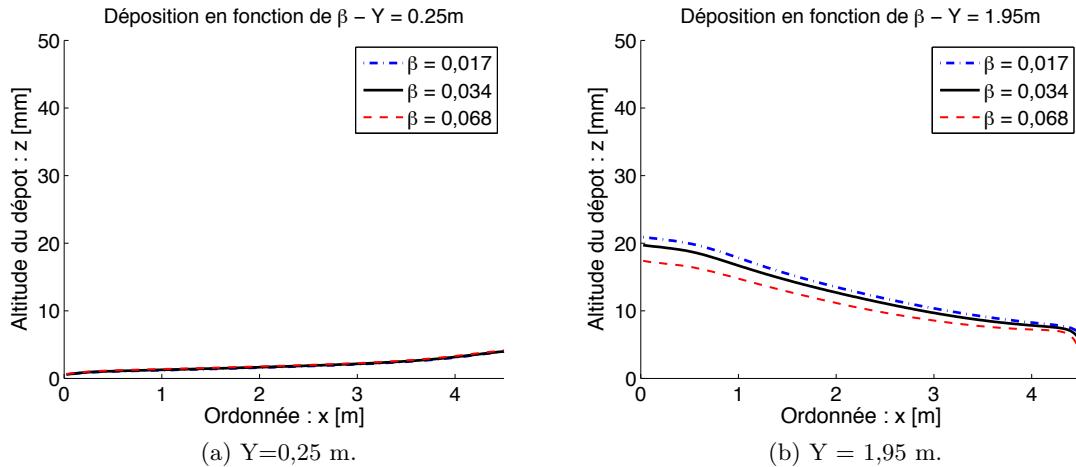


Figure 4.13: Variation de β - Coupes selon Y.

Par les différentes coupes représentées à la Figure 4.12 et 4.13, nous pouvons conclure que le fait de doubler ou de diviser par deux le coefficient β a très peu d'influence sur la hauteur du dépôt

central ou latéral et, par conséquent, sur le volume total de sédiment piégés (Table 4.7). Dès lors, nous conserverons la valeur de référence soit 0,0034 dans la suite de ce rapport.

$\beta = 0,017$	$\beta = 0,034$	$\beta = 0,068$
$4,86 \times 10^{-2} m^3$	$4,91 \times 10^{-2} m^3$	$4,91 \times 10^{-2} m^3$

TABLE 4.7 – Variation de β - Volume de sédiments piégés.

4.3.2.4 Variation du coefficient d'adaptation α_{adap}

Nous reportons à la Table 4.8, les différentes caractéristiques de l'étude de la variation du coefficient d'adaptation sur la déposition des sédiments dans le réservoir rectangulaire. Nous représentons à la Figure 4.14 et 4.15 les différentes coupes réalisées respectivement selon les abscisses ou les ordonnées.

Nom de la simulation	Porosité	$d [\mu m]$	β	α_{adap}
$\alpha_{adap} = 0,5$	0,6	100	0,034	0,5
Base	0,6	100	0,034	1
$\alpha_{adap} = 2$	0,6	100	0,034	2

TABLE 4.8 – Variation de α .

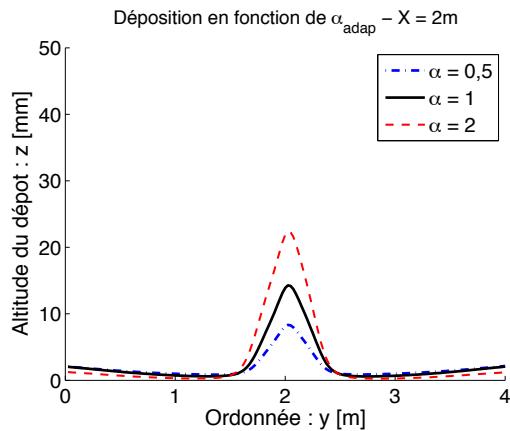
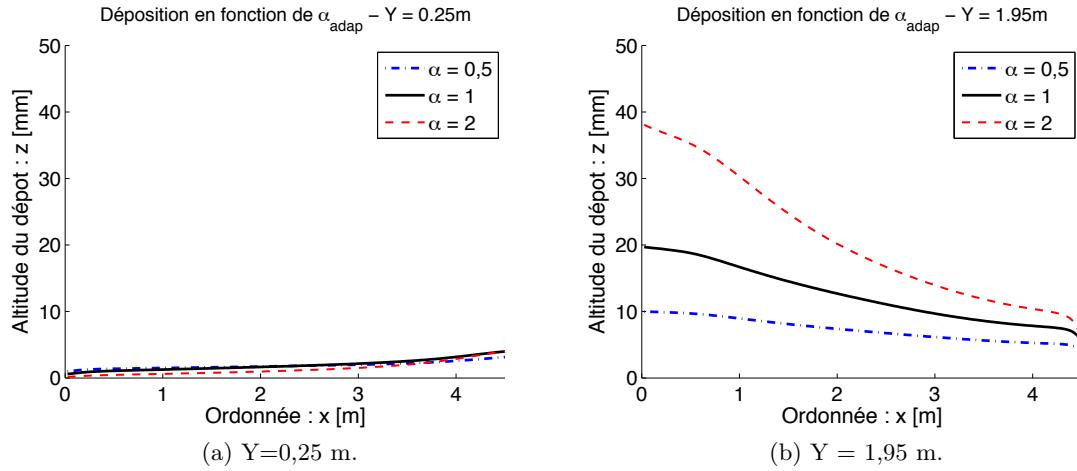


Figure 4.14: Variation de α - Coupes selon X.

Nous constatons :

1. Le coefficient d'adaptation a une très grande influence sur le dépôt en partie centrale. Une diminution du coefficient d'adaptation aplatisit la variation du dépôt en partie centrale (Figure 3.2.2.4).
2. Comme nous pouvons le remarquer à la Figure 4.14, l'influence du coefficient d'adaptation est faible au niveau des dépôts latéraux.

Figure 4.15: Variation de α - Coupes selon Y .

$\alpha = 0,5$	$\alpha = 1$	$\alpha = 2$
$3,82 \times 10^{-2} \text{ m}^3$	$4,91 \times 10^{-2} \text{ m}^3$	$5,92 \times 10^{-2} \text{ m}^3$

TABLE 4.9 – Variation de β - Volume de sédiments piégés.

4.3.3 Représentation de l'expérience

Suite à la première simulation réalisée à la section 4.3.1 et l'analyse de sensibilité, nous avons décidé de faire varier les paramètres de porosité et le coefficient d'adaptation. Cependant, nous voulons garder des valeurs données par la théorie 1D. Nous avons, de ce fait, réalisé les simulations représentées à la Table 4.10.

Nom de la simulation	Porosité	$d [\mu\text{m}]$	β	α_{adap}
Première simulation	0,7	100	0,034	0,25
Modification 1	0,8	100	0,034	0,25
Modification 2	0,7	100	0,034	0,5
Modification 3	0,8	100	0,034	0,5

TABLE 4.10 – Simulations modifiées.

Comme pour l'analyse de sensibilité, nous reportons une coupe selon X et deux coupes selon Y pour la comparaison après une durée d'expérience de **deux heures**.

Pour rappel, les paramètres choisis pour les différentes modifications apportées à la simulation de base ont tous une signification théorique, empirique ou expérimentale. Par les Figures 4.16 et 4.17, nous pouvons remarquer que ces différentes modifications ne sont pas aberrantes avec les résultats expérimentaux.

Nous pouvons constater plusieurs choses. Tout d'abord, sur la coupe en $X = 2\text{ m}$, nous remar-

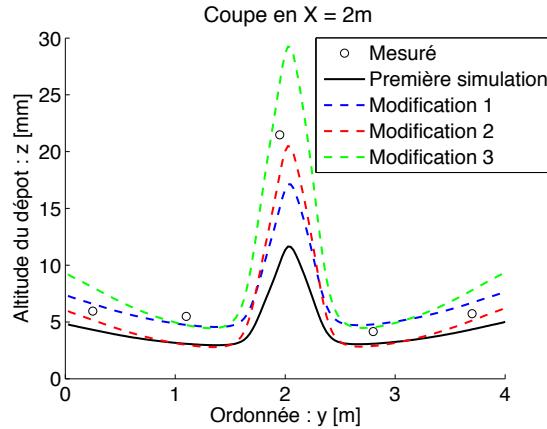


Figure 4.16: Représentation de l’expérience (modification) - Coupes selon X.

quons que les dépôts extérieurs sont bien approchés par les modifications de porosité (modifications 1 et 3). Au centre, l’augmentation du coefficient d’adaptation α_{adap} pour une porosité de 0,8 entraîne une surestimation de des dépôts. La modification 2, quant à elle, approche de manière satisfaisante le dépôt centrale mais sous-estime les dépôts au niveau des ordonnées $Y = 1,1\text{ m}$ et $Y = 2,8\text{ m}$. Ces différentes constatations semblent être confirmées par les coupes réalisées selon les ordonnées 0,25 , 1,1 et 1,95 m.

Cependant, dans le but d’utiliser un critère objectif pour représenter la meilleure solution obtenue, nous décidons d’utiliser la définition de l’erreur absolue moyenne reportée en (4.1). Les résultats sont reportés dans la Table 4.11.

$$e_{modélisation} [\text{mm}] = \frac{1}{n_{mesurés}} \cdot \sum_i^{n_{mesurés}} (z_{simulé,i} - z_{mesuré,i}) \quad (4.1)$$

Nom de la simulation	$e_{modélisation} [\text{mm}]$
Première simulation	4,5
Modification 1	2,5
Modification 2	1,9
Modification 3	3,7

TABLE 4.11 – Simulations modifiées.

Comme nous l’avions pressenti, les modifications 1 et 2 semblent être les meilleures simulations lancées. Dès lors, une piste pour coller mieux aux résultats expérimentaux serait de prendre une valeur de coefficient d’adaptation intermédiaire (de l’ordre de 0,3 – 0,4) et une porosité comprise entre 0,7 et 0,8. Le coefficient d’adaptation correspondrait à un phénomène physique entre la déposition extrême et la déposition modérée.

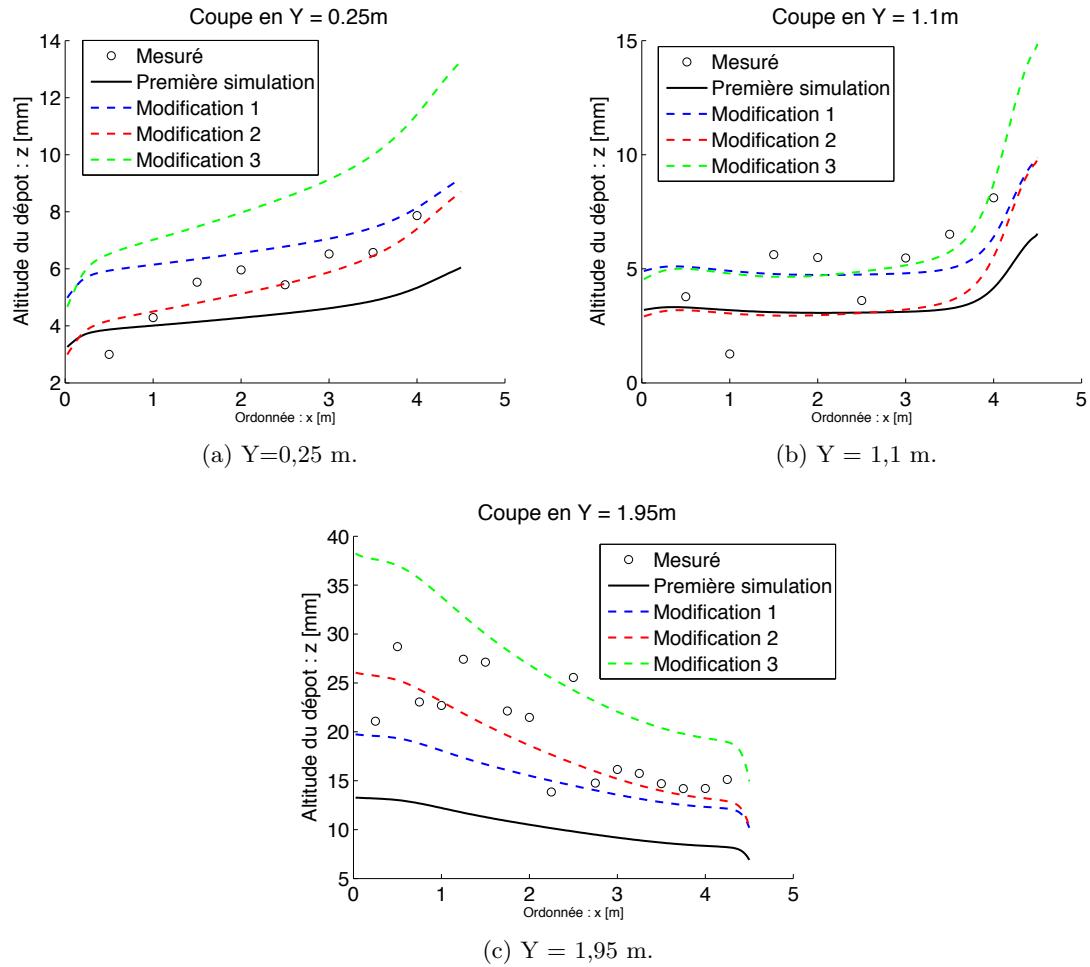


Figure 4.17: Représentation de l'expérience (modification)- Coupes selon Y .

4.3.4 Comparaison avec les autres modèles de turbulence

Comme pour l'hydrodynamique, nous comparons les différents dépôts suivants les modèles de turbulences. Comme semble nous le montrer les résultats de la Table 4.11, les simulations s'approchant le plus des résultats expérimentaux sont les modifications 1 et 2. Nous représentons que ces simulations pour la comparaison aux Figures 4.18 et 4.19 pour la comparaison après deux heures d'expérience pour le modèle de Fischer. La Figure 4.20 représente la comparaison entre les modèles $k - \varepsilon$ et le modèle de Smagorinsky après une heure et vingt minutes de simulation.

Par les Figures 4.18 et 4.19, remarquons que les simulations $k - \varepsilon$ modification 1 et 2 représentent mieux, que le modèle de Fischer, la physique et la logique de l'expérience malgré le fait qu'elles ne soient, comme nous l'avons vu à la section précédente, tout à fait optimale. Toutefois, les paramètres utilisés pour la simulation avec Fischer ont été repris du calage de Camnasio (N. D.) et sont reportés à la Table 4.12.

Par la coupe en $X = 2\text{m}$, nous constatons que la forme de la section mesurée s'apparente

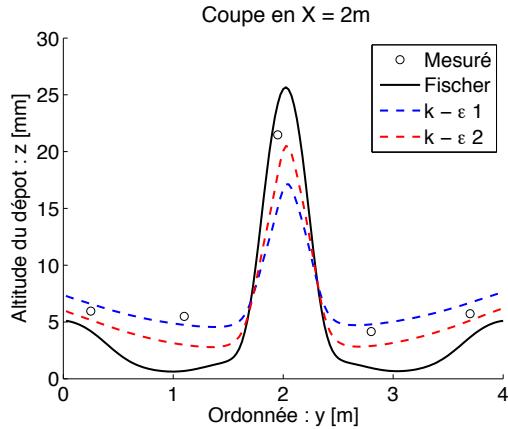


Figure 4.18: Représentation de l'expérience (modification) - Coupes selon X.

	Coefficient de turbulence	α_{adap}	Porosité	$\sigma_{Schmidt}$
Fischer	$\alpha_F = 1$	1	0.6	1
Smagorinsky	$\alpha_S = 0,2$	0.25	0.8	1
$k - \varepsilon$ - modification 1	/	0.25	0.8	1
$k - \varepsilon$ - modification 2	/	0.5	0.7	1

TABLE 4.12 – Paramètres utilisés.

plus à celle des simulations de type $k - \varepsilon$ que celle obtenue par Fischer. En effet, cette dernière semble sous-estimer les dépôts des ordonnées $Y = 1\text{ m}$ et $Y = 3\text{ m}$ tout en ayant une hauteur de dépôt importante au droit des parois latérales. Ces différentes remarques sont confirmées par l'examen visuel des différentes coupes selon les ordonnées $Y = 0,25$, $Y = 1,1$ et $Y = 1,95\text{ m}$. Plus exactement, au niveau du centre du bassin rectangulaire ($Y = 1,95\text{ m}$), l'évolution du dépôt diminue rapidement de l'extrême aval vers la moitié du réservoir ce qui ne semble pas être le cas pour l'expérience ; cependant, cette diminution brusque est aussi influencée par la valeur élevé du α_{adap} pris lors de la simulation Semblablement, les évolutions sur les extérieures ($Y = 0,25$ et $Y = 1,1\text{ m}$) ne correspondent pas à celle de l'expérience avec un creux vers la moitié du réservoir.

Pour la modélisation au moyen du modèle de Smagorinsky (Figure 4.20), tout comme pour l'hydrodynamique, nous remarquons que les résultats sont intermédiaires entre le modèle de Fischer et les modèles $k - \varepsilon$. De plus, il est intéressant de remarquer que la hauteur du dépôt à l'amont ne change pas avec le modèle de turbulence choisi (entre le modèle $k - \varepsilon$ et Smagorinsky) pour de mêmes caractéristiques de porosité et de coefficient d'adaptation.

4.4 Conclusion

Cette présente section avait pour but de valider le développement du modèle de turbulence $k - \varepsilon$ pour l'équation de continuité des sédiments en suspension. En effet, une étude précédente

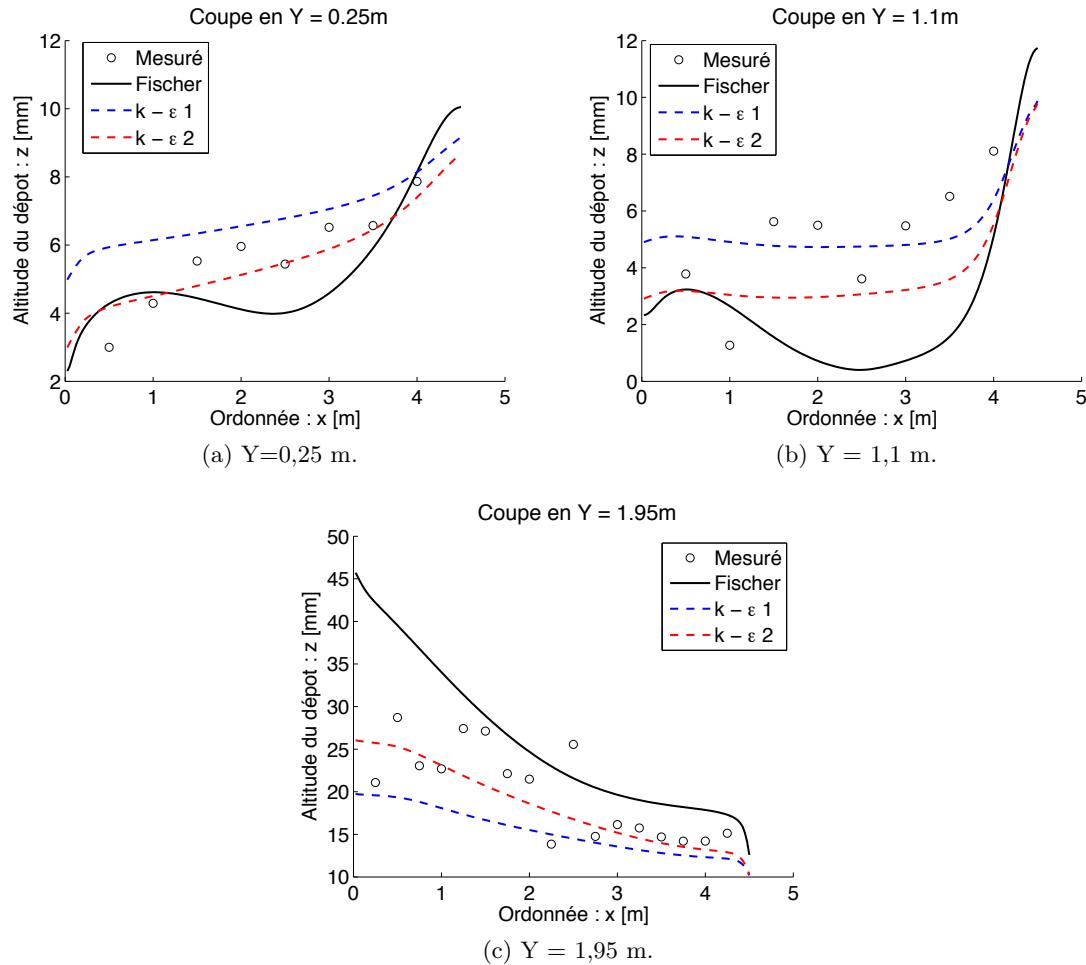


Figure 4.19: Représentation de l'expérience (modification)- Coupes selon Y.

réalisée par Camnasio *et al.* (2013) a démontré l'utilité de l'utilisation du modèle à deux équations supplémentaires $k - \varepsilon$ dans la reproduction du champ de vitesse dans les différentes configurations du bassin rectangulaire. Dès lors, nous avons réalisé la même démarche de développement réalisée par Erpicum (2006) dans le Chapitre 3 à la section 3.2.2.2.

Suivant les différents tests que nous avons réalisé en fonction de l'analyse de sensibilité dans cette section montrent que le modèle $k - \varepsilon$ semble représenter de manière assez précise la physique et la dynamique du dépôt dans le réservoir. De plus, nous nous sommes contentés d'utiliser des valeurs ayant une signification théorique, expérimentale et/ou empirique. Dès lors, un calage plus fin pourrait reproduire plus précisément les résultats de l'expérience.

À la fin de cette section, nous nous sommes intéressés à la comparaison avec divers modèles de turbulence, nous avons pu remarquer que le modèle de Fischer représente de manière moins précise (forme) les dépôts mesurés en laboratoire. Quant à la coupe transversale pour le modèle de Smagorinsky, elle paraît intermédiaire entre les modèles $k - \varepsilon$ et Fischer mais ne fournit pas assez

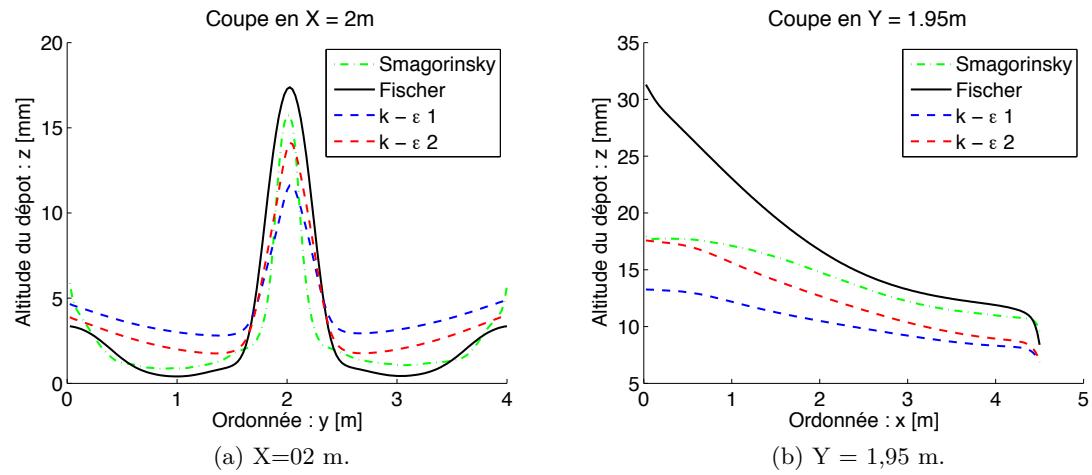


Figure 4.20: Comparaison Smagorinsky - Coupes à 1h20min

de dépôts aux ordonnées intermédiaires ($Y = 1\text{ m}$ et $Y = 3\text{ m}$).

Chapitre 5

Réservoir réel de Sidi Yacoub

5.1 Données disponibles

Cette section a pour but de montrer au lecteur les différentes données disponibles relatives au réservoir réel de Sidi Yacoub. Ces données ont plusieurs origines : tout d'abord, le carnet de relevé mensuel d'exploitation de Sidi Yacoub, utilisé par le gestionnaire, a été mis à notre disposition (Point 5.1.1) ; ensuite, deux cartes (une datant de 1986 et l'autre du relevé topographique ayant eu lieu en 2004) numérisées par Marc Binard¹ ; et enfin, des données acquises par deux stations de mesures à l'aval du barrage de Sidi Yacoub relevant la hauteur d'eau, les débits liquides et le transport solide.

5.1.1 Carnet de Relevé Mensuel d'exploitation de Sidi Yacoub

Les informations disponibles pour le réservoir de Sidi Yacoub s'étalent du 1^{er} Septembre 1990 au 31 Août 2010, soit vingt années de données complètes. Ces données sont fournies de manière journalière via un relevé d'altitude du plan d'eau. Par conséquent, les données de débits entrant et sortant ne seront connues que de manière journalière (Soit des volumes entrant ou sortant en 24 heures).

Il est important de faire remarquer au lecteur que les données ont été fournies sans explication ni sur la gestion de l'opérateur du barrage, ni sur les méthodes de mesure qu'il utilise. En conséquence, quelques points sont soumis à une discussion entraînant des suppositions et des hypothèses réalisées dans le but de poursuivre la démarche.

Comme on peut le voir à la Figure 5.1, le carnet de relevé mensuel s'organise de la manière suivante (de gauche à droite) :

- **Date du relevé :** Dans le cadre de ce travail, la date n'est utile que dans la distinction entre deux différentes saisons (humide et sèche).

1. Université de Liège, Département de Géographie / Plateforme GITAN.

- **Cote du plan d'eau :** h [m], altitude par rapport à la mer.
- **Surface du réservoir :** S [km²]. Cette surface est déduite d'une relation hauteur-surface pour le barrage de Sidi Yacoub (Section 5.1.2.2).
- **Volume d'eau du réservoir :** V_{eau} [hm³]. Ce volume est déduit, comme pour la surface du réservoir, à partir de la relation hauteur-volume pour le barrage de Sidi Yacoub (Section 5.1.2.2). À la date du 01/05/2005, suite au relevé topographique réalisé en Septembre 2004, il y a un changement de relation hauteur-Capacité. Dès lors, il y a une modification brusque du volume présent dans la réserve. Dans la présente étude, nous gardons la relation hauteur - capacité initiale. Le volume est donc le volume total du réservoir soit volume de sédiment + volume d'eau.
- **Le taux de remplissage du réservoir.** C'est donc le rapport entre le volume d'eau au temps t avec le volume maximum de la réserve.
- **L'affluent ou débit entrant dans le réservoir :** Q_{eau}^{IN} [hm³/j]. Pour plus d'explications quant à la détermination ce débit, se référer à la section 5.2.
- **Les lâchés :** Ceux-ci se décomposent en deux parties. La première est le débit prélevé au niveau de la prise d'eau. Ce volume journalier prélevé à la prise d'eau est utilisé en partie pour l'eau potable et en partie pour l'irrigation. La deuxième est le débit évacué par la vidange de fond. Ces deux débits sont exprimés en [hm³/j].
- **Les débits de fuites** en [hm³/j], évalués de manière constante par les gestionnaires du barrage de Sidi Yacoub.
- **Le volume correspondant à l'évaporation** en [hm³/j]. Le volume évaporé est calculé dans le Carnet de Relevé mensuel d'exploitation. Dans celui-ci, il est déduit à partir d'une épaisseur évaporée en tenant compte le cas échéant du volume de précipitations. Tout porte à croire que cette mesure est réalisée au moyen d'un bac d'évaporation de classe A. En effet, lors de la multiplication de l'épaisseur évaporée par la surface de relevé, le gestionnaire applique un coefficient correcteur de 0,7. Ce coefficient est du même ordre que celui utilisé dans Dumas *et al.* (2003).
- **Le défluent ou débit sortant du réservoir :** Q_{eau}^{OUT} [hm³/j]. Ce débit est la somme des trois derniers points.
- **La perte** qui est évaluée comme la somme entre l'évaporation et les fuites.
- Le relevé de l'épaisseur d'eau venant de la pluie.
- **L'évaporation** qui, en fait, tient compte de l'épaisseur évaporée et de l'eau tombée via la pluie.

D A T E	Cote m	Surface Km ²	Réserve Hm ³	Taux Remp %	Affluent Hm ³		LACHES EN HM ³		Fuites Hm ³	Evaporation Hm ³	Défluent Hm ³	UTILISATION DE L'EAU	Perte Hm ³	EVAPORATIONS									
							Positif	Négatif															
					Prise d'eau	Vidange de Fond																	
27	221.43	3.136	42.398	14.8	0.022	0	0	0	0.001	0.021	0.022	0	0.022	0	9.4	10950		10950					
28	221.43	3.136	42.398	14.8	0.019	0	0	0	0.001	0.018	0.019	0	0.019	0	8.1	9500		9500					
29	221.43	3.136	42.398	14.8	0.017	0	0	0	0.001	0.016	0.017	0	0.017	0	7.2	8400		8400					
30	221.43	3.136	42.398	14.8	0.016	0	0	0	0.001	0.015	0.016	0	0.016	0	7.0	8200		8200					
31	221.43	3.136	42.398	14.8	0.018	0	0	0	0.001	0.017	0.018	0	0.018	0	7.5	8800		8800					
A Dans le mois					0.325		0.866	-0.011	0.001	0	0.031	0.498	0.530	0.001	0.529	7.1	228.4						
B Depuis le 01/09/90					2.925		0.359	-0.342	2.195	0	0.030	0.717	2.942	2.220	0.722	0	318.6						
C Total au					31.10.90	-2.600		1.225	-0.353	2.196	0	0.061	1.215	3.472	2.221	1.251	7.1	547.0					

FIGURE 5.1 – Organisation du carnet de relevé mensuel d'exploitation du barrage de Sidi Yacoub.

A la section 5.2, nous mettrons en œuvre un modèle concentré spatialement. Ce modèle évalue

le débit entrant dans le réservoir durant la période du 1^{er} Septembre 1990 au 31 Aout 2010. La méthode utilisée dans ce rapport diffère de celle utilisée par le gestionnaire. De là, nous réaliserons une analyse critique de l'estimation des deux débits entrants dans le réservoir.

5.1.2 Topographie du réservoir

5.1.2.1 Relevés topographiques

Deux matrices de topographies sont à disposition.

La première a été à partir d'anciennes cartes algériennes avec une numérisation des différentes courbes de niveau pour reproduire la topographie du réservoir avant la construction du barrage (et de l'alluvionnement qui en découle). Au vu de la piètre qualité de ces cartes et du manque d'information (au nord et à l'ouest du réservoir) M. Binard, contacté par mail le 8 Avril 2013, m'a expliqué que cette matrice topographique avait été réalisée au mieux sans avoir une précision optimale.

Pour ce qui est de la deuxième carte, elle représente la situation du réservoir lors du relevé topographique réalisé en 2004 (Hydrodragage et C.T.Systems, 2004). Dès lors, cette carte est plus précise au vu de la richesse des informations disponibles.

On reporte à l'Annexe A les deux cartes disponibles.

5.1.2.2 Relations hauteur-capacité et hauteur-surface

Un des bus de l'étude est d'utiliser le logiciel de calcul WOLF 2D. Après avoir réalisé une étude approfondie des relevés topographiques disponibles, nous avons remarqué que les relations hauteur-capacité et hauteur-surface résultantes sont différentes que celles utilisées par le gestionnaire. Par conséquent, nous avons à disposition deux relations hauteur-capacité et hauteur-surface comme indiqué à la Figure 5.2. Il apparaît clairement que les relations venant de la numérisation des anciennes cartes (Section précédente) ne commencent qu'à l'altitude 200 m alors que l'altitude minimum des relations utilisées par l'opérateur comment à l'altitude 190 m.

- **Comparaison relations hauteur - Capacité :** Par la Figure 5.2a, il est à remarquer :
 - L'allure générale de la courbe ne change pas pour les deux relations h-V.
 - Pour une même altitude du plan d'eau, on sur-estime le volume total (eau + sédiment) présent dans le réservoir. Il est important de remarquer que pour une altitude inférieure à 210 m, le volume résultant de la relation h-V réel est plus important.
 - La discrétisation plus grossière réalisée dans WOLF 2D donne les mêmes résultats que ceux donnés par M.Binard. Ceci est logique vu que, lors de l'agglomération des mailles, on a pris l'altitude moyenne des autres mailles.
- **Comparaison relations hauteur - Surface :** Par la Figure 5.2b, il est à remarquer :
 - Visuellement, les relations hauteur-Aire du réservoir n'ont pas la même allure. Remarquons toutefois que les allures sont cohérentes.

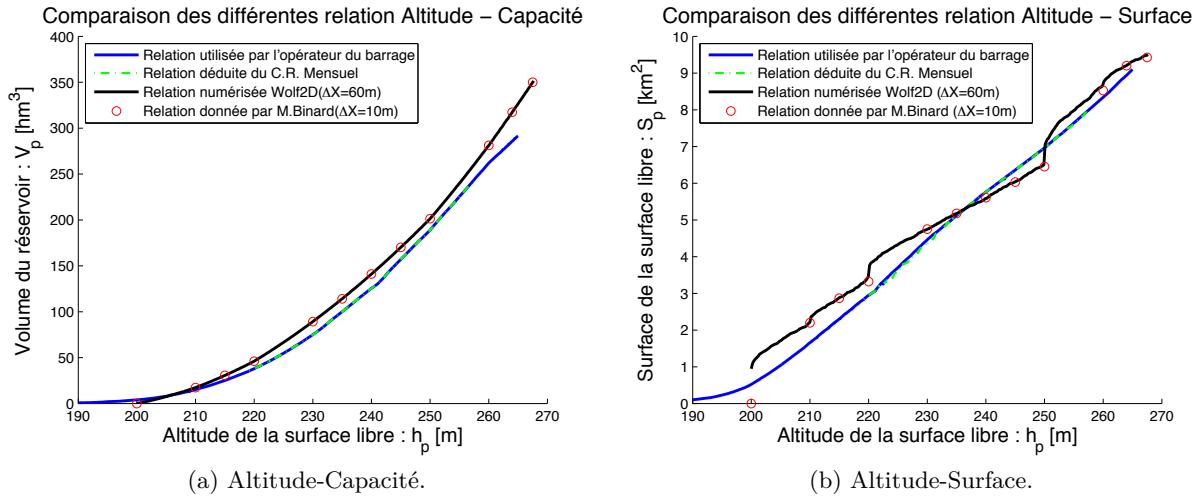


FIGURE 5.2 – Relation du réservoir de Sidi Yacoub.

- Comme attendu, la discréétisation provoque une plus grande différence entre la courbe réalisée à partir de la discréétisation la plus grossière (60m) et celle réalisée par la discréétisation fine réalisée par M. Binard.

Remarque : Pour les simulations réalisées par WOLF 2D, nous prendrons la topographie numérisée par M.Binard comme situation initiale au 01/09/1990. Nous pouvons justifier ce choix par le fait que dans la topographie réelle, pour une altitude de 200 m, la relation h - V donne un volume de 4 hm^3 . Ce volume correspond au volume de sédiments présent dans la réserve au 1^{er} Septembre 1990.

5.1.3 Évaluation du débit sédimentaire

Problématique générale Le problème de l'évaluation d'une relation entre le transport solide et le débit liquide est un problème récurrent dans le cadre de l'étude de la sédimentation dans les grands réservoirs.

Comme il a été dit précédemment, afin de pouvoir modéliser et évaluer le volume de débit entrant dans le réservoir, nous calculons une relation de puissance entre le débit solide et le débit liquide (équation (5.1)). Le problème de l'évaluation des deux paramètres de la loi de puissance est un problème rencontré pour les bassins versants du monde entier et particulièrement pour les pays du Maghreb où les problèmes d'érosion lors de crues et par conséquent d'apports de sédiments dans les réservoirs sont importants.

Remarquons que les données fournies par la station hydrométrique 012311 sont des données de particules sédimentaires solides transportées par suspension dans le cours d'eau. Comme expliqué dans Cherif *et al.* (2009), le relevé de la concentration en matière solide se fait via une bouteille (d'un demi-litre ou d'un litre de contenance). La situation de cette station hydrométrique est représentée

à la Figure 5.3

À ce stade, remarquons que la relation de puissance entre le débit liquide et solide va être calée à partir de mesures réalisées à l'aval du réservoir. Par conséquent, les conditions d'écoulement et de transport solide ne sont pas strictement représentative des conditions amonts. En outre, cette remarque est exacerbée par la présence de la confluence avec l'Oued Lag à l'amont de la station hydrométrique. La relation de puissance déterminée est, de ce fait, plus proche de celle de cet oued.

Sans modification, il y a peu de chance que la loi déterminée soit celle qui représente l'évaluation la plus correcte du transport sédimentaire en amont. Dans un premier temps, la relation trouvée a pour but d'éclairer la relation physique entre ces deux débits différents. En d'autres mots, il est important de savoir en premier lieu si le débit sédimentaire varie linéairement, par exposant deux en fonction du débit liquide.

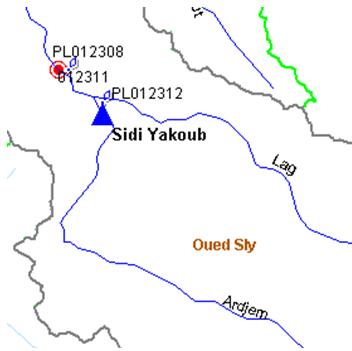


FIGURE 5.3 – Plan de localisation de la station hydrométrique (Source non connue).

Données choisies : Celles-ci sont les données des 8 plus grosses crues mesurées correctement entre le 1^{er} Janvier 1985 et le 19 mars 2010. On reporte dans le Tableau 5.1 les dates précises de ces crues, leurs débits de pointe liquide et solide. Il est important de remarquer qu'on ne se base pas uniquement sur les valeurs répertoriées dans le Tableau 5.1 mais bien sur l'ensemble des données récoltées durant les différentes crues.

Dates	$Q_{eau}^{max} [m^3/s]$	$Q_{sed}^{max} [kg/s]$
02/02/87 - 02/03/87	74,86	2009
06/02/94 - 10/02/94	71,58	4120
06/01/95 - 16/01/95	47,64	2064
03/03/95 - 06/03/95	86,24	8400
08/03/96 - 18/03/96	23,03	2219
20/04/97 - 26/04/97	36,8	3302
11/11/97 - 23/11/97	23,75	1598
07/01/03 - 13/01/03	32,4	2952

TABLE 5.1 – Répertoire des 8 plus grosses crues en aval du réservoir (01/01/85 - 19/03/10).

Détermination des paramètres de la loi de puissance : Soit la loi de puissance donnée en (5.1),

$$Q_{sed} = \alpha_p \cdot Q_{eau}^{\beta_p} \quad (5.1)$$

En utilisant l'ensemble des données de mesures $Q_{sed,i}$ et $Q_{eau,i}$ des 8 plus grosses crues (plus de 100 valeurs), nous écrivons en (5.2) pour toutes les données de mesures choisies l'erreur commise par la loi de puissance. Le but étant de minimiser cette erreur commise à l'aide de la loi des moindres carrés.

$$E(\ln \alpha_p, \beta_p) = \sum_i [\ln \alpha + \beta \ln (Q_{eau,i}) - \ln (Q_{sed,i})]^2 \quad (5.2)$$

Nous faisons l'hypothèse que cette fonction est convexe et qu'on peut minimiser l'erreur commise qu'en annulant les dérivées partielles des différents paramètres.

$$\begin{cases} \frac{\partial E}{\partial \ln \alpha_p} = 2 \sum_i [\ln \alpha_p + \beta_p \ln (Q_{eau,i}) - \ln (Q_{sed,i})] = 0 \\ \frac{\partial E}{\partial \beta_p} = 2 \sum_i [\ln \alpha_p + \beta_p \ln (Q_{eau,i}) - \ln (Q_{sed,i})] \ln (Q_{eau,i}) = 0 \end{cases} \quad (5.3)$$

On peut réécrire le système d'équation obtenue en (5.3) sous forme matricielle (5.4).

$$\begin{pmatrix} \sum_i & \sum_i \ln (Q_{eau,i}) \\ \sum_i \ln (Q_{eau,i}) & \sum_i [\ln (Q_{eau,i})]^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ln \alpha_p \\ \beta_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sum_i \ln (Q_{sed,i}) \\ \sum_i [\ln (Q_{sed,i}) \cdot \ln (Q_{eau,i})] \end{pmatrix} \quad (5.4)$$

Soit le système écrit de façon symbolique sous la forme $\mathbf{K} \cdot \underline{q} = \underline{g}$, on résout celui-ci en inversant la matrice \mathbf{K} .

Dès lors, nous obtenons les paramètres α_p et β_p reporté dans le Tableau 5.2 donnant un coefficient de corrélation R^2 de 0,79. Nous reportons la loi de puissance et le nuage de données sur le graphique de la Figure 5.4. Ensuite, ces résultats sont comparés avec ceux obtenus dans Cherif *et al.* (2009) pour l'oued Mekerra situé dans le bassin versant de la Macta (Figure 5.5) situé à proximité du bassin versant étudié (Table 5.2).

	α_p	β_p
Bassin étudié	15.7	1.31
Oued Mekerra	5.72	1.31

TABLE 5.2 – Paramètres de la loi de puissance.

Vu que la loi de puissance a été calée sur des données en aval du barrage, on peut douter de sa véracité. Cependant, ce calage donne un point de départ pour trouver la loi qui correspond aux cours d'eau amont du réservoir. En effet, par Achite et Meddi (2004); Cherif *et al.* (2009), l'exposant semble du bon ordre de grandeur et ne varie que très peu d'un bassin versant à l'autre. De plus, comme nous ne connaissons a priori pas la porosité nous décidons de caler le paramètre $\alpha'_p = \frac{\alpha_p}{1-p}$

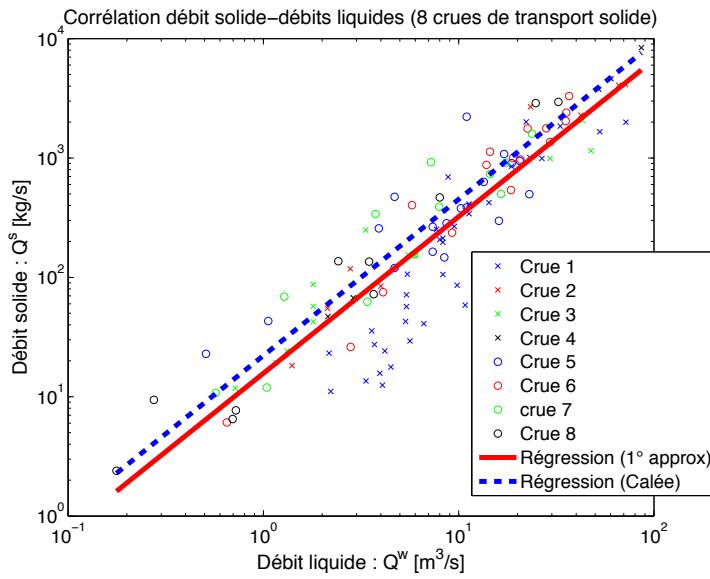
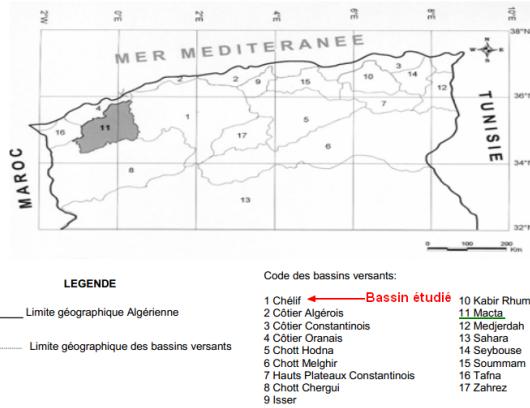


Figure 5.4: Loi de puissance - Données des 8 crues étudiées.

FIGURE 5.5 – Situation des bassins versants du Cheliff et de la Macta.(Cherif *et al.*, 2009)

Remarque : Au vu de la disparité des données disponibles et de l'incohérence de certaines données, il n'a pas été possible de caler une loi pour chaque saison. En effet, sur la même station hydrométrique, il existe trois mesures différentes de hauteur d'eau pour un même instant. De plus, il y eut l'existence d'au moins quatre relations hauteurs - débits au niveau de cette station hydrométrique (Figure 7.4 de l'Annexe A).

5.2 Modèle 0D

Ce modèle 0D, dit spatialement non-distribué, est en fait le modèle permettant la résolution de l'équation de continuité du réservoir de Sidi Yacoub. Pour rappel, la résolution peut se faire suivant deux approches : la première est une résolution en une itération (gestionnaire) tandis que la deuxième utilise la méthode de Newton-Raphson comme expliqué à la section 3.1.

5.2.1 Période allant du 1^{er} septembre 1990 au 31 août 2010

Cette section a deux buts principales : Le premier est l'évaluation des débits entrants (liquide et solide) dans le réservoir de Sidi Yacoub tandis que le deuxième est la recherche des caractéristiques afin de mettre en oeuvre une technique de projection.

5.2.1.1 Résolution de l'équation de continuité - Évaluation du débit entrant

Sauf mentions contraires, toutes les résolutions sont réalisées avec la méthode de Newton-Raphson.

Hypothèses :

1. Nous considérons que les particules solides sédimentent de telle sorte que la hauteur du plan de sédiment soit horizontale de manière analogue à l'eau. Cette hypothèse entraîne que nous pouvons utiliser la relation hauteur - volume de l'opérateur pour les sédiments afin de connaître l'altitude du plan d'eau.
2. Nous considérons que la relation entre le débit liquide et le débit solide peut s'appliquer à l'amont du réservoir après un calage de la variable α' .
3. Cette même relation entre le débit liquide et le débit solide peut être maintenue même si on regarde à une échelle de temps plus longue (Les bilans sont réalisés jour par jour).

Algorithme de résolution :

1. Vu que l'évolution temporelle du volume et du débits sortant est connu, nous pouvons déduire le débit liquide entrant Q_{In}^w .
2. Nous pouvons évaluer le débit sédimentaire entrant Q_{In}^s grâce à la loi de puissance.
3. Par la loi de Churchill (Chapitre 2 Section 2.3.2), nous déterminons la proportion de sédiments piégés par le réservoir.
4. Nous évaluons le volume de sédiments présent dans le réservoir au pas de temps étudié.

Conditions initiales : La condition initiale de volume de sédiments dans le réservoir est de $4,0 \text{ hm}^3$ (Belhadri, 1997). En se référant au Carnet de Relevé Mensuel du barrage à la date du 31 août 1990, la hauteur du plan d'eau initiale est de $222,23 \text{ m}$ soit un volume initiale totale (eau + sédiments) $V_{tot} = 44,998 \text{ hm}^3$.

Calage du paramètre α'_p : Nous calons le paramètre $\alpha'_p = \frac{\alpha}{1-p}$ de sorte que le volume de sédiments présent dans le réservoir soit de $32,15 \text{ hm}^3$ en date du 15 Septembre 2004 en accord avec le relevé topographique (Hydrodragage et C.T.Systems, 2004). Après calage, ce paramètre vaut $\alpha'_p = 54,35$ pour un $\beta_p = 1,31$. Ce qui correspond à un $\alpha_p = 22,1$ dans le cas d'une porosité de 0,35. Au final, le coefficient de corrélation R^2 est de 0,78 (Figure Détermination des paramètres de la loi de puissance :)..

Résolution de l'équation de continuité : Une fois ces deux pré-étapes sont posées, l'équation de continuité (section 3.1) peut être résolue. Nous obtenons les résultats suivants : la série temporelle du débit liquide entrant dans le réservoir de Sidi Yacoub (Figure 5.6a) ainsi que l'évolution de la hauteur du plan d'eau (venant des données) et de l'évolution de l'altitude du plan supérieur de sédiments(Figure 5.6b).

Par la Figure 5.6b, nous remarquons que l'altitude de la surface supérieure des sédiments considérée horizontale est de 222,51 m. Le volume de sédiments, quant à lui, est de $45,92 \text{ hm}^3$ soit une perte de 16 % par rapport à sa capacité initiale soit un alluvionnement moyen de $1,9 \text{ hm}^3$ chaque année.

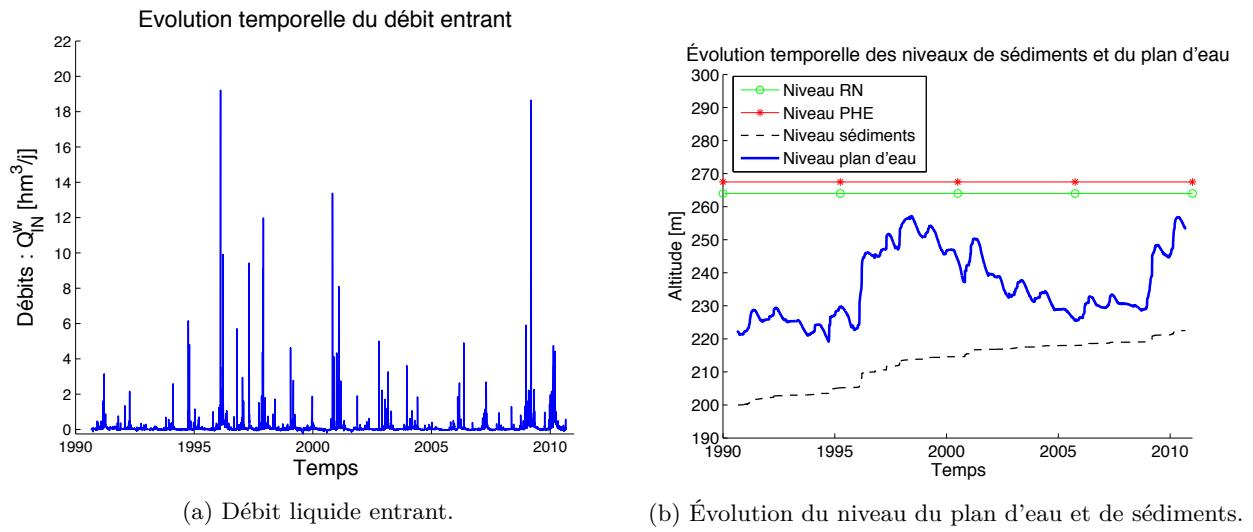


FIGURE 5.6 – Résultats de la période 1990 - 2010.

Vérifications de l'hypothèse sur le débit solide sortant du réservoir : Dans le chapitre 3 à la section 3.1.2, lors du développement de la résolution par la méthode de Newton-Raphson, nous avons fait l'hypothèse que le débit sédimentaire sortant du réservoir pouvait être négligé. Autrement dit, lorsque le *trapping efficiency* est évalué, celui-ci est la majorité du temps proche de l'unité. Nous reportons à la Figure 5.7, l'évolution du *trapping efficiency* au long de la période étudiée. Sur cette Figure, nous pouvons remarquer la différence entre l'évaluation par l'approche de Churchill et Brune. Rappelons que le modèle de Brune est basé sur des données annuelles ce qui n'est pas le cas lors

d'une évaluation pas à pas. Dès lors, il n'est pas surprenant que cette évaluation du TE soit plus sensible aux variations de débits. Pour ce qui est des valeurs moyennes, la méthode de Churchill donne un TE moyen de 0,9998 alors que Brune donne 0,9861. L'évolution du volume de sédiments a été calculé selon la méthode de Churchill.

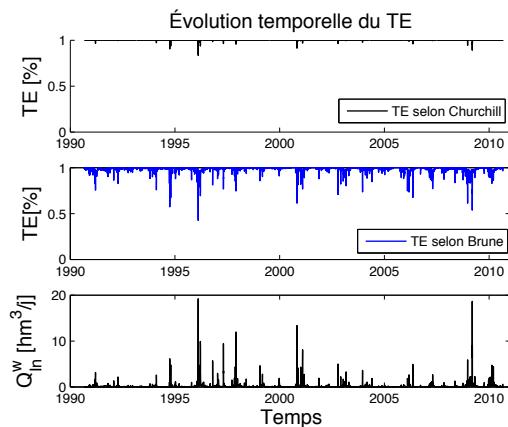


FIGURE 5.7 – Evolution temporelle du TE.

5.2.1.2 Comparaison entre la méthode de Newton-Raphson et la résolution en une itération (C.R. Mensuel de Sidi Yacoub) :

Le débit liquide entrant évalué en une itération par le gestionnaire du barrage de Sidi Yacoub est sur estimé. En effet, cette évaluation en une itération revient à négliger le volume de sédiments apporté par l'écoulement. Or, avec la loi de transport solide retenue, lors des crues le débit solide peut atteindre 10% du débit entrant total. Pour se convaincre de la nécessité d'utiliser la méthode de Newton-Raphson dans la résolution de l'équation de continuité, nous montrons sur la Figure 5.8 le débit solide obtenu grâce à la méthode itérative et la différence entre le débit liquide entrant obtenu par le gestionnaire et par la méthode itérative.

5.2.1.3 Discussions et conclusions

Premièrement, l'utilisation de la méthode de Newton-Raphson pour la résolution de l'équation de continuité du réservoir permet d'obtenir les débits liquides entrant dans le réservoir de manière plus précise. En effet, durant sa gestion journalière, le gestionnaire suppose que le débit sédimentaire entrant dans le réservoir est négligeable. Il part du principe que la variation de volume n'est induite que par la différence entre le débit entrant et sortant liquide. La principale conséquence de cette hypothèse est la surestimation des apports journaliers liquides. Sans l'utilisation de cette méthode, nous aurions aussi surestimé le débit solide entrant dans le réservoir.

Deuxièmement, nous pouvons remarquer quelques augmentations plus brusques du volume de sédiments lors des crues. Logiquement, l'apport en sédiment est plus important lors d'une crue que

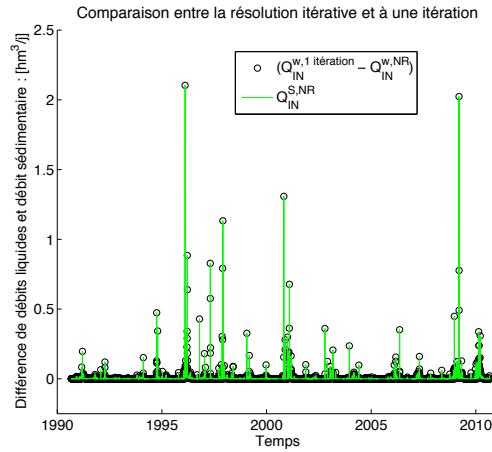


FIGURE 5.8 – Comparaison des méthodes de résolution.

durant le reste de l'année. Ce phénomène physique est ainsi bien représenté par la loi de puissance utilisée. Cependant, nous pouvons remarquer que l'évolution du volume de sédiment dans la réserve est assez régulière.

Troisièmement, il existe dans les deux situations des jours où le débit entrant dans le réservoir est négatif que le gestionnaire note dans son carnet de relevé mensuel sans explications. Cependant, nous avons remarqué que, en utilisant la méthode itérative de Newton-Raphson, le volume de débits négatif est réduit de 15% sur les 20 ans de données.

5.2.2 Étude des caractéristiques des différents débits utiles pour la projection

Dans cette section, nous allons étudier en détail les caractéristiques et tendances des différents débits. Dans l'étude de l'évolution de l'envasement du barrage de Sidi Yacoub, il est utile de pouvoir réaliser une projection des différents débits. Afin d'être le plus clair possible dans la recherche des relations et caractéristiques de ces débits, la présente section s'organise de la manière suivante :

Tout d'abord, nous étudierons le débit total sortant du réservoir ainsi que toutes ses différentes causes. Il est effectivement plus aisé de rechercher les paramètres influençant un débit particulier (Par exemple, l'évaporation n'est pas influencée par les mêmes paramètres que la vidange de fond).

Ensuite, le débit liquide entrant dans le réservoir sera étudié en détail afin de connaître toutes ses caractéristiques. Nous proposons une approche de projection dont nous testerons la validité. Le terme projection est à prendre dans le sens de "prédition".

Enfin, nous explicitons l'algorithme de projection du débit entrant et sortant du réservoir.

5.2.2.1 Débit sortant

Le débit liquide sortant du réservoir peut être décomposé en plusieurs causes. Nous en avons identifié quatre : La consommation (Irrigation + Eau potable), l'évaporation du lac, la vidange de

fond et enfin d'autres causes comme les fuites ou les débits entrants négatifs. Nous représentons les différentes proportions de la somme sur les vingt années pour les différentes causes de débit sortant à la Figure 5.9.

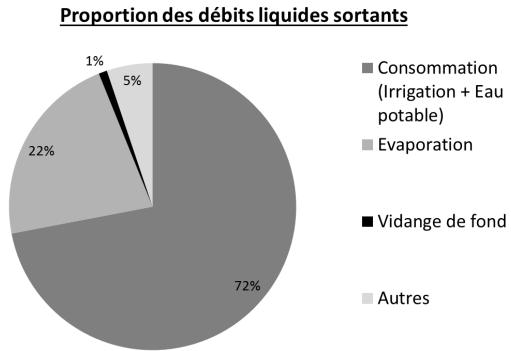


FIGURE 5.9 – Proportions des différents débits sortant.

A présent, prenons cause par cause les différents débits sortant afin d'expliquer la procédure de modélisation de ce débit précis dans le cadre de la projection.

a) Débit sortant de consommation (Irrigation + Eau potable)

Facteurs influençant la consommation : De manière naturelle, les paramètres influençant le débit de consommation sont la température et la période de l'année. Par la Figure 5.10, nous remarquons que la consommation en eau est influencée par la période de l'année regardée. Comme nous n'avons pas d'accès aux données de température, nous nous limiterons à la période de l'année.

De plus, nous pouvons remarquer deux périodes de consommation distincte. Il est important de remarquer que ces deux périodes ne correspondent pas strictement aux saisons sèches et humides déduites du débit entrant dans le réservoir. Nous avons une période de consommation quasi constante (Débit journalier proche de $0,016 \text{ hm}^3/j$). Durant la période de consommation importante, la consommation croît de façon quasi-parabolique pour arriver à une valeur maximale de $0,19 \text{ hm}^3/j$ et décroît pour revenir au débit de période de consommation constante.

Remarque relative à la Figure 5.10 : Cette figure représente l'évolution des débits entrant et sortant moyen² au long de l'année. Même si, on ne regarde que la moyenne, on voit très clairement la nécessité de l'existence de cette réserve. En effet, il existe un grand déficit d'eau lors de la saison sèche. Ceci se traduit sur le graphique par le fait que la courbe des moyennes quotidiennes du débits sortant passe au-dessus de celle du débit entrant. Le réservoir de Sidi Yacoub assure ainsi son rôle de stockage de l'eau durant la période humide pour la redistribuer en période sèche.

2. Cette moyenne a été réalisée jour par jour sur les 20 années de données.

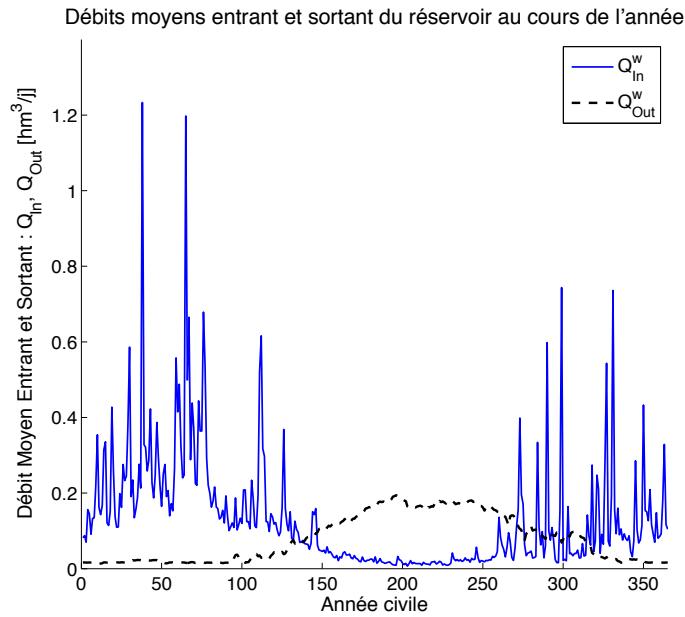


FIGURE 5.10 – Comparaison entre les débits moyens quotidiens entrant et sortant.

Moyen de modélisation : Il est important de remarquer que la variabilité journalière d'une année à l'autre est très différente pour le débit entrant et sortant de consommation. En effet, pour le premier, différents pics, dans la représentation des moyennes quotidiennes (Figure 5.10), correspondent aux différentes crues subies par le réservoir de manière aléatoire mais presque exclusivement en saison humide. Tandis que pour le débit de consommation , la courbe est plus lisse ce qui traduit le fait que la valeur de ce débit varie moins journalièrement sur les différentes années. Cette observation justifie le fait que la démarche de modélisation du débit sortant est plus légère que celle appliquée au débit liquide entrant.

Par conséquent et au vu du peu d'information disponible, le débit sortant de consommation est réalisé de la manière suivante :

1. Nous calculons la médiane journalière. Le choix de la médiane journalière est justifié par le fait qu'elle est plus robuste que la moyenne car moins influencée par les événements extrêmes qui ne sont survenus qu'une fois sur les vingt ans. Comme nous pouvons le voir à la Figure 5.11, le choix de la médiane est, a priori, justifié.
2. Nous réalisons un tirage suivant la loi normal, avec une moyenne $\mu = 0$ et $\sigma = 1$ pour déterminer le coefficient α_{conso} : $\alpha_{conso} = N(0, 1)$. Ce tirage est réalisé une fois par saison. En effet, le débit de consommation est fortement corrélé d'un jour à l'autre. Physiquement, le résultat du α_{conso} entraîne une année avec une saison sèche chaude ($\alpha_{conso} > 0$) ou froide ($\alpha_{conso} < 0$) et une saison humide chaude ou froide.
3. Enfin, si α_{conso} est plus grand que zéro, nous ajoutons au débit médian la différence entre le

percentile 75% et la médiane ($Q_{75} - Q_{50}$) tandis que si α_{conso} est négatif, on retire la différence entre la médiane et le percentile 25 % ($Q_{50} - Q_{25}$).

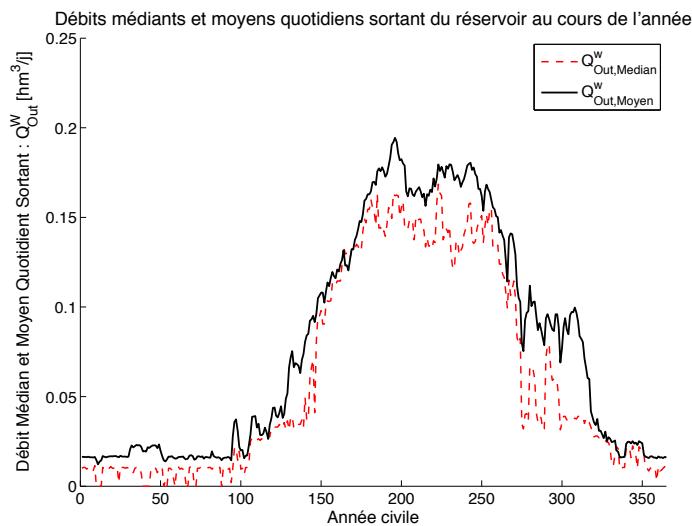


FIGURE 5.11 – Comparaison débit quotidien médian et moyen sortant du réservoir.

b) Débit sortant d'évaporation Il est important de rappeler que les débits à disposition sont plutôt à considérer comme des volumes évaporés en une journée. De plus, en examinant de manière plus précise le C.R. mensuel, l'évaporation y est calculée de manière analogique avec un cylindre test soit un bac d'évaporation de type A.

Facteurs influençant l'évaporation : Ces facteurs sont nombreux. Cependant, nous pouvons citer : La surface d'échange (ici, la surface du lac), l'ensoleillement, la température, le vent, ... (de Wit, 2008)

N'ayant malheureusement pas accès aux données météorologiques, il est logique de regrouper les données concernant la météo (Ensoleillement, température, vent, faible pression, ...) sous la variation saisonnière de l'évaporation. Via la relation hauteur-surface, nous avons accès à la surface occupée par le plan d'eau chaque jour.

Moyen de modélisation : Plusieurs moyens de modélisation ont été envisagés dans le cadre de cette modélisation.

Premièrement, nous avons étudié la corrélation entre la surface du réservoir et le volume évaporé.

Deuxièmement, conscient de l'influence des paramètres météorologiques, nous avons examiné s'il existait une corrélation entre la surface du réservoir et le volume évaporé mais saison par saison comme montré à la Figure 5.12.

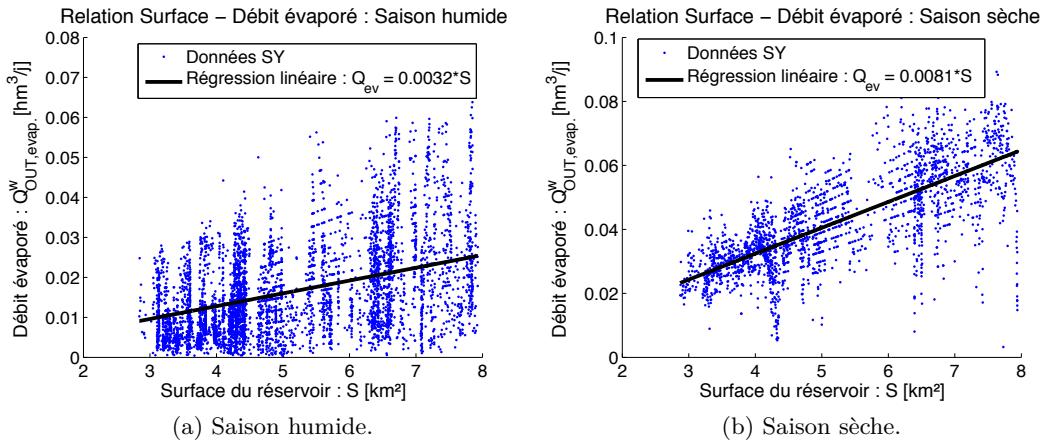


FIGURE 5.12 – Régression linéaire entre volume évaporé et surface du réservoir suivant les saisons.

Par la Figure 5.12, nous observons qu'il est indispensable de prendre en compte la période de l'année. Cependant, cette étape n'est pas inutile. En effet, l'épaisseur d'eau évaporée, rapport entre le volume évaporé et la surface, représente une grandeur indépendante qui varie au cours du temps. Cette constatation est importante vu que la probabilité est faible que la surface soit la même d'une année à l'autre (Le volume RN n'étant que rarement atteint au contraire). Nous représentons à la Figure 5.13 l'évolution de l'épaisseur moyenne (moyenne réalisée sur les 20 années de données) évaporée au cours de l'année.

Afin de pouvoir l'intégrer à l'algorithme de projection, nous décidons de caler une loi de type polynôme afin d'avoir l'évaporation comme montré à la Figure 5.13. La relation obtenue est modifiée début de l'année afin de tendre horizontalement vers la valeur obtenue pour fin décembre. A priori, il n'est pas logique d'y avoir deux valeurs différentes.

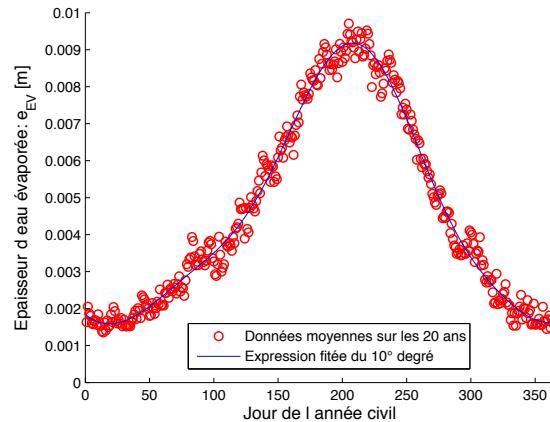


FIGURE 5.13 – Fiting du polynôme de degré 10.

c) Débit sortant autres (correspond au débit entrant négatif et au débit de fuites)

Facteurs influençant la consommation : Le débit entrant négatif ne peut pas avoir un sens physique. Il est probable que ce débit entrant négatif corresponde à une erreur dans l'évaluation de l'un des débits sortants. Le débit de fuite est défini comme une valeur constante par le gestionnaire du barrage.

Moyen de modélisation : Nous prenons une valeur constante plus importante que celle prise pour les fuites.

d) Débit sortant correspond à la vidange de fond

Facteur influençant la consommation : Nous n'avons trouvé aucune corrélation entre ce débit et une autre variable disponible, même le débit entrant liquide. Il est probable que ce débit de vidange de fond vienne de maintenances réalisées pour vérifier son fonctionnement. En effet, cet organe est essentiel pour la survie du barrage et les différents lâchés comme ceux réalisés durant le mois de mai 2013 (d'après le site d'actualité Algérie 1 [En ligne]).

Moyen de modélisation : Nous modélisons le débit de vidange de fond de manière constante.

5.2.2.2 Débit entrant

Après avoir reproduit la période étudiée (1990 - 2010), le prochain but est de réaliser une projection pour prédire, ou du moins d'établir, un intervalle de l'évolution de la sédimentation dans le réservoir de Sidi Yacoub. Même si il a été primordial de reproduire correctement les différents types de débit sortant du réservoir, les Figures 5.6a et 5.10 nous montrent que les écarts d'ordre de grandeur sont plus importants pour le débit entrant. Par conséquent, il paraît difficile de pouvoir répéter une démarche de projection simple pour ce type de débit. Pour rappel, le débit entrant solide est déduir du débit entrant liquide à partir d'une loi de puissance.

Dès lors, nous organisons cette section de la manière suivante :

Tout d'abord, nous étudions les caractéristiques statistiques de la série temporelle de débit entrant déduite à partir du modèle 0D.

Ensuite, une démarche de projection est proposée afin de garder les mêmes caractéristiques lors de la projection.

Enfin, on génère un grand nombre de simulations à l'aide du modèle 0D afin de prévoir la sédimentation du barrage à l'horizon 2030 (20 ans) et l'estimation de la durée du barrage.

a) Analyse des données de débit liquide entrant

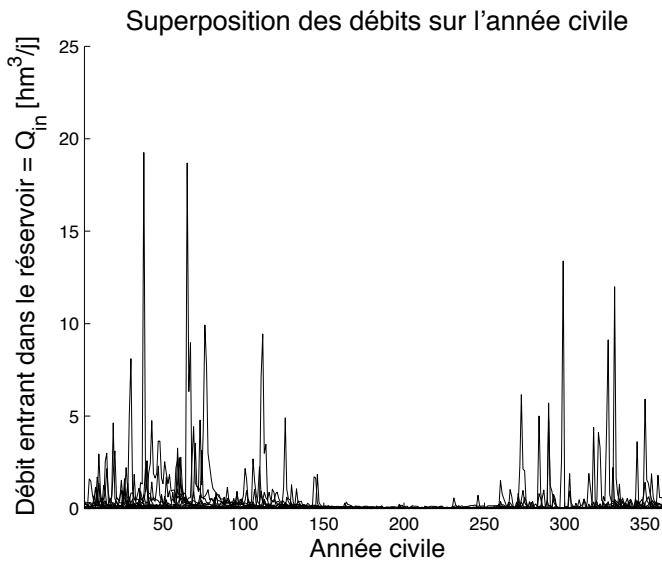


FIGURE 5.14 – Superposition des 21 années de donnés sur l'année civile.

Superposition des données sur une année civil : Par les Figures 5.2.2.1 et 5.14, nous constatons que :

1. La majorité du temps, le débit est proche des $0 \text{ hm}^3/\text{j}$. Plus précisément, le débit est inférieur à $0,1 \text{ hm}^3/\text{j}$ pendant environ 80% du temps. Comme nous l'avions pressenti, l'ordre de grandeur entre les crues et le débit moyen est important,. Il est, par conséquent, impossible de venir caler une loi statistique qui représente correctement à la fois le débit moyen et la bonne répétitivité et le bon ordre de grandeur des crues.
2. L'ordre de grandeur des crues est assez vaste. En effet, on peut remarquer 4 évènements de crues que nous qualifions d'extrêmes ($Q_{in} > 12,5 \text{ hm}^3/\text{j}$) et des évènements plus répétitifs d'ordre de grandeur plus faibles (entre 1 et $5 \text{ hm}^3/\text{j}$). Par conséquent, en plus du fait qu'il y a une grande disparité entre tous les débits, il y en a également une entre les débits de crue.
3. Nous avons remarqué l'existence claire de deux saisons. La première s'étale du mois de septembre au mois d'avril. Cette saison que nous qualifions d'humide présente la caractéristique de reprendre la grande majorité des crues d'une année et d'être caractérisé par une moyenne saisonnière plus importante. La seconde période, saison sèche, a un débit moyen proche des $0 \text{ hm}^3/\text{j}$. Elle correspond à la saison souffrant de déficit hydrique comme il a été montré à la Figure 5.11.

Courbes de débits classés et débit de crue : La Figure 5.15 représente les 20 courbes de débits classés que l'on superpose. À titre informatif, nous avons aussi représenté la courbe de débits moyens classés. Dès lors, comme défini dans Brahy *et al.* (2006 - 2007), le débit caractéristique de

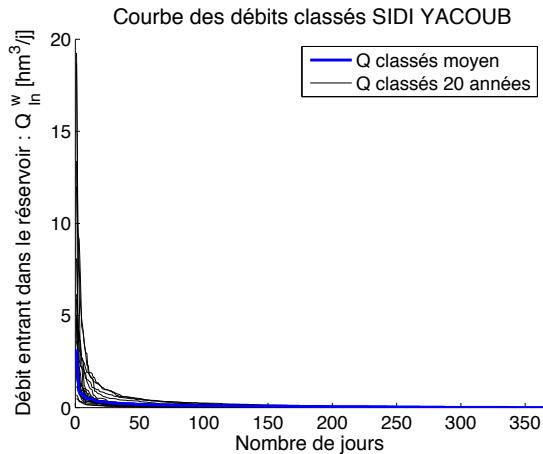


FIGURE 5.15 – Courbe des débits classés.

crue est le débit qui n'est dépassé qu'en moyenne 10 jours par an. Par conséquent, le débit de crue correspondant au réservoir de Sidi Yacoub est de $0,75 \text{ hm}^3/\text{j}$.

La Figure 5.15 confirme les conclusions réalisées. En effet, les différentes courbes sont serrées sur le bord inférieur droit du graphique. Cette caractéristique traduit le fait qu'il y a existence de quelques grands évènements de crue rare mais que la plus grande majorité du temps, le débit entrant dans le réservoir est faible voire nul. En outre, l'allure des courbes de débits classés prouvent l'existence de la différence d'ordre de grandeur entre le débit moyen ($\langle Q_{In}^w \rangle = 0.1268 \text{ hm}^3/\text{j}$) et le débit maximum de crue ($Q_{In,Max}^w \approx 20 \text{ hm}^3/\text{j}$).

Pour information, le débit d'étiage, c'est-à-dire qui est dépassé 10 jours par an, est de $0 \text{ hm}^3/\text{j}$.

Valeurs des débits moyens annuels et saisonniers : Par la Figure 5.16, nous remarquons que, la moyenne de la saison humide est nettement supérieure à celle de la saison sèche. Au contraire, pour les années plutôt sèches telles que les années de 1991 à 1993, 2005 entre autres, la moyenne de la saison humide est du même ordre que celle de la saison sèche. De plus, nous n'avons pas pu établir de corrélation claire entre les débits moyens de la saison humide et de la saison sèche. En d'autres mots, rien ne permet de dire qu'une année plus humide (les années 1996, 1997 ou 2009) est engendrée par une saison humide et sèche subissant plus de précipitations. Nous reviendrons sur cette constatation lors de l'élaboration de l'algorithme de projection.

Durée, début et fin des saisons sèches et humides : En étudiant la Figure 5.14, nous remarquons graphiquement que la saison sèche (pour le débit entrant dans le réservoir) s'étale environ du jour 150 de l'année (soit le 30 mai) au jour 260 (soit le 17 septembre). Ce qui n'est pas dénué de sens. Dès lors, nous décidons de prendre une durée de saison sèche de 110 jours. La saison humide s'étale, de ce fait, sur une durée de 265 jours (voire 266 en cas d'année bissextile). Toutefois, il est important de remarquer que la date du début de la saison sèche (et donc sa date de fin) n'a pas besoin d'être connue exactement. En effet, d'une part, la durée de 110 jours est une moyenne et

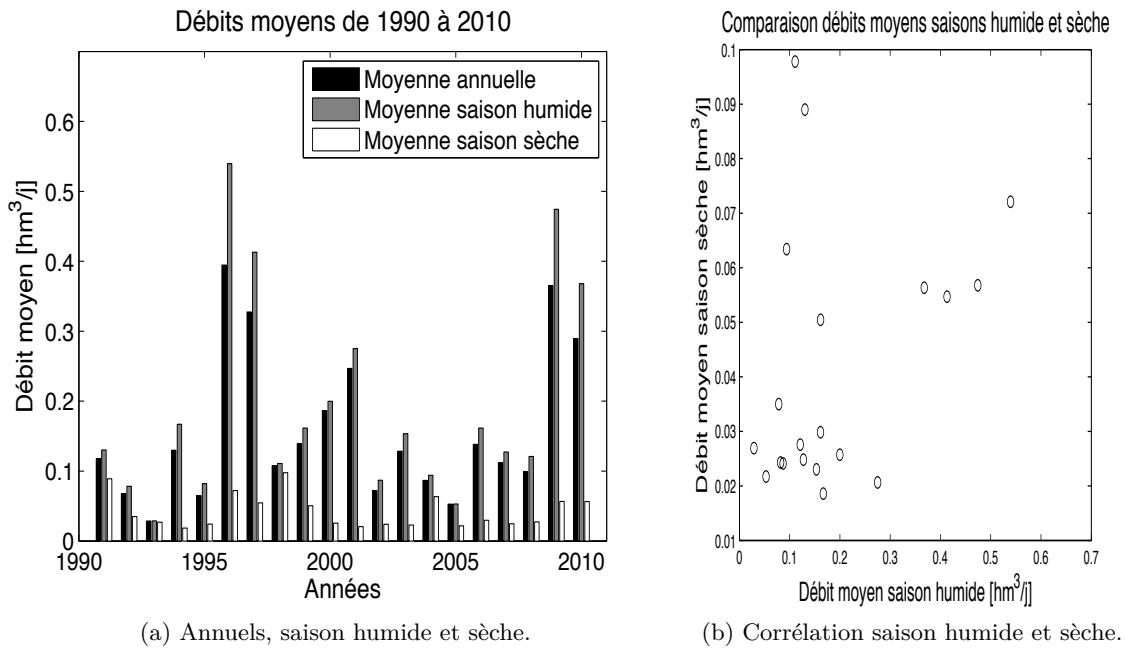


FIGURE 5.16 – Débits moyens entrants.

d'autre part, la dynamique de remplissage (en saison humide) et de vidange du réservoir ne devrait pas être affectée par le décalage de quelques jours. Par conséquent, nous décidons de garder le 30 mai (jour 150) comme début de saison sèche.

Crues : Tout d'abord, comme nous venons de le définir, une crue est un débit journalier supérieur à $0,75 \text{ hm}^3/\text{j}$ (soit un débit constant de $9\text{m}^3/\text{s}$ durant 24 heures).

Ensuite, le modèle de représentation du débit sédimentaire ne tient pas compte de l'évolution de celui-ci lors d'une crue. En effet, nous savons la concentration de sédiments dans l'écoulement est, généralement, plus importante lors de la montée de la crue que lors de sa descente. Le modèle choisi pour le calcul du débit solide ne permet pas de reproduire ce phénomène. Cependant, vu que le modèle utilisé a été défini sur base de données de crue entière (montée et descente), nous considérons que le volume apporté par une crue est respecté. De plus, les crues peuvent avoir des temps caractéristiques inférieur ou égale à une journée. Par conséquent, nous ne pouvons ni quantifier ces effets ni les reproduire. Suite à ces deux remarques, nous traitons les débits de crue comme indépendants sans phase de montée ou de décrue. La conséquence principale est que les crues vont être distribuées de manière aléatoire pendant la saison humide parcourue.

Enfin, comme nous le reportons à la Figure 5.17, il existe une corrélation entre le nombre de crue présente sur une année et la moyenne de la série tronquée³ des débits de cette année. De plus, après examen du nombre de crue en fonction des saisons, nous avons remarqué que seulement 3

3. C'est-à-dire le set de données amputé par les débits nuls et de crues.

crues sur un total de presque 200 se sont produites durant la saison humide. Dès lors, nous décidons de simuler les crues, uniquement, durant la saison humide.

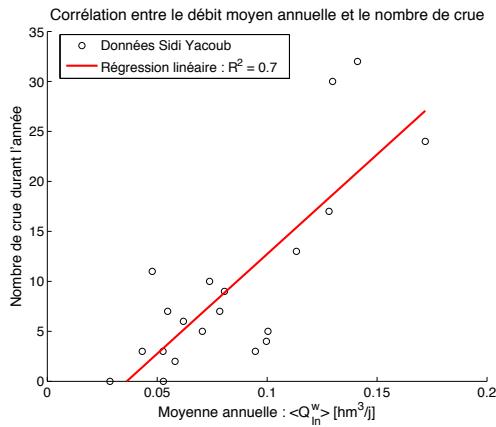


FIGURE 5.17 – Corrélation nombre de crues et débit moyen.

Débits nuls : Nous reportons dans la Table 5.3 la probabilité d'occurrence des débits nuls dans la série temporelle calculée à la section 5.2.

Probabilité annuelle	0,2120
Probabilité saison humide	0,1214
Probabilité saison sèche	0,4227

TABLE 5.3 – Probabilités expérimentales.

b) Modélisation Nous organisons l'explication de la démarche de modélisation utilisée dans le but de la projection de la manière suivante.

- Tout d'abord, nous traiterons de manière indépendante les débits extrêmes (crues + débits nuls).
- Ensuite, nous proposerons une décomposition en moyenne - variation saisonnière - irrégularités de la série tronquée
- Enfin, durant toute la démarche, nous veillons à garder les caractéristiques de moyennes, écart-type, ... Nous utilisons donc une hypothèse de stationnarité des ces caractéristiques. C'est pourquoi, nous nous bornerons à une projection à l'horizon 2030 soit 20 ans de projection.

Remarque : La démarche complète, avec quelques tableaux de valeurs, est donnée dans l'Annexe B.

Débits extrêmes : Ils sont extraits de la série temporelle initiale. Il en résulte une série de données tronquées comprise entre $0 \text{ hm}^3/\text{j}$ (non inclus) et $0,75 \text{ hm}^3/\text{j}$ (le débit de crue) regroupant la majorité de la série temporelle initiale. De plus, pour chaque saison, nous connaissons la probabilité de débit nul et les crues présentes (principalement en saison humide). Nous utilisons la

loi de Gumbel afin de permettre la représentation d'un débit maximum annuel supérieur au débit maximum mesuré.

- Débits nuls :

Au début de chaque pas de temps, nous tirons au sort dans une loi uniforme⁴. Si le tirage est inférieur à la probabilité de la saison étudiée (humide ou sèche), le débit du pas de temps est nul sinon nous rentrons dans la démarche de décomposition du débit.

- Crues :

Nous calons une loi de type Gumbel (Figure 5.18) sur les débits maximums des 20 années de données. Cette démarche nous permet de pouvoir projeter des débits plus grands que ceux mesurés.

Les crues sont dans la projection ajoutée à la fin de chaque année. La modélisation est réalisée comme suit :

Premièrement, comme l'année a déjà été simulée, nous connaissons la moyenne annuelle et donc le nombre de crues à générer.

Deuxièmement, nous tirons un nombre au sort dans une loi uniforme. Si ce nombre est supérieur à 0.5, nous déterminons le débit annuel maximum par la loi de Gumbel. Sinon, le débit maximum de l'année est déduit dans la fonction de répartition des crues calculées sur la période 1990 - 2010.

Troisièmement, nous prenons la fonction de répartition des crues mesurées et nous la tronquons si le débit maximum est inférieure à la crue maximale mesurée. Les crues restantes sont déterminées de manière analogue avec tirage uniforme et lecture dans la fonction de répartition tronquée.

Remarque : Cette démarche est expliquée plus loin dans ce rapport.

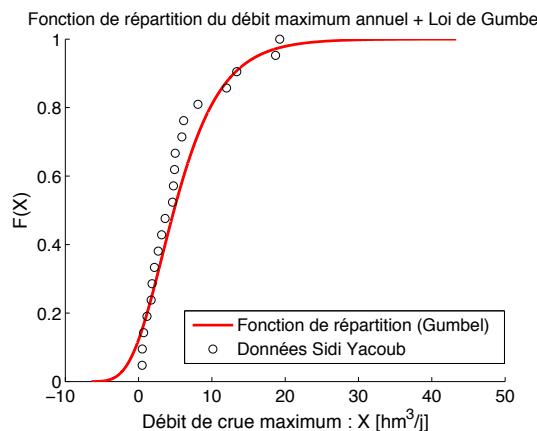


FIGURE 5.18 – Fonction de répartition - Débits maxima annuels.

Décomposition moyenne annuelle - variation saisonnière - irrégularités : Chaque débit de la série de données peut être décomposée comme défini à l'équation (5.5) où $\langle Q_{In,A}^w \rangle$ est la moyenne annuelle de l'année en cours (Barre noire sur le graphique représenté Figure 5.16a) ;

4. La dénomination de loi uniforme dans ce rapport représente un tirage uniforme entre 0 et 1. C'est-à-dire que chaque nombre entre ces bornes a autant de chance d'apparaître.

$\Delta Q_{saison} = \langle Q_{IN,saison}^w \rangle - \langle Q_{In,A}^w \rangle$ qui est la variation saisonnière positive (si saison humide) et négative (si saison sèche) ; et enfin, $\Delta Q_{journalier} = Q_{In}^w(t) - \langle Q_{IN,saison}^w \rangle$. Dès lors, pour réaliser la projection, il nous reste plus qu'à caler différentes lois statistiques sur chacune des variables de la décomposition. La démarche complète avec valeurs est disponible à l'Annexe B.

$$Q_{In}^w(t) = \langle Q_{In,A}^w \rangle + \Delta Q_{saison} + \Delta Q_{journalier} \quad (5.5)$$

- Débit moyen annuel

Les données reprennent les moyennes annuelles sans les débits extrêmes. Après analyse graphique (Figure 5.19) et des différents paramètres statistiques, nous utilisons une loi de type β pour représenter cette série de données.

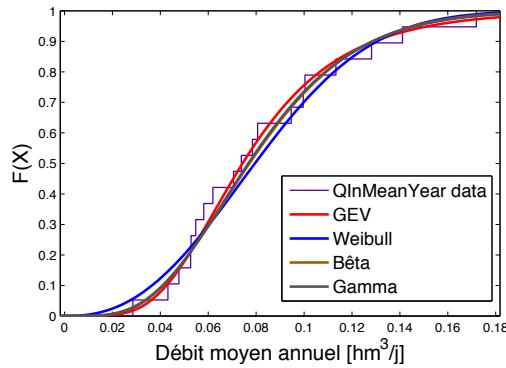


FIGURE 5.19 – Fonctions de répartition - Débit moyen annuel.

- Variation saisonnière
- Humide : Nous étudions la variable $\delta_{WS} = \frac{\langle Q_{In,WS}^w \rangle - \langle Q_{In,A}^w \rangle}{\langle Q_{In,A}^w \rangle} = \frac{\langle Q_{In,WS}^w \rangle}{\langle Q_{In,A}^w \rangle} - 1$. Nous réalisons de la même manière une analyse graphique (Figure 5.20) et des paramètres (Annexe B). Suite à ça, nous décidons d'utiliser une loi de type valeurs extrêmes généralisées.

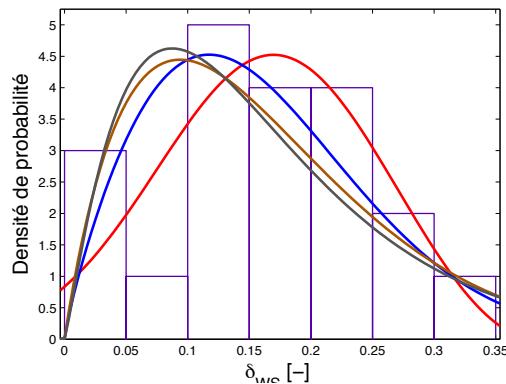


FIGURE 5.20 – Fonctions de répartition - Variation saisonnière.

– Sèche : La saison sèche est caractérisée par un débit moyen saisonnier faible.

Dès lors, les apports sédimentaires (ce qui nous intéresse) sont faibles durant cette période. Pour rappel, nous avons posé une hypothèse de stationnarité, il est important de conserver la moyenne annuelle choisie. Par conséquent, nous évaluons la variation de la saison sèche à partir de la variation de la saison humide comme montré à l'équation (5.6).

$$\Delta Q_{WS} \cdot T_{WS} + \Delta Q_{DS} \cdot T_{DS} \implies \Delta Q_{DS} = -\frac{T_{WS}}{T_{DS}} \cdot \Delta Q_{WS} \quad (5.6)$$

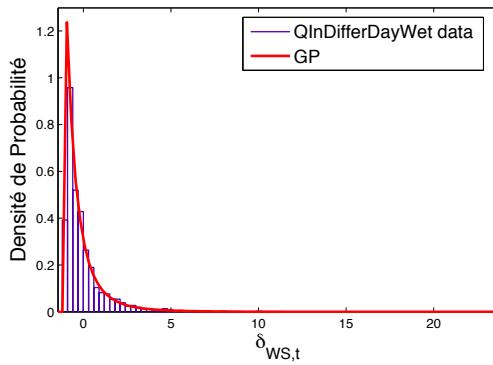
avec : ΔQ_{WS} la variation de la saison humide, T_{WS} la durée de la saison humide et T_{DS} la durée de la saison sèche.

– Irrégularités :

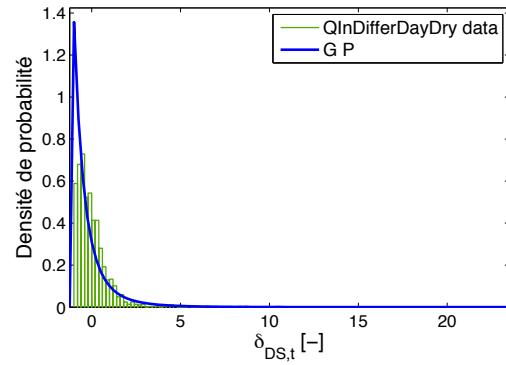
De la même manière que pour les deux variables précédentes, nous calons deux lois de types Pareto généralisée sur les variables reportées aux équations (5.6) et (5.8). Nous reportons les densités de probabilité obtenues à la Figure 5.21

$$\delta_{WS,t} = \frac{\langle Q_{In,WS}^w(t) \rangle - \langle Q_{In,WS}^w \rangle}{\langle Q_{In,WS}^w \rangle} \quad (5.7)$$

$$\delta_{DS,t} = \frac{\langle Q_{In,DS}^w(t) \rangle - \langle Q_{In,DS}^w \rangle}{\langle Q_{In,DS}^w \rangle} \quad (5.8)$$



(a) Saison humide.



(b) Saison sèche.

FIGURE 5.21 – Calage loi statistique : $\delta_{WS,t}$ et $\delta_{DS,t}$.

Algorithme de projection : Nous reportons l'algorithme de projection dont nous détaillons la démarche dans l'Annexe A.

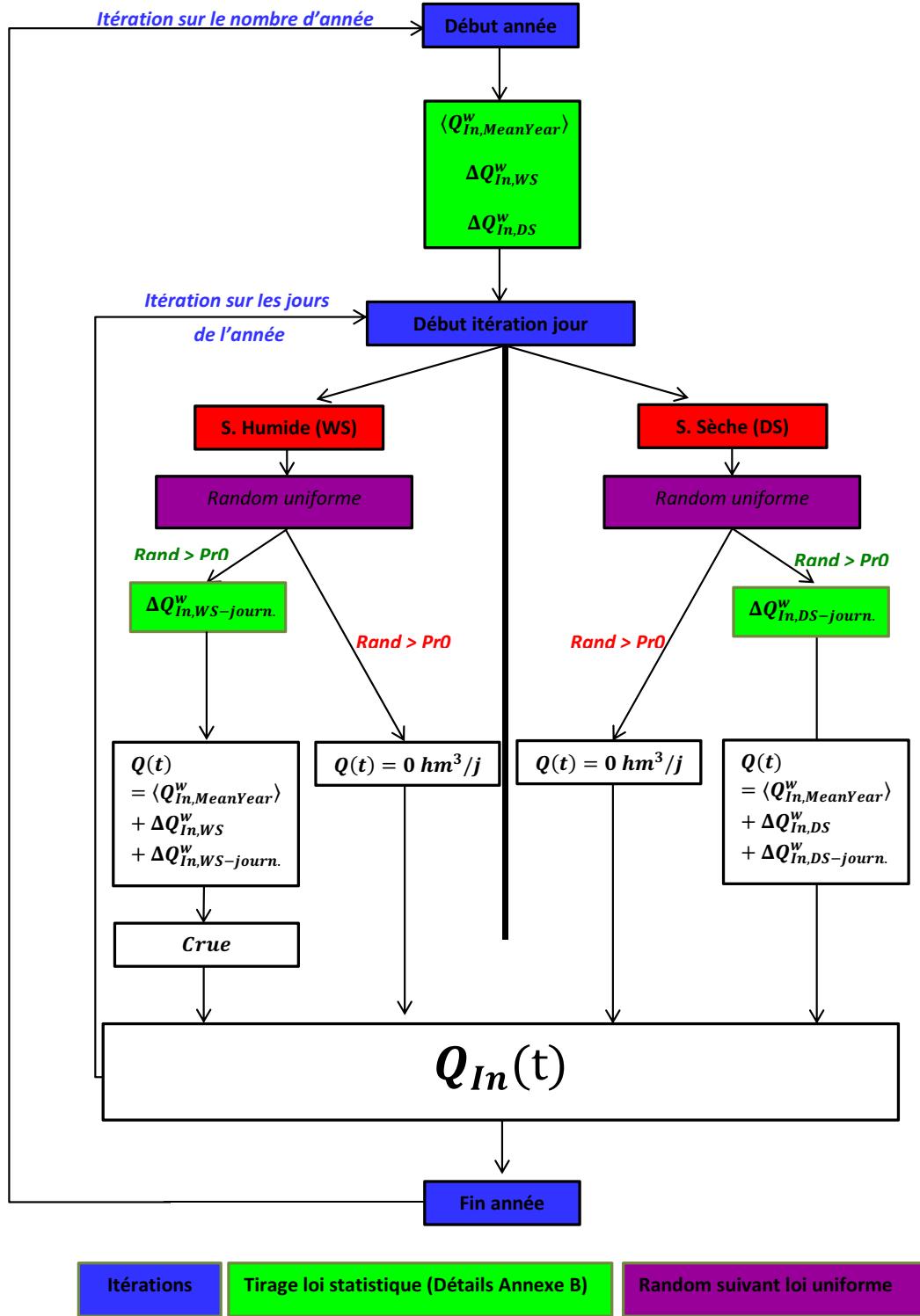


FIGURE 5.22 – Algorithme de projection.

c) Vérification de la projection Pour la vérification de la projection, nous allons simuler une série temporelle de 5000 ans dans le but de valider le modèle étudié.

1. Nous comparons les différentes caractéristiques statistiques de manière analogue à ce qui a été fait dans le calage des différentes lois. Nous reportons dans la Table 5.4 les caractéristiques statistiques comparées.
2. Nous regardons la fonction de répartition (probabilité de non dépassement) et la probabilité de dépassement (Figure 5.23).

Caractéristique statistique	Projection (5000 ans)	Données	Différence
Débit moyen : $\langle Q_{In}^w \rangle [hm^3/j]$	0,1298	0,1268	+2%
Écart type : $\sigma_{Q_{In}^w} [hm^3/j]$	0,5598	0,5789	-3%
Moyenne saison humide : $\langle Q_{In}^w \rangle_{WS} [hm^3/j]$	0,1664	0,1711	-3%
Moyenne saison sèche : $\langle Q_{In}^w \rangle_{DS} [hm^3/j]$	0,0237	0,0403	\
Débit maximum "mesuré" : $M_{In,MAX}^w [hm^3/j]$	46,0	19,2	\

TABLE 5.4 – Caractéristiques statistiques - Comparaison projection/données.

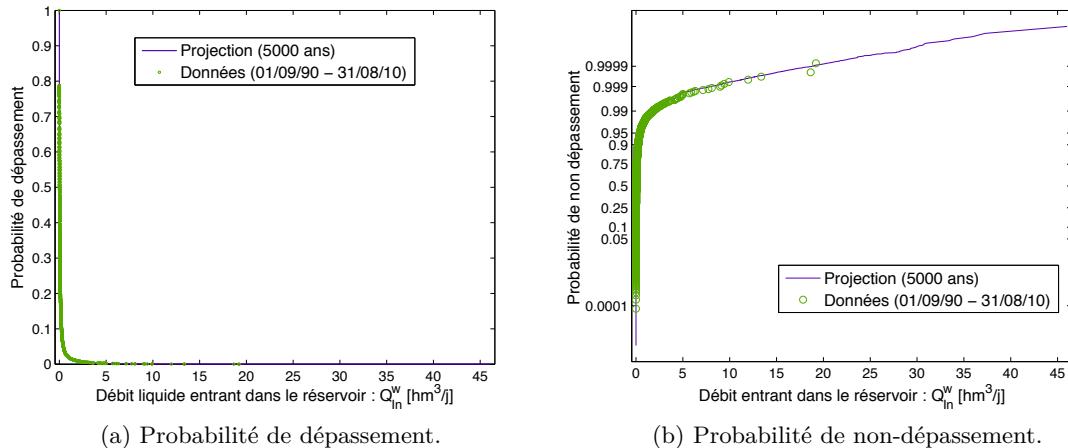


FIGURE 5.23 – Graphiques de comparaison.

d) Discussions et remarques : Comme bref rappel, nous avons traité séparément les débits extrêmes des débits plus habituels que nous avons décomposé en une moyenne annuelle - variation saisonnière - irrégularités.

Numériquement, il est intéressant de remarquer dans la Table 5.4 que le débit moyen total et de la saison humide sur les 20 ans de données (Débits extrêmes + habituels) sont conservés de manière plus que satisfaisante (surestimation de 2 ou 3 %). Ce résultat est primordial vu que nous avons décidé de suivre une hypothèse de stationnarité du débit moyen. Il est intéressant de remarquer

que nous conservons la valeur de l'écart type des données mesurées alors que rien dans la démarche ne force cette constatation. Concernant la moyenne de la saison sèche, elle n'est pas conservée. Ce résultat est attendu au vu de ce que nous avons décidé à la section 5.2.2.2. En effet, ce débit moyen saisonnier est adapté en fonction du débit moyen de la saison humide dans le but de garder la stationnarité de la moyenne annuelle. La principale conséquence dans notre démarche d'obtenir l'évolution du volume solide est une surestimation de ce volume solide à la période de projection étudiée. De plus, comme les débits de la saison sèche sont relativement faibles, cette surestimation n'est pas significative. En effet, si nous regardons l'apport solide pour les deux débits moyens trouvés (données et projection), nous obtenons une surestimation de $1 \text{ hm}^3/\text{j}$ dans le volume total de sédiments en 2030.

Graphiquement, nous pouvons remarquer par les Figures 5.23 que nous avons atteints les objectifs fixés. En effet, la projection suit correctement la tendance des débits extrêmes que ce soit pour les crues que pour les débits nuls. Ainsi, la modélisation et la méthode de projection proposée permettent de simuler des crues maximales supérieures à ce qui a été mesuré (c'est-à-dire simuler des crues de périodes de retour supérieures) tout en modélisant efficacement les faibles débits. D'un autre côté, la méthode de modélisation permet de respecter les débits intermédiaires.

Enfin, nous tenons à attirer le regard du lecteur sur le point suivant. Dans le set de données à disposition, il n'a pas été possible de mettre en évidence les constatations sur la variabilité des apports annuels au Maghreb reportées dans Frossard *et al.* (2006). En effet, ceux-ci ont constaté des périodes sèches et humides s'étalant sur des périodes d'une longueur approximative de 25 ans dans les différents pays du Maghreb. Le set de données à disposition est 20 ans, nous n'avons pas pu mettre ces variabilités en évidence. Par conséquent, nous ne tenons pas compte des variabilités climatiques observées par Frossard *et al.* (2006) mais la méthode de projection développée peut s'adapter assez facilement si d'autres données disponibles permettent de mettre cette observation en exergue.

5.2.3 Projection à l'horizon 2030

Tout d'abord, nous explicitons l'algorithme développé pour la projection ainsi que les différents gardiens intervenant dans la gestion du barrage.

Ensuite, nous représentons les résultats obtenus après la simulation de 500 fois 20 ans. En effet, l'avantage du modèle 0D est la rapidité de simulation ce qui nous permet de réaliser un grand nombre de simulation.

Enfin, dans la perspective de la simulation à l'horizon 2030 avec le logiciel WOLF 2D, nous nous donnons un critère pour le choix d'une ou plusieurs des 500 simulations lancées.

5.2.3.1 Algorithme

Nous allons présenter dans cette section l'algorithme comme il a été implémenté pour une année.

Initialisation : Lors de cette étape préalable, nous calculons le débit liquide (et donc solide) entrant dans le réservoir, le débit liquide sortant de consommation, de pertes et de vidange de fond.

Boucle temporelle sur les jours : Cette boucle sert à la résolution temporelle de l'équation de continuité donnée à la section 3.1 du Chapitre 3. Pour rappel, contrairement à la simulation des événements passés l'inconnue principale est ici le volume total au pas de temps suivant.

1. Nous réalisons deux tests pour rendre la gestion du barrage la plus cohérente possible avec ce qui peut se faire en réalité. En effet, nous n'avons eu aucune information quant à la gestion pratiquée par l'exploitant du barrage.
 - a) Test sur la hauteur du plan d'eau : Comme dit à la section 2.2.1 du Chapitre 2, nous n'avons aucune information sur la prise d'eau de consommation (potable + irrigation). Dès lors, à partir de l'exemple trouvé concernant le barrage marocain, nous supposons que le barrage de Sidi Yacoub a cinq prises d'eau aux altitudes : + 215m, + 225m, + 235m, + 245m et + 255m. Une fois que le niveau supérieur de la couche de sédiment arrive à moins de 5 m de la prise d'eau inférieure, nous la mettons en service. Dès lors, tant que la prise d'eau la plus inférieure en activité est supérieure au plan d'eau, le débit sortant de consommation est imposé nul.
 - b) Test sur une prédiction du volume : Au début du pas de temps, nous évaluons le volume probable en ajoutant le volume au pas de temps précédent au débit liquide entrant. Si ce volume est supérieur au volume total RN, nous évacuons la différence par la vidange de fond (En vérifiant que le débit évacué soit inférieur au débit maximum).
2. Nous évaluons le débit sortant par évaporation à partir de la surface du plan d'eau au temps précédent et de l'épaisseur d'eau moyenne évaporée.
3. Résolution de l'équation de continuité du réservoir pour connaître le Volume total présent dans le réservoir au temps t.

4. Évaluation du TE au temps t . Nous pouvons, dès lors, déterminer le volume de sédiment présent dans le réservoir au temps t .

5.2.3.2 Résultats

Nous avons réalisé 1000 fois des projections à l'horizon 2030 (soit 20 années de projections). En effet, toute la démarche de projection se base sur la conservation des caractéristiques tels que la moyenne, etc. De ce fait, cette conservation ne peut être prolongée trop longtemps dans le temps en vertu de l'hypothèse de stationnarité posée.

À la Figure 5.24, nous reportons l'évolution du volume de sédiments en fonction du temps. Nous reportons sur ce graphique le percentile 25, la médiane, la moyenne et le percentile 75. Il est important de remarquer que les droites de la projection (Percentile 25,50 et 75 et la moyenne sur la Figure 5.24) sont des caractéristiques sur les 1000 simulations. Pour information, nous avons reporté une droite dont le volume finale correspond avec le volume médian.

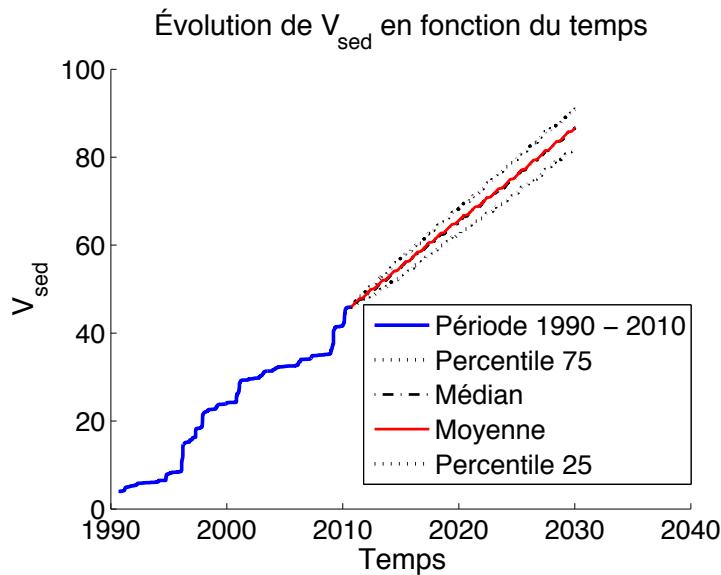


FIGURE 5.24 – Évolution du volume de sédiment dans le réservoir.

D'un autre côté, nous reportons à la Figure 5.25 la densité de probabilité des volumes sédimentaires finaux.

5.2.3.3 Discussions

La Figure 5.25 fait apparaître que la distribution des volumes sédimentaires finaux suit, a priori, une loi normale. Avec très peu de chance d'obtenir des débits extrêmes qu'ils soient supérieurs à 100 hm^3 ou inférieurs à 70 hm^3 . De plus, les volumes moyens et médians prennent des valeurs proches, respectivement, $86,68 \text{ hm}^3$ et $86,64 \text{ hm}^3$. Pour ce qui est des percentile 25% et 75%, ils prennent la

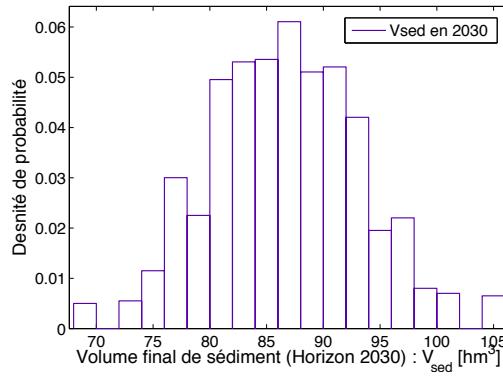


FIGURE 5.25 – Densité de probabilité des volumes sédimentaires finaux.

valeur de 82,0 hm^3 et 90,0 hm^3 . Ces différentes constatations montrent que l'échantillon de volume sédimentaire final est assez serré avec une différence d'à peine 10% entre les percentiles 25 et 75.

À l'horizon 2030, le réservoir de Sidi Yacoub pourrait perdre presque 30% de son volume initiale. Il deviendrait de plus en plus difficile de gérer l'approvisionnement en eau potable et d'irrigation la région alentour.

À présent, il nous apparaît intéressant d'étudier, en détail, les caractéristiques des diagrammes projetés qui influencent le volume sédimentaire à l'horizon 2030. C'est pourquoi, nous allons chercher différentes corrélations possibles entre le volume sédimentaire final et d'autres variables.

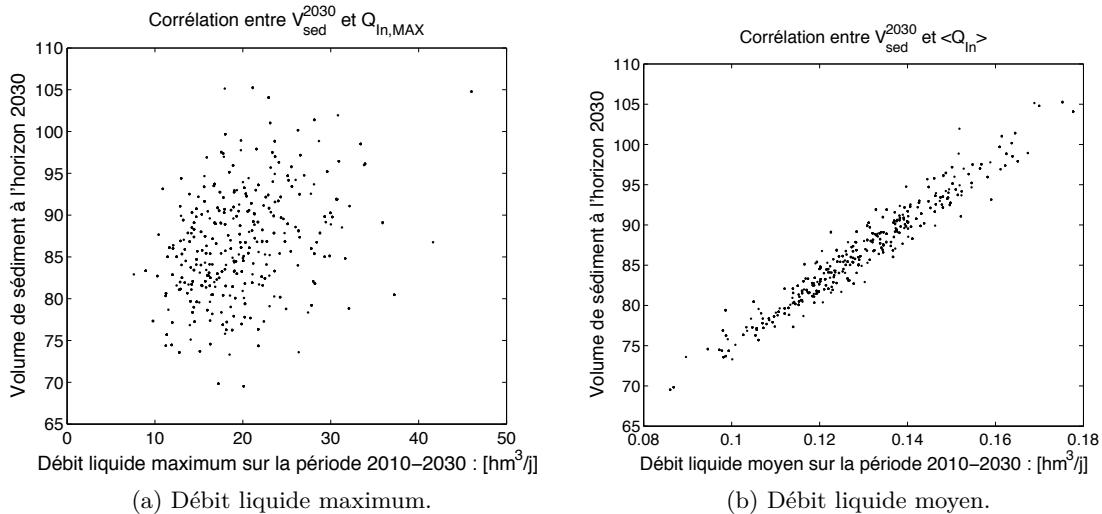


FIGURE 5.26 – Corrélation entre le volume de sédiments en 2030 et le débit liquide maximum et moyen.

Par les Figures 5.26a et 5.26b, nous remarquons que le volume de sédiments présent en 2030 est fortement corrélé au débit liquide moyen entrant dans le réservoir de Sidi Yacoub ($R^2 = 0,95$ pour une régression linéaire) alors qu'il semble moins au débit de crue maximum présent sur la

période 2010 et 2030 ($R^2 = 0.13$ pour une régression linéaire). Ce résultat est assez surprenant et innatenu. En effet, logiquement une loi de puissance favorise les débits importants entraînant une augmentation brusque du volume de sédiments présents dans le réservoir. Dès lors, nous pouvons nous demander si ce volume est corrélé au nombre de crues présentes durant la période étudiée (Figure 5.27). Le nombre de crues présent durant la période 2010 - 2030 est assez bien corrélé avec le volume final de sédiments présent dans le réservoir ($R^2 = 0,74$ pour une régression linéaire).

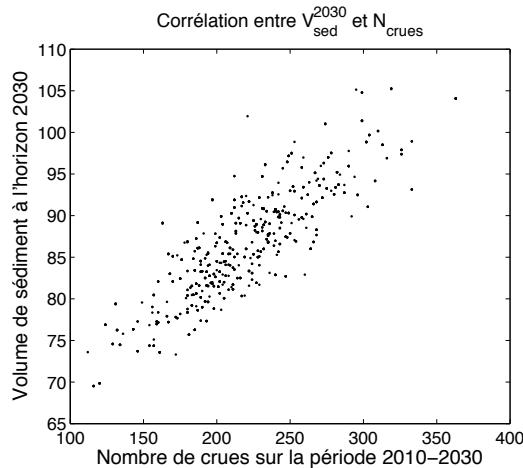


FIGURE 5.27 – Corrélation entre le volume de sédiments en 2030 et le nombre de crues intervenues (2010 - 2030).

Enfin, pour finir, nous pouvons donc dire que le volume de sédiments dans le réservoir de Sidi Yacoub en 2030 est influencé par le débit moyen mais aussi le nombre de crue. Ainsi, nous avons remarqué que le débit maximum apporte une grosse proportion du volume solide. Cependant, nous avons défini une corrélation plus important avec le débit moyen. Par Frossard *et al.* (2006), nous savons que la moyenne interannuelle va, certainement, augmenter entre 2010 et 2030. Le volume de sédiments à la fin de cette période à donc plus de chance de se trouver en 86 et 100 hm^3 .

5.3 Modèle 2D spatialement distribué

Dans cette section, nous allons discuter des différents paramètres dans le but de reproduire spatialement la distribution des sédiments dans le réservoir. Actuellement, le logiciel académique WOLF 2D ne permet pas d'utiliser des simulations avec la modélisation $k - \varepsilon$ lorsque des zones sont alternativement immergées et émergées. Dès lors, nous utilisons le modèle de turbulence de Smagorinsky.

Le logiciel WOLF 2D résoud les différentes équations rappelées ou développées dans la section 3.2 du Chapitre 3.

5.3.1 Données d'entrée

Comme nous l'avons fait pour la reproduction de l'expérience réalisée dans le bassin rectangulaire, nous lancerons, premièrement, une simulation avec des paramètres qui ont une signification expérimentale, théorique ou empirique. Ensuite, nous réalisons une analyse de sensibilité pour quantifier les effets des paramètres jugés pré-dominants.

Tout d'abord, nous reportons dans la Table 5.5 les paramètres qui ne changeront pas pour toutes les simulations.

Intégration temporelle	Runge-Kuta 21
Limitateur	min-mod
Nombre de Courant	0,25
Reconstruction interne	Linéaire

TABLE 5.5 – Paramètres constants des simulations.

Ensuite, les paramètres variables qui seront imposés dans la simulation de base sont reportés à la Table 5.6. Il est entendu que nous prenons les valeurs moyennes déterminées

Paramètres de SMAGORINSKY α_S	0,1 – 0,3
Porosité n	0,4
Diamètre de sédiment d [m]	$8 \cdot 10^{-6}$
Densité relative $s = \frac{\rho_s}{\rho}$	2,65
β	0,034
α_{adap}	0,25
$\sigma_{schmidt}$	1

TABLE 5.6 – Paramètres variables.

Enfin, concernant la discréétisation spatiale, nous avons choisi une discréétisation de 60 m sur 60 m pour une discréétisation initiale de 10 m sur 10 m.

5.3.2 Conditions initiales, limites et moyens de vérifications

Tout d'abord, de la même manière que pour le modèle 0D, le volume de sédiments présent au 1^{er} Septembre 1990 est déterminé à partir de Belhadri (1997) et vaut 4 hm^3 . Par la relation $h - \text{capacité}$ utilisée par le gestionnaire du barrage, ce volume correspond à une altitude du plafond des sédiments de 200 m. Dès lors, afin de coller au mieux à la réalité, nous décidons de prendre comme matrice de topographie initiale la topographie de 1986 numérisée par Marc Binard dont le fond de vallée est à 200 m (Figure 5.28).

Ensuite, étant donné que les relations régissant le réservoir sont différentes pour la matrice utilisée dans WOLF 2D et celle utilisée par le gestionnaire, il nous faut choisir de travailler à volume total ou à altitude du plan d'eau constante. Nous décidons de travailler à volume constant

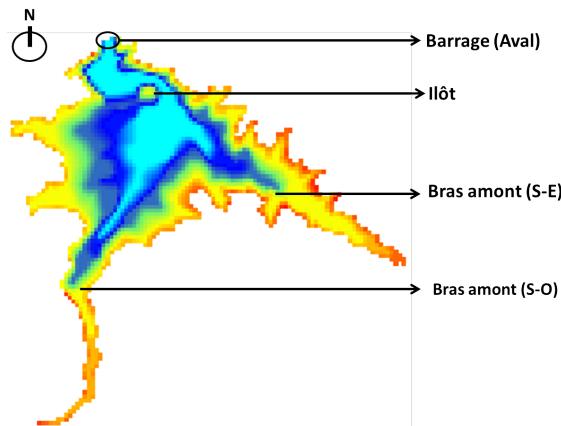


FIGURE 5.28 – Condition initiale de topographie.

étant donné que c'est l'un des paramètres mis en évidence dans les définitions de *trap efficiency* (Section 2.3.2), Dès lors, la Table 5.7 donne le volume total et l'altitude du plan d'eau présent le 31/08/1990 (Carnet de Relevé Mensuel d'exploitation).

	Réel	WOLF 2D
$V_{tot} [hm^3]$	44,998	44,998
$h_p [m]$	222,23	219,68

TABLE 5.7 – WOLF 2D - Données initiale.

Enfin, nous décidons de prendre une condition initiale de champ de vitesse nul, c'est-à-dire un lac au repos.

5.3.2.1 Conditions limites amonts :

Cette condition limite est bien entendu instationnaire vu que le débit obtenu via le modèle 0D varie à chaque pas de temps. Étant donné que les données sont journalières, celles-ci appliquées de manière brute dans WOLF 2D créeraient des discontinuités dans les apports. Nous décidons, dès lors, d'appliquer un histogramme de débit rendu continu comme à la Figure 5.29a. La Figure 5.29b représente la situation de l'imposition des débits entrants liquides et solides.

5.3.2.2 Condition limites avales :

La condition aval est un prélèvement du débit sortant (liquide et solide). Contrairement à la réalité, où le débit sortant a plusieurs natures, nous décidons que le prélèvement de l'entièreté du débit sortant se fait aux voisnages du barrage. En réalité, ce n'est exact que pour le débit sortant de consommation et de vidange de fond. En effet, le débit sortant d'évaporation est perdu de manière plus ou moins homogène sur la surface du lac, le débit sortant divers et de fuites sont perdus à des endroits non déterminés. Cependant, ce choix de tout prélever en aval n'est pas dénué de sens

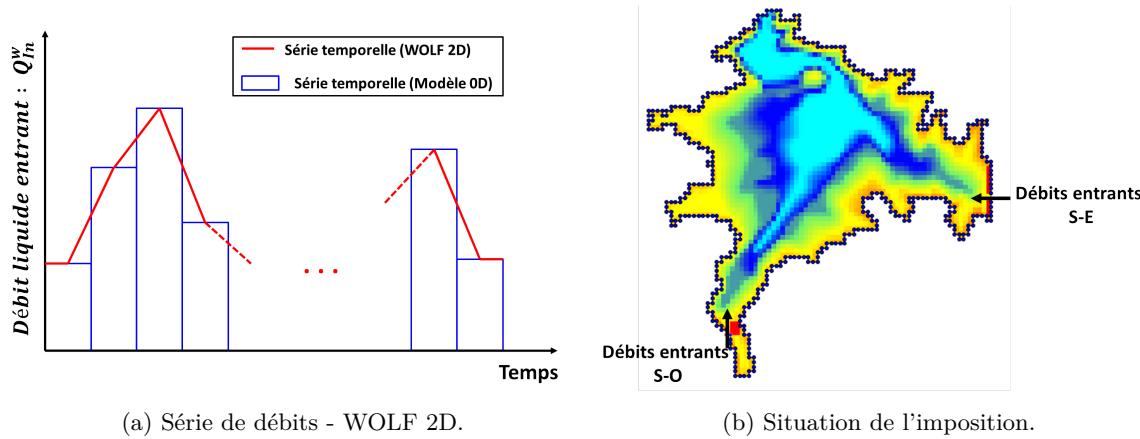


FIGURE 5.29 – Conditions limites amonts.

vu que le débit de consommation représente quasiment 75% du volume total sorti sur les données disponibles. De la même façon que la condition limite amont, nous rendons l'histogramme continu.

Remarque : Au départ, nous avions déterminé une condition limite aval qui fixait la hauteur du plan d'eau à cet endroit. Cependant, il nous a semblé plus intéressant de contrôler le débit entrant et sortant et, comme reportés à la prochaine section, de vérifier graphiquement l'évolution de la hauteur du plan d'eau.

5.3.2.3 Vérifications :

Premièrement, la dernière donnée non utilisée comme condition limite est la hauteur du plan d'eau. Dès lors, nous utilisons cette variable afin de vérifier l'évolution du réservoir. Cependant, comme nous l'avons déjà abordé, la relation hauteur - capacité est différente pour la marice utilisée dans WOLF 2D. Dès lors, nous utilisons bien cette hauteur comme comparaison et non la hauteur relevée par le gestionnaire du barrage. Nous effectuons en quelques sortes un changement de variable. De plus, afin de contrôler que le plan d'eau reste bien quasi-horizontal, nous allons regarder l'évolution de l'altitude de maille à des endroits différents du réservoir.

Deuxièmement, comme nous avons à disposition un relevé topographique datant de Septembre 2004. Une comparaison peut être faite pour l'analyse de sensibilité et la reproduction finale de la topographie. Pour réaliser une comparaison claire, nous décidons d'utiliser quelques coupes longitudinales (Figure 5.30a) et transversales (Figure 5.30b) à la vallée.

5.3.3 Accélération du temps de simulation

Les premières simulations lancées sur un ordinateur portable ont montré que le temps cumulé simulé par WOLF 2D était du même ordre de grandeur que le temps total CPU. Ce constat nous a poussé à chercher plusieurs solutions afin d'accélérer ce temps total CPU pris par les simulations.

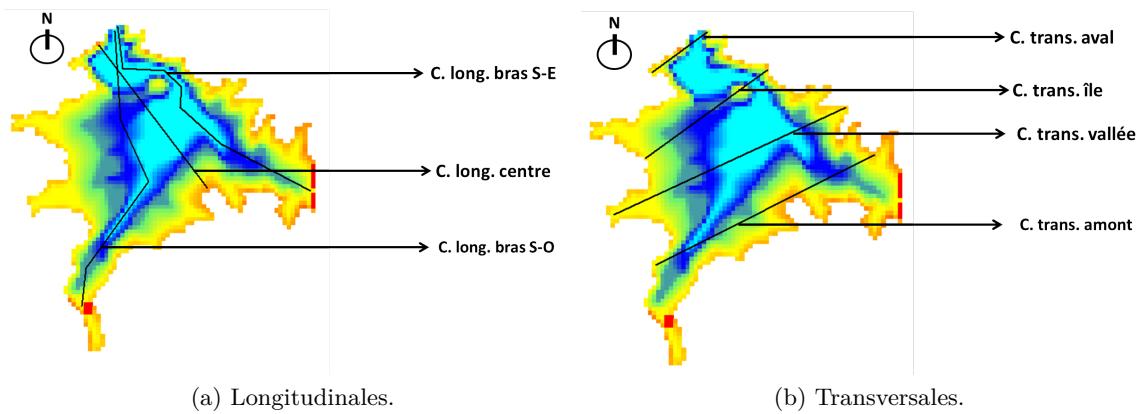


FIGURE 5.30 – Coupes réalisées pour la vérification.

Premièrement, nous nous sommes intéressés à la taille des mailles de calcul. Au départ, les mailles étaient de 10 m par 10 m. Pour l'analyse de sensibilité et le calage des différents paramètres, nous avons choisi un maillage de 60m par 60m.

Deuxièmement, nous vérifions un critère qui donne deux conditions (5.9) dans le but que la surface libre d'un réservoir reste horizontal (Dewals *et al.*, 2011). Ces conditions vont permettre de pouvoir représenter le volume entrant réellement dans le réservoir en 15 jours par en volume entrant en une journée.

$$StFr_*^2 = \frac{T_{in}Q_{in}}{V} \left(\frac{L/\sqrt{gH}}{T_{in}} \right)^2 \ll 1, \quad \text{and} \quad Fr_*^2 = \left(\frac{T_{in}Q_{in}}{V} \right)^2 \left(\frac{L/\sqrt{gH}}{T_{in}} \right)^2 \ll 1 \quad (5.9)$$

avec : T_{in} un temps caractéristique ; Q_{in} un débit entrant liquide caractéristique ; L une longueur horizontale caractéristique ; V le volume du réservoir au temps étudié ; H la hauteur d'eau caractéristique et g la pesanteur.

Nous vérifions les conditions à chaque pas de temps. Les $StFr_*^2$ et Fr_*^2 maximums sont respectivement $3,5 \times 10^{-6}$ et $3,7 \times 10^{-8}$. Dans ce rapport, nous reportons le calcul pour la crue maximum avec la surface et le volume du réservoir moyen sur les 20 ans de données.

Dès lors, soit $Q_{in}^{MAX} = 19,25 \text{ hm}^3/j$, $T_{in} = 1/15 j$, $V_{eau,moy} = 88,33 \text{ hm}^3$, $L_{moy} = \sqrt{S_{moy}} = 2278 \text{ m}$ et $H_{moy} = 36,0 \text{ m}$. Nous calculons les conditions à l'équation (5.10).

$$StFr_*^2 = \frac{T_{in}Q_{in}^{MAX}}{V} \left(\frac{L/\sqrt{gH}}{\overline{T}_{in}} \right)^2 = 6.4 \times 10^{-6} \ll 1, \quad (5.10)$$

and $Fr_*^2 = \left(\frac{T_{in}Q_{in}^{MAX}}{V} \right)^2 \left(\frac{L/\sqrt{gH}}{\overline{T}_{in}} \right)^2 = 9.3 \times 10^{-8} \ll 1$

Troisièmement, nous décidons de négliger les débits liquides entrant inférieurs à 10% au débit moyen de la période étudiée. Ce choix présente plusieurs avantages. Le premier est bien entendu un gain de temps de calcul CPU par la diminution du nombre total de pas de temps à simuler (Gain de 37%). En second lieu, ce gain de temps n'influence que très peu le volume total de sédiments

entrant dans le réservoir. En effet, le débit réellement injecté dans le logiciel de calcul WOLF 2D représente 99,9% du volume total qui est réellement entré dans le réservoir de Sidi Yacoub.

En résumé, les simulations se font sur un maillage de 60m de côté avec une accélération temporelle de 15 fois.

5.3.4 Analyse de sensibilité

5.3.4.1 Remarques préalables

Au départ, nous voulions imposer la condition limite amont à partir d'une zone d'infiltration. Cette première méthode a été abandonnée ; en effet, la vitesse à cet endroit était trop faible si bien que les particules solides sédimentaient immédiatement. C'est pourquoi, nous avons décidé d'imposer ces débits au niveau des bords du maillage. Les deux zones de grande élévation (en rouge sur les Figures 5.30) ont été créées afin que le débit reste concentré et arrive dans le réservoir sans sédimentation. De plus, après avoir lancé quelques simulations, il a été constaté des zones de très forte érosion au niveau des mailles voisines de l'injection de débit. Nous avons décidé de placer ces mailles en zones non-érodable. Effectivement, dès à présent, il est important de rappeler que le but qui nous occupe est de reproduire la sédimentation à l'intérieur du réservoir et non ce qui se passe aux extrêmes amont du réservoir.

Le pas de temps de comparaison est le pas finale c'est à dire au 31 Aout 2010.

5.3.4.2 Influence de la porosité

Les paramètres utilisés pour la simulation sont reportés dans la Table (5.8).

Nom de la simulation	Porosité	$d [\mu\text{m}]$	β	α_{adap}
$p = 0,3$	0,3	8	0,034	1
Base	0,4	8	0,034	1

TABLE 5.8 – Variation de porosité.

Tout d'abord, la Figure 5.31 représente les hauteurs de dépôts dans le réservoir. Logiquement, nous remarquons que, plus la porosité est importante, plus la hauteur des dépôts l'est. Cependant, les Figures 5.31 ne donnent qu'une vue qualitative des dépôts d'où l'utilité de réaliser les coupes représentées à la Figure 5.30. Par ailleurs, la cartographie de la sédimentation reste sensiblement identique. Nous reportons dans la Table 5.9 les volumes de sédiments amenés depuis le début de la période observée (1 septembre 1990). Nous remarquons que la porosité doit être légèrement supérieure pour correspondre au volume de sédiments trouvé par le modèle sans dimension.

Ensuite, nous représentons à la Figure 5.32 les coupes réalisées dans le sens Aval (Barrage) - Amont avec une superposition de la topographie de base et de la topographie obtenue en fonction de la porosité. De la même façon, nous reportons les coupes réalisées dans le sens Ouest - Est (Figure 5.33). Semblablement à ce qui a été déduit de l'analyse visuelle de la hauteur de dépôts, ceux-ci

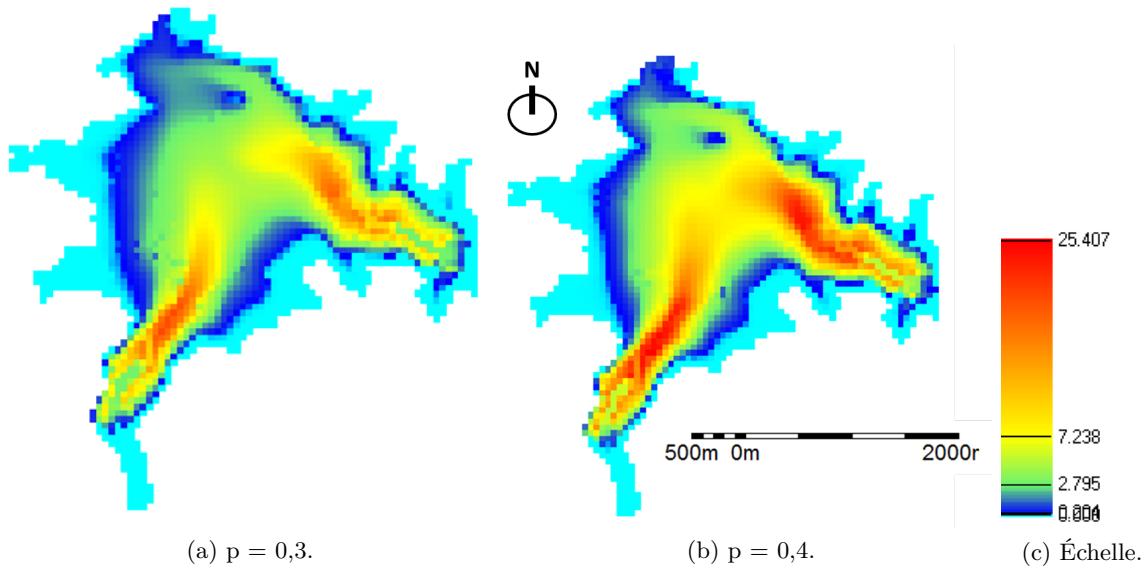


FIGURE 5.31 – Hauteur des dépôts - Variation de la porosité.

$p = 0,3$	$p = 0,4$
27,5	41,3

TABLE 5.9 – Volume de sédiments apportés dans le réservoir.

augmentent lorsque la porosité augmente. De plus, ce qui est sur les coupes, la majorité des dépôts commencent à se former au niveau de l'amont. En effet, la partie amont (Figure 5.33a) ne subit que très peu de déposition pour les deux valeurs de porosité. Dès à présent, cela nous permet de penser que des phénomènes plus complexes peuvent avoir lieu dans ce réservoir.

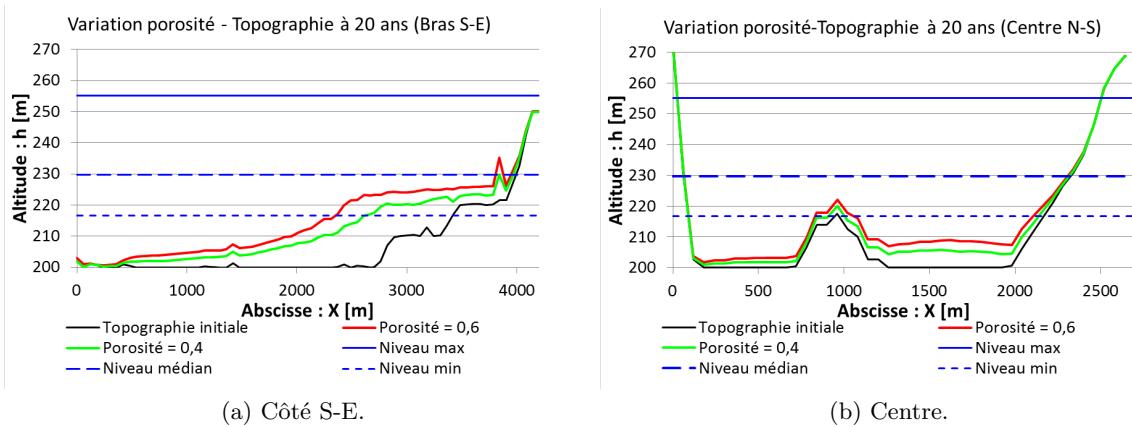


FIGURE 5.32 – Variation porosité - Coupes sens Aval - Amont.

Enfin, la Figure 5.37 représente les différentes évolutions de l'altitude du plan d'eau. Ces évolu-

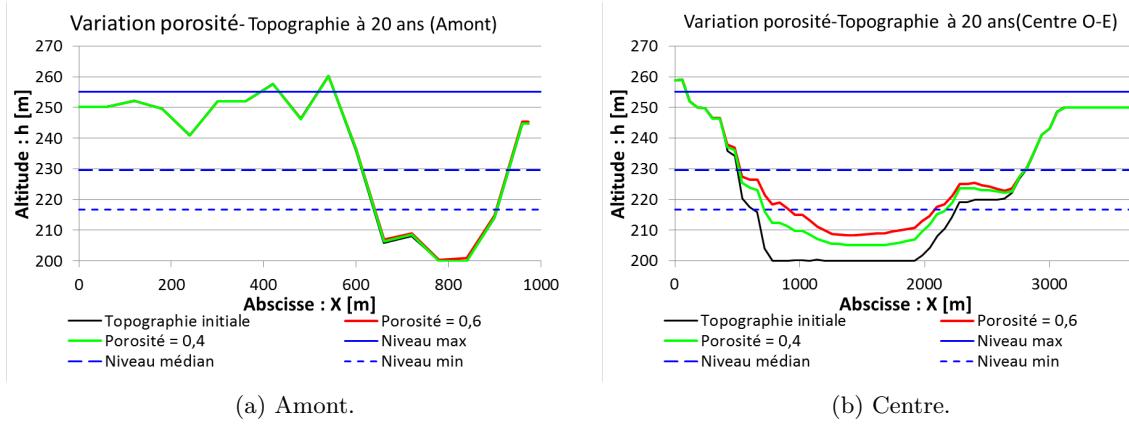


FIGURE 5.33 – Variation porosité -Coupes sens Aval - Amont.

tions ne sont pas abérantes. Néanmoins, nous pouvons remarquer que lorsque le niveau d'eau passe en dessous du niveau médian (230 m), les écarts entre les niveaux relevés et les niveaux obtenus par WOLF 2D sont plus importants. Plus curieux, cet écart diminue, à nouveau, lorsque le niveau repasse au dessus de ce niveau médian. Donc, pour un même volume, la hauteur du plan d'eau est plus basse. Nous avons trouvé deux causes possibles à ce phénomène. La première est le résultat qu'il manque des dépôts sur la largeur de la vallée. La deuxième est que le plateau inférieur des sédiments ayant été simulées n'est pas assez élevé. Le deuxième cas est le plus plausible. De plus, nous remarquons une diminution de cet écart après une forte crue (évolution brusque du niveau du plan d'eau) qui pourrait réorganiser la déposition des sédiments.

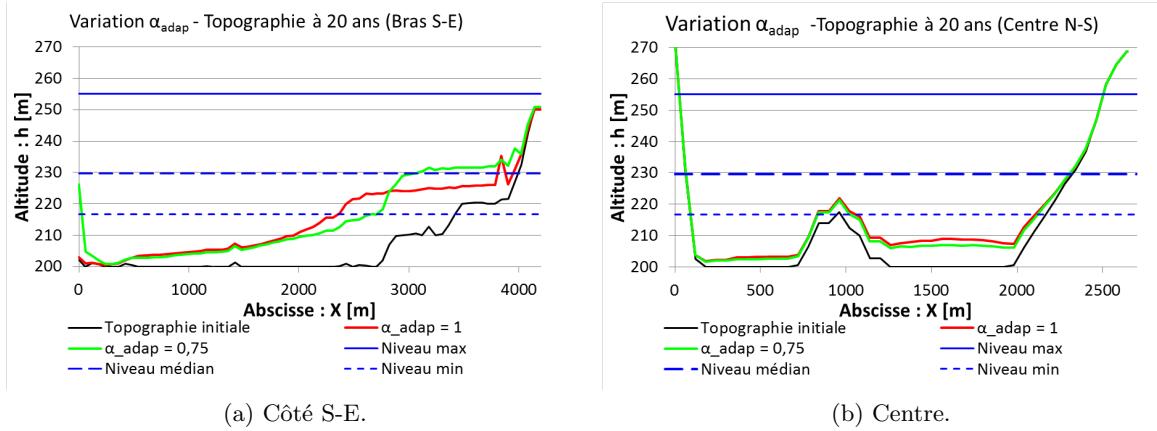
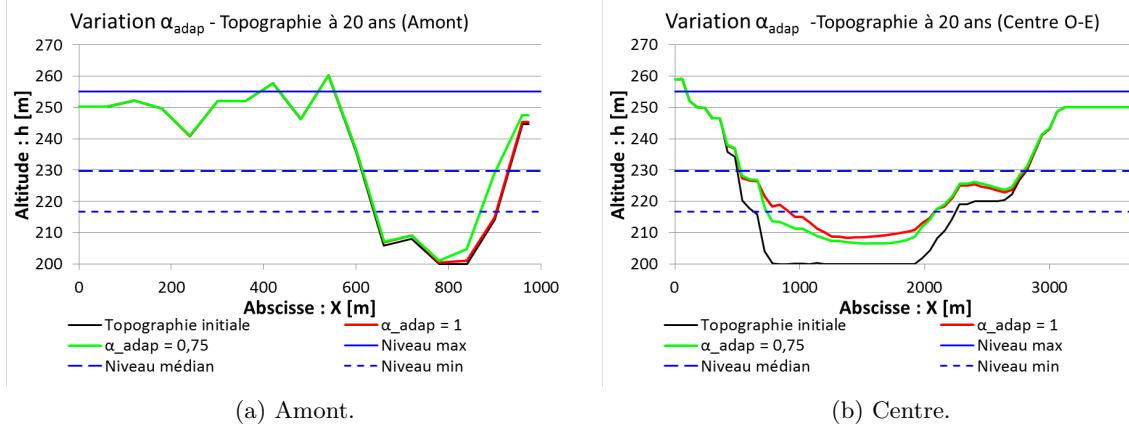
5.3.4.3 Influence du coefficient d'adaptation

Les paramètres utilisés pour la simulation sont reportés dans la Table (5.10). De plus, nous reportons aux Figures 5.34 et 5.35 les coupes réalisées

Nom de la simulation	Porosité	$d [\mu\text{m}]$	β	α_{adap}
$\alpha_{adap} = 0,75$	0,4	8	0,034	0,75
Base	0,4	8	0,034	1

TABLE 5.10 – Variation de porosité.

Nous constatons que, bizarrement, l'altitude du plateau amont (5.34a) est plus importante lorsque le coefficient d'adaptation diminue. Ceci contredit les constatations obtenues pour le bassin rectangulaire où plus α_{adap} diminue et plus le profil en long de la déposition tend vers une horizontale. Néanmoins, par les Figures 5.36, nous constatons que ce phénomène n'apparaît pas dès le début mais entre les années 2000 et 2005. En effet, lors de la comparaison des topographies à 10 ans, enrichie de valeurs intermédiaires, nous constatons une évolution logique. Lorsque le coefficient d'adaptation diminue, l'altitude du plateau amont diminue alors que la partie aval s'élève.

FIGURE 5.34 – Variation α_{adap} - Coupes sens Aval - Amont.FIGURE 5.35 – Variation α_{adap} - Coupes sens Aval - Amont.

Sur les coupes réalisées après 15 et 20 ans de simulations, nous remarquons un dépôt très élevé au niveau du barrage. Dès lors, nous pouvons supposer que la dégénérence de la déposition vient de ce phénomène aval.

5.3.5 Vérification de la surface libre

Nous représentons à la Figure 5.37 l'évolution de l'altitude suivant les cas étudié.

Afin de vérifier que les vagues induites par l'entrée des débits est négligeable, nous avons regardé la différence entre l'altitude au niveau des deux bras amont avec l'évolution de l'altitude à l'aval. Il en revient que l'écart maximum est de 5 cm entre les niveaux amont et aval. Au vu de la plage de variation de l'altitude du réservoir (de l'ordre de quelques mètres), cette variation est négligeable. De plus, en moyenne la différence est de 1 cm.

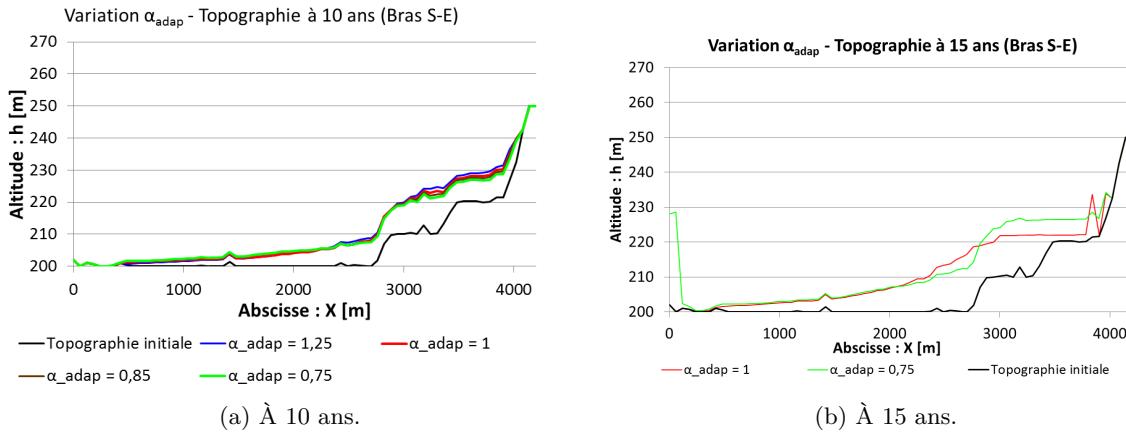
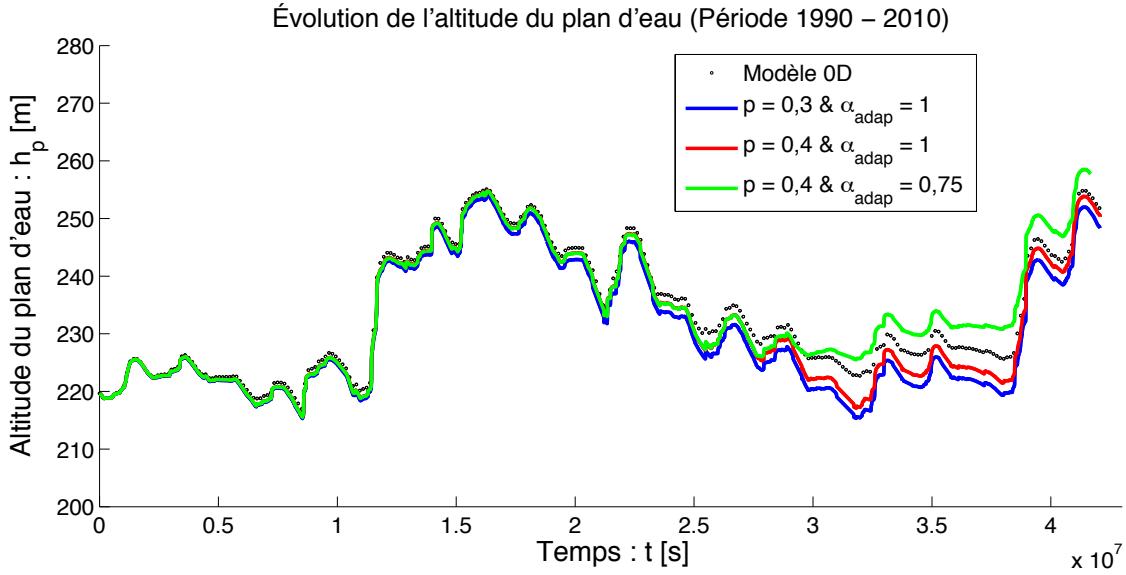
FIGURE 5.36 – Variation α_{adap} - Topograpgie à divers instants.

FIGURE 5.37 – Evolution de l'altitude du plan d'eau - Comparaison.

5.3.6 Comparaison avec la bathymétrie de 2004

Par les Figures 5.38 et 5.40, nous remarquons que la topographie de septembre 2004, obtenue après simulation avec $\alpha_{adap} = 1$ et $n = 0,6$, ne suit pas le relevé bathymétrique réalisé à cette date. Comme nous l'avons déjà remarqué, il faudrait utiliser un coefficient d'adaptation plus faible que 1. Cependant, nous pouvons déjà remarquer la partie à l'extrême amont est fortement érodée (environ 15 m). Rappelons, que nous avons choisi de rendre cette zone non érodable vu que le débit imposé aux frontières est concentré. D'un autre côté, comme nous l'a notifié Marc Binard, la numérisation de la carte de 1986 a été réalisée à partir d'une ancienne carte. Dès lors, l'altitude à cet endroit était peut être déjà surestimée.

De plus, le modèle 0D que nous avons mis en place ne tient pas compte des différents déplacement

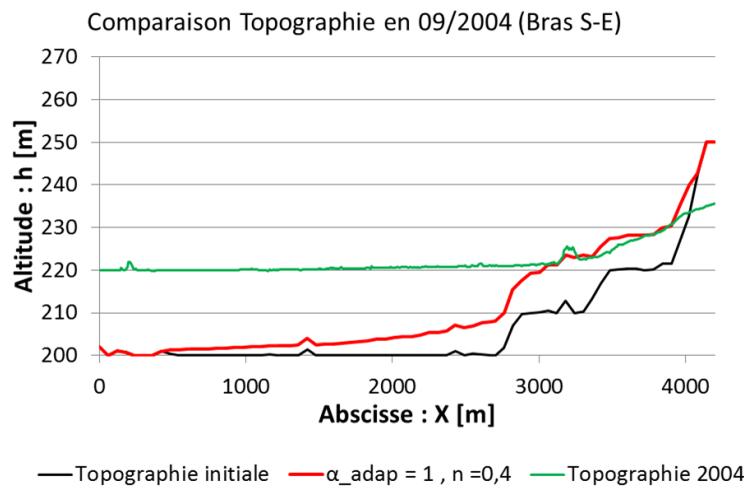


FIGURE 5.38 – Comparaison de la topographie en 2004 - Coupes longitudinales.

des sédiments à l'intérieur du réservoir. Ce qui peut expliquer l'absence d'une partie du volume en aval.

Cependant, ces différentes constatations et suppositions ne peuvent pas expliquer tout. Comme nous en avons déjà parlé, un phénomène plus complexe doit se produire à l'intérieur du réservoir. Selon Jia *et al.* (2012), lors de la déposition de sédiments fin (ce qui est notre cas), le processus de sédiments est plus complexe et se divise en trois phases.

1. Les sédiments sont transportés par le débit liquide entrant dans le réservoir et répartis dans celui-ci. Vu la faible vitesse de chute des sédiments, du à leur taille, ceux-ci sédimentent de manière plus ou moins uniforme dans le réservoir (Figure 5.39a).
2. Une fois déposé, ces sédiments forment une sorte de dépôts boueux sur le fond de la vallée. Dans le cas de vallée encaissée avec de fortes pentes, un écoulement boueux au niveau du sol se met en place (Figure 5.39b).
3. Cet écoulement boueux migre vers le fond de la vallée pour former un dépôt horizontal (Figure 5.39c), qui est, dans notre cas observé pour le relevé bathymétrique de 2004, à la Figure 5.40.

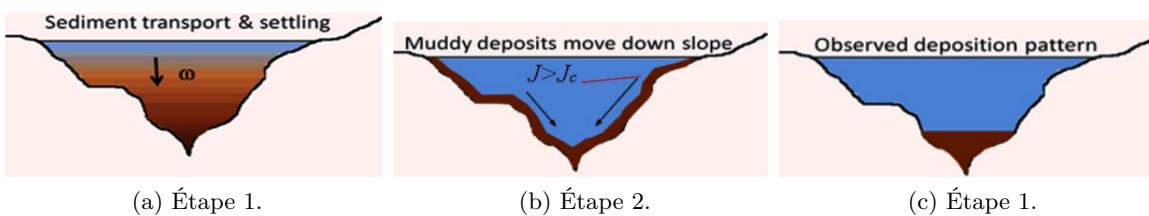


FIGURE 5.39 – Étapes de sédimentation.(Jia *et al.*, 2012)

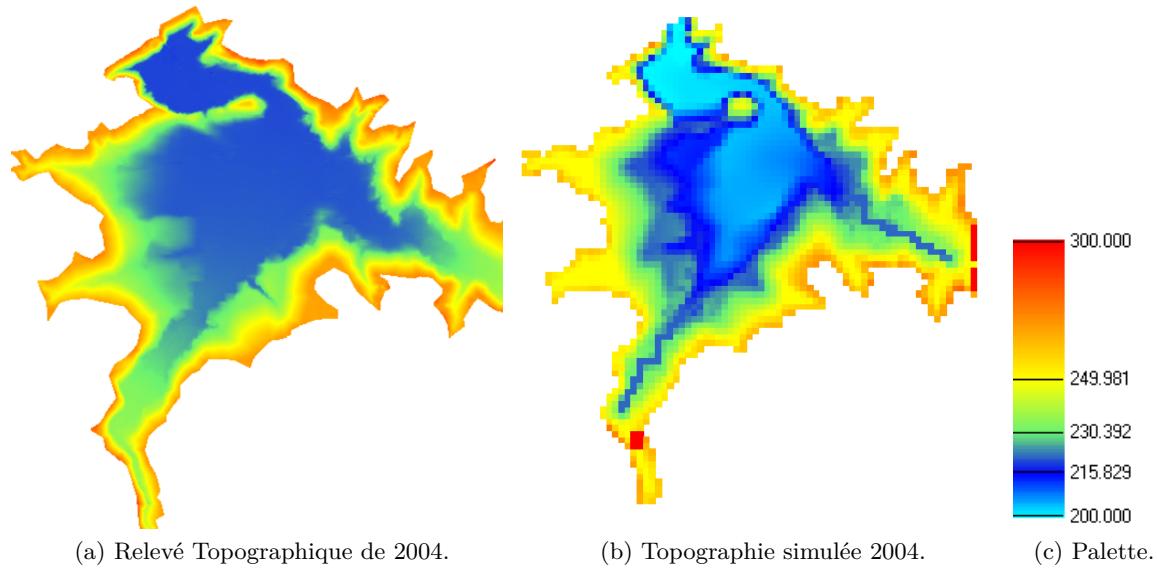


FIGURE 5.40 – Comparaison de bathymétrie 2004.

5.3.7 Discussions et commentaires

Tout d'abord, nous pouvons remarquer à la Figure 5.37 que l'évolution de l'altitude du plan d'eau est assez cohérente. Avant de rentrer dans les détails de l'analyse, l'augmentation de la porosité des sédiments augmentent logiquement la hauteur du plan d'eau vu que la hauteur des dépôts est plus importante (Figures 5.32 et 5.33).

Ensuite, nous avons remarqué que pour mieux coller à la réalité des dépôts, il faudrait diminuer le coefficient d'adaptation ce qui est assez cohérent avec ce qui a été réalisé pour le bassin rectangulaire pour obtenir un profil en long de déposition quasi-horizontal.

Enfin, comme nous l'avons mentionné lors de l'analyse de sensibilité, il faudrait augmenter légèrement la porosité afin de coller exactement au volume de sédiments de fin Août 2010.

Dès lors, afin de réaliser une reproduction ex post de la sédimentation dans le réservoir, il faut augmenter légèrement la porosité de la déposition des sédiments et diminuer le coefficient d'adaptation. Cependant, il est important de faire remarquer au lecteur que les simulations lancées avec un coefficient d'adapatation plus faible ont amené des dépôts anormalement important au niveau du barrage à l'aval du réservoir.

Chapitre 6

Conclusions et Perspectives

Le présent travail de fin d'études s'est intéressé à la gestion de l'envasement des grands réservoirs. Ce problème est crucial pour l'avenir tant du point de vue économique que sanitaire. En effet, durant le siècle précédent, nous avons été occupés à construire des barrages aux divers endroits économiquement et techniquement viable. Fin du XX^e siècle, début du XXI^e, un constat s'impose : La plupart des sites constructibles sont occupés ou en passe d'être occupé par la présence d'un barrage. Pour rappel, à l'échelle mondiale, la mise en service d'un nouveau barrage correspond à la perte d'un volume utile équivalent par les sédiments. Dès lors, nous avons proposé un premier pas vers la gestion durable des sédiments dans les grands réservoirs. En effet, l'étude, la reproduction ex post et la projection dans le futur de la sédimentation par divers modèles numériques est un premier pas afin de pouvoir, ensuite, tester différents choix pour la gestion des sédiments. Néanmoins, il semble important que les premières décisions à prendre pour limiter l'envasement des retenues est la lutte contre l'érosion du bassin versant.

Premièrement, nous avons débuté cette thèse de master par une introduction sur les différents rôles et objectifs remplis par les barrages, par extension de leurs réservoirs. Il en est revenu que plus de la moitié de l'utilisation des barrages était dédiée à la consommation d'eau potable et d'irrigation. La menace pèse sur la plupart des pays situés en zone semi- ou totalement aride. En effet, ces pays voient leurs volumes utilisables, au mieux, rester constant malgré la construction de nouveau barrage et au pire diminuer de quelques pourcents au fil des années. Si rien n'est fait, ces pays se trouveront à la fin de ce siècle avec un volume disponible divisé par deux sans nouvelle construction.

Deuxièmement, nous avons réalisé une revue de la littérature sur le sujet étudié. Cette revue a été composée en trois points. Tout d'abord, nous avons présenté l'expérience utilisée pour la validation de l'extension du modèle $k - \varepsilon$ à l'équation de continuité des sédiments en suspension. Ensuite, nous avons rappelé les différents caractéristiques du réservoir de Sidi Yacoub et de son bassin versant.

Enfin, une revue des différentes caractéristiques pouvant être prises par les particules solides a été réalisé. Dans l'évaluation du *trap efficiency*, nous avons pu nous rendre compte des variables qui jouent un rôle important dans le processus de sédimentation dans les réservoirs.

Troisièmement, nous avons réalisé un rappel des différents modèles d'écoulement et de sédimentation utilisé lors de ce travail de fin d'études. De plus, nous avons ajouté notre brique à l'édifice, en proposant une démarche originale dans l'extension du modèle de turbulence $k - \varepsilon$ à l'équation de continuité du transport solide en suspension. Ce développement vient à la suite d'une étude réalisée par Camnasio *et al.* (2013) dont la principale conclusion était que, hydrodynamiquement parlant, le modèle $k - \varepsilon$ colle mieux aux mesures expérimentales que le modèle algébrique développé par Fischer.

Quatrièmement, nous avons pu valider ce développement théorique en reproduisant une expérience réalisée en laboratoire dans un bassin idéalisé. Il est important de pouvoir constater l'utilisation de paramètres issus de mesures expérimentales et de la théorie dans cette reproduction. Ainsi, dans le cadre de ce type de situation idéalisée, il paraît possible de reproduire voire de prévoir l'évolution des dépôts dans le bassin. Notons que, dans le cas étudié, le modèle représentait correctement le champ de vitesse présent dans le réservoir. Nous avons pu démontrer que le modèle $k - \varepsilon$, développé pour la conservation de la masse des sédiments en suspension, représente mieux la déposition des particules solides sur le fond du réservoir que des modèles algébriques de turbulence étudié.

Cinquièmement, nous avons étudié le réservoir réel de Sidi Yacoub. Pour cette analyse, nous avons mis en place des modèles à échelles spatiales différentes.

Le premier modèle utilisé est sans dimension. Dans un premier temps, ce modèle a permis de déterminer, le débit liquide entrant dans le réservoir. Nous avons pu quantifier l'effet de certaines hypothèses réalisées par le gestionnaire du barrage. Pour ce faire, une loi de puissance a été utilisée pour l'évaluation du débit solide. Celle-ci a été déterminée sur un set de données venant d'une station hydrométrique présente à l'aval du barrage. Dans un deuxième temps, une étude complète sur les caractéristiques des débits liquides entrant et sortant a été menée. Le débit liquide entrant a été décomposé en moyenne annuelle - variation saisonnière - irrégularités pouvant être adapté à tout type d'hydrogramme et prendre en compte des évolutions climatiques. Les différents débits liquides sortants ont été étudiés en détail afin de réaliser une projection à l'horizon 2030. Vu que nous n'avons pas pu dégager une variabilité cyclique inter-annuel, nous avons posé une hypothèse de stationnarité. En conséquence, le but visé a été de conserver les caractéristiques de la période 1990 - 2010 pour la projection. Le principal avantage de ce modèle sans dimension spatiale est la possibilité de réaliser un grand nombre de simulations afin de pouvoir mesurer les facteurs influençant le volume final de sédiments à l'horizon 2030 dans le réservoir de Sidi Yacoub. Lors de cette étude, nous avons

pu établir que ce volume final a de fortes chances de se trouver dans l'intervalle de valeurs de 80 hm^3 et 90 hm^3 ce qui représentent plus de 30% pour sa capacité initiale.

Le deuxième modèle est spatialement distribué à deux dimensions. Les résolutions sont menées au moyen du logiciel de calcul volumes finis développé par le service HECE de l'Université de Liège, WOLF 2D. L'évolution du niveau d'eau dans le réservoir a correctement été modélisée. Cependant, nous avons pu remarquer les difficultés de la mise en place de ce type de simulations. En effet, la gestion du transport sédimentaire par suspension est délicat. Néanmoins, nous sommes arrivés à reproduire une déposition plausible sans prendre en compte tous les facteurs influençant cette déposition. De plus, nous avons pu constater l'existence de phénomène complexe dans la sédimentation dans le réservoir de Sidi Yacoub.

Au final, ce travail de fin d'études dépose les premières bases pour deux voies de perspectives.

La première voie est la suite de l'étude de l'évolution du champ de vitesse et des dépôts dans les bassins rectangulaires. En effet, malgré leur typologie, a priori, simple, ces bassins donnent naissance à des phénomènes complexes. De plus, ces bassins de géométrie simplifiée ont de nombreuses utilités en hydraulique et plus précisément en hydraulique urbaine.

D'un autre côté, la deuxième voie est la gestion durable des sédiments dans de grands réservoirs. En effet, nous avons jeté les bases d'une bonne représentation spatiale de la sédimentation dans ces grands réservoirs. Dès lors, il serait intéressant de pouvoir prédire/reproduire numériquement des moyens de gestion comme les chasses hydrauliques.

Chapitre 7

Annexes

Annexe A

L'Annexe A reprend différentes informations supplémentaires sur le barrage de Sidi Yacoub.

Plans et situations

- Barrage de Sidi Yacoub

Le barrage de Sidi Yaccoub est un barrage poids en terre avec un noyau central étanche en argile. Il a été mis en service en 1986 et sa construction a débuté en 1981. Il se situe dans la wilaya du Chlef (environ un million d'habitants) dont on représente la situation à la Figure 7.1(Wikipédia, consulté le 30 avril 2013) de l'Annexe A. Le réservoir de Sidi Yaccoub est abreuvé par deux cours d'eau dont le principale est l'oued¹ Ardjem qui est un des principaux affluents en rive gauche de l'oued Cheliff (Fleuve qui se jette dans la mer méditerranée).

Le réservoir de Sidi Yaccoub avait une capacité initiale de 286 hm^3 à sa cote de retenue normale (RN) de 264 m . La cote des plus hautes eaux étant de 267.5 m . Dans le cadre d'une campagne organisée par le Minsitère des Ressources en Eau, un relevé bathymétrique a été réalisé. La principale conclusion a été que le réservoir avait perdu 33 hm^3 .

1. Cours d'eau d'Afrique du Nord à régime hydrologique très irrégulier.

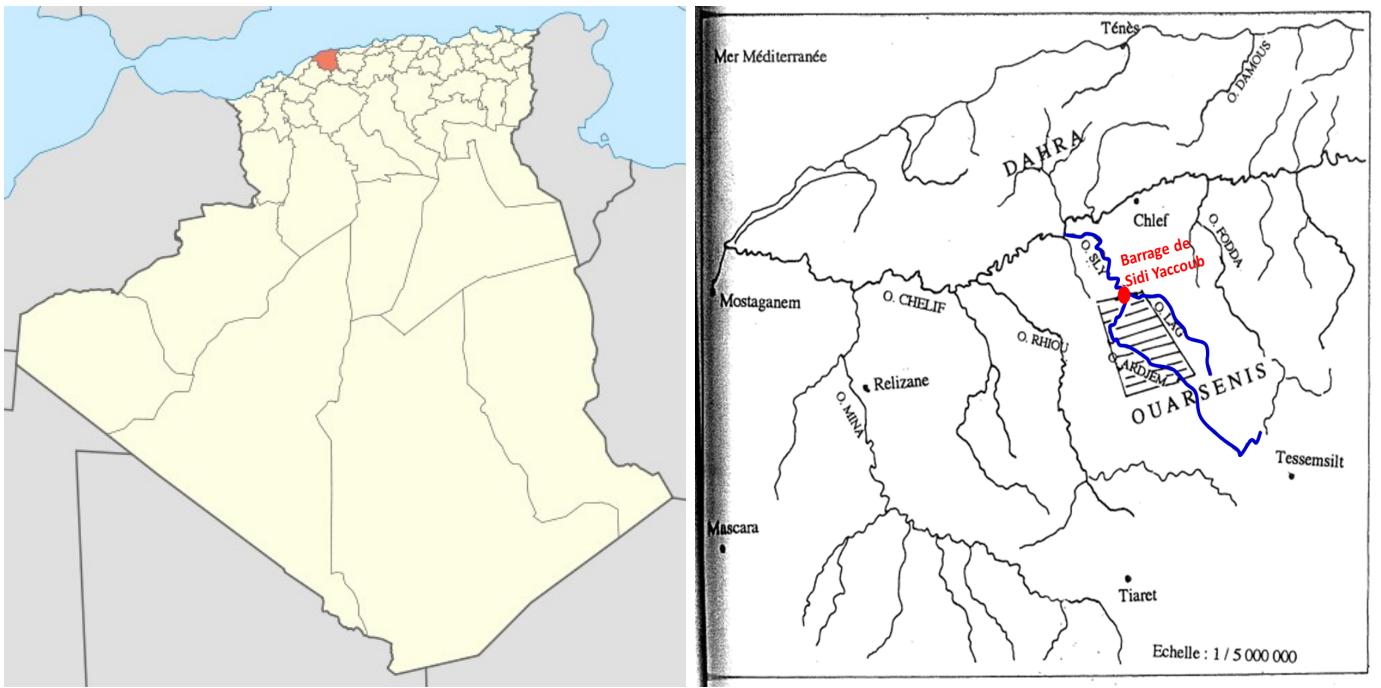


FIGURE 7.1 – Situation.

– Oued Arjem

Le barrage est arrosé par deux oueds dont le principal est l'oued Arjem, un des principaux affluents rive gauche du fleuve Chéliff comme on peut le voir à la Figure 7.2.

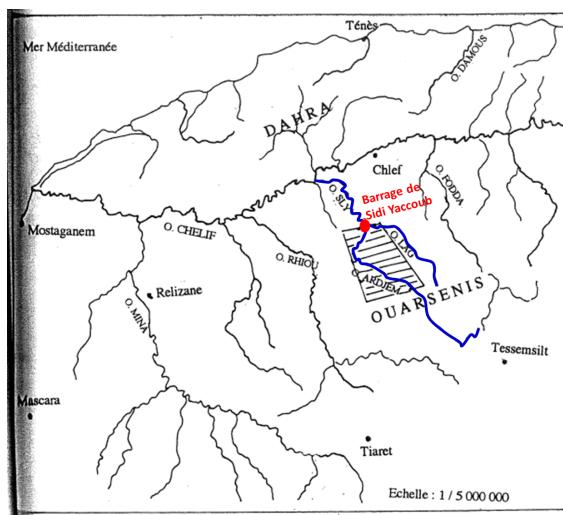


FIGURE 7.2 – Oued Arjem.

– Station hydrométrique située en aval

Des données disponibles concernant les débits, hauteur d'eau, concentration en sédiments ont été collectées à la station hydrométrique 012311 (Figure). Les données à disposition ne sont pas régulière à plusieurs points de vues. Tout d'abord, la station hydrométrique semble utiliser plusieurs relations hauteurs - débits (Figure 7.4). Ensuite, les débits et les concentrations ne sont pas relevés dans les mêmes documents ni aux mêmes moments. De plus, il n'est pas rare de trouver plusieurs mesures de hauteurs différentes pour une même journée.



FIGURE 7.3 – Station hydrométrique aval.

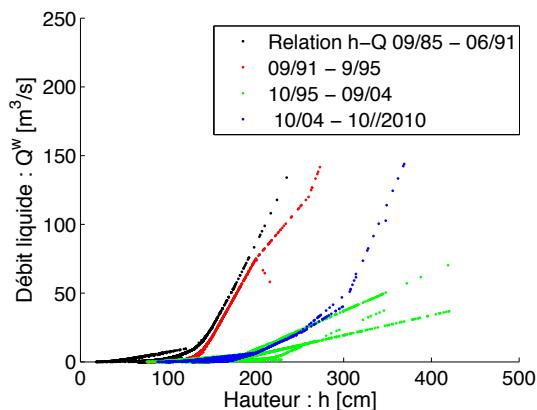


FIGURE 7.4 – Différentes relations hauteurs - débits.

– Matrices de topographie :

Les Figures 7.5a et 7.5b reprennent respectivement les topographies à la mise en service et 20 ans après. Ces matrices de topographie ont été réalisées et transmises par Marc Binard (Com. pers., mail, 2013)..

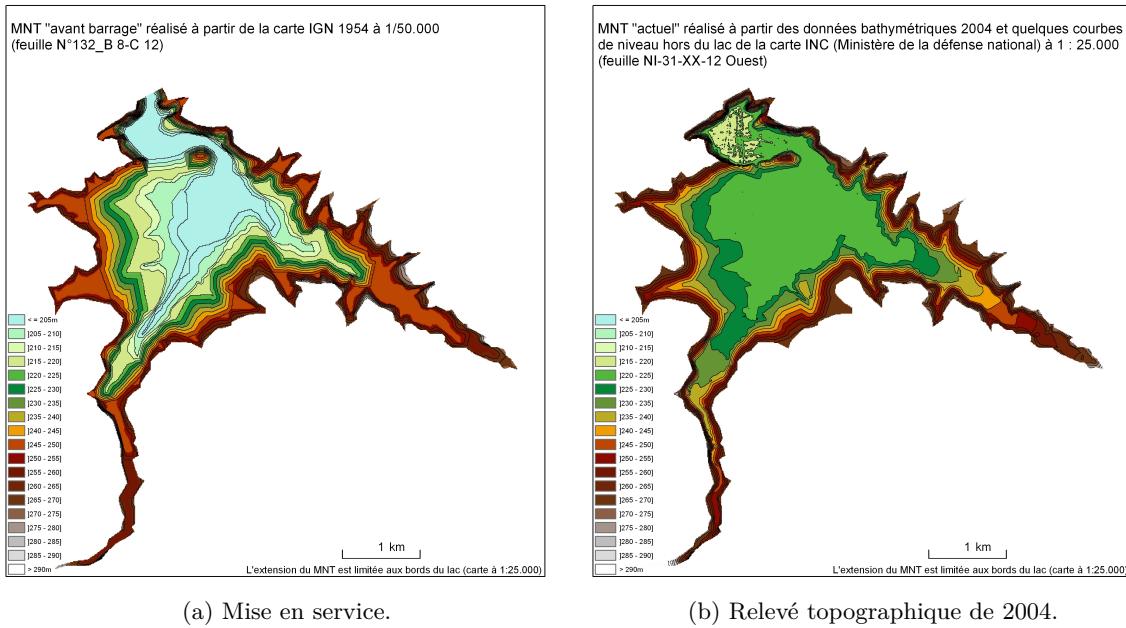


FIGURE 7.5 – Topographie numérique.

– Géologie du bassin versant de l'oued Ardjém :

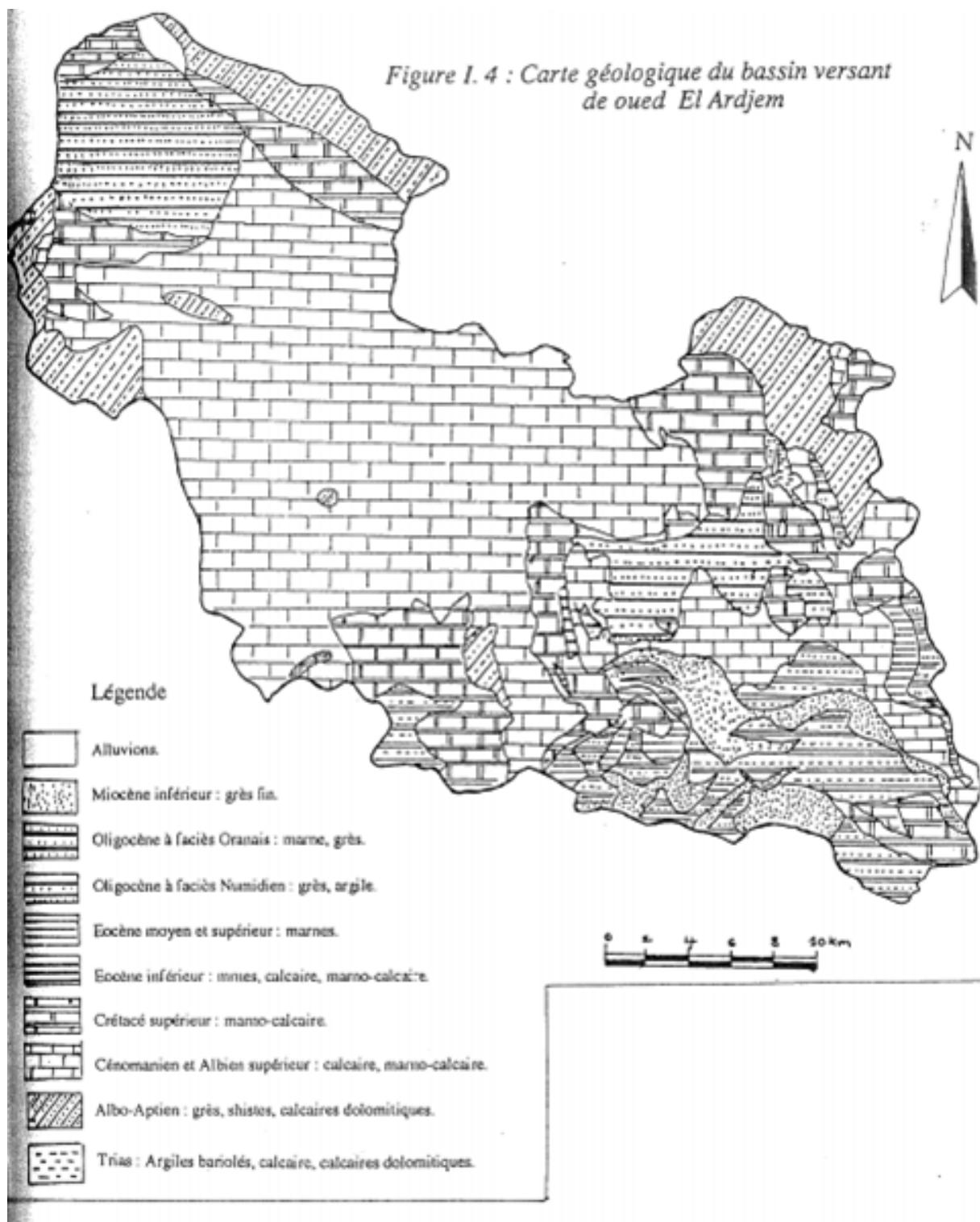


FIGURE 7.6 – Bassin versant de l'oued Arjem - Géologie.(Belhadri, 1997)

Annexe B

L'Annexe B reprend en détail le développement de la méthode de projection.

Débits extrêmes

Les débits extrêmes sont composés d'une part des débits nuls et d'autre part des débits de crue c'est-à-dire supérieurs au débit dépassé en moyenne 10 jours par an soit $0,75 \text{ hm}^3/j$. Tout d'abord, nous allons étudier pour chaque type de débits extrêmes ses caractéristiques ainsi la démarche de modélisation.

Débits nuls

Caractéristiques : Nous reportons dans la Table Caractéristiques : la probabilité expérimentale de l'apparition du débit nul dans la série temporelle de débit entrant dans le réservoir de Sidi Yacoub durant la période allant du 1 septembre 1990 au 31 aout 2010.

Probabilité annuelle	0,2120
Probabilité saison humide	0,1214
Probabilité saison sèche	0,4227

TABLE 7.1 – Probabilités expérimentales.

Moyen de modélisation : Avant d'étudier le débit entrant au temps t par l'équation (Décomposition moyenne annuelle - variation saisonnière - irrégularités :) qui décompose ce débit en une composante de moyenne annuelle, de variation saisonnière et d'irrégularité, nous tirons un nombre au sort à l'aide d'un tirage dans une distribution uniforme². Si ce nombre est inférieure ou égale à la probabilité d'occurrence de débit nul pour la saison regardée, le débit au temps sera nul. Dans le cas contraire, on entame la démarche reportée ci-dessous.

Débits de crue

Comme nous l'avons déjà fait remarqué, le débit de crue est un débit supérieur à $0,75 \text{ hm}^3/j$.

Caractéristiques : À partir de la série temporelle complète, nous extrayons exactement 191 crues sur les vingt années de données. On reporte sur le graphique représenté à la Figure Caractéristiques : l'évolution du nombre de crue en fonction de la moyenne annuelle. Nous pouvons remarquer que ces deux variables sont assez corrélées. En effet, nous constatons que plus le débit moyen est élevé, plus le nombre de crue l'est aussi. Cette constatation est assez logique au vue de la différence d'ordre grandeur entre une crue et le débit moyen annuel.

2. Une distribution uniforme donne la même probabilité à chaque nombre réel entre 0 et 1 d'apparaître.

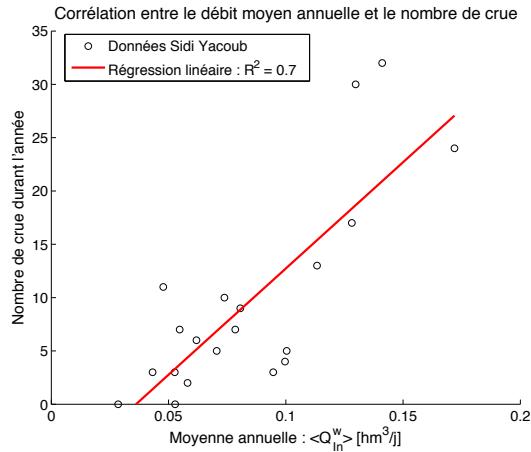


FIGURE 7.7 – Corrélation $\langle Q_{In}^w \rangle$ et le nombre de crue durant l'année.

Moyen de modélisation : Au vu la corrélation entre les deux grandeurs, une fois que nous connaissons le débit moyen annuel, nous savons le nombre de crue durant l'année. Remarquons que le nombre de crue doit prendre des valeurs entières. Dès lors, nous arrondissons le résultat au nombre entier le plus proche.

De plus, dans le cas où le nombre de crue n'est pas nul, nous allons utiliser la loi de Gumbel pour déterminer le débit maximum de crue de l'année en cours en fonction d'une période de retour définie.

Rappel de la loi de Gumbel :

Afin de caler la loi de Gumbel sur les données disponibles, nous nous basons sur les débits maxima mesurés pendant chaque année. Nous nous basons sur ce qui est décrit dans

La loi de Gumbel s'écrit de la manière suivante :

$$F(x) = \exp(-\exp(-\frac{x-a}{b}))$$

$$\text{avec } u = \frac{x-a}{b}.$$

Comme expliqué dans ?, nous décidons d'appliquer la méthode des moments pour déterminer les paramètres a et b . Cette méthode de moment se base sur des caractéristiques de l'échantillon des débits maxima comme la moyenne μ et l'écart type σ pour déterminer ces paramètres.

Tout calcul fait, on obtient $a = 37.5$ et $b = 50.4$. Dès lors, nous représentons la fonction de répartition des débits maximaux (Figure Moyen de modélisation :). Nous représentons toute la fonction de répartition mais dans le cadre de la modélisation, nous tiendrons compte qu'aux débits dont la fonction de répartition est supérieure à 0,5 soit une période de retour de 2 ans. Pour rappel, la relation entre la fonction de répartition d'une variable et sa période de retour est : $T(X) = \frac{1}{1-F(X)}$.

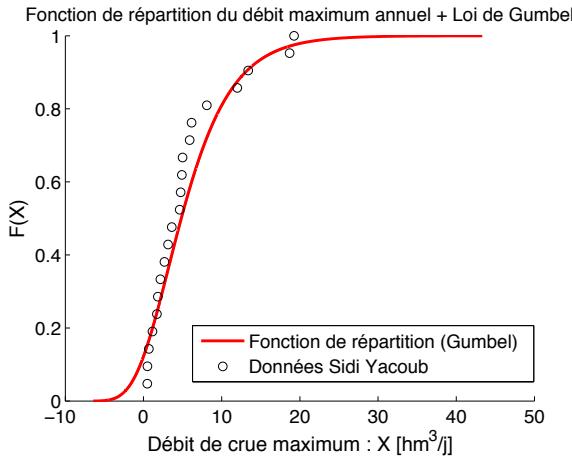


FIGURE 7.8 – Fonction de répartition des débits entrant maxima (Loi de Gumbel).

Algorithme des débits de crue : Au départ, nous connaissons le nombre de crue N à modéliser durant l'année en cours. Ensuite, nous tirons au sort dans une distribution uniforme.

- Si le nombre tiré est supérieure ou égale à 0,5, nous venons regarder sur la fonction de répartition élaboré par Gumbel le débit correspondant. Ce débit peut être supérieure au débit de crue maximum mesuré sur la période disponible (soit environ $20 \text{ hm}^3/\text{j}$). Une fois qu'on a le débit maximum annuel, deux cas de figure :
- Ce débit maximum annuel est supérieur au débit maximum mesuré. Dès lors, nous venons tirer pour les $(N - 1)$ crues restantes dans des distributions uniformes. Pour ces $(N - 1)$ crues, nous venons regarder le débit correspondant dans la fonction de répartition **complète contenante les 191 crues mesurées** durant la période allant du 1 septembre 1990 au 31 aout 2010.
- Ce débit maximum annuel est inférieur au débit maximum mesuré. Dès lors, nous venons tirer pour les $(N - 1)$ crues restantes dans des distributions uniformes. Pour ces $(N - 1)$ crues, nous venons regarder le débit correspondant dans la fonction de répartition **incomplète** avec $F(X) = 1$ pour le débit maximum annuel trouvé par la loi de Gumbel. Dès lors, cette fonction de répartition contient moins de 191 crues.
- Si le nombre tiré est inférieur à 0,5, nous venons regarder le débit correspondant dans la fonction de répartition complète. Ensuite, la démarche est la même que pour un débit maximum annuel de Gumbel inférieur au débit maximum mesuré. Nous venons tronquer la fonction de répartition complète afin que $F(X) = 1$ pour le débit maximum annuel trouvé avec le nombre inférieur à 0,5.

À titre d'exemple, prenons trois premiers tirages différents : $n_{rand} = 0.99$ donc $Q_{In,Max}^w = 23,26 \text{ hm}^3/\text{j}$, $n_{rand} = 0.8$ donc $Q_{In,Max}^w = 6,16 \text{ hm}^3/\text{j}$ et $n_{rand} = 0.2$ donc $Q_{In,Max}^w = 0,93 \text{ hm}^3/\text{j}$. Nous représentons à la Figure 7.9 les différentes fonctions de répartition utilisée pour les $(N - 1)$ tirages différents à la Figure Algorithme des débits de crue ::

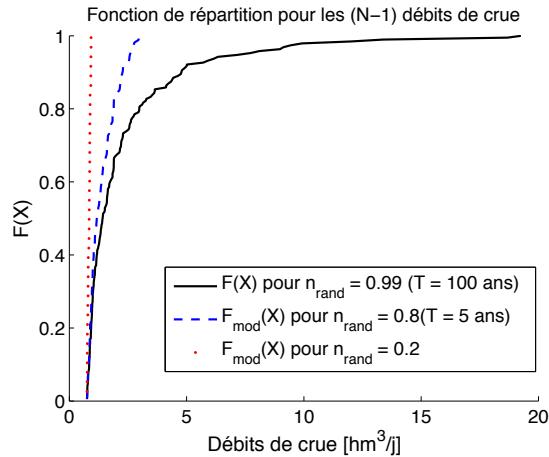


FIGURE 7.9 – Exemple de fonctions de répartition à utiliser suivant le cas de n_{rand} .

Une fois que nous avons les N débits de crue, nous répartissons ces débits de manière aléatoire dans la saison humide.

Débits journaliers

À présent, nous avons modélisé de manière correcte les débits extrêmes. Dès lors, il reste à modéliser les débits journaliers sous la décomposition en moyenne, variation saisonnière et journalière que nous rappelons à l'équation (Débits journaliers).

$$Q_{In}^w(t) = \langle Q_{In,A}^w \rangle + \Delta Q_{saison} + \Delta Q_{journalier} \quad (7.1)$$

Afin de pouvoir générer des projections, il nous faut caler différentes lois statistiques sur chacun des termes de l'équation (7.1).

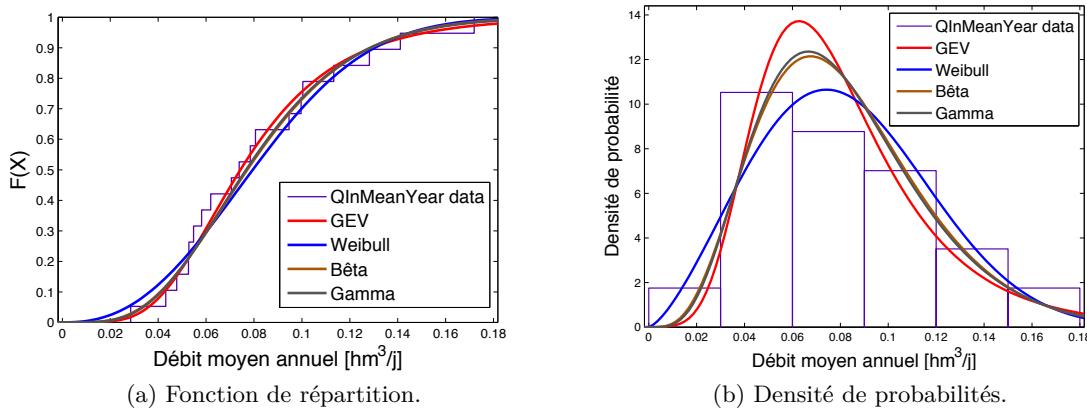
Remarque : Comme les débits extrêmes sont traités séparément, l'échantillon de données restant est les débits entrant compris entre $0 \text{ hm}^3/j$ (exclus) à $0,75 \text{ hm}^3/j$ (inclus).

Débits moyens annuels :

Nous reportons à la Figure 7.10a le calage de différentes loi statistique sur la fonction de répartition des débits moyens annuels (Intervalle $]0; 0,75] \text{ hm}^3/j$). Nous avons choisi les lois statistiques suivantes : La loi des valeurs extrêmes généralisées (GEV), la loi de Weibull, la loi bêta et la loi gamma.

Visuellement, la Figure 7.10a ne nous permet de trancher de manière objective sur la loi à choisir. Dès lors, nous étudions différents caractéristiques statistiques de la série de donnée et des lois calées. Les caractéristiques choisies sont :

- La moyenne l'échantillon de débit moyen annuel (Pour la lisibilité des formules nous utilisons la variable X) : $\mu(X) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$

FIGURE 7.10 – Calage loi statistique : $Q^w_{In,MeanYear}$.

- La variance de l'échantillon : $\sigma^2(X) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2}$
- Le coefficient de dissymétrie : Ce coefficient détermine l'asymétrie de la distribution. Ce coefficient est nul pour une loi normal.
- Le coefficient d'aplatissement : Ce coefficient détermine la taille du pic de la distribution. Ce coefficient est nul pour une loi normal.

Nous reportons dans la Table 7.2 les différentes lois ainsi que les différentes caractéristiques obtenues³.

Caractéristique	Données SY	GEV	Weibull	Beta	Gamma
Moyenne	0,0817	0,0817 (+0.1%)	<u>0,0818 (+0.2%)</u>	0,0816 (-0.1%)	0,0822 (+0.6%)
Variance	0,0014	0,0014 (+3%)	<u>0,0013 (-7%)</u>	<u>0,0013 (-7%)</u>	0,0013 (-7%)
Dissymétrie	0,85	1,61 (+89%)	0,39 (-40%)	0,72 (-1%)	<u>0,82 (+8%)</u>
Aplatissement	3,1	7,8 (+152%)	2,9 (-6%)	3,5 (+12%)	3,9 (+26%)

TABLE 7.2 – Calage loi statistique : $Q^w_{In,MeanYear}$.

Par la Table 7.2, nous remarquons que la loi beta représente assez bien la série de donnée. En effet, sur les quatre caractéristiques, cette loi se classe soit **première** soit deuxième. Cependant, nous avons choisi un critère plus objectif afin de choisir la loi à appliquer qui est la moyenne géométrique de la valeur absolue des quatre erreurs (entre parenthèse dans la Table 7.2). Dès lors, nous obtenons le classement suivant : Bêta (3,62%), Gamma (4,47%), Weibull (4,97%) et GEV (7,38%).

Au final, nous utilisons la loi calée bêta avec les paramètres $\alpha = 4,97$ et $\beta = 55,9$.

3. Pour les lois, les caractéristiques ont été obtenues après 10000 tirages.

Variation saison humide

Les données pour lesquelles nous allons calé la loi sont le δ_{WS} soit la variation de la moyenne de la saison humide par rapport à la moyenne annuelle comme écrit ci-dessous.

$$\delta_{WS} = \frac{\Delta Q_{WS}}{\langle Q_{In,A}^w \rangle} = \frac{\langle Q_{In,WS}^w \rangle - \langle Q_{In,A}^w \rangle}{\langle Q_{In,A}^w \rangle}$$

Nous procédons de la même manière que pour le débit moyen annuel. Nous reportons les Figures 7.11a et 7.11b ainsi que la Table 7.3. Nous remarquons dans la Table 7.3 qu'aucune des lois n'arrive à reproduire exactement la dissymétrie. Cependant, la loi des valeurs extrêmes généralisées est la meilleur pour ce paramètre et les autres.

Au final, nous choisissons donc la loi des valeurs extrêmes généralisées avec les paramètres $k = -0,35$, $\sigma = 0,09$ et $\mu = 0,13$.

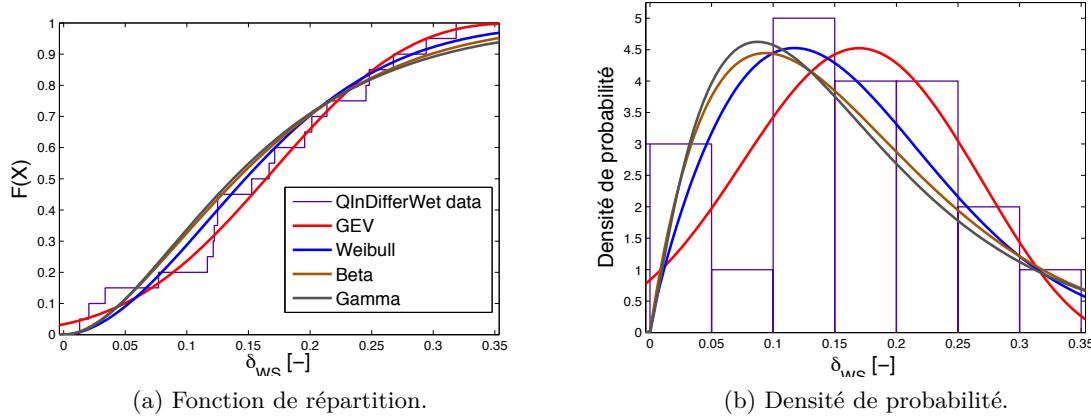


FIGURE 7.11 – Calage loi statistique : δ_{WS} .

Caractéristique	Données SY	GEV	Weibull	Beta	Gamma
Moyenne	0,1615	0,1618 (+0.2%)	0,1599 (+1%)	0,1597 (-1%)	0,1617 (+0.1%)
Variance	0,0077	0,0071 (-7%)	0,0082 (+7%)	0,0100 (+30%)	0,0121 (+57%)
Dissymétrie	-0,014	-0,231	0,74	0,93	1,37
Aplatissement	2,2	2,8 (+27%)	3,5 (+60%)	3,8 (+73%)	5,8 (+163%)

TABLE 7.3 – Calage loi statistique : δ_{WS} .

Variation saison sèche

Le but de cette projection est l'étude de l'évolution de la sédimentation à long terme. Comme nous l'avons montré, la saison sèche a une moyenne saisonnière assez faible et participe peu à cette évolution. Dès lors, nous calculons la variation de la saison sèche ΔQ_{DS} afin de pouvoir garder les

moyennes annuelles que nous tirons au début de chaque année. Nous pouvons résumer cela par le développement suivant :

$$\Delta Q_{WS} \cdot T_{WS} + \Delta Q_{DS} \cdot T_{DS} \implies \Delta Q_{DS} = -\frac{T_{WS}}{T_{DS}} \cdot \Delta Q_{WS}$$

avec : ΔQ_{WS} la variation de la saison humide, T_{WS} la durée de la saison humide et T_{DS} la durée de la saison sèche.

Variations journalières ou irrégularités

Saison humide : De la même manière que pour la variation saisonnière, nous définissons $\delta_{WS,t} = \frac{\langle Q_{In,WS}^w(t) \rangle - \langle Q_{In,WS}^w \rangle}{\langle Q_{In,WS}^w \rangle}$. Dès lors, nous réalisons la même démarche. La loi statistique qui cale au mieux $\delta_{WS,t}$ est la loi généralisée de Pareto avec une erreur moyenne (moyenne géométrique) de 13 %. Nous reportons le calage sur la densité de probabilité à la Figure 7.12.

Les paramètres de la loi généralisée de Pareto sont de : $k = 0,278$, $\sigma = 0,727$ et $\theta = -1$.

Saison sèche : De la même manière que pour la saison humide, nous définissons $\delta_{DS,t} = \frac{\langle Q_{In,DS}^w(t) \rangle - \langle Q_{In,DS}^w \rangle}{\langle Q_{In,DS}^w \rangle}$. Dès lors, nous réalisons la même démarche. La loi statistique qui cale au mieux $\delta_{DS,t}$ est la loi généralisée de Pareto avec une erreur moyenne (moyenne géométrique) de 18 %. Nous reportons le calage sur la densité de probabilité à la Figure 7.12.

Les paramètres de la loi généralisée de Pareto sont de : $k = -0,025$, $\sigma = 1,02$ et $\theta = -1$.

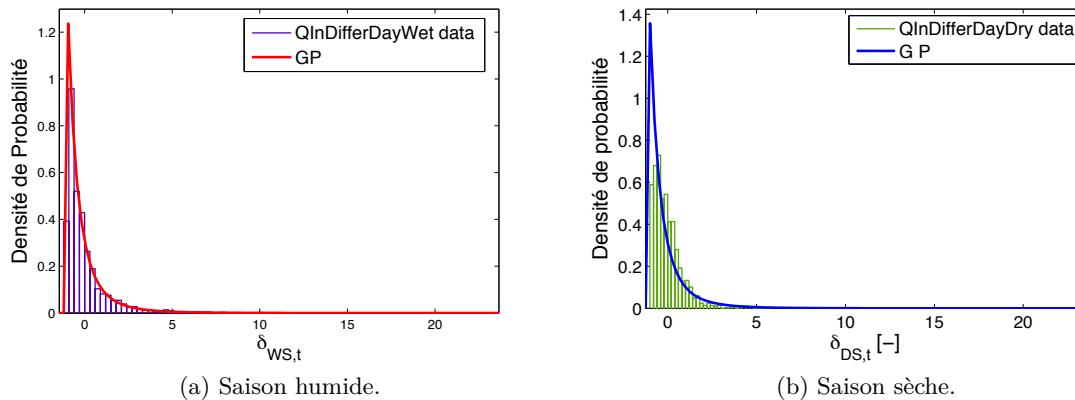


FIGURE 7.12 – Calage loi statistique : $\delta_{WS,t}$ et $\delta_{DS,t}$.

Conclusion

En conclusion, nous pouvons faire remarquer que, dans la décomposition des débits (7.1), le débit moyen annuel et la variation de la saison humide ont un calage plus que satisfaisant avec une erreur minime. D'un autre côté, les irrégularités ont été plus difficile à modéliser. La difficulté à

modéliser les irrégularités de la saison sèche ne sont pas gênante vu que, comme nous l'avons déjà dit, ces débits ne participent que très peu à l'évolution de la sédimentation dans le réservoir.

Au final, malgré l'erreur plus importante commise dans la modélisation des irrégularités, nous nous satisfaisons du résultat.

Annexe C

MINISTÈRE DES RESSOURCES EN EAU
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
BARRAGE DE SIDI-YACOUB.
WILAYA DE CHLEF
FICHE TECHNIQUE

Caractéristiques du Barrage

Cote de la crête du Barrage	272.00 m
Hauteur du Barrage	95.00 m
Largeur du Barrage	12.00 m
Longueur du Barrage	395.00 m
Cote max de la retenue	267.50 m
Niveau de la retenue normale	264.00 m
Niveau d'exploitation minimale	224.00 m
Superficie du bassin versant	915 Km ²
Superficie de la cuvette	925 ha
Volume de la retenue normale	286×10^6 m ³
Volume régularisé	88×10^6 m ³
Volume mort	53×10^6 m ³
Volume total de remblai	3.6×10^6 m ³

مميزات السد

مستوى القمة	الارتفاع
عرض القمة	عرض
طول الإمتداد	ال المستوى الأقصى للحوض
المستوى العادي للحوض	المستوى العادي للحوض
المستوى الأسفلي للحوض	مساحة موقع المياه
مساحة الحوض	الحجم العادي للمياه
الحجم السنوي	الحجم الغير المستعمل
الحجم العادي للمياه	حجم الردم الكلي

Dernier levé bathymétrique : Septembre 2004

Cote RN :	264.00 m
Surface :	879.18 Ha
Volume :	252.85 Hm
Cote PHE :	267.50 m
Surface :	931.80 Ha
Volume :	284.01 Hm

المستوى العادي للحوض
مساحة الحوض
الحجم العادي للمياه
المستوى الأقصى للحوض
مساحة موقع المياه
الحجم الأقصى للحوض

Description des ouvrages

Galerie de dérivation provisoire	$Q=700 \text{ m}^3/\text{s}$. $\varnothing=8.00$. $L=444 \text{ m}$
Vidange de fond	$Q=108 \text{ m}^3/\text{s}$ à $153 \text{ m}^3/\text{s}$ - $\varnothing=2.50 \text{ m}$. $L=444 \text{ m}$
Tour de prise	$Q=18 \text{ m}^3/\text{s}$ à $33 \text{ m}^3/\text{s}$ - $\varnothing=1.50 \text{ m}$.
Évacuateur des crues tunnel	$10000=1700 \text{ m}^3/\text{s}$. $\varnothing=10.00 \text{ m}$. $L=343 \text{ m}$
Volume total des excavations	$10 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume de béton	$80 \times 10^6 \text{ m}^3$
Qualité totale de l'acier	$2.1 \times 10^6 \text{ kg}$
Montant	547.000.000 DA
Délai d'exécution	42 mois

دهليز تحويل المياه
دهليز تفريغ القاع
برج أخذ المياه
مفرغ الفيضانات
حجم الحفر الكلي
حجم الإسمنت الكلي
كمية الحديد
القيمة المالية
مدة الإنجاز

Glossaire

Symbol	Unité	Description
B	[m]	Largeur du bassin rectangulaire
b	[m]	Largeur des canaux amont et aval
C	[hm ³] ou [m ³]	Capacité du réservoir
c	[kg/m ³]	Concentration locale
C*	[kg/m ³]	Concentration à l'équilibre
\bar{C}	[kg/m ³]	Concentration moyenne sur la hauteur
d	[m]	Diamètre de grains des sédiments
Fr	[-]	Nombre de Froude
h	[m]	La hauteur d'eau
I	[hm ³] ou [m ³]	Débit entrant dans le réservoir
Ji	[m/m]	Pente de frottement selon l'axe i
L	[m]	Longueur du bassin rectangulaire
l	[m]	Longueur des canaux amont et aval
p	[-]	La porosité
Q _s	[hm ³ /j] ou[m ³ /s]	Débit solide
Q ^s	[hm ³ /j]	Débit solide journalier (Sidi Yacoub)
Q _w	[hm ³ /j] ou[m ³ /s]	Débit liquide
Q ^w	[hm ³ /j]	Débit liquide journalier (Sidi Yacoub)
Re	[-]	Nombre de Reynolds
S ₀	[-]	Indice de classement des sédiments
SI	[s ² /m]	Index de sédiments
U	[m/s]	La vitesse moyenne sur la hauteur d'eau (axe y)
V	[m/s]	La vitesse moyenne sur la hauteur d'eau (axe x)
V _s	[hm ³]	Volume de sédiments
V _{tot}	[hm ³]	Volume total du réservoir de Sidi Yacoub
V _w	[hm ³]	Volume d'eau
w	[-]	Teneur en eau des dépôts
w _s	[m/s]	Vitesse de chute des sédiments
z _b	[m]	Altitude du fond
α_{adap}	[-]	Coefficient d'adaptation
αF	[-]	Coefficient de Fischer
αp	[-]	Coefficient de la loi de puissance
αS	[-]	Coefficient de Smagorinsky
β	[-]	Coefficient de la loi de transport
βp	[-]	Coefficient de la loi de puissance
v	[Pa.s]	La viscosité cinématique
ρ	[kg/m ³]	La densité de l'eau
ρs	[kg/m ³]	La densité des sédiments
τ		Tenseur de contrainte

Bibliographie

Mohamed ACHITE et Mohamed MEDDI : Estimation du transport solide dans le bassin-versant de l'oued haddad (nord-ouest algérien). *Sécheresse n°*, 15:367–373, 2004.

S. BABARUTSI et V. H. CHU : Modeling transverse mixing layer in shallow open-channel flows. *Journal of hydraulic engineering*, 124(7):718–727, 1998.

Sofia BABARUTSI : Modelling quasi-two-dimensional turbulent shear flow. 1991.

BELHADRI : *Caractérisation et valorisation de la vase du barrage de Sidi Yaccoub*. Thèse de doctorat, Centre Universitaire du Chlef - Institut d'Hydraulique, 1997.

Mohammed BENBLIDIA, Abderrahmane SALEM et Abdelmajid DEMMAK : Extraction des sédiments dans les retenues. *La houille blanche*, (6-7):76–78, 2001.

Vincent BRAHY, Stéphanie LANGE et Stéphanie RAMELOT : Les débits, les cues et les étiages des cours d'eau. *Rapport analytique sur l'état de l'environnement wallon*, Chapitre 10:433–445, 2006 – 2007.

Koen BRONSVORT : Sedimentation in reservoirs. Mémoire de D.E.A., Deft University of Technology, 2013.

Gunnar M. BRUNE : Trap efficiency of reservoirs. *Trans. AGU*, 34(3):407–418, 1953.

Erica CAMNASIO : Characterizations of the flow patterns in rectangular shallow reservoirs - report on the research activity. Rapport technique, Université de Liège, N. D.

Erica CAMNASIO, Sébastien ERPICUM, Enrico ORSI, Michel PIROTON, Anton SCHLEISS et Benjamin DEWALS : Coupling between flow and sediment deposition in rectangular shallow reservoirs. *Journal of Hydraulic Research*, 1:2–38, 2013.

Ismail CELIK et Wolfgang RODI : Suspended sediment-transport capacity for open channel flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(2):191–204, 1991.

Nian-Sheng CHENG : Simplified settling velocity formula for sediment particle. *Journal of hydraulic engineering*, 123(2):149–152, 1997.

- El Amine CHERIF, Mohamed ERRIH et Hayet Madani CHERIF : Modélisation statistique du transport solide du bassin versant de l'oued mekerra (algérie) en zone semi-aride méditerranéenne. *Hydrological sciences journal*, 54(2):338–348, 2009.
- M. A. CHURCHILL : Discussion of analysis and use of reservoir sedimentation data. In *Proceedings of the Federal Interagency Sedimentation Conference. Bureau of Reclamation, US Department of the Interior, Washington, DC*, pages 139–140, 1948.
- Marcel de WIT : *Gouttes de pluie, flux de Meuse*. Edition Veen Magazines, 2008.
- F. E. DENDY : Sediment trap efficiency of small reservoirs. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 17(5):899–901, 1974.
- Benjamin DEWALS : (r)évolutions dans la gestion des eaux de surface, (<http://hdl.handle.net/2268/109777>). In *Leçons inaugurales (23 Janvier 2012)*, 2012. (<http://hdl.handle.net/2268/109777>).
- Benjamin DEWALS : Cours d'hydrodynamique environnementale (2011 - 2012), transport solide, morphodynamique et gestion des sédiments. Diaporama, N.D.
- Benjamin DEWALS, Sébastien ERPICUM, Sylvain DETREMBLEUR, Pierre ARCHAMBEAU et Michel PIROTTON : Failure of dams arranged in series or in complex. *Natural hazards*, 56(3):917–939, 2011.
- Matthieu DUFRESNE, Benjamin J. DEWALS, Sébastien ERPICUM, Pierre ARCHAMBEAU et Michel PIROTTON : Classification of flow patterns in rectangular shallow reservoirs. *Journal of Hydraulic Research*, 48(2):197–204, 2010.
- Dominique DUMAS, Michel MIETTON et Joel HUMBERT : Le fonctionnement hydroclimatique de la cuvette lacustre de maharlou (iran). *Science et changement planétaires / Sécheresse*, 14(4):219–26, 2003.
- Sébastien ERPICUM : *Optimisation objective de paramètres en écoulements turbulents à surface libre sur maillage multibloc*. Thèse de doctorat, Université de Liège, 2006.
- Claudia O. ESPINOSA-VILLEGAS et Jerald L. SCHNOOR : Comparison of long-term observed sediment trap efficiency with empirical equations for coralville reservoir, iowa. *Journal of Environmental Engineering*, 135(7):518–525, 2009.
- Etienne FROSSARD, Henri GARROS-BERTHET et Sandrine LE CLERC : Évolution des régimes hydrologiques avec le climat : Incidences sur les aménagements hydrauliques. In *Vingt-Deuxième congrès des grands barrages*, volume IV - Q87, pages 521–541. CIGB - ICOLD, June 2006.
- Ludovic GOUVERNEUR : Exchange models for suspended-load in rivers and reservoirs. Mémoire de D.E.A., Universite de Liege, 2010.

HYDRODRAGAGE et C.T.SYSTEMS : Leves bathymétriques des barrages en exploitation (lots ii et ii : Echelon cheliff et centre) - barrage de sidi yacoub (wilaya du chlef). Rapport technique, Agence nationale des barrages - Direction de la maintenance et du controle, 2004.

Dong-dong JIA, Xue-jun SHAO, Xing-nong ZHANG et Yun-tao YE : Sedimentation patterns of fine-grained particles in the dam area of the three gorges project : A 3D numerical simulation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2012.

S. AMEH KANTOUSH, G. DE CESARE, J. L. BOILLAT et A. J. SCHLEISS : Flow field investigation in a rectangular shallow reservoir using UVP, LSPIV and numerical modelling. *Flow Measurement and Instrumentation*, 19(3):139–144, 2008.

Sameh Ahmad KANTOUSH : *Experimental study on the influence of the geometry of shallow reservoirs on flow patterns and sedimentation by suspended sediments*. Thèse de doctorat, Laboratoire de constructions hydrauliques, 2008.

M. KASSOUL, A. ABDELGADER et M. BELORGEY : Caracterisation de la sedimentation des barrages en algerie. *Journal of Water Science / Revue des sciences de l'eau*, vol.10 n°3:339–358, 1997.

Gregory L. MORRIS et Jiahua FAN : *Reservoir sedimentation handbook : design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use*, volume 9. McGraw-Hill New York, 1998.

Y. PENG, J. G. ZHOU et R. BURROWS : Modeling free-surface flow in rectangular shallow basins by using lattice boltzmann method. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(12):1680–1685, 2011.

W. REMINI et B. REMINI : La sédimentation dans les barrages de l'arieque du nord. *Larhyss Journal*, (02):45–54, 2003.

TECSULT : Etude de la protection du bassin versant du barrage sidi-yacoub : Phase ii - description du milieu. Rapport technique, Ministere des ressources en eau (Agence nationale des barrages - Direction de la maintenance et du controle), Novembre 2006a.

TECSULT : Etude de protection du bassin versant du barrage sidi-yacoub : Phase iii - identification et evaluation du degré d'erosion. Rapport technique, Ministere des ressources en eau (Agence nationale des barrages - Direction de la maintenance et du controle), Novembre 2006b.

TECSULT : Etude de protection du bassin versant du barrage sidi-yacoub : Phase v - avant projet detaille et dossier d'appel d'offres. Rapport technique, Ministere des ressources en eau (Agence nationale des barrages - Direction de la maintenance et du controle), Avril 2007.

G. VERSTRAETEN et J. POESEN : Estimating trap efficiency of small reservoirs and ponds : methods and implications for the assessment of sediment yield. *Progress in Physical Geography*, 24(2):219–251, 2000.

WCD : Dams and development - a new framework for decision-making. Rapport technique, The World Commission on Dams, 2000.

W. WU : *Computational river dynamics*. Taylor & Francis Group, 2008.

Weiming WU et Sam SY WANG : Formulas for sediment porosity and settling velocity. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(8):858–862, 2006.

Sites webs consultés [En ligne] :

– **Algérie 1** (site d'information) :

– <http://www.algerie1.com/info-des-regions/chlef-le-barrage-de-sidi-yacoub-atteint-un-niveau-record/> (Consulté le 29 mai 2013).

– **Royaume du Maroc - Ministère de l'Énergie, des Mines, de l'Eau et de l'Environnement (Département de l'Eau)** :

– <http://www.water.gov.ma/userfiles/file/visite-chanier-barrage-wirgane280407.pdf> (Consulté le 21 mai 2013).

– **Comité Internationale des grands barrages** :

– http://www.icold-cigb.net/FR/Registre_des_barrages/general_synthesis.asp (Consulté le 18 mai 2013).

– **Institut Royal Météorologique (IRM)** :

– http://www.meteo.be/meteo/view/fr/360361-Parametres.html#ppt_7369966 (Consulté le 29 mai 2013).

– **Wikipédia** :

– http://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya_de_Chlef (Consulté le 30 avril 2013).

– <http://fr.wikipedia.org/wiki/Oued> (Consulté le 17 mai 2013).

– <http://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya> (Consulté le 17 mai 2013).