



HAL
open science

Numerical modelling of the processes which govern the formation and the degradation of muddy massifs - Application to the Rance estuary and to the Sèvre Niortaise river banks

Jérôme Thiebot

► **To cite this version:**

Jérôme Thiebot. Numerical modelling of the processes which govern the formation and the degradation of muddy massifs - Application to the Rance estuary and to the Sèvre Niortaise river banks. Sciences of the Universe [physics]. AgroParisTech, 2008. English. NNT : 08AGPT0020 . pastel-00003598

HAL Id: pastel-00003598

<https://pastel.hal.science/pastel-00003598>

Submitted on 21 Jul 2009

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

pour obtenir le grade de

Docteur

de

**l'Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts
(ENGREF)**

Spécialité : Transport sédimentaire

*présentée et soutenue publiquement
par*

Jérôme THIEBOT

Le 25 mars 2008

**MODELISATION NUMERIQUE DES PROCESSUS GOUVERNANT
LA FORMATION ET LA DEGRADATION DES MASSIFS VASEUX**

APPLICATION A L'ESTUAIRE DE LA RANCE ET AUX BERGES DE LA SEVRE NIORTAISE

Directeur de thèse : Sylvain GUILLOU

Codirecteur(s) de thèse : Jean-Claude BRUN-COTTAN

Travail réalisé : LUSAC, EA2607, Groupe de Mécanique des Fluides et de Rhéologie, F-50130 Cherbourg-Octeville

Devant le jury :

M. Alain ALEXIS, Professeur, **Université de Nantes**

M. Philippe SERGENT, Directeur scientifique, **CETMEF**

M. Jean-Claude BRUN-COTTAN, Docteur d'Etat, **CNRS**

M. Jean-Pierre CAMUZARD, Ingénieur en chef du GREF, **AgroParisTech-ENGREF**

M. Patrick DUDOIGNON, Professeur, **Université de Poitiers**

M. Sylvain GUILLOU, Maître de Conférences, **Université de Caen**

M. Rachid MAKHLOUFI, Professeur, **Université de Caen**

M. Damien PHAM VAN BANG, Docteur, **CETMEF**

Rapporteur

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

Examineur

Examineur

Examineur

MODELISATION NUMERIQUE DES PROCESSUS GOUVERNANT LA FORMATION ET LA DEGRADATION DES MASSIFS VASEUX

APPLICATION A L'ESTUAIRE DE LA RANCE ET AUX BERGES DE LA SEVRE NIORTAISE

Résumé :

Les mécanismes d'envasement et la stabilité des talus vaseux sont fortement conditionnés par le comportement de sols argileux à forte teneur en eau. Situés à la frontière entre l'état liquide et l'état solide, ces matériaux sont évolutifs et possèdent des caractéristiques complexes. La modélisation de la formation et de la dégradation des massifs vaseux a été étudiée en se focalisant sur les processus de dépôt et de consolidation sous poids propre et sur l'apparition de glissements. Nous avons développé un modèle basé sur la théorie de Gibson qui gère l'évolution des dépôts vaseux soumis à la chute entravée et à la consolidation. Il a été intégré dans un système de modélisation hydrosédimentaire. Une application a été réalisée sur l'estuaire de la Rance. Les échanges entre la suspension et le fond sont simulés plus fidèlement avec le nouveau modèle de gestion des dépôts vaseux. La carte des dépôts et la distribution de matières en suspension simulées ont été fortement modifiées. Un modèle numérique de talus basé sur un calcul par éléments finis a été conçu pour étudier l'influence de différents chargements mécaniques sur l'apparition de glissements. Une application a été réalisée sur les berges de la Sèvre Niortaise. Parallèlement à l'étude de modélisation, des essais de laboratoire et des mesures in situ ont mis en évidence le rôle des phénomènes de retrait/gonflement dans la dégradation des berges.

Mots clés : sédiments cohésifs, sols argileux, sédimentation, consolidation, étude de stabilité

NUMERICAL MODELLING OF THE PROCESSES WHICH GOVERN THE FORMATION AND THE DEGRADATION OF MUDDY MASSIFS

APPLICATION TO THE RANCE ESTUARY AND TO THE SÈVRE NIORTAISE RIVER BANKS

Abstract:

The silting up process and the stability of muddy massifs are strongly dependent on the behaviour of clay-rich and high water content soils. The characteristics of such soils are complex and they evolve much. Depending on the environmental conditions, the material can be either a liquid or a solid. The modelling of the formation and of the degradation of muddy massifs has been studied by focusing both on the deposition/consolidation process and on the appearance of slope failures. A model based on the Gibson's theory which simulates the evolution of mud deposits caused by hindered settling and by consolidation processes has been designed. It has been inserted in a model which simulates the sediment transport in the Rance estuary (France). The new management of the muddy deposits has improved the way exchanges between the dilute suspension and the bottom are simulated. The distribution of suspended sediment has been modified and the mud deposits have been distributed in a new manner. A model based on a finite element method has been designed in order to study the influence of various loadings on slides. An application has been carried out on the banks of the Sèvre Niortaise (France). Laboratory tests and in situ measurements have been performed. Those have shown that the wetting-drying cycles play an important role in the degradation of the banks.

Keywords: cohesive sediment, clay soil, sedimentation, consolidation, slope stability

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à remercier, le professeur Bertrand Boudart de l'université de Caen, pour m'avoir accueilli au sein du Laboratoire Universitaire des Sciences Appliquées de Cherbourg (LUSAC) ainsi que le professeur Rachid Makhloufi pour m'avoir intégré au sein du groupe de Mécanique des Fluides et de Rhéologie.

Sylvain Guillou, Maître de Conférences et HDR à l'Ecole d'Ingénieurs de Cherbourg (Université de Caen) a été présent tout au long de cette étude. Il m'a donné de nombreux conseils durant les différentes étapes de cette thèse. Ses connaissances en modélisation numérique m'ont été d'un grand secours. Ce travail est également le sien. Merci à toi Sylvain pour cette belle aventure. Tu as su orienter mon travail avec beaucoup d'efficacité, de dynamisme et de convivialité.

Mes remerciements vont à Jean-Claude Brun-Cottan, Docteur d'état du Laboratoire de Morphodynamique Continentale et Côtière (M2C) de Caen qui a été mon directeur de thèse avant d'en confier la direction à Monsieur Sylvain Guillou. Ses nombreux conseils et sa connaissance de la Rance m'ont été d'une grande utilité.

Les moyens mis à disposition par le M2C (sonde CTD équipée d'un OBS, granulométrie laser et diffraction RX) m'ont permis d'obtenir des informations essentielles.

Je remercie Monsieur Alain Alexis et Monsieur Philippe Sergent pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et pour avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse.

Je tiens à remercier AgroParisTech-Engref pour son soutien financier (embauche en tant qu'Attaché Temporaire de Recherche). Plus particulièrement, mes remerciements vont à Monsieur Jean-Pierre Camuzard, Directeur du département Environnement, sans qui ce travail n'aurait pu être effectué. Il a su me faire confiance et il m'a donné de précieux conseils.

Je remercie EDF Groupement d'Exploitation Hydraulique Ouest et l'Institution Interdépartementale du Bassin de la Sèvre Niortaise (IIBSN) pour leur soutien financier.

Merci aux membres de l'IIBSN et de l'association COEUR avec lesquels j'ai eu le plaisir de travailler : Madame Marie Trocme, Monsieur Dominique Melec et Monsieur Gilles Chourré. Ils m'ont fait partager leur passion pour l'estuaire de la Rance et pour le marais Poitevin. Un merci particulier à François Lang, j'ai beaucoup apprécié les mesures en points fixes et les prélèvements de vase.

L'occasion m'est donnée ici de remercier Monsieur Damien Pham Van Bang qui a fait partie du comité de thèse. Il a également été mon interlocuteur auprès du LNHE.

Merci Anthony, tes connaissances en rhéologie m'ont bien aidé.

Je tiens également à remercier l'Intechmer et l'IRSN pour le prêt du dispositif de filtration et de la bouteille à renversement.

Merci également aux membres du laboratoire et au personnel du site universitaire de Cherbourg pour leur bonne humeur : Ferhat, Alina, Claude, Bruno, Stéphanie, Hammou, Tanguy, Alexis et les autres.

Enfin, je tiens à partager les fruits de ce travail avec Maud, avec ma famille et avec mes amis qui m'ont apporté un soutien de tous les instants.

CHAPITRE I : ETAT DE L'ART 14

| | |
|--|-----------|
| I. Etude de la sédimentation et de la consolidation des sédiments cohésifs..... | 15 |
| I.1. Caractérisation des sédiments cohésifs | 15 |
| I.2. Etude expérimentale de la sédimentation et de la consolidation..... | 15 |
| I.2.1. Protocole expérimental..... | 15 |
| I.2.2. Aspect macroscopique du processus de sédimentation/consolidation..... | 16 |
| I.3. Etude théorique de la sédimentation et de la consolidation | 18 |
| I.3.1. Approches empiriques..... | 18 |
| I.3.2. Théories « hydro – sédimentologiques » de sédimentation..... | 19 |
| I.3.3. Notion de contraintes effectives..... | 21 |
| I.3.4. Théories géotechniques de consolidation..... | 21 |
| I.3.5. Relations entre les théories de sédimentation et de consolidation..... | 26 |
| I.3.6. Les méthodes numériques..... | 27 |
| I.4. Caractérisation rhéologique des suspensions et des dépôts vaseux..... | 27 |
| I.4.1. Notations..... | 27 |
| I.4.2. Lois de comportement rhéologiques..... | 28 |
| I.4.3. Comportement rhéologique des mélanges eau/sédiments cohésifs..... | 29 |
| II. Modélisation du transport sédimentaire dans les estuaires..... | 30 |
| II.1. Le calcul de l'hydrodynamique | 30 |
| II.2. Stratégie classique de modélisation du transport des MES..... | 31 |
| II.2.1. Transport des sédiments en suspension diluée..... | 32 |
| II.2.2. Interactions entre la suspension diluée et le fond..... | 32 |
| II.2.3. Gestion du fond..... | 33 |
| III. Principe des calculs géotechniques..... | 36 |
| III.1. Notations | 36 |
| III.2. Equations d'équilibre | 36 |
| III.3. Conditions cinématiques | 36 |
| III.4. Lois de comportement..... | 37 |
| III.4.1. Elasticité..... | 37 |
| III.4.2. Elasto – plasticité..... | 38 |
| IV. Etude de stabilité | 43 |
| IV.1. Facteur de sécurité | 43 |
| IV.2. Détermination de la surface de rupture critique | 43 |
| IV.3. 2D ou 3D..... | 44 |
| IV.4. Les méthodes aux équilibres limites | 44 |
| IV.5. Les méthodes aux éléments finis (FEM)..... | 46 |
| V. Conclusion..... | 48 |

CHAPITRE II : MODELISATION DE L'EVOLUTION DES DEPOTS VASEUX ET DU COMPORTEMENT D'UN TALUS SOUS CONTRAINTES 49

| | |
|--|-----------|
| I. Présentation du MMSG | 50 |
| I.1. Représentation des dépôts..... | 50 |
| I.2. Calcul des flux de sédiments entre les couches..... | 51 |
| I.3. Expression de la vitesses de chute des particules solides..... | 52 |
| I.4. Simulation d'un cas théorique de sédimentation pure..... | 52 |
| I.5. Récapitulatif..... | 54 |
| II. Procédure de paramétrage d'un modèle basé sur la théorie de Gibson..... | 55 |
| II.1. Le principe..... | 55 |
| II.2. Sédimentation/consolidation ou consolidation pure | 55 |
| II.3. Réflexion sur le choix des fonctions <i>a priori</i> | 56 |

| | |
|--|-----------|
| III. Validation du MMSCG et de la procédure de paramétrage..... | 58 |
| III.1. Les données expérimentales..... | 58 |
| III.2. Validation du MMSCG à partir de profils de concentration expérimentaux..... | 60 |
| III.3. Validation de la procédure de paramétrage..... | 61 |
| III.4. Influence des conditions initiales..... | 65 |
| III.4.1. Validation à partir des données expérimentales de Bartholomeeusen..... | 65 |
| III.4.2. Validation à partir des données expérimentales de la Rance..... | 66 |
| III.5. Intégration du MMSCG dans TELEMAC..... | 69 |
| III.5.1. Méthode utilisée..... | 69 |
| III.5.2. Cas tests avec différents modèles de gestion des dépôts vaseux..... | 70 |
| III.5.3. Récapitulatif..... | 75 |
| IV. Caractérisation de la stabilité d'un talus..... | 78 |
| IV.1. Calcul des contraintes dans le talus..... | 78 |
| IV.2. Etude de stabilité..... | 79 |
| IV.2.1. Calcul du facteur de sécurité..... | 79 |
| IV.2.2. Détermination de la surface de rupture critique..... | 80 |
| V. Conclusion..... | 81 |

CHAPITRE III : APPLICATION DE LA MODELISATION A L'ESTUAIRE DE LA RANCE ET AUX BERGES DE LA SEVRE NIORTAISE..... 82

| | |
|---|------------|
| I. Modélisation des évolutions topographiques des vasières de l'estuaire de la Rance..... | 83 |
| I.1. Description du site d'étude..... | 83 |
| I.2. Essais de tassement en colonnes sur des vases prélevées à Lyvet..... | 85 |
| I.2.1. Distribution granulométrique et masse volumique..... | 85 |
| I.2.2. Dispositif de mesures et protocole expérimental..... | 86 |
| I.2.3. Les résultats..... | 89 |
| I.3. Essais rhéologiques..... | 89 |
| I.3.1. Principe de l'étude..... | 89 |
| I.3.2. Protocole expérimental..... | 90 |
| I.3.3. Résultats et discussion..... | 90 |
| I.4. Mesures de turbidités et de salinité..... | 92 |
| I.5. Modélisation du transport sédimentaire dans l'estuaire de la Rance..... | 94 |
| I.5.1. Présentation des études antérieures..... | 94 |
| I.5.2. Nouveau paramétrage du modèle de l'estuaire de la Rance..... | 97 |
| I.5.3. Résultats obtenus avec un fond homogène..... | 100 |
| I.5.4. Résultats obtenus après intégration du MMSCG..... | 102 |
| II. Etude des mécanismes à l'origine de la dégradation des berges de la Sèvre Niortaise..... | 108 |
| II.1. Mission de reconnaissance géotechnique..... | 111 |
| II.1.1. Etude géotechnique du CEBTP..... | 111 |
| II.1.2. Essais complémentaires réalisés sur la commune de Damvix..... | 111 |
| II.2. Simulations numériques de la berge..... | 114 |
| II.2.1. Les chargements..... | 114 |
| II.2.2. Géométrie et conditions de bord..... | 114 |
| II.2.3. Paramètres relatifs aux caractéristiques du sol..... | 115 |
| II.2.4. Les différents scénarii..... | 115 |
| II.2.5. Critère de rupture et loi de comportement..... | 115 |
| II.2.6. Calcul des contraintes et des déformations..... | 116 |
| II.2.7. Etude de stabilité..... | 117 |
| II.3. Conséquences des phénomènes de retrait/gonflement..... | 118 |
| III. Conclusion..... | 120 |

CHAPITRE IV : CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES..... 121

GLOSSAIRE

FEM : Finite Element Method (Méthode des éléments finis)

GIM : Gravity Increase Method (Méthode permettant d'étudier la stabilité d'un talus)

MES : Matières En Suspension

MMSCG : Modèle Multicouches de Sédimentation et de Consolidation basé sur la théorie de Gibson

SSRM : Shear Strength Reduction Method (Méthode permettant d'étudier la stabilité d'un talus)

NOTATIONS

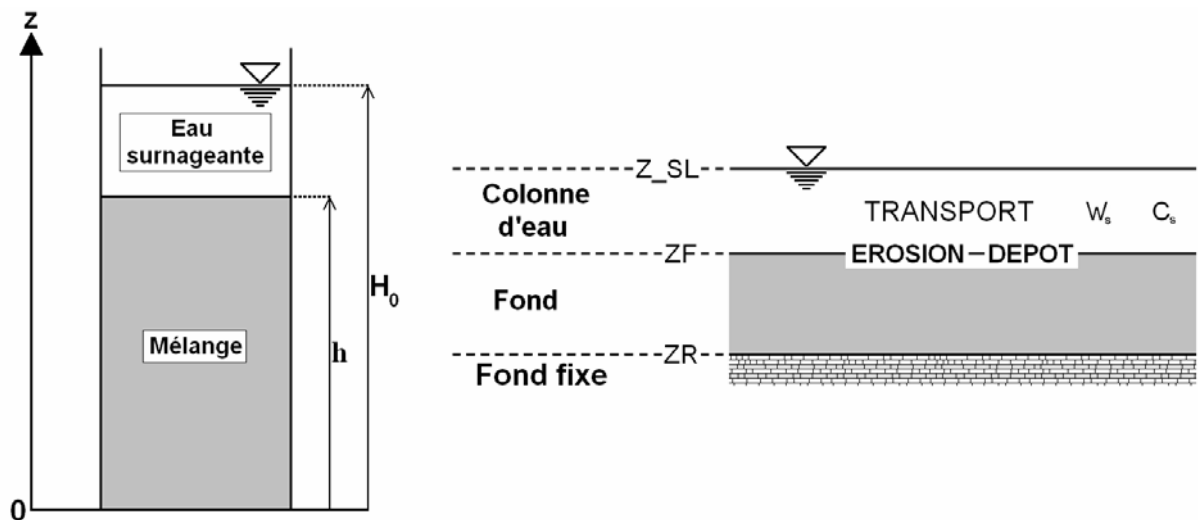


Figure 1 : Notations utilisées pour décrire un essai de tassement et un profil d'estuaire

| | |
|---|--|
| δ_{ij} ($i, j=1, 2, 3$) | symbole de Kronecker |
| A_i, B_i, D_i et E_i | constantes empiriques |
| x, y, z ou x_i ($i=1, 2, 3$) | coordonnées cartésiennes (z est orienté vers le haut) |
| $\nabla \dots = \left(\frac{\partial \dots}{\partial x}, \frac{\partial \dots}{\partial y}, \frac{\partial \dots}{\partial z} \right)$ | opérateur gradient |
| $\nabla_h \dots = \left(\frac{\partial \dots}{\partial x}, \frac{\partial \dots}{\partial y} \right)$ | opérateur gradient en 2DH |
| \equiv | tenseur |
| $\underline{\underline{I}}$ | tenseur diagonal unité |

Symboles utilisés pour l'étude de la sédimentation et de la consolidation

| | |
|--------------|--|
| Δt_I | période pendant laquelle l'interface eau surnageante/mélange chute à vitesse quasi constante |
| Δt_A | période utilisée pour ajuster la fonction de perméabilité |
| ϕ_s | fraction volumique solide |
| ν | viscosité cinétique |
| ρ | masse volumique du mélange eau/particules solides |

| | |
|--------------|---|
| ρ_0 | masse volumique initiale du mélange eau/particules solides dans un essai de tassement en colonne |
| ρ_w | masse volumique de l'eau |
| ρ_s | masse volumique de la phase solide |
| σ | contraintes totales |
| σ' | contraintes effectives |
| C | concentration en matière solide |
| C_0 | concentration initiale du mélange eau/particules solides |
| C_i | concentration associée à la couche i |
| $C_m(t)$ | concentration en matière solide moyennée entre le fond de la colonne et l'interface eau surnageante/mélange |
| C_s | concentration en MES dans la suspension diluée (Figure 1) |
| C_t | concentration de transition entre sédimentation et consolidation |
| $Conc0$ | concentration de la « couche des dépôts frais » (Modèle de Le Normant, 2000) |
| c_v | coefficient de consolidation |
| D | diamètre des particules en microns |
| e | indice des vides |
| E_{pai0} | épaisseur maximale de la « couche des dépôts frais » (Modèle de Le Normant, 2000) |
| g | accélération de la gravité |
| h | hauteur du mélange eau/particules solides (Figure 1) |
| H_0 | hauteur initiale du mélange eau/particules solides |
| i | gradient hydraulique |
| K_h | conductivité hydraulique |
| k | perméabilité |
| k_{sed} | « perméabilité » pendant la sédimentation |
| k_{conso} | perméabilité pendant la consolidation |
| m_{vase} | masse de vase contenue dans une couche (Modèle de Waeles, 2005) |
| $nbmax$ | nombre maximal de plans pour discrétiser le fond (Modèle de Le Normant, 2000) |
| p_e | surpression d'eau interstitielle |
| r | rayon interne de la colonne de tassement |
| S | flux solide de particule |
| t | temps |
| T_i | temps de résidence du sédiment dans les couches (Modèle de Teisson, 1993) |
| u | pression d'eau interstitielle |
| u_h | pression d'eau hydrostatique |
| V | vitesse de propagation de l'onde |
| V_s | vitesse de chute des particules solides par rapport à un plan de référence |
| V_f | vitesse verticale d'écoulement de l'eau par rapport à un plan de référence |
| V_{sable} | volume occupé par le sable (Modèle de Waeles, 2005) |
| V_{total} | volume occupé par l'eau, le sable et la vase (Modèle de Waeles, 2005) |
| W_{Oseen} | vitesse de chute d'une particule solide d'après la loi d'Oseen |
| W_{Stokes} | vitesse de chute d'une particule solide d'après la loi de Stokes |

Symboles utilisés en rhéologie

| | |
|---|--|
| $\overline{\sigma}$ ou σ_{ij} , $i, j = x, y, z$ | tenseur des contraintes de Cauchy |
| $\overline{\tau}$ | partie déviatorique du tenseur des contraintes |
| \overline{D} | tenseur des taux de déformations |

| | |
|-----------------------|--|
| \vec{u} | vitesse d'écoulement |
| μ | la viscosité du fluide |
| τ_{xy} ou τ | contrainte de cisaillement |
| τ_y | contrainte seuil d'écoulement |
| $\dot{\gamma}$ | vitesse de cisaillement ou gradient de vitesse |
| G' | module élastique |
| G'_0 | module élastique à très faibles déformations |
| G'' | module visqueux |
| p | pression moyenne isotrope |

Symboles utilisés en hydrodynamique et en transport sédimentaire

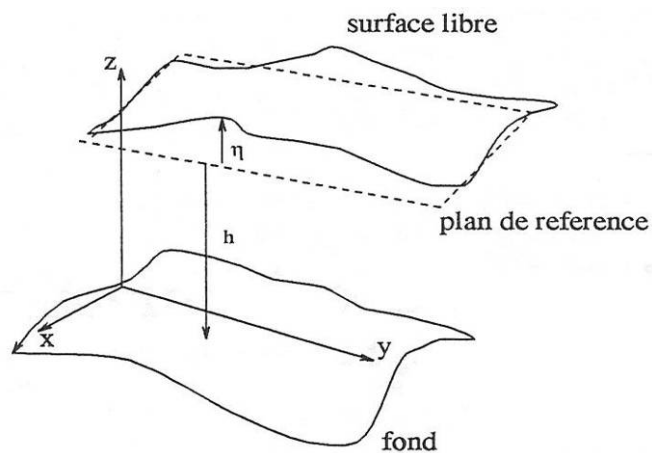


Figure 2 : Notations utilisées dans les équations hydrodynamiques

$$\langle f \rangle = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\eta} f dz$$

$$\sigma = \int_z^{\eta} \frac{|\rho_w - \rho_r|}{\rho_r} dz'$$

...'

η

ρ_r

ρ_w

τ_b

τ_{cd}

τ_{ce}

τ_{ij} ($i, j = x, y, z$)

τ_{si} ($i = x, y$)

τ_{bi} ($i = x, y$)

F_i ($i = x, y$)

F_d

F_e

f

h

H

le terme de flottabilité

grandeur rendue adimensionnelle

la dénivellation (Figure 2)

masse volumique de référence de l'eau

masse volumique de l'eau

contrainte de frottement sur le fond

contrainte critique de dépôt

contrainte critique d'érosion

tenseur modélisant la turbulence et les effets visqueux

contrainte exercée par le vent sur la surface libre

contrainte de cisaillement sur le fond (frottement)

force de Coriolis intégrée sur la verticale

flux de dépôt

flux d'érosion

force de Coriolis

côte du fond par rapport à un niveau de référence (Figure 2)

hauteur d'eau

| | |
|----------------------------------|--|
| K_i ($i = x,y,z$) | coefficients de diffusion turbulente des MES |
| M | constante de Partheniades |
| S | terme source |
| u,v,w ou u_i ($i = x,y,z$) | vitesse d'écoulement selon x,y et z |
| u_{ce} | vitesse critique d'érosion au fond |
| U,V | vitesse d'écoulement moyennées sur la verticale selon x et selon y |
| W_s | vitesse de chute des MES dans la suspension diluée |
| ZF | niveau du fond érodable |
| Z_{SL} | niveau de la surface libre |
| ZR | niveau du fond non érodable |

Symboles utilisés en géotechnique et pour les études de stabilité :

| | |
|---|---|
| \dots' | grandeurs effectives |
| \dots^e | partie élastique d'un tenseur |
| \dots^p | partie plastique d'un tenseur |
| α_i | angle formé par la base d'une tranche de sol avec l'horizontale |
| $\underline{\underline{\varepsilon}}$ | tenseur des déformations |
| ε_j ($i = 1,2,3$) | déformations suivant les directions principales |
| ε_{ij} ($i,j = x,y,z$) | composants du tenseur des déformations |
| γ_{ij} ($i,j = x,y,z$) | composants extradiagonaux du tenseur des déformations |
| γ_{sol} | pois d'un élément de sol |
| φ | angle de frottement interne |
| ν | coefficient de Poisson |
| ρ_{sat} | masse volumique du sol saturé |
| $\rho_{non\ sat}$ | masse volumique du sol non saturé |
| $\underline{\underline{\sigma}}$ | contrainte normale au plan de rupture |
| $\underline{\underline{\sigma}}$ ou σ_{ij} , $i,j = x,y,z$ | tenseur des contraintes de Cauchy |
| σ_i ($i = 1,2,3$) | contraintes principales |
| σ_{ij} ($i,j = x,y,z$) | composants du tenseur des contraintes |
| τ | contrainte tangentielle au plan de rupture |
| τ_{ij} ($i,j = x,y,z$) | partie déviatorique du tenseur des contraintes |
| τ_{rupt} | contrainte tangentielle à la rupture |
| Ω | un élément de sol |
| C | cohésion |
| D | position de la chaussée |
| H_i | composante horizontale de l'effort entre les tranches |
| E | module d'Young |
| F | facteur de sécurité |
| F_{Bish} | facteur de sécurité calculé selon la méthode de Bishop |
| F_1 | définition globale du facteur de sécurité |
| F_2 | définition locale du facteur de sécurité |
| f | fonction de plasticité |
| K_0 | coefficient de poussée au repos |
| L_R | largeur de la chaussée |
| n | nombre de points discrétisant une surface de rupture |
| OCR | rapport de surconsolidation |
| P_{Ch} | pression engendrée par la chaussée |
| P_N | profondeur à laquelle se trouve la nappe d'eau par rapport à la |

| | |
|-------------------|---|
| P_V | surface du talus |
| p | pression engendrée par les roues d'un véhicule |
| \bar{p} | pression moyenne isotrope |
| \bar{S} | tenseur de souplesse |
| S_{rp} | ensemble des surfaces de rupture potentielles |
| s | surface de rupture potentielle |
| $U_i (i = x,y,z)$ | déplacements |
| $V_i (i = x,y,z)$ | composante verticale de l'effort entre les tranches |
| u | pression d'eau interstitielle |

INTRODUCTION

Les particules fines cohésives sont présentes dans de nombreux milieux naturels. Lorsqu'elles sont transportées en suspension au sein d'un fluide, elles ont tendance à chuter sous l'effet de la gravité. Leur sédimentation donne naissance à des dépôts qui se structurent progressivement. La formation des massifs vaseux résulte de la succession d'un grand nombre de phases de dépôt/structuration. Une fois formés, les massifs vaseux continuent à évoluer lentement sous l'effet de diverses sollicitations : l'érosion, la gravité, les infiltrations d'eau, la présence de chargements extérieurs liés à la présence de l'Homme,... Parfois les efforts subis par le massif dépassent la résistance mécanique de celui-ci, une rupture de la structure du sol se produit alors et des glissements peuvent apparaître. La formation de massifs vaseux et leur évolution sous l'effet de sollicitations mécaniques ou hydrauliques constituent les deux problématiques complémentaires qui ont été étudiées au cours de cette thèse. Deux approches distinctes ont été utilisées pour les aborder.

Sous l'effet de la gravité, la consistance des mélanges eau/sédiments cohésifs évolue progressivement de telle sorte qu'ils peuvent passer de l'état liquide à l'état solide. La sédimentation et la consolidation sont les deux processus au cours desquels une suspension devient un sol. Pendant la sédimentation, le mélange eau/sédiment est considéré comme un fluide au sein duquel chutent des particules solides alors que pendant la consolidation, le mélange eau/sédiment est constitué d'une matrice solide déformable à l'intérieur de laquelle circule de l'eau.

La sédimentation et la consolidation influent fortement sur la structure verticale des estuaires. Trois types de mélange eau/sédiments cohésifs peuvent être distingués dans ce milieu : la suspension diluée, la crème de vase et le lit cohésif. La suspension diluée est la partie supérieure de la colonne d'eau dans laquelle les MES, en concentration faible, sont transportées par les courants. La crème de vase est une suspension turbide qui se forme lorsque des floes s'accumulent sur le fond sous l'effet de la chute entravée. Le lit cohésif est quant à lui un dépôt vaseux mou qui se consolide progressivement sous l'effet de son poids propre (Figure 3).

Les simulations hydrosédimentaires d'estuaires constituent un outil efficace pour étudier les mécanismes à l'origine de leur envasement. Dans ce type d'application, une gestion précise de l'évolution des dépôts vaseux est importante à la fois pour déterminer la position du fond vaseux (la chute entravée et la consolidation engendrent un tassement) et pour caractériser le potentiel d'érosion des dépôts (plus un dépôt est dense, plus il est difficile à éroder). Un des objectifs de cette thèse est de concevoir un modèle permettant de gérer l'évolution des dépôts vaseux dans une simulation hydrosédimentaire. L'ensemble des étapes nécessaires à la conception du modèle a été abordé : réalisation d'essais de tassement en colonnes, définition du modèle mathématique, paramétrage et validation du modèle sur la base de résultats expérimentaux, intégration du modèle dans un code de calcul hydrosédimentaire et étude de son influence sur les résultats des simulations.

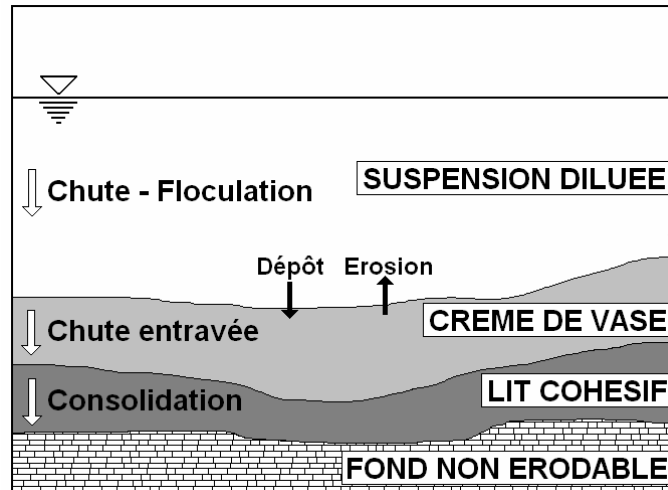


Figure 3 : Mélanges eau/sédiments cohésifs dans les estuaires et processus verticaux associés

Les talus vaseux étudiés dans le cadre de cette thèse ont des propriétés mécaniques complexes. C'est l'une des raisons pour lesquelles il est difficile d'en prévoir le comportement sous l'action de sollicitations mécaniques. L'étude de l'apparition de glissements est d'autant plus complexe que la détermination des efforts qui agissent au sein des massifs est également délicate. Les massifs étudiés sont en effet soumis à de nombreux chargements qui peuvent avoir des origines diverses et agir sur des échelles de temps distinctes. En plus des chargements mécaniques, les sollicitations hydrauliques jouent un rôle essentiel dans l'évolution des talus constitués de sols fins. Non seulement elles ont tendance à favoriser l'apparition de glissement mais elles sont également à l'origine des phénomènes de retrait/gonflement qui se traduisent par des déformations et par l'apparition de fentes de dessiccation. Dans le cadre de cette étude, nous avons modélisé le comportement d'une berge de canal. Les objectifs étaient l'identification des chargements les plus influents sur l'apparition des glissements, la détermination de la géométrie des surfaces de rupture potentielles et l'estimation du risque qu'un glissement se produise.

La modélisation numérique constitue un indispensable outil d'aide à la gestion de milieux environnementaux puisqu'elle peut être utilisée pour tester différentes opérations de restauration ou de protection. Deux applications ont été réalisées au cours de cette thèse. La première a consisté à améliorer les simulations hydrosédimentaires de l'estuaire de la Rance en y intégrant un nouveau modèle de gestion des dépôts vaseux. La seconde a porté sur l'étude des mécanismes à l'origine de la dégradation des berges de la Sèvre Niortaise.

Cette thèse se décompose en trois chapitres.

Le premier est un état de l'art portant sur le processus de sédimentation/consolidation et sur la façon dont sont traités les mécanismes qui gouvernent l'évolution des sédiments cohésifs estuariens. Des rappels portant sur les calculs géotechniques et sur les différentes méthodes permettant d'étudier la stabilité d'un talus sont également présentés.

Le second chapitre porte sur la description des modèles numériques qui ont été développés au cours de la thèse. Les équations et les hypothèses utilisées sont détaillées. Plusieurs tests de validation sont présentés.

Le troisième chapitre porte sur les applications réalisées sur l'estuaire de la Rance et sur les berges de la Sèvre Niortaise. Les résultats des simulations sont exposés ainsi que ceux des mesures in situ et des essais de laboratoire.

Chapitre I : Etat de l'art

La formation des dépôts vaseux et la façon dont se comportent les talus sous l'action de sollicitations mécaniques sont étudiées sous différents angles dans ce chapitre.

Dans un premier temps, nous avons analysé les processus physiques qui interviennent au cours de la sédimentation et de la consolidation. La façon dont ces processus sont observés à l'aide de colonne de tassement est exposée. Les caractéristiques des différents mélanges rencontrés sont décrites. Ensuite, nous avons analysé les théories élaborées pour décrire l'évolution macroscopique des mélanges eau/sédiment. Enfin, la façon dont est classiquement modélisé l'ensemble des processus estuariens est explicitée. Une attention particulière a été portée aux modèles permettant de gérer l'évolution des dépôts vaseux.

L'étude du comportement des massifs sous contraintes a été décomposée en deux sous parties. La première porte sur les fondements des calculs géotechniques. Nous avons notamment focalisé notre attention sur la définition des lois de comportement d'un sol et sur les principales équations permettant de déterminer les contraintes qui agissent dans un talus. La seconde est un descriptif des différentes méthodes permettant d'étudier la stabilité d'un talus.

I. Etude de la sédimentation et de la consolidation des sédiments cohésifs

I.1. Caractérisation des sédiments cohésifs

Une grande variété de sédiments est présente dans la nature. Les sédiments peuvent être classés en fonction de leur taille, de leur origine (marine ou fluviale) ou de leurs propriétés physico-chimiques (cohésion notamment).

La phase minérale des sédiments cohésifs est constituée principalement de minéraux argileux que l'on peut regrouper en familles : la kaolinite, l'illite, la smectite et la chlorite. Ces dernières ont des propriétés physicochimiques spécifiques qui sont liées à leur organisation structurale en feuillets. Globalement, plus les particules sont fines, plus elles sont cohésives et plus leur surface spécifique est importante (Tableau I-1).

Dans cette thèse, nous utiliserons le terme « vase » pour désigner un type particulier de sol formé par sédimentation de particules fines. Sa composition comprend des limons, des argiles et de la matière organique.

| Argile | Taille ($\mu\text{m} \cdot \mu\text{m}$) | Surface spécifique (m^2/g) |
|-----------|--|--|
| Kaolinite | 1 x 0,1 | 10 - 20 |
| Illite | 0,01 x 0,3 | 90 - 130 |
| Smectite | 0,001 x 0,1 | 750 - 800 |
| Chlorite | 0,01 x 0,3 | 92 - 97 |

Tableau I-1 : Propriétés géométriques et surfaces spécifiques des principales familles d'argiles (d'après Buffle, 1988)

I.2. Etude expérimentale de la sédimentation et de la consolidation

I.2.1. Protocole expérimental

La réalisation d'essai de tassement en colonne (Been et Sills, 1981, Alexis et al, 1992, Gallois, 1995, Masutti, 2001, Alexis et al, 2004) consiste à introduire dans un tube transparent un mélange homogène constitué de particules solides et d'eau. La hauteur et la concentration initiales du mélange sont notées respectivement H_0 et C_0 . En fonction du dispositif expérimental utilisé, les résultats portent sur :

- l'évolution de la hauteur (ou de la concentration moyenne) du dépôt,
- les profils de densité (qui permettent d'en déduire les profils de concentration ou d'indice des vides),
- les profils de pression interstitielle.

La gammadensimétrie et la densimétrie par rayons X (Been et Sills, 1981) sont les méthodes les plus couramment utilisées pour déterminer les profils de densité. Elles sont basées sur la mesure de l'atténuation de rayons incidents lorsqu'ils traversent le mélange eau/particules solides et sur une calibration adaptée. Elles sont non destructives. Notons que d'autres méthodes ont été testées ou sont en cours de développement (IRM (Pham Van Bang et al, 2006), ultrasons, propriétés électriques par exemple).

L'utilisation de colonnes instrumentées est assez délicate car de nombreux problèmes expérimentaux doivent être résolus. Pour obtenir la densité du mélange à tous les niveaux de la colonne, un « balayage » d'une extrémité à l'autre de celle-ci est nécessaire. Si les mesures ne sont pas assez rapides, un décalage temporel peut se produire, c'est pourquoi des corrections sont parfois nécessaires (surtout quand les variations de concentration sont rapides, au début de l'essai notamment). Les mesures de pressions sont également assez délicates à réaliser car les pressions en jeu sont faibles (les colonnes ne mesurent rarement plus de deux mètres). Notons également que les effets de bord (au niveau de l'interface eau surnageante/mélange et au niveau du fond) faussent souvent l'estimation de la densité, c'est pourquoi il est indispensable de contrôler en permanence la conservation de la masse.

I.2.2. Aspect macroscopique du processus de sédimentation/consolidation

Migniot (1968) sur la base de nombreux essais de tassement a défini les phases de tassement suivantes (Figure I-1 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) :

- la floculation,
- la chute entravée des floes,
- la première phase de tassement : l'écrasement des floes,
- la seconde phase dans laquelle l'eau interstitielle est évacuée (apparition de puits de drainage préférentiels) et
- la troisième phase de tassement, très lente, qui correspond à un réarrangement de la structure du dépôt et à la perte d'eau due à la compression.

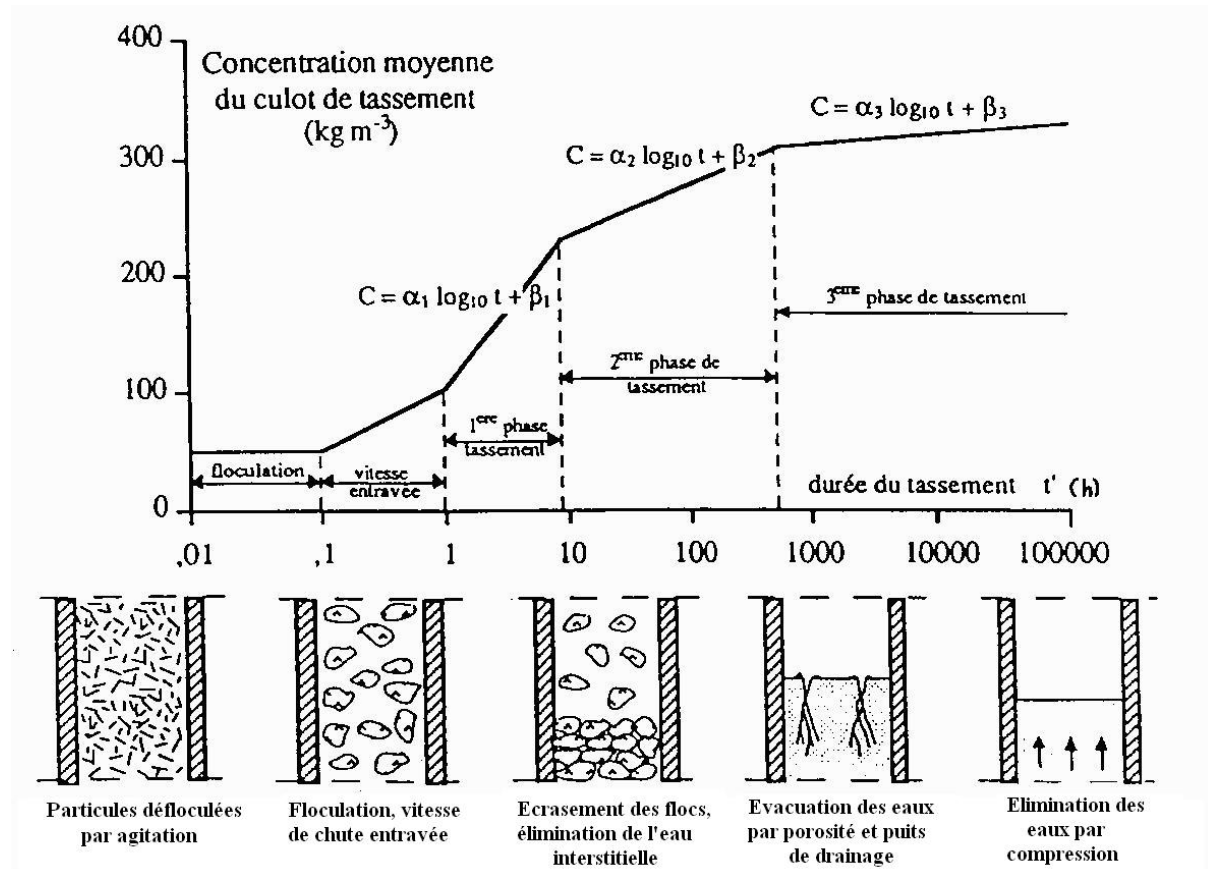


Figure I-1 : Phases de tassement de la vase (d'après Migniot, 1968)

Les courbes de tassement obtenues par Migniot (Figure I-1) correspondent à l'évolution de la concentration moyenne du dépôt. Elles sont obtenues en traçant l'évolution inverse de l'interface délimitant l'eau surnageante et le mélange (Figure I-2). L'évolution temporelle de la concentration moyenne du dépôt $C_m(t)$ est l'inverse de l'évolution de la hauteur du dépôt $h(t)$ car la conservation de la masse entre l'instant initial et un instant quelconque t_1 s'écrit :

$$\text{Eq. I-1} \quad H_0 \pi r^2 C_0 = h(t_1) \pi r^2 C_m(t_1)$$

où r est le rayon interne de la colonne.

I.2.2.a. Interprétation des courbes de tassement

Sur la Figure I-2, on peut distinguer trois phases de tassement :

- pendant les trois premières minutes, l'interface ne bouge pas car, à tous les niveaux de la colonne, les particules flocculent.
- entre $t = 3$ min et $t = 30$ min, une interface nette est présente entre le mélange et l'eau surnageante. Cette interface descend à vitesse constante, vitesse que l'on considère identique à celle des floccs situés dans la partie supérieure du mélange. Par accumulation, un dépôt plus concentré se forme au fond de la colonne. La concentration y est telle que les floccs se « gênent » dans leur chute, on parle de chute entravée. Différents mécanismes sont à l'origine de la diminution de la vitesse de chute des floccs à mesure que ceux-ci s'accumulent sur le fond (Winterwerp et Van Kesteren, 2004). A l'échelle de la suspension, la chute des floccs génère un écoulement dirigé vers le haut qui ralentit les floccs du dessus ; de plus la présence de floccs dans le fluide a pour effet de modifier la viscosité effective de la suspension. A l'échelle du flocc, on observe des interactions (attraction ou répulsion) et des collisions avec les autres floccs, des gradients de vitesse autour des floccs, la formation de sillages, ...
- à $t = 30$ min, une transition nette marque la rencontre entre la partie supérieure du dépôt en formation au fond de la colonne et l'interface eau surnageante/mélange. La vitesse de chute de l'interface ralentit ensuite progressivement.

La distinction entre les différentes phases est plus ou moins évidente en fonction du matériau étudié et des conditions initiales.

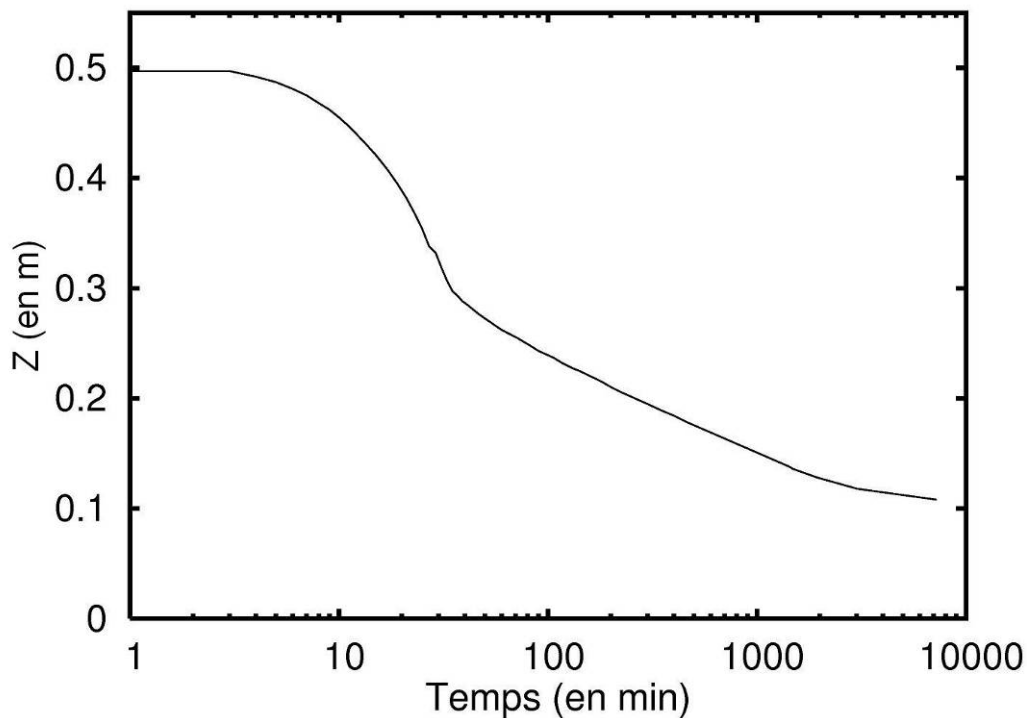


Figure I-2 : Courbe de tassement obtenue avec des vases de la Rance ; $H_0 = 50$ cm et $C_0 = 50$ g/l

I.2.2.b. Interprétation des profils de concentration

L'utilisation de la densimétrie par rayons X permet d'obtenir des profils de concentration tels que ceux qui sont présentés sur la Figure I-3. Sur ces profils, il est possible de distinguer différentes zones qui sont associées à des processus distincts. Par exemple, pour le profil à $t = 1,01$ jours, on peut distinguer trois régions :

- dans le haut de la colonne ($z > 0,43$ m), la densité est très proche de celle de l'eau, cette zone correspond à l'eau surnageante. Elle est délimitée par un saut de densité nette,
- sous l'eau surnageante ($0,23 \text{ m} < z < 0,43 \text{ m}$) se trouve une zone dans laquelle la densité est homogène et très proche de la densité initiale. Dans cette région, les floccs chutent librement à vitesse quasi constante comme s'ils constituaient un seul agrégat,
- au fond de la colonne ($z < 0,23$ m) se trouve une zone dans laquelle la densité est plus élevée. L'épaisseur de cette zone croît à mesure que les floccs soumis à la chute à taux constant s'accumulent sur le fond. Cette partie du dépôt est soumise à la chute entravée et à la consolidation.

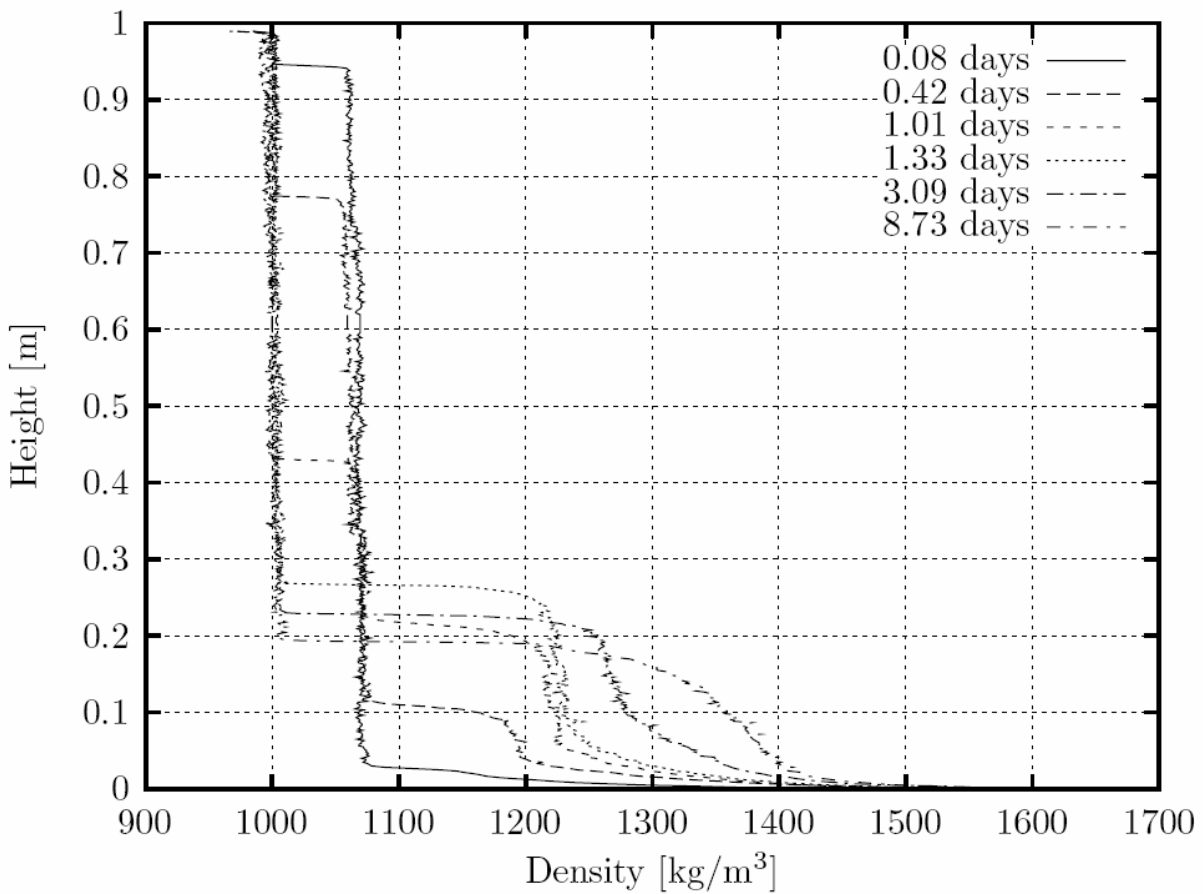


Figure I-3 : Profils de densité ; $H_0 = 0,989$ m , $\rho_0 = 1068$ kg/m³ (d'après Alves, 1992)

I.3. Etude théorique de la sédimentation et de la consolidation

I.3.1. Approches empiriques

Migniot (1968) propose de caractériser l'évolution temporelle de la concentration moyenne du dépôt $C_m(t)$ par une relation du type Eq. I-2. Quand le tassement est fini, il propose une répartition de la concentration le long de l'axe vertical avec la formule Eq. I-3.

$$\text{Eq. I-2} \quad C_m(t) = A_1 \log t + A_2$$

$$\text{Eq. I-3} \quad C(t_{fin}, z) = C(h(t_{fin})) + B_1 \log (h(t_{fin}) - z)$$

où $C(h(t_{fin}))$ est la concentration à l'interface et A_1 , A_2 et B_1 sont des coefficients empiriques.

Dans l'approche proposée par Hayter (1986), la concentration finale du dépôt ainsi que le temps de consolidation final t_{fin} sont supposés varier linéairement avec C_0 (Eq. I-4) et la concentration moyenne du lit est caractérisée par la relation empirique Eq. I-5. La répartition à l'intérieur du lit est donnée par la formule empirique Eq. I-6.

$$\text{Eq. I-4} \quad \begin{cases} C_m(t_{fin}) = A_1 + A_2 C_0 \\ t_{fin} = B_1 + B_2 \cdot C_0 \end{cases}$$

$$\text{Eq. I-5} \quad \frac{C_m(t)}{C_m(t_{fin})} = 1 - D_1 \exp\left(-\frac{D_2 \cdot t}{t_{fin}}\right)$$

$$\text{Eq. I-6} \quad \frac{C(z,t)}{C_m(t)} = E_1 \left(\frac{h(t) - z}{h(t)} \right)^{E_2}$$

où A_i , B_i , D_i et E_i sont des constantes empiriques et $C_m(t_{fin})$ est la concentration moyenne du dépôt quand le processus de consolidation est achevé.

I.3.2. Théories « hydro – sédimentologiques » de sédimentation

I.3.2.a. La loi de Stokes

Lorsqu'une particule isolée chute dans un liquide au repos, sa vitesse de chute W_s peut être déterminée en considérant l'équilibre des forces qui lui sont appliquées : le poids, la flottabilité et la traînée. On obtient alors la vitesse de chute de Stokes pour les particules isolées notée W_{Stokes} :

$$\text{Eq. I-7} \quad W_{Stokes} = -\frac{gD^2}{18\nu} \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

où D est le diamètre de la particule en microns, ν est la viscosité cinétique du fluide, ρ_s et ρ_w sont respectivement les masses volumiques des particules solides et du fluide et g est la gravité.

Lorsque les particules ont un diamètre supérieur à 50 μm , la loi d'Oseen est plus adaptée que celle de Stokes. La vitesse de chute d'Oseen s'écrit :

$$\text{Eq. I-8} \quad W_{Oseen} = -\frac{4\nu}{3D} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{gD^3}{12\nu^2}} \right)$$

I.3.2.b. Loi de Richardson et Zaki

Une loi de la forme Eq. I-9 est souvent utilisée pour caractériser la diminution de la vitesse de chute des particules à mesure que la concentration augmente sous l'effet de la chute entravée. C'est une extension de la loi empirique de Richardson et Zaki (1954) dans laquelle $A_1 = 1$.

$$\text{Eq. I-9} \quad W_s = W_{Stokes} (1 - A_1 \phi_s)^{A_2}$$

où ϕ_s est la fraction volumique solide et A_1 et A_2 sont des constantes ajustées expérimentalement.

I.3.2.c. La théorie de Kynch

La théorie de Kynch (1951) est la référence parmi les théories relatives à la sédimentation. L'hypothèse principale est que la vitesse de chute des particules (supposées

identiques) V_s ne dépend que de la concentration en particules C . Le mélange est considéré homogène sur l'horizontale.

L'équation de conservation de la masse s'écrit :

$$\text{Eq. I-10} \quad \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial C V_s(C)}{\partial z} = 0$$

où t est le temps et z est l'axe vertical orienté vers le haut

En introduisant le flux solide S , Eq. I-10 devient :

$$\text{Eq. I-11} \quad \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial z} = 0$$

Eq. I-11 peut s'écrire Eq. I-12 ou Eq. I-13 en prenant Eq. I-14.

$$\text{Eq. I-12} \quad \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial C} \frac{\partial C}{\partial z} = 0$$

$$\text{Eq. I-13} \quad \frac{\partial C}{\partial t} + V(C) \frac{\partial C}{\partial z} = 0$$

$$\text{Eq. I-14} \quad V(C) = \frac{\partial S}{\partial C}$$

Eq. I-10 est une équation hyperbolique. C'est une équation d'onde du premier ordre que l'on peut interpréter en considérant que C se propage à la vitesse $V(C)$. Autrement dit, une couche de concentration C située à un instant t à un niveau z se retrouvera à l'instant $t + \Delta t$ à un niveau $z + V(C) \Delta t$.

Kynch donne une interprétation graphique (Figure I-4) de cette équation en se basant sur un graphe ($x ; t$). Il distingue trois zones :

- dans la zone OAB, les concentrations sont constantes et les lignes d'isoconcentration sont parallèles. Dans cette région du graphe, la vitesse de chute des particules est constante,
- dans la zone OBC, la pente des lignes d'isoconcentration est variable. Cette région du graphe correspondant à la chute entravée, la variation de concentration se propage à une vitesse donnée par la pente de la ligne d'isoconcentration,
- dans la zone située sous OCD, la concentration maximale de compaction est atteinte, il n'y a plus d'évolution des particules.

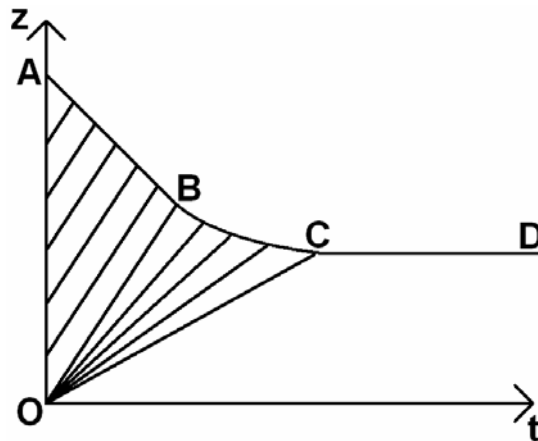


Figure I-4 : Lignes d'isoconcentration (d'après Kynch, 1951)

I.3.3. Notion de contraintes effectives

La concentration de gel ou concentration structurale est la concentration qui délimite la transition entre une suspension (flocs supportés par le fluide) et un dépôt possédant une phase structurée. En d'autres termes, c'est la concentration à partir de laquelle on peut considérer que les flocs sont tellement proches qu'ils forment un réseau tridimensionnel continu.

Lorsque ce réseau très lâche a tendance à s'écraser sous l'effet de son poids propre, un réarrangement de la structure se produit de telle sorte que celle-ci devient rapidement capable de supporter partiellement le poids des grains des couches supérieures. La contrainte verticale totale devient alors inférieure à la pression interstitielle, ce qui traduit l'apparition des contraintes effectives σ' . Le concept de contraintes effectives est défini par Terzaghi comme étant la part de la contrainte totale qui est transmise par les grains.

L'apparition des contraintes effectives marque la transition entre la sédimentation et la consolidation.

I.3.4. Théories géotechniques de consolidation

I.3.4.a. La théorie de Terzaghi

L'équation de Terzaghi (1943) chère aux mécaniciens des sols est basée sur l'hypothèse des petites déformations et sur les hypothèses suivantes :

- le sol est homogène et saturé,
- l'eau et les grains sont incompressibles,
- la consolidation est unidimensionnelle,
- la loi de Darcy est applicable,
- les caractéristiques mécaniques du sol sont constantes et la relation $\sigma'(e)$ est linéaire.

L'équation de consolidation de Terzaghi convient à la description de la fin du processus de consolidation, c'est-à-dire quand les déformations deviennent faibles.

$$\text{Eq. I-15} \quad \frac{\partial \sigma'}{\partial t} - c_v \cdot \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = 0$$

où c_v est le coefficient de consolidation qui peut être déterminé à l'aide d'un oedomètre.

I.3.4.b. La théorie de Gibson

La théorie de Gibson (1967) constitue une référence dans le domaine de la consolidation (Toorman, 1999, Winterwerp, 1999, Merckelbach, 2000 et Bartholomeeusen, 2003,...). L'équation de Gibson est exprimée comme suit :

$$\text{Eq. I-16} \quad \frac{\partial e}{\partial t} + (1+e)^2 \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{(1+e)^2} \right) + \frac{(1+e)^2}{g \cdot \rho_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{1+e} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right) = 0$$

où e désigne les indices des vides et k est la perméabilité du sol

Comme la vase est saturée en eau, les équations intermédiaires qui permettent d'obtenir l'équation de Gibson peuvent être exprimées en utilisant des concentrations en sédiment plutôt que des indices des vides (Eq. I-17). Ces équations sont au nombre de quatre : le postulat de Terzaghi, la loi de Darcy, l'équation de continuité et l'équation de conservation de la masse.

Selon le postulat de Terzaghi (Eq. I-18), la charge totale engendrée par le poids de l'eau et des grains est supportée par les interactions entre les grains (le squelette solide de la vase) et par les pressions d'eau interstitielle u .

Les pressions interstitielles peuvent se décomposer en une partie hydrostatique notée u_h et une partie appelée surpressions interstitielles notée p_e (Eq. I-19).

$$\text{Eq. I-17} \quad C = \frac{\rho_s}{1+e}$$

$$\text{Eq. I-18} \quad \sigma = \sigma' + u$$

$$\text{Eq. I-19} \quad u = u_h + p_e$$

La loi de Darcy Eq. I-20 permet de caractériser la dissipation des surpressions interstitielles. La consolidation s'achève quand les surpressions interstitielles sont totalement dissipées, c'est-à-dire quand la pression interstitielle devient hydrostatique.

$$\text{Eq. I-20} \quad \frac{\rho_s - C}{\rho_s} (V_f - V_s) = -k(C) \frac{1}{g \cdot \rho_w} \frac{\partial p_e}{\partial z}$$

où V_s et V_f sont respectivement les vitesses verticales des particules solides et du fluide par rapport à un plan de référence (cf. Figure I-5).

L'équation de continuité s'écrit :

$$\text{Eq. I-21} \quad (\rho_s - C) V_f + C V_s = 0$$

La conservation de la masse s'écrit :

$$\text{Eq. I-22} \quad \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial V_s C}{\partial z} = 0$$

En combinant les équations de continuité, la loi de Darcy et le postulat de Terzaghi, on obtient une expression de la vitesse des particules solides Eq. I-23.

$$\text{Eq. I-23} \quad V_s = k + \frac{k}{g \cdot \rho_w} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right)$$

Les hypothèses qui sont faites dans la théorie de Gibson sont les suivantes :

- la perméabilité et les contraintes effectives ne dépendent que de la concentration,
- le milieu est saturé,
- la loi de Darcy est applicable,
- la consolidation est un processus unidimensionnel,
- le dépôt est homogène sur un plan horizontal.

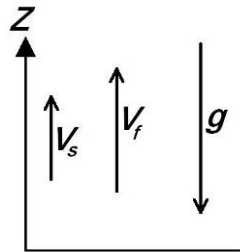


Figure I-5 : Conventions

I.3.4.c. Calcul des contraintes effectives et de la perméabilité

Les relations qui décrivent l'évolution des contraintes effectives et de la perméabilité en fonction des indices des vides (ou de la concentration) peuvent être déterminées

expérimentalement à partir de profils de concentration et de mesures de pressions interstitielles en utilisant la technique décrite par Been et Sills (1981). Cette dernière consiste à déterminer $k(e)$ en utilisant l'équation Eq. I-24 qui est issue de la loi de Darcy et de l'équation continuité. V_s est estimé en mesurant le déplacement d'un point du dépôt pendant un intervalle de temps séparant deux profils de concentration et i est déterminé à partir des profils de pression. Pour la détermination de $\sigma'(e)$ (ou de $\sigma'(C)$), le postulat de Terzaghi est utilisé. u est obtenue directement à partir des mesures de pression interstitielle et σ est déterminé à partir des profils de concentration avec Eq. I-25.

Eq. I-24 $k = -V_s i$

où i est le gradient hydraulique.

Eq. I-25 $\sigma(z) = g \left(\frac{\rho_s - C}{\rho_s} \rho_w + C \right) (h - z)$

Où h est le niveau de l'interface eau surnageante/mélange

En procédant ainsi, des nuages de points ($k(e)$ et $\sigma'(e)$) plus ou moins compacts sont obtenus (Figure I-6 et Figure I-7). A partir de ces points, une régression au sens des moindres carrés est effectuée pour déterminer les coefficients empiriques A_i et B_i qui sont introduits dans des fonctions *a priori* telles que celles qui sont données ci-dessous (Bartholomeeusen et al, 2002):

Eq. I-26 $\left\{ \begin{array}{l} e = A_1 \ln(k) + A_2 \quad (a) \\ k = A_1 e^{A_2} \quad (b) \\ k = A_1 \phi_s^{-A_2} \quad (c) \\ k = \exp(-A_1 + A_2 e) \quad (d) \end{array} \right.$

Eq. I-27 $\left\{ \begin{array}{l} e = -B_1 \sigma'^{B_2} + B_3 \quad (a) \\ \sigma' = B_1 \phi_s^{B_2} \quad (b) \\ e = B_1 (\sigma' + B_2)^{-B_3} \quad (c) \end{array} \right.$

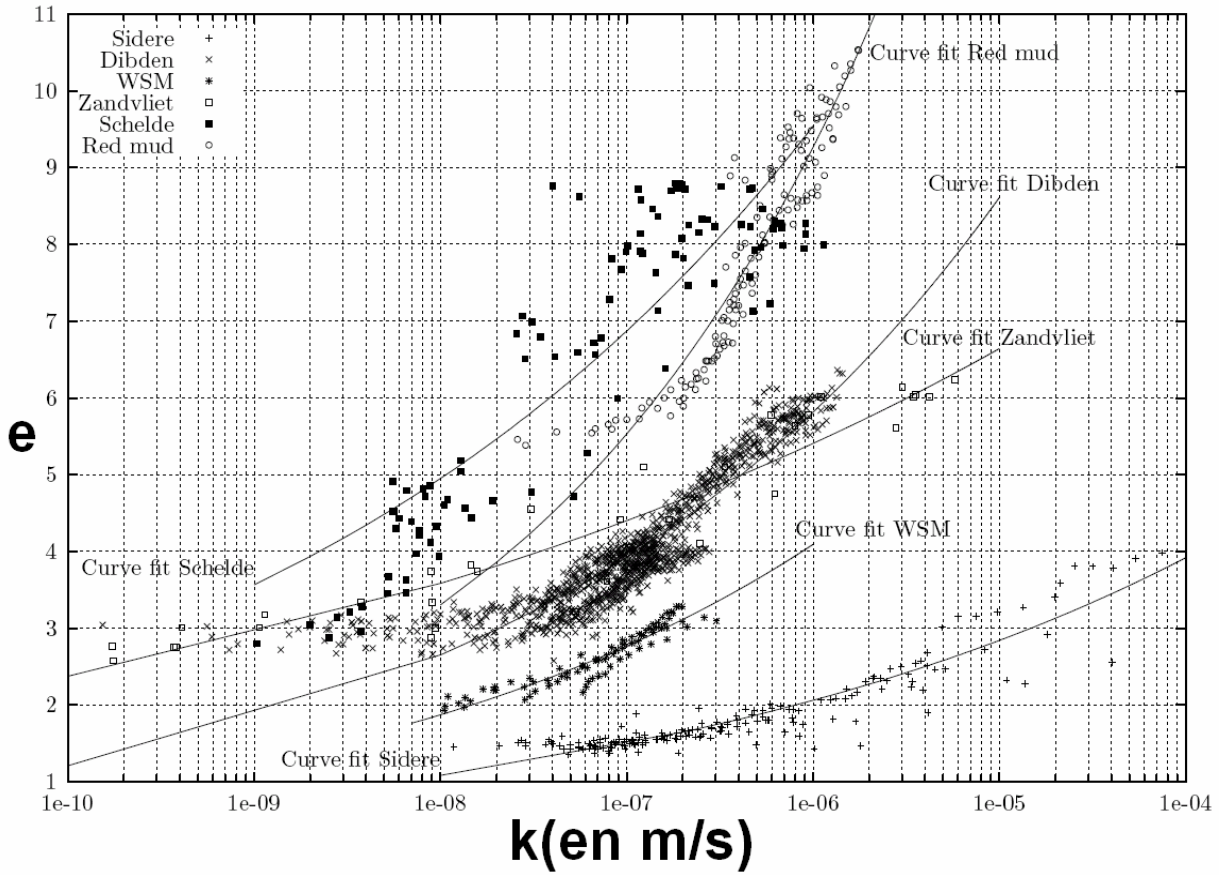


Figure I-6 : Relations $e(k)$ pour différentes vases (d'après Bartholomeeusen, 2003)

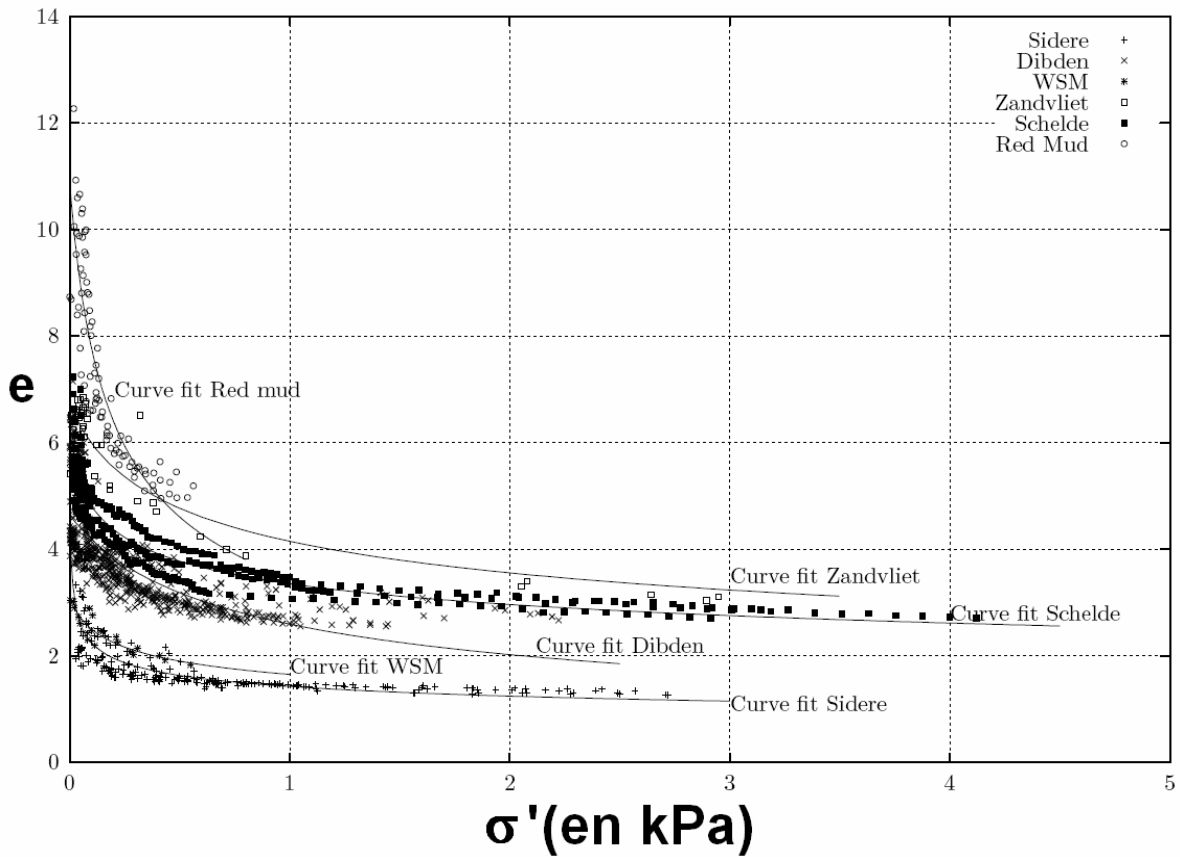


Figure I-7 : Relations $e(\sigma')$ pour différentes vases (d'après Bartholomeeusen, 2003)

Différents problèmes peuvent être rencontrés lorsque l'on souhaite déterminer les relations constitutives avec la méthode de Been et Sills (1981) :

- La relation $\sigma'(C)$ est liée aux conditions initiales. Cela est dû au caractère thixotrope des vases, c'est à dire au fait que la structuration d'un dépôt dépend de l'histoire de sa formation (i.e. l'hypothèse selon laquelle les contraintes effectives ne dépendent que de C est parfois difficilement applicable).
- Les colonnes instrumentées ne sont pas disponibles dans tous les laboratoires.
- Une précision satisfaisante sur les profils de densité et de pression est difficile à atteindre compte tenu des problèmes expérimentaux que comportent ce type de mesures : précision limitée des capteurs de pression, effets de bord, bruit du signal, ...
- L'estimation de V_s est également délicate. En effet, pour les faibles concentrations, une faible variation de C engendre une forte variation de V_s (et donc de k). De plus, la variabilité de V_s (et donc sur k) est souvent importante car avec un nombre limité de traitement sur la vase, il est délicat d'obtenir une bonne reproductibilité des essais à basse concentration.

Pour compenser la variabilité sur les relations $k(C)$ et $\sigma'(C)$ obtenues expérimentalement, un nombre important de mesures sont généralement réalisées.

Partant de ce constat, Merckelbach et Kranenburg (2004) ont proposé une technique qui permet de déterminer les relations constitutives sur la base de simples courbes de tassement. Ce type de résultats expérimentaux est beaucoup plus simple à obtenir car il ne nécessite que des moyens réduits (aucune mesure de pression ou de densité n'est nécessaire). La méthode qu'ils proposent consiste à déterminer les paramètres introduits dans les relations constitutives (les A_i et les B_i des équations Eq. I-26 et Eq. I-27) de telle sorte que la courbe de tassement calculée en utilisant la théorie de Gibson $h_{cal}(A_i, B_i, t)$ corresponde à la courbe de tassement expérimentale $h_{exp}(t)$. En d'autres termes, ils résolvent l'équation Eq. I-28.

Eq. I-28
$$(A_i ; B_i) = \min_{A_i, B_i} (h_{cal}(A_i, B_i, t) - h_{exp}(t))$$

Pour obtenir une expression analytique de $h_{cal}(A_i, B_i, t)$, Merckelbach et Kranenburg (2004) considèrent deux phases de tassement pendant lesquelles il est possible de faire des hypothèses simplificatrices.

Dans un premier temps, les A_i sont déterminés en ne considérant que la première phase d'un essai de sédimentation/consolidation car pendant cette partie de l'essai :

- l'expulsion d'eau interstitielle est le phénomène prépondérant (ce qui implique que la perméabilité joue un rôle majeur),
- l'action des contraintes effectives peut être négligée.

En négligeant les contraintes effectives, l'équation de Gibson se simplifie et devient une équation d'onde (§I.3.5.) qui admet une solution analytique. Par intégration il est donc possible d'obtenir une expression de la hauteur du dépôt $h_{cal}(A_i, t)$ ce qui permet de résoudre Eq. I-29. Lors de cette étape, Merckelbach et Kranenburg supposent que la perméabilité suit une loi de la forme Eq. I-26c.

Eq. I-29
$$A_i = \min_{A_i} (h_{cal}(A_i, t) - h_{exp}(t)) \quad \forall t \quad t q \quad \sigma' \approx 0$$

Pour déterminer les B_i , Merckelbach et Kranenburg font l'hypothèse que la loi de contraintes effectives est de la forme Eq. I-27b avec $B_2 = A_2$. Ainsi, il ne reste qu'un

coefficient à déterminer : B_1 . En se plaçant à l'équilibre ($\frac{\partial C}{\partial t} = 0$), l'équation de Gibson devient :

$$\text{Eq. I-30} \quad \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} C = - \frac{\rho_s}{g \rho_w} \frac{\partial \sigma'}{\partial z}$$

Par intégration, Eq. I-30 permet d'avoir une expression analytique de $h_{cal}(B_1, t_{fin})$ à l'équilibre (t_{fin} est le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre). Il est donc possible de déterminer B_1 de telle sorte que l'égalité $h_{cal}(B_1, t_{fin}) = h_{exp}(t_{fin})$ soit vérifiée.

La technique proposée par Merckelbach et Kranenburg n'est pas toujours applicable car le choix des relations constitutives est restreint. En effet, il est nécessaire de prendre des lois facilement intégrables (pour pouvoir obtenir des expressions analytiques simples). De plus, le nombre de coefficients pouvant être calculés est limité à trois (ce qui oblige à faire l'hypothèse $B_2 = A_2$ qui n'est pas toujours applicable).

I.3.5. Relations entre les théories de sédimentation et de consolidation

La théorie de Gibson est une généralisation des théories de Kynch et de Terzaghi (1943) (Winterwerp et Van Kesteren, 2004).

En effet, si on néglige les contraintes effectives, la vitesse des particules solides devient Eq. I-31 qui donne Eq. I-33 d'après Eq. I-32.

$$\text{Eq. I-31} \quad V_s = k(C) + \frac{k(C)}{g \cdot \rho_w} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial z} \right)$$

$$\text{Eq. I-32} \quad \frac{\partial \sigma}{\partial z} = g \left(\left(\frac{C}{\rho_s} - 1 \right) \rho_w - C \right)$$

$$\text{Eq. I-33} \quad V_s = V_s(C) = k(C) C \left(\frac{1}{\rho_s} - \frac{1}{\rho_w} \right)$$

En introduisant Eq. I-33 dans Eq. I-22, on obtient Eq. I-34 qui est bien une formulation équivalente à celle de Kynch (1951). Sur ce principe Pane et Schiffman (1985) proposent une généralisation du principe de Terzaghi avec la relation Eq. I-35 ce qui leur permet de caractériser la sédimentation et la consolidation en utilisant la même formulation.

$$\text{Eq. I-34} \quad \frac{\partial C}{\partial t} + \frac{dV_s(C)}{dC} C \frac{\partial C}{\partial z} = 0$$

$$\text{Eq. I-35} \quad \sigma = \beta(C) \sigma' + u$$

où $\beta(C)$ vaut 1 quand $C > C_t$ et 0 sinon, C_t est la concentration marquant la transition entre sédimentation et consolidation.

Les hypothèses faites dans la théorie de Terzaghi (1943) permettent de négliger le terme d'advection de la relation Eq. I-16 qui se résume alors à Eq. I-36 ou Eq. I-37. On retrouve bien dans ce cas une équation de la forme Eq. I-15 si on prend un coefficient de consolidation tel que celui de la relation Eq. I-39.

$$\text{Eq. I-36} \quad \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{(1+e)^2}{g \cdot \rho_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{1+e} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right) = 0$$

$$\text{Eq. I-37} \quad \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{(1+e)k}{g \rho_w} \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = 0$$

$$\text{Eq. I-38} \quad \frac{\partial \sigma'}{\partial t} - c_v \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = 0$$

$$\text{Eq. I-39} \quad c_v = -\frac{k(1+e)}{g \rho_w} \frac{\partial \sigma'}{\partial e}$$

I.3.6. Les méthodes numériques

Les théories réalistes de sédimentation et de consolidation reposent sur des équations aux dérivées partielles non linéaires qui n'admettent pas de solution analytique. Un schéma numérique doit par conséquent être mis en place pour déterminer des solutions approchées du problème. Les équations de sédimentation (équations hyperboliques) sont généralement résolues en utilisant les méthodes par différences finies (Bürger et Hvistendahl, 2001) ou par volumes finis (schéma upstream du premier ordre ou schéma de Lax-Wendroff du second ordre par exemple). Les équations de consolidation, qui sont des équations de convection/diffusion, sont généralement résolues par les éléments finis (Rouas, 1996 par exemple) ou les différences finies (Le Normant, 2000 entre autres).

Numériquement, deux problèmes se posent lors de la résolution d'une équation telle que celle de Gibson. D'abord, le maillage sur lequel est calculée la variable décrivant l'évolution du dépôt ($e(z,t)$, $C(z,t)$ ou $\phi_s(z,t)$) doit être « déformable » car il est défini entre le fond fixe ($z = 0$) et l'interface eau surnageante/dépôt qui est mobile. L'approche Lagrangienne est par conséquent souvent utilisée. Dans ce cas, l'équation de Gibson s'écrit sous la forme suivante :

$$\text{Eq. I-40} \quad \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial \Omega} + \frac{\partial}{\partial \Omega} \left(\frac{k}{(1+e)\rho_w g} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial \Omega} \right) = 0$$

avec

$$\text{Eq. I-41} \quad \Omega(z,t) = \int_0^z \frac{dz'}{1+e(z',t)}$$

L'autre difficulté vient du fait que les profils de concentration comportent des sauts de valeurs ce qui peut induire des oscillations numériques.

Une approche différente du problème consiste à considérer le mélange eau/sédiment comme un milieu constitué de deux phases en interaction. Avec cette technique, les équations de conservation de la masse et des moments sont écrites pour chacune des phases (Toorman, 1996, Alexis et al, 1999, Lee et al. 2000, Bürger, 2000, ...).

I.4. Caractérisation rhéologique des suspensions et des dépôts vaseux

La rhéologie est la science des matériaux en écoulement. Elle permet de caractériser le comportement de nombreux matériaux allant des fluides aux solides déformables. Les ouvrages de Midoux (1985) et de Coussot et Grossiord (2002) sont très complets sur le sujet, la thèse de Besq (2000) l'est également. Les principales définitions sont rappelées ci-dessous.

I.4.1. Notations

En rhéologie, l'état de contrainte en un point du matériau s'exprime à l'aide d'un tenseur bidimensionnel symétrique appelé tenseur des contraintes de Cauchy. Il est

habituellement noté $\overline{\overline{\sigma}}$ ou σ_{ij} (Eq. I-42). Ce tenseur peut se décomposer en un terme isotrope $p\overline{\overline{I}}$ et un terme appelé déviateur des contraintes noté $\overline{\overline{\tau}}$.

$$\text{Eq. I-42} \quad \overline{\overline{\sigma}} = p\overline{\overline{I}} + \overline{\overline{\tau}}$$

où p est la pression moyenne isotrope et $\overline{\overline{I}}$ est le tenseur diagonal unité.

Lorsqu'un écoulement se produit, les éléments qui constituent le fluide se déplacent les uns par rapport aux autres, des gradients de vitesses apparaissent alors. A partir du tenseur des gradients de vitesse $\overline{\overline{\nabla u}}$, on peut obtenir le tenseur des taux de déformation noté $\overline{\overline{D}}$ avec Eq. I-43 :

$$\text{Eq. I-43} \quad \overline{\overline{D}} = \frac{1}{2}(\overline{\overline{\nabla u}} + (\overline{\overline{\nabla u}})^T)$$

où \vec{u} est la vitesse d'écoulement

I.4.2. Lois de comportement rhéologiques

Généralement, les lois rhéologiques s'expriment en reliant le déviateur des contraintes $\overline{\overline{\tau}}$ au tenseur des taux de déformations $\overline{\overline{D}}$. Par exemple, la loi de comportement la plus simple est obtenue pour un fluide Newtonien (Eq. I-44).

$$\text{Eq. I-44} \quad \overline{\overline{\tau}} = 2\mu\overline{\overline{D}}$$

où μ est la viscosité du fluide.

Une loi telle que Eq. I-44 est difficile à caractériser expérimentalement, c'est pourquoi, pour déterminer les propriétés rhéologiques d'un fluide, on se place dans des cas simples pour lesquels il est possible de simplifier les relations entre $\overline{\overline{\tau}}$ et $\overline{\overline{D}}$. En cisaillement simple par exemple, $\overline{\overline{\tau}}$ et $\overline{\overline{D}}$ s'expriment comme suit :

$$\overline{\overline{\tau}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & 0 \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \text{ et } \overline{\overline{D}} = \frac{\dot{\gamma}}{2} \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

où $\dot{\gamma}$ représente la vitesse de cisaillement ou gradient de vitesse et τ_{xy} est la contrainte de cisaillement qui sera notée τ dans la suite du manuscrit.

La viscosité apparente est définie par : $\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}}$.

Les essais rhéométriques ont pour but d'établir la relation entre les scalaires τ et $\dot{\gamma}$ que l'on appelle un rhéogramme. Plusieurs modèles mathématiques ont été proposés pour décrire les comportements rhéologiques les plus couramment rencontrés. Ces modèles ne sont généralement valables que pour des conditions spécifiques d'écoulement. En voici quelques exemples :

- Pour un fluide Newtonien, en cisaillement simple, on a : $\tau = \mu\dot{\gamma}$.
- Pour un fluide rhéofluidifiant¹, on utilise plutôt une loi de puissance $\tau = k\dot{\gamma}^n$ avec $n < 1$. Dans ce cas, la viscosité apparente $\eta = k\dot{\gamma}^{n-1}$ décroît avec $\dot{\gamma}$.
- Pour un fluide à seuil², c'est-à-dire un fluide qui ne s'écoule que lorsque la contrainte appliquée dépasse une valeur critique notée τ_y , la courbe d'écoulement

¹ La rhéofluidification est la conséquence d'une déstructuration du matériau engendrée par le cisaillement du fluide.

s'écrit :
$$\begin{cases} \tau = \tau_y + f(\dot{\gamma}) & \text{si } \tau > \tau_y \\ \dot{\gamma} = 0 & \text{si } \tau \leq \tau_y \end{cases}$$
. Pour les fluides de Bingham, on a $f(\dot{\gamma}) = \eta_{pl}\dot{\gamma}$,

où η_{pl} est la viscosité plastique et pour les fluides d'Herschel – Bulkley, on a $f(\dot{\gamma}) = k\dot{\gamma}^n$.

L'ensemble des lois précitées est représenté sur la Figure I-8.

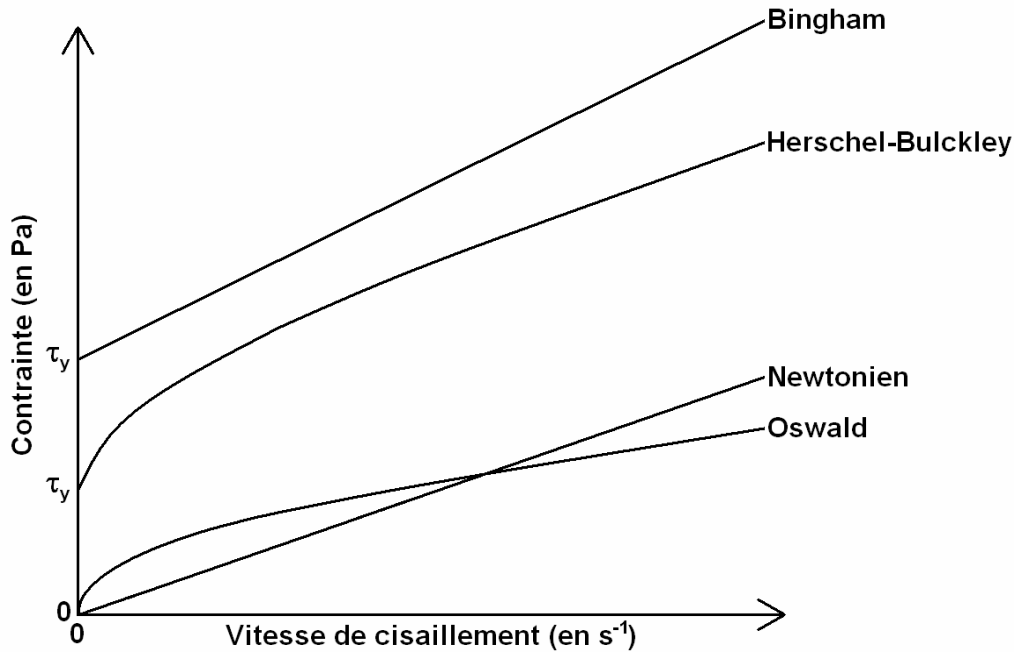


Figure I-8 : Lois de comportement rhéologiques élémentaires

I.4.3. Comportement rhéologique des mélanges eau/sédiments cohésifs

Les mélanges constitués d'eau et de sédiments cohésifs possèdent des propriétés rhéologiques complexes. Parmi les études rhéologiques menées sur des vases citons celles de Toorman (1992), de Babatope (2006) et de Besq et Makhloufi (2007).

Une suspension peut être considérée comme Newtonienne dès lors que sa concentration en sédiment reste faible (< quelques g/l). En revanche, dès que la concentration devient significative, des interactions de longue portée se développent entre les floes de telle sorte que le comportement de la suspension devient viscoélastique, c'est-à-dire qu'il présente suivant la magnitude et le temps d'application de la contrainte des caractéristiques communes à la fois aux corps élastiques et aux corps purement visqueux. Pour les concentrations supérieures à la concentration de gel, la valeur du seuil d'écoulement devient significative et croît rapidement.

Les dépôts vaseux sont également rhéofluidifiants et thixotropes. La thixotropie signifie que, pour un niveau de contrainte donné, le comportement rhéologique d'un dépôt peut évoluer dans le temps. Cette caractéristique peut être rattachée à la déstructuration des liens interflocs ou interparticules sous l'effet du cisaillement ainsi qu'à la capacité du matériau à se restructurer au repos.

² En dessous de la contrainte seuil, la distribution des forces au sein du fluide est telle que celui-ci possède certaines caractéristiques d'un solide, c'est à dire qu'il existe une structure pseudo rigide constituée d'éléments en interactions qui s'étend sur l'ensemble de l'échantillon, il n'y a pas d'écoulement et un comportement viscoélastique peut être observé. La contrainte seuil est le niveau minimal de contrainte permettant de déplacer un nombre fini d'éléments hors de cette position d'équilibre et de générer ainsi l'écoulement.

II. Modélisation du transport sédimentaire dans les estuaires

Pour pouvoir intégrer un modèle de sédimentation/consolidation dans un code de calcul hydrosédimentaire, il est nécessaire de tenir compte de la façon dont :

- sont représentés les différents mélanges eau/sédiments (suspension diluée, crème de vase et lit cohésif)
- sont modélisés le transport, le dépôt, l'érosion, ...

Le but de cette partie est de décrire les stratégies classiques de modélisation.

En fonction de la problématique considérée, plusieurs niveaux de modélisation sont envisageables. L'approche tridimensionnelle, la plus générale, permet de calculer l'évolution des grandeurs sur la verticale et le long des axes horizontaux (Blumberg et Mellor, 1987, Nicholson et O'Connor, 1986, Lang et al, 1989, Lazure et Jegou, 1998, Cancino et Neves, 1998, Le Normant, 2000, Phan, 2002). Elle nécessite cependant des moyens de calcul conséquents. L'approche bidimensionnelle verticale (2DV) permet de calculer l'évolution des grandeurs selon l'axe longitudinale et l'axe verticale mais pas le long des sections transverses (Boerick et Hogan, 1977, Rodger et Odd, 1985, Li, 1994, Li et al, 1995, Sheng et Villaret, 1998, Brun-Cottan et al, 2000). L'approche bidimensionnelle horizontale (2DH) consiste à intégrer les variables sur la verticale, elle est très généralement utilisée en sédimentologie. Elle permet d'avoir accès à l'évolution des grandeurs dans l'axe longitudinale de l'estuaire et le long des sections transverses mais ne permet pas d'avoir d'informations sur les évolutions verticales (Cole et Miles, 1983, Teisson et Latteux, 1986, Odd et Cooper, 1989, Falconer et Owen, 1990, Guillou et N'Guyen, 1999, Malchereck, 2000). Elle convient bien au cas des estuaires bien mélangés. L'approche unidimensionnelle consiste à intégrer les variables sur la verticale et le long des sections transversales. Ainsi, on obtient une description des phénomènes suivant l'axe longitudinal de l'estuaire (Odd et Owen, 1972, Uncles et Stephens, 1989, Le Hir et Karlikow, 1991).

II.1. Le calcul de l'hydrodynamique

Les équations de Navier Stokes sont la base des calculs hydrodynamiques. Elles se composent d'une équation de continuité (ou de conservation de la masse) et d'une équation vectorielle de transport de la quantité de mouvement.

Si on se place dans le cadre de l'hypothèse d'un fluide quasi incompressible (Hypothèse de Boussinesq), si on fait l'approximation du plan β^3 (Pedlosky, 1987) et si on suppose que la hauteur d'eau est faible vis-à-vis de la taille horizontale du domaine, la forme tridimensionnelle des équations d'écoulements en eaux peu profondes se présente ainsi :

$$\text{Eq. I-45} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial u_i}{\partial t} + u_i \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = f_i - \frac{1}{\rho_r} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho_r} \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \\ \frac{\partial p}{\partial z} = -\rho_w g \\ \frac{\partial u_j}{\partial x_j} = 0 \end{array} \right.$$

³ Dans la mesure où l'étendue du domaine d'étude ne dépasse pas l'ordre de 500 km, on peut faire l'approximation du plan β . Celle-ci consiste en un développement de la surface de la région d'intérêt, au centre de cette dernière, sur le plan tangent à la surface de la terre. On peut alors supposer g perpendiculaire à ce plan, travailler dans un domaine cartésien et simplifier l'expression de la force de Coriolis.

où u est la vitesse d'écoulement, f désigne la force de Coriolis, p est la pression à la côte z , ρ_r est la masse volumique de référence de l'eau et τ_{ij} est le tenseur des contraintes intégrant les effets visqueux et turbulents.

Les équations de Saint Venant sont obtenues par intégration des Eq. I-45 sur la verticale (Guillou, 1996 par exemple). Elles supposent que les variations verticales de la vitesse sont faibles. Sous ces hypothèses, on se ramène à un modèle bidimensionnel dont les inconnues sont les vitesses d'écoulement le long des axes x et y notées U et V et les hauteurs d'eau notées H .

$$\text{Eq. I-46} \quad \begin{cases} \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial H U_i}{\partial x_i} = 0 \\ \frac{\partial H U_i}{\partial t} + \frac{\partial U_k H U_i}{\partial x_k} = \underbrace{F_i}_{II} - \underbrace{gH \frac{\partial \eta}{\partial x_i}}_{III} - \underbrace{g \frac{\partial H \langle \sigma \rangle}{\partial x_i}}_{IV} + \underbrace{\frac{\tau_{si} - \tau_{bi}}{\rho_r}}_V + \underbrace{\frac{\partial H \langle \tau_{ik} \rangle}{\partial x_k}}_{VI} - \underbrace{\frac{\partial H \langle u_i' u_k' \rangle}{\partial x_k}}_{VII} \end{cases}$$

où η est la dénivellation (la hauteur d'eau H est égale à $h + \eta$ où h est la côte du fond par rapport à un niveau de référence), F_i représente les effets de Coriolis, g est l'accélération de la gravité, $\langle f \rangle = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\eta} f dz$, $\sigma = \int_z^{\eta} \frac{|\rho_w - \rho_r|}{\rho_r} dz'$ est le terme de flottabilité, τ_{si} est la contrainte exercée par le vent sur la surface libre, τ_{bi} est la contrainte de cisaillement sur le fond (frottement) et u_i' est la vitesse d'écoulement adimensionnée.

Dans Eq. I-46, les numéros I à VI désignent respectivement les effets inertiels, les effets de Coriolis, l'influence du gradient de pression, le terme de flottabilité, les effets du vent en surface et du frottement au fond et les effets visqueux dus à la turbulence. Le terme VII induit une dispersion qui traduit l'influence du profil vertical de vitesse sur l'écoulement moyen.

II.2. Stratégie classique de modélisation du transport des MES

La plupart des modèles de transport sédimentaire (SIAM, MIKE, TELEMAC, ainsi que les modèles universitaires) sont basés sur l'hypothèse simplificatrice selon laquelle les MES se déplacent à la même vitesse que les particules fluides exception faite de leur vitesse de chute (Li et al, 1995, Brenon, 1997, Le Normant, 2000, Phan, 2002, Tattersall et al, 2003, Lumborg et Morten, 2005, Markofsky et Ditschke, 2007, ...). C'est l'hypothèse dite du « scalaire passif ». L'influence des MES sur l'écoulement est alors ignorée et le fond est défini fictivement au niveau supérieur des dépôts vaseux (crème de vase et lit cohésif). Ceux-ci constituent un stock de sédiment qui se vide ou se remplit par érosion et par dépôt (Figure I-9).

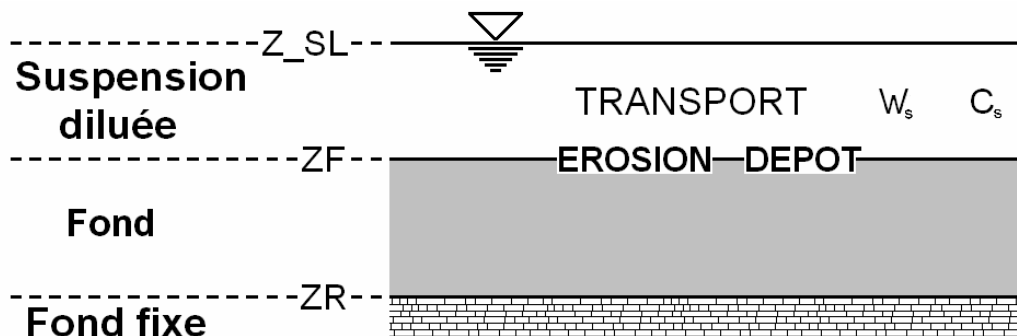


Figure I-9 : Approche classique à une phase

Une approche diphasique, plus récente et en voie de développement consiste à considérer une phase solide en interaction avec une phase fluide. Pour ce modèle, il n'est pas nécessaire d'introduire un fond fictif, puisque celui-ci fait partie du domaine de calcul. Cette approche a déjà fait l'objet de quelques tentatives (Le Hir, 1994, Vilaret et al, 1996, Greimann et al, 1999, Barbry, 2000, Barbry et al, 2000, Hsu et al, 2003, Jiang et al, 2004, Amoudry et al, 2005 et Chauchat, 2007).

Dans la suite de l'étude, nous nous limitons à l'approche classique à une phase.

II.2.1. Transport des sédiments en suspension diluée

Sous l'hypothèse du scalaire passif, le transport des MES est déterminée avec une équation telle que Eq. I-47. Ceci n'est valable que dans les cas où les concentrations en MES dans la suspension diluée (notées C_s) restent faibles (inférieures à quelques g/l). En effet, au-delà de ces valeurs de concentration :

- les interactions entre les particules ne peuvent plus être négligées car elles ont une influence sur le comportement rhéologique de la suspension (qui ne peut plus être considérée comme Newtonienne), sur le mode de transport des MES et sur le mécanisme qui gouverne la chute des MES,
- le volume occupé par les MES ne peut plus être considéré comme négligeable

Eq. I-47

$$\frac{\partial C_s}{\partial t} + u \frac{\partial C_s}{\partial x} + v \frac{\partial C_s}{\partial y} + w \frac{\partial C_s}{\partial z} + \frac{\partial W_s C_s}{\partial z} =$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial C_s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial C_s}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial C_s}{\partial z} \right) + \frac{F_e - F_d}{H} + S$$

où C_s est la concentration en sédiment dans la suspension diluée, u, v et w sont les vitesses d'écoulement du fluide, W_s est la vitesse de chute des MES, F_e et F_d sont les flux d'érosion et de dépôt, H est la hauteur d'eau, K_x, K_y et K_z sont des termes de diffusion turbulente et S est un terme source.

Dans la suspension diluée, la vitesse de chute des MES peut être reliée à la concentration C_s , à la température, à la turbulence ou à la salinité pour tenir compte des effets induits par la floculation.

Bien que la crème de vase soit une suspension, il est impossible de simuler ses mouvements avec une équation du type Eq. I-47 car les concentrations qui sont rencontrées dans la crème de vase sont telles que l'hypothèse d'un scalaire passif n'est pas applicable. Pour cette raison on considère généralement qu'elle fait partie du fond.

II.2.2. Interactions entre la suspension diluée et le fond

Dans l'approche classique, les échanges entre le fond et la suspension diluée sont gérés par l'intermédiaire de flux de dépôt et d'érosion. Ils sont généralement obtenus avec les formulations de Krone (1962) et de Partheniades (1962).

La loi de dépôt de Krone (1962) (Eq. I-48) indique que le dépôt ne se produit que lorsque la contrainte de frottement sur le fond est inférieure à une contrainte critique notée τ_{0d} . La valeur de τ_{0d} généralement retenue est de l'ordre de $0,1 \text{ N.m}^{-2}$.

Eq. I-48

$$F_d = \begin{cases} W_s C_s \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}} \right) & \text{si } \tau_b < \tau_{cd} \\ 0 & \text{si } \tau_b \geq \tau_{cd} \end{cases}$$

L'érosion se produit lorsque la contrainte de frottement au fond devient supérieure à la contrainte critique qui est notée τ_{0e} . Celle-ci traduit la limite à partir de laquelle la contrainte engendrée par l'écoulement sur le fond devient suffisante pour vaincre les forces de cohésion

et de pesanteur qui maintiennent les particules au fond (Partheniades, 1962). La loi d'érosion de Partheniades (1962) est donnée par Eq. I-49.

$$\text{Eq. I-49} \quad F_e = \begin{cases} M \left(\frac{\tau_b - \tau_{ce}}{\tau_{ce}} \right) & \text{si } \tau_b > \tau_{ce} \\ 0 & \text{si } \tau_b \leq \tau_{ce} \end{cases}$$

où M est la constante de Partheniades et τ_{0e} est la contrainte critique de cisaillement au fond pour l'érosion.

La contrainte critique d'érosion dépend du niveau de consolidation du fond. En effet, une vase fraîchement déposée est plus facilement remise en suspension qu'une vase consolidée. D'après Metha (1991), trois types d'érosion sont à distinguer :

- l'entraînement ou la resuspension qui se produit sur les vases fluides possédant une faible rigidité. Dans ce cas de figure, une tension sur le fond très faible suffit à remettre le sédiment en suspension ($\tau_{0e} < 0,1 \text{ N.m}^{-2}$),
- le détachement des floes qui est le mécanisme le plus fréquemment observé. Pour que ce type d'érosion se produise, il faut que le frottement sur le fond soit suffisant pour vaincre les forces électrochimiques qui lient les floes ($0,1 \text{ N.m}^{-2} < \tau_{0e} < 1 \text{ N.m}^{-2}$),
- l'arrachement de blocs de vase qui se produit sur des vases consolidées pour des tensions sur le fond importantes ($\tau_{0e} > 1 \text{ N.m}^{-2}$).

II.2.3. Gestion du fond

En fonction des caractéristiques hydrosédimentaires du site à modéliser et du type de simulation que l'on souhaite effectuer, plusieurs stratégies peuvent être envisagées pour prendre en compte les évolutions du fond sous les effets de la chute entravée et de la consolidation. Les approches les plus répandues sont décrites ci-dessous.

La plus simple consiste à considérer un fond homogène dans lequel la concentration est fixée (Tattersall et al (2003) par exemple). Classiquement le fond est représenté par un empilement de couches de concentrations fixées et d'épaisseurs variables.

Le choix de la gamme de concentration des couches qui composent le fond est essentiel car il détermine directement la façon dont vont se dérouler les échanges entre la suspension diluée et le fond. La valeur minimale de la concentration des dépôts vaseux (i.e. la concentration de la couche supérieure) est généralement prise proche de 100 g/l (Teisson, 1993, Guesmia, 2001, Lumborg et Windelin, 2003). Cette valeur correspond à une valeur standard pour la crème de vase.

Lorsque l'on suppose que la crème de vase appartient au fond (Li, 1994 ou Petersen et Vested, 2002) :

- cela implique de considérer que celle-ci est immobile, c'est-à-dire qu'elle ne se déplace pas sur le fond ni sous l'action des courants ni sous l'effet de la pente du fond,
- cela permet d'avoir une transition « raisonnable » de concentration entre la suspension diluée et le fond.

Plusieurs techniques permettant de gérer la répartition du sédiment entre les couches sont présentées ci-dessous.

Le modèle multicouches empirique développé par Teisson (1991,1993) est implanté dans le système TELEMAC. Il consiste à représenter le fond à l'aide de couches possédant des concentrations et des temps de résidence fixés. Lorsqu'il y a du dépôt, le sédiment remplit la couche supérieure et l'épaisseur de cette dernière augmente en conséquence. Le temps que le sédiment passe dans la couche est comptabilisé, si ce dernier dépasse le temps de résidence associé à la couche (si le sédiment n'est pas remis en suspension par érosion entre temps), la

totalité du sédiment contenue dans cette couche est transférée dans la couche sous-jacente qui est plus concentrée et ainsi de suite pour toutes les couches. Les temps de résidence T_i et les concentrations des couches C_i sont obtenus en discrétisant une courbe de tassement avec une fonction par morceaux (Figure I-10).

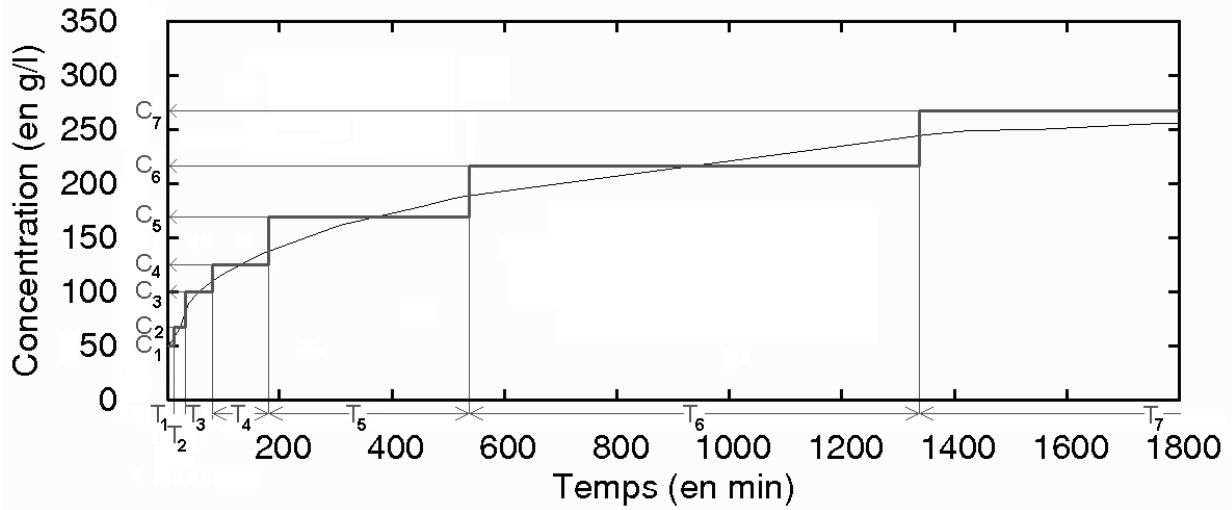


Figure I-10 : Détermination des paramètres du modèle empirique de Teisson (1993)

Le second modèle disponible dans TELEMAC a été développé par Le Normant (2000). C'est un modèle de consolidation pure (i.e la chute entravée qui agit dans la crème de vase ne peut pas être prise en compte). Il s'applique donc aux fonds dont la concentration est supérieure ou égale à C_i (qui est de l'ordre de 200 g/l d'après Sanchez, 1992 ou Thiébot, 2006c).

Le modèle de Le Normant (2000) consiste à discrétiser l'équation de Gibson Eq. I-40 sous forme implicite. Cela permet d'obtenir un système d'équations qui fait intervenir une matrice tridiagonale. Ainsi la méthode du double balayage (ou algorithme de Thomas) peut être employée pour déterminer les indices des vides en chaque nœud d'un maillage défini entre les niveaux ZF et ZR (Figure I-9). Un nombre maximal de nœuds (de plans) $nbmax$ est imposé pour éviter d'avoir un volume trop important de données à gérer. Une couche appelée « couche des dépôts frais » assure la transition entre la suspension diluée et le fond (le lit cohésif). Cette dernière possède une concentration fixée notée $Conc0$. Lorsque son épaisseur dépasse une valeur donnée notée $Epai0$, le sédiment qu'elle contient est transféré dans le lit cohésif. Ce transfert de sédiment est pris en compte soit en créant un nouveau plan si le nombre de plans est inférieur à $nbmax$, soit en rediscrétisant le lit cohésif si le nombre de plans maximal est déjà atteint.

Le modèle empirique de tassement intégré dans SIAM est basé sur les travaux de Le Hir (1989). Il a été étendu aux sédiments mixtes (sablo - vaseux) par Waeles (2005). Ce

modèle consiste à déterminer la concentration relative de vase $C_{vase,rel} = \frac{m_{vase}}{V_{total} - V_{sable}}$ de chaque couche discrétisant le fond à partir d'une loi différentielle :

$$\text{Eq. I-50} \quad \frac{\partial C_{vase,rel}}{\partial t} = A_1 \exp(-A_2 C_{vase,rel}) \left[C_{vase,rel,max} \left(1 + A_3 \int_z^h (\rho - \rho_w) dz \right) - C_{vase,rel} \right]$$

où les A_i sont des constantes empiriques et $C_{vase,rel,max} \left(1 + A_3 \int_z^h (\rho - \rho_w) dz \right)$ est la valeur maximale que peut atteindre $C_{vas,rel}$ en considérant la profondeur à laquelle se situe la couche par rapport à la partie supérieure du dépôt.

III. Principe des calculs géotechniques

Tout comme en rhéologie, la base des calculs géotechniques est la mécanique des milieux continus. Toutefois, les lois de comportement des sols sont spécifiques au domaine géotechnique. L'ouvrage de Nova (2005) décrit en détails les bases des calculs géotechniques. Les principales définitions sont rappelées ici.

III.1. Notations

La description mathématique des sols fait appel à la notion de tenseur des contraintes (Eq. I-42). La notion de contraintes effectives chères aux géotechniciens implique de considérer la relation donnée par Eq. I-51 dans laquelle le terme de pressions effectives p' est égal à $p - u$ où u désigne les pressions d'eau interstitielle. Les tenseurs des déformations s'écrivent comme indiqué dans Eq. I-52.

$$\text{Eq. I-51} \quad \sigma'_{ij} = p' \delta_{ij} + \tau'_{ij}$$

où δ_{ij} est le symbole de Kronecker.

$$\text{Eq. I-52} \quad \varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \frac{1}{2} \gamma_{xz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \varepsilon_{yy} & \frac{1}{2} \gamma_{yz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{zx} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

Le tenseur des contraintes étant symétrique, il existe un repère orthonormé dans lequel la matrice est diagonale. Les trois directions correspondantes sont les directions principales des contraintes et les valeurs propres sont appelées contraintes principales, elles sont notées σ_1 , σ_2 et σ_3 .

III.2. Equations d'équilibre

Chaque élément de sol Ω doit se trouver en équilibre sous l'action de son propre poids et des forces transmises par les éléments de sol adjacents. Cela implique que les équations d'équilibre Eq. I-53 doivent être vérifiées :

$$\text{Eq. I-53} \quad \begin{cases} \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \gamma_{sol} = 0 \end{cases}$$

où γ_{sol} est le poids d'un élément de sol.

III.3. Conditions cinématiques

Les conditions cinématiques sont des relations géométriques qui relient les déformations aux déplacements U_i ($i=x,y,z$), elles s'écrivent :

$$\text{Eq. I-54} \quad \begin{cases} \varepsilon_{xx} = -\frac{\partial U_x}{\partial x} & \varepsilon_{xy} = \frac{1}{2}\gamma_{xy} = -\frac{1}{2}\left(\frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x}\right) \\ \varepsilon_{yy} = -\frac{\partial U_y}{\partial y} & \varepsilon_{xz} = \frac{1}{2}\gamma_{xz} = -\frac{1}{2}\left(\frac{\partial U_x}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial x}\right) \\ \varepsilon_{zz} = -\frac{\partial U_z}{\partial z} & \varepsilon_{yz} = \frac{1}{2}\gamma_{yz} = -\frac{1}{2}\left(\frac{\partial U_y}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial y}\right) \end{cases}$$

III.4. Lois de comportement

Une loi de comportement met en relation les contraintes et les déformations subies par le sol, elle s'écrit comme l'indique Eq. I-55. Le comportement des sols est très complexe car il dépend par exemple de l'histoire des chargements appliqués au sol, de l'indice de saturation ou de la vitesse de chargement. Il est de plus généralement irréversible et non linéaire. Aucun modèle mathématique n'est capable de prendre en compte l'ensemble des caractéristiques d'un sol.

Pour déterminer les déformations subies par un sol lorsqu'une contrainte lui est appliquée, il est nécessaire d'intégrer Eq. I-55, ce qui implique de spécifier un état de contrainte initial. Celui-ci est généralement déterminé en considérant le poids du terrain considéré homogène, isotrope et saturé. Les pressions verticales sont supposées hydrostatiques. Pour les pressions horizontales, deux cas de figure sont possibles. Pour un sol vierge (qui n'a pas été décomprimé pendant son histoire géologique par l'érosion, par une excavation, ...), on considère que le rapport entre les pressions horizontales et verticales est constant, on le note K_0 , c'est le coefficient de poussée au repos. Pour un sol qui n'est pas vierge (un sol qui a subi une érosion importante au cours de son histoire par exemple), le rapport n'est plus constant, on fait alors appel à la notion de surconsolidation (le rapport de surconsolidation se note OCR).

$$\text{Eq. I-55} \quad \frac{\partial}{\partial t} \underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{S}} \frac{\partial}{\partial t} \underline{\underline{\sigma'}}$$

où $\underline{\underline{S}}$ est un tenseur appelé tenseur de souplesse.

III.4.1. Elasticité

Pour un matériau isotrope élastique linéaire, la relation entre contraintes et déformations peut être décrite avec la loi de Hooke généralisée qui s'écrit Eq. I-56 sous forme vectorielle. Notons que $\nu = 0,5$ correspond à un cas où le matériau est incompressible. Cette loi est linéaire et ne prend en compte ni l'irréversibilité ni la dépendance au chemin de contrainte, elle est par conséquent difficilement utilisable pour une application géotechnique. Elle permet en revanche d'obtenir des informations intéressantes lors des phases préliminaires d'un projet (Mestat, 1998).

$$\text{Eq. I-56} \quad \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix}$$

où E est le module d'Young et ν est le coefficient de Poisson.

III.4.2. Elasto – plasticité

A partir d'un certain niveau de contrainte, un sol subit à la fois des déformations élastiques réversibles et des déformations plastiques irréversibles qui traduisent une rupture de la structure du sol.

III.4.2.a. Fonction de plasticité

La fonction de plasticité f est une fonction scalaire qui indique en fonction de l'état de contrainte et de l'historique du matériau si une variation donnée de charge provoque des déformations plastiques ou élastiques. Elle peut s'écrire :

$$\text{Eq. I-57} \quad f = f(\bar{\sigma}', \Psi_1) \leq 0$$

où Ψ_1 est un vecteur qui dépend de l'historique des déformations plastiques (ce qui permet de considérer la notion d'écrouissage par exemple).

Si les sollicitations mécaniques sont faibles, f est strictement négatif et dans ce cas l'incrément de déformations s'écrit : $d\bar{\varepsilon} = C_{hkij}^e d\bar{\sigma}'$. L'indice e désigne la partie élastique du tenseur de souplesse. Si le sol est décompressé, f est nul et df est strictement négatif. Dans ce cas l'incrément de déformations s'écrit : $d\bar{\varepsilon} = C_{hkij}^e d\bar{\sigma}'$. Si les sollicitations dépassent ce que le sol peut supporter, alors f et df sont nuls. Dans ce cas, le sol subit à la fois des déformations élastiques et des déformations plastiques : $d\bar{\varepsilon} = (C_{hkij}^e + C_{hkij}^p) d\bar{\sigma}'$. L'exposant p désigne la partie plastique du tenseur de souplesse.

La définition de la fonction de plasticité se base sur un critère de rupture. Ce critère permet d'exprimer la contrainte maximale de cisaillement τ_{rupt} , c'est-à-dire la contrainte de cisaillement pour laquelle la structure du sol se rompt (i.e la contrainte de cisaillement à partir de laquelle des déformations plastiques irréversibles apparaissent).

III.4.2.b. Critères de rupture

La théorie de la plasticité des sols a été développée à partir de la théorie de la plasticité des métaux. Le critère de Tresca (1864) par exemple correspond à la limite d'élasticité pour un acier doux.

$$\text{Eq. I-58} \quad |\sigma_i - \sigma_j| - \sigma_{rupt} \leq 0$$

où σ_{rupt} est la limite d'élasticité du matériau et les indices i et j prennent les valeurs 1,2 et 3 par permutation.

Dans l'espace des contraintes principales, le critère de Tresca délimite un prisme dont l'axe est tel que $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$. La section droite de cette pyramide est un hexagone régulier (cf. Figure I-11).

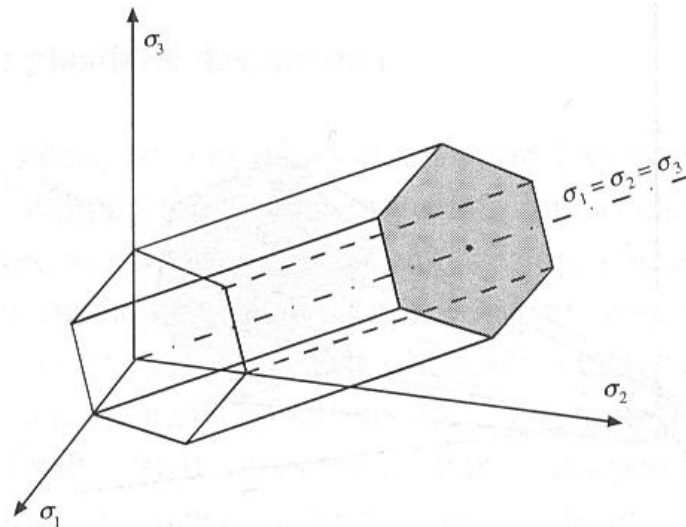


Figure I-11 : Condition de rupture de Tresca (d'après Nova, 2005)

Von Mises a proposé le critère donné par Eq. I-59 qui délimite, dans l'espace des contraintes, un cylindre qui englobe le prisme de Tresca (cf. Figure I-12).

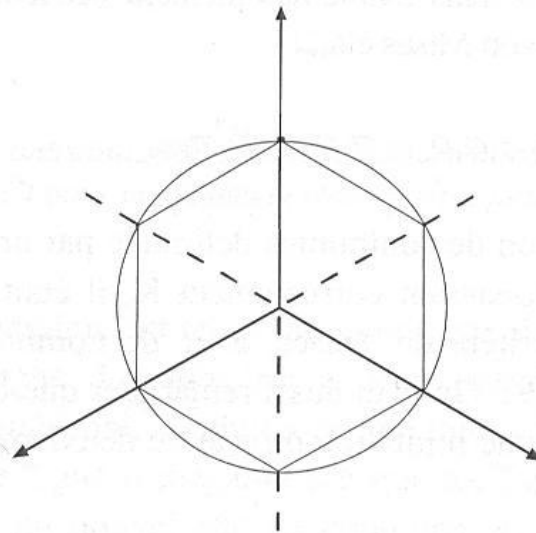


Figure I-12 : Section dans le plan déviatorique des conditions de rupture de Tresca et de von Mises (d'après Nova, 2005)

Eq. I-59
$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_1\sigma_3 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_{rupt}^2 \leq 0$$

Le critère de rupture de Mohr – Coulomb est très répandu dans les calculs géotechniques. Il suppose qu'il existe une relation linéaire entre la contrainte maximale de cisaillement et la contrainte normale. Sur un diagramme de Mohr, cela revient à considérer que la courbe intrinsèque (i.e. l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture) est une droite (Figure I-13).

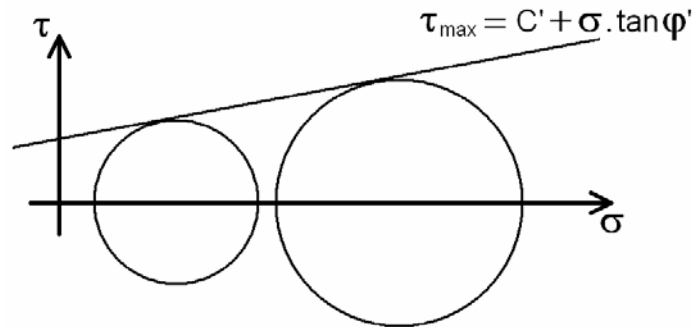


Figure I-13 : Droite de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb peut prendre différentes formes selon les caractéristiques du sol et selon la rapidité des chargements qui lui sont appliqués. Dans les sols saturés, on distingue deux types de comportement : drainé ou non drainé. On parle de comportement drainé à long terme lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

- elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante,
- elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on souhaite évaluer le comportement du sol.

Les calculs non drainés à court terme correspondent à une situation qui fait immédiatement suite à l'application rapide d'un effort et à laquelle sont associées des caractéristiques non drainées. Dans le Tableau I-2, sont répertoriés les principaux critères de rupture ainsi que les essais mécaniques nécessaires à leur estimation.

| Type de sol | Type de calcul | Type de comportement | Types d'essai | Paramètres | Formule | Appareillage |
|---------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------------------|------------------------|---|---|
| Cohérent saturé | Court terme | Non drainées | UU CU | c_u, λ_{cu} | $\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{cu} \cdot \Delta \sigma_p$ | Triaxial (boîte de cisaillement), Scissomètre, Pressiomètre autoforeur |
| Cohérent non saturé | Court terme | Non drainées | UU | c_{uu}, φ_{uu} | $\tau = c_{uu} + \sigma \cdot \tan \varphi_{uu}$ | Triaxial (boîte de cisaillement) |
| Cohérent | Long terme | Drainées | CD, CU avec mesure de u | c', φ' | $\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$ | Triaxial ou boîte de cisaillement(CD) Triaxial (CU) |
| Pulvérulent | Long terme ou court terme | Drainées | CD | c', φ' | $\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$ | Triaxial ou boîte de cisaillement |

Tableau I-2 : Choix du critère de rupture (d'après Magnan(1991))

Dans la suite de l'étude, on considère un comportement drainé à long terme. Dans ce type d'application, on suppose que les efforts sont transmis intégralement au squelette du sol ce qui implique que l'on utilise des grandeurs effectives. Le critère de Mohr-Coulomb associé à ce type de comportement est donné par Eq. I-60.

Eq. I-60 $\tau_{rupt} = C' + \sigma' \tan \varphi'$

où C' est la cohésion effective, φ' est l'angle de frottement interne et σ' est la contrainte normale effective.

En contraintes principales, la condition de rupture selon le critère de Mohr – Coulomb est vérifiée lorsque l'une des relations suivantes est satisfaite avec le signe d'égalité :

$$\text{Eq. I-61} \quad |\sigma'_i - \sigma'_j| - (\sigma'_i - \sigma'_j) \sin \varphi' - 2 C' \cos \varphi' \leq 0$$

où les indices i et j prennent les valeurs 1,2 et 3 par permutation.

Quand les équations Eq. I-61 sont vérifiées avec le signe d'égalité, elles fournissent les équations de six plans qui délimitent un volume dans l'espace des contraintes principales. C'est une pyramide dont l'axe est tel que $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ et dont les sections droites sont des hexagones irréguliers (cf. Figure I-14). Comme un sol n'est pas capable de supporter des contraintes de traction, les trois relations Eq. I-62 sont également à considérer.

$$\text{Eq. I-62} \quad \sigma'_i \geq 0$$

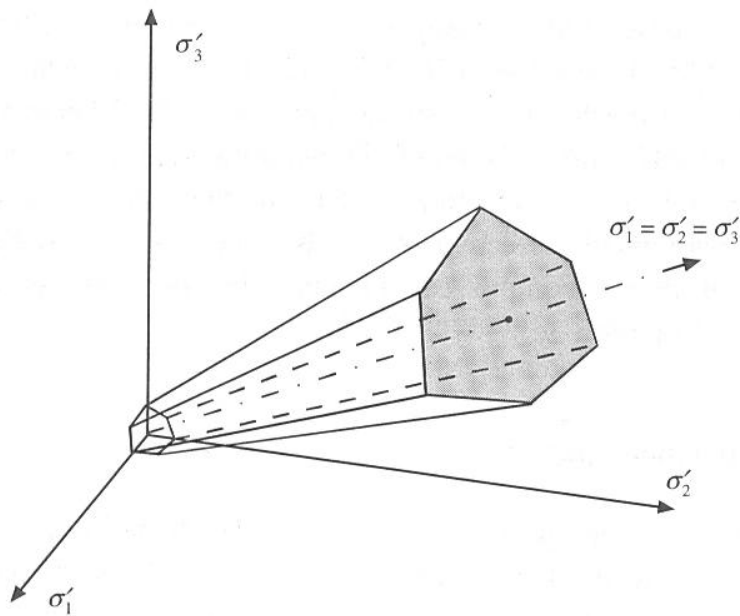


Figure I-14 : Condition de rupture de Mohr-Coulomb (d'après Nova, 2005)

Le gradient de la fonction de plasticité obtenu à partir du critère de Mohr-Coulomb n'est pas défini sur les arêtes de la pyramide. C'est pourquoi Drucker et Prager (1952) ont proposé la formulation suivante :

$$\text{Eq. I-63} \quad \sigma_1'^2 + \sigma_2'^2 + \sigma_3'^2 - \sigma_1' \sigma_2' - \sigma_1' \sigma_3' - \sigma_2' \sigma_3' - (\mu (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') + K)^2 = 0$$

où μ et K peuvent être choisis de tel sorte que le cône ainsi défini englobe la pyramide de Mohr-Coulomb (cf. Figure I-15).

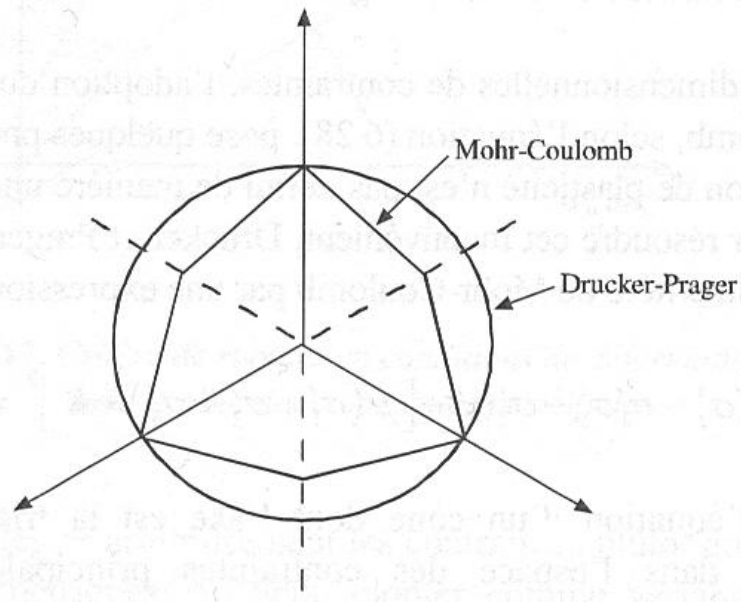


Figure I-15 : Section dans le plan déviatorique des conditions de rupture de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager (d'après Nova, 2005)

III.4.2.c. Le postulat de normalité

Le postulat de normalité de Drucker relie l'état de contraintes au moment de la plasticité aux déformations plastiques. Il s'écrit :

$$\text{Eq. I-64} \quad d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$$

où Λ est une quantité positive indéterminée.

Si Eq. I-64 est vérifiée, on dit que le matériau est standard et que la loi d'écoulement est associée. Pour les sols, cette équation n'est pas toujours valable, c'est pourquoi, on fait parfois intervenir la notion de dilatance.

Avec le critère de rupture de Drucker et Prager, les composantes principales du tenseur d'incrément de déformation plastique s'écrivent :

$$\text{Eq. I-65} \quad \begin{bmatrix} d\varepsilon_1^p \\ d\varepsilon_2^p \\ d\varepsilon_3^p \end{bmatrix} = \Lambda \begin{bmatrix} 3\sigma_1' - 3(1+2\mu)p' - 2K \\ 3\sigma_2' - 3(1+2\mu)p' - 2K \\ 3\sigma_3' - 3(1+2\mu)p' - 2K \end{bmatrix}$$

IV. Etude de stabilité

L'étude de la stabilité d'une pente, que ce soit pour un terrain naturel ou pour un talus artificiel, a pour objectif de répondre aux deux questions suivantes :

- Quel est le risque qu'un glissement se produise ?
- Si un glissement se produit, quelle est la géométrie de la surface de rupture ?

En fonction de l'application considérée, la réponse à ces deux questions doit permettre de déterminer les situations favorables au glissement et d'en tirer les conclusions pour assurer la sécurité des personnes et des ouvrages. L'étude de la stabilité d'un talus est un problème complexe car celle-ci dépend de nombreux facteurs tels que la topographie, les conditions hydrauliques, les activités humaines (construction d'ouvrage, vidange de barrage,...) ou la géologie. De plus, les propriétés mécaniques des terrains sont souvent hétérogènes, anisotropes ou discontinus. On distingue en général trois types d'instabilités : les glissements caractérisés par l'apparition de surfaces de rupture bien définies (la géométrie des surfaces de rupture est souvent circulaire), les coulées boueuses et les éboulements. Dans le cadre de cette étude on se limitera au premier type d'instabilité.

IV.1. Facteur de sécurité

Un facteur de sécurité F est un estimateur du risque que l'on a d'observer un glissement. Il est lié à la méthode de calcul choisie, à l'état de contraintes dans le talus, aux propriétés du milieu et à la géométrie de la surface de rupture. Deux définitions sont possibles.

Selon la première définition, le facteur de sécurité est la valeur par laquelle il faut diviser la résistance du sol pour qu'un glissement se produise. On note ce facteur F_1 . Cette définition est la plus répandue, elle est utilisée dans les méthodes à l'équilibre ainsi que dans les méthodes SSRM et GIM qui seront décrites ultérieurement.

La deuxième définition, plus physique, consiste à définir le facteur de sécurité comme le rapport entre les efforts résistifs et les efforts moteurs (Eq. I-66), on le note F_2 .

$$\text{Eq. I-66} \quad F_2 = \frac{\int_s \tau_{rupt} ds}{\int_s \tau ds}$$

Théoriquement, si F est inférieur à 1, le talus est instable et inversement si F est supérieur à 1, le talus est stable. En pratique, pour prendre en compte les incertitudes liées au calcul ou à la détermination des caractéristiques du site, on considère un coefficient de sécurité (Duncan, 1996). Globalement on considère que si :

- $F < 1$ il y a danger,
- $1 \leq F < 1,25$ la sécurité est contestable,
- $1,25 \leq F < 1,4$ la sécurité peut être jugée satisfaisante si les conséquences d'un glissement sont faibles,
- $F \geq 1,4$ la sécurité est satisfaisante.

Les gammes de valeurs indiquées ci-dessus peuvent être modifiées en fonction des conséquences qu'occasionnerait un glissement.

IV.2. Détermination de la surface de rupture critique

La recherche systématique de la surface de rupture critique consiste, dans un premier temps, à définir un ensemble de surfaces de rupture potentielles : on choisit par exemple de se limiter aux surfaces de ruptures planes ou circulaires (ce choix doit s'appuyer sur des observations faites sur le terrain). Ensuite, le facteur de sécurité est calculé pour chacune d'entre elles. La surface de rupture critique est celle qui est associée au plus petit facteur de sécurité. Cette technique très simple donne de bons résultats dans la majorité des cas,

cependant elle nécessite de tester un grand nombre de surfaces de rupture ce qui peut être fastidieux. De plus, elle impose de se limiter à des surfaces de rupture de géométrie simple. Pour ces raisons des algorithmes permettant de rechercher les surfaces de rupture critiques ont été proposés parmi lesquelles citons Baker (1980), Celestino & Duncan (1981), Greco & Gulla (1985), Nguyen (1985), Li & White (1987), Chen (1992), Greco (1996), Hussein et al (2001) et Cheng (2003), ...

IV.3. 2D ou 3D

Aujourd'hui encore, la plupart des études de stabilité sont réalisées en 2D mais avec le développement constant de la puissance de calcul, l'approche tridimensionnelle est de plus en plus utilisée. En règle générale les facteurs de sécurité calculés en 2D sont légèrement plus faibles que ceux qui sont calculés en 3D car on considère en 2D la section la moins stable d'un talus.

IV.4. Les méthodes aux équilibres limites

Les méthodes aux équilibres limites sont encore actuellement les plus répandues pour réaliser des études de stabilité. Ces méthodes consistent à découper le sol en tranches assez fines pour que leur base puisse être assimilée à un segment de droite puis à écrire les équations d'équilibre (équilibre des forces et/ou des moments). Selon les hypothèses qui sont faites sur les efforts entre les tranches et selon les équations d'équilibre considérées, de nombreuses variantes ont été proposées (Tableau I-3). Elles donnent dans la majorité des cas des résultats assez proches. Les écarts entre les valeurs de F obtenues avec les différentes méthodes sont généralement inférieurs à 6% selon Duncan (1996).

| Méthodes | Avantages et Inconvénients |
|---|---|
| Slope Stability Charts (Janbu, 1968, Duncan, 1987) | - Résultats satisfaisants dans de nombreux cas - Rapidité |
| Ordinary Method of Slices (Fellenius, 1927) | - Surfaces circulaires seulement - Satisfait l'équilibre des moments - Ne satisfait ni l'équilibre des forces horizontales ni l'équilibre des forces verticales |
| Bishop's Modified Method (Bishop, 1955) | - Surfaces circulaires seulement - Satisfait l'équilibre des moments - Satisfait l'équilibre des forces verticales mais pas horizontales |
| Force Equilibrium Method (Lowe & Karafiath, 1960, US Army Corps of Engineers, 1970) | - Toutes géométrie de surfaces de rupture - Ne satisfait pas l'équilibre des moments - Satisfait l'équilibre des forces verticales et horizontales |
| Janbu's Generalized Procedure of Slices (Janbu, 1968) | - Toutes géométries de surfaces de rupture - Satisfait toutes les conditions d'équilibre - Instabilité numérique plus fréquente qu'avec les autres méthodes |
| Morgenstern & Price's Method (Morgenstern & Price's Method, 1965) | - Toutes géométries de surfaces de rupture - Satisfait toutes les conditions d'équilibre |
| Spencer's Method (Spencer, 1967) | - Toutes géométries de surfaces de rupture - Satisfait toutes les conditions d'équilibre |

Tableau I-3 : Les principales méthodes aux équilibres limites (d'après Duncan, 1996)

Les méthodes aux équilibres limites de référence sont celles de Fellenius (1927) et de Bishop (1955). Sur la Figure I-16 est représenté le découpage d'une portion de talus potentiellement en rupture. L'équilibre de la tranche i sur l'horizontale s'écrit :

$$dH_i - \sigma_i \tan \alpha_i dx + \tau_i dx = 0$$

où H_i est la composante horizontale de la force qui agit entre deux tranches, σ_i et τ_i sont les contraintes normale et tangentielles à la surface de rupture potentielle (au niveau de la tranche i) et α_i est l'angle que forme la base de la tranche i avec l'horizontale (Figure I-16).

L'équilibre de la tranche i sur la verticale s'écrit :

$$dV_i - \gamma_i h_i dx + \sigma_i dx + \tau_i \tan \alpha_i dx = 0$$

où V_i est la composante verticale de la force qui agit entre deux tranches et γ_i est le poids de la tranche i .

Dans la méthode de Fellenius (1927), on fait l'hypothèse que dH_i et dV_i sont nuls, ce qui implique que les contraintes normales sont estimées par $\sigma_i = \gamma h_i \cos^2 \alpha_i$.

En utilisant la définition globale du facteur de sécurité, on obtient Eq. I-67.

Dans la méthode de Bishop (1955), on fait l'hypothèse que $dV_i = 0$. Ainsi, en considérant la définition globale du facteur de sécurité, on obtient $\sigma_i = \gamma h_i - \tau_i(F_{Bish}) \tan \alpha_i$ qui donne une relation du type $F_{Bish} = f(F_{Bish})$ (Eq. I-68). Le facteur de sécurité est déterminé en utilisant une procédure itérative (méthode du point fixe). Cette méthode a été utilisée par Alexis (1987) par exemple pour étudier la stabilité des souilles et des chenaux de la rade de Lorient.

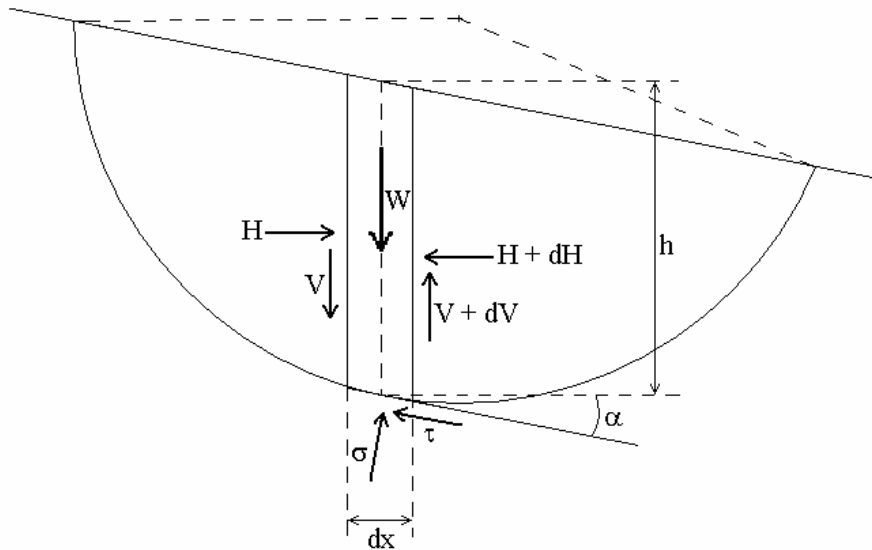


Figure I-16 : Rupture circulaire selon les méthodes de Bishop et Fellenius

Eq. I-67

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^n (C' + (\gamma h_i \cos^2 \alpha_i - u_i) \tan \varphi') \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n \gamma h_i \sin \alpha_i}$$

Eq. I-68

$$F_{Bish} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(C' + (\gamma h_i - \left(\frac{C'}{F_{Bish}} + \sigma' \frac{\tan \varphi'}{F_{Bish}} \right) \tan \alpha_i - u_i) \tan \varphi' \right) \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n \gamma h_i \sin \alpha_i}$$

Dans le cas de certains versants, la rupture peut se produire à peu près parallèlement à la surface du talus. Le modèle de calcul est celui d'un sol infini dans lequel la nappe d'eau est parallèle à la surface du talus (cf. Figure I-17). Compte tenu de l'hypothèse de la pente infinie, les efforts verticaux qui s'exercent sur les côtés du bloc peuvent être supposés nuls ($V = 0$). En supposant que les efforts horizontaux et les pressions qui agissent de chaque côté du bloc sont en équilibre et en écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut

calculer les réactions normales et tangentielles à la base du bloc. Ainsi, en prenant le critère de Mohr-Coulomb et en considérant un comportement drainé à long terme, on obtient l'expression du facteur de sécurité suivante :

$$\text{Eq. I-69} \quad F = \frac{2}{\sin(2\alpha)} \frac{C'}{g\rho} + \frac{(\rho h - \rho_w h_w) \tan \varphi'}{\rho h \tan \alpha}$$

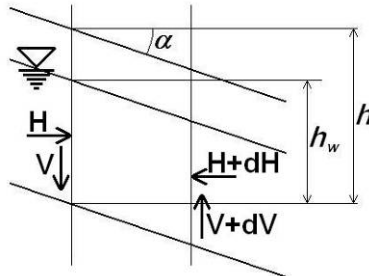


Figure I-17 : Rupture plane

Deux raisons principales peuvent expliquer la popularité des méthodes aux équilibres limites :

- elles sont simples, connues et assimilées par l'ensemble des acteurs du domaine,
- elles se basent sur un nombre réduit de paramètres (il n'est pas nécessaire de paramétrer la loi de comportement du sol par exemple)

Les inconvénients majeurs de ces méthodes résident dans le fait qu'elles ne prennent pas en compte le comportement du sol, que les cas complexes ne peuvent être étudiés avec précision (étapes de construction, chargements dynamiques, couplage hydro - mécanique,...) et que les facteurs de sécurité sont supposés constants le long de la surface de rupture (on utilise la définition globale du facteur de sécurité F_l).

IV.5. Les méthodes aux éléments finis (FEM)

Avec l'amélioration constante de la performance des moyens informatiques, l'utilisation des éléments finis dans les calculs de stabilité se développe de plus en plus. Elle possède en effet de nombreux avantages. Elle permet de modéliser des talus avec un degré de réalisme très élevé : géométrie complexe, séquences de chargement, présence de dispositif de renforcement, action de l'eau (couplage hydro - mécanique), lois de comportement de sol complexes, ... De plus, elle donne des informations sur les déformations du sol et enfin, le passage du 2D au 3D est plus aisé qu'avec les méthodes aux équilibres limites.

Trois techniques d'étude de stabilité basées sur les FEM se distinguent.

La SSRM (Shear Strength Reduction Method) a été utilisée dès 1975 par Zienkiewicz et al (1975) puis par de nombreux auteurs parmi lesquels Naylor (1981), Donald et Giam (1988), Matsui et San (1992), Ugai et Leshchinsky (1995), Dawson et al (1999), Griffiths et Lane (1999), Jeremic (2000), et Zheng et al (2005),... Le principe consiste à réaliser dans un premier temps un calcul dans les conditions « normales ». Ensuite, les caractéristiques résistives du sol sont réduites (on utilise la première définition globale du facteur de sécurité) jusqu'à ce que le calcul diverge. On considère alors que le facteur de sécurité est la dernière valeur de F_l pour laquelle le calcul convergeait. Cette technique s'appuie sur l'hypothèse selon laquelle la divergence du calcul révèle l'instabilité de la pente. En d'autres termes, la SSRM suppose que la divergence du calcul se produit quand, sous l'effet d'une augmentation brutale des déplacements due à la rupture du talus, les équations d'équilibre ne peuvent plus être satisfaites. L'utilisation d'un critère basé sur une « non - solution » n'est pas conventionnelle et cela peut poser certains problèmes. D'abord, il est assez difficile d'estimer

avec précision le point de « non - convergence ». Ensuite, il est nécessaire de réaliser une analyse numérique très fine pour pouvoir affirmer que la divergence est bien la conséquence de l'instabilité du massif seulement. Enfin, la définition même du facteur de sécurité implique de considérer que celui-ci est constant le long de la surface de rupture ce qui n'est pas réaliste. En revanche, le principal avantage de cette méthode réside dans le fait qu'aucune hypothèse sur la géométrie de la masse en rupture n'est imposée puisque la surface de rupture « se dessine » automatiquement (c'est la région dans laquelle les déformations sont maximales).

Le principe de la GIM (Gravity Increase Method) est comparable à celui de la SSRM hormis le fait qu'au lieu de réduire les caractéristiques résistives du sol jusqu'à obtenir l'instabilité du calcul, on augmente la gravité. Le facteur de sécurité est donc ici le rapport entre la valeur de la gravité à la rupture et la valeur classique de la gravité. La GIM est adaptée pour tester la stabilité des pentes pendant la construction d'un ouvrage.

La troisième méthode utilisant une FEM consiste à calculer les facteurs de sécurité des surfaces de rupture potentielles en utilisant Eq. I-66. Avec cette approche, le facteur de sécurité n'est donc pas nécessairement constant le long des surfaces de rupture. Un autre avantage par rapport à la SSRM ou à la GIM vient du fait que l'on s'affranchit du critère basé sur la divergence du calcul. En revanche, une recherche de la surface de rupture critique est nécessaire. Cette technique a été utilisée par Yamagami et Ueta (1988), Zou et Williams (1995), Farias et Naylor (1998), Wang (1999) ou Thiébot (2004).

V. Conclusion

Différentes théories mathématiques permettent de décrire l'évolution spatiotemporelle de la concentration dans les dépôts vaseux. Des liens existent entre les théories de sédimentation et de consolidation, ce qui permet de considérer les deux processus de façon continue.

Les modélisations hydrosédimentaires d'estuaires s'appuient généralement sur une approche monophasique dans laquelle le fond est constitué de la crème de vase et du lit cohésif. Classiquement les seules distinctions qui sont faites entre les dépôts à l'état de suspension (la crème de vase) et les dépôts structurés (le lit cohésif) résident dans la gamme de concentration considérée et dans la valeur des seuils d'érosion associés. L'évolution des dépôts sous l'effet de la chute entravée et de la consolidation est souvent décrite en utilisant la même loi empirique.

Il existe un écart entre la finesse de certains modèles de sédimentation/consolidation et la façon dont ces processus sont traités dans les simulations hydrosédimentaires. Une approche intermédiaire est nécessaire pour modéliser plus précisément la formation de massifs vaseux estuariens.

L'étude de l'apparition de glissements le long des talus repose sur l'utilisation de facteurs de sécurité. Ces derniers peuvent être définis comme :

- la valeur par laquelle il faut réduire la résistance du sol (ou augmenter la gravité) pour qu'un glissement se produise,
- le rapport entre les efforts résistifs (opposés au glissement) et les efforts moteurs.

La deuxième définition, bien qu'elle soit plus naturelle, est moins répandue dans les études de stabilité car elle est plus difficile à utiliser. Associer une FEM avec cette définition constitue une alternative intéressante à la SSRM ou à la GIM.

Chapitre II : Modélisation de l'évolution des dépôts vaseux et du comportement d'un talus sous contraintes

Dans ce chapitre, nous présentons le modèle de gestion des dépôts vaseux que nous avons conçu ainsi que sa validation. La stratégie de modélisation choisie pour étudier le comportement d'un talus soumis à des sollicitations mécanique est également exposée.

L'intégration, dans un code de calcul hydrosédimentaire classique, d'un modèle qui gère l'évolution des dépôts vaseux nécessite de prendre en compte un certain nombre de contraintes liées à ce type de simulation. Le modèle doit en effet :

- être rapide pour ne pas alourdir un calcul déjà complexe,
- traiter un volume limité de données,
- être stable numériquement,
- permettre de prendre en compte aisément les échanges entre la suspension diluée et le fond (érosion et dépôt),
- être facilement paramétrable.

Les choix de modélisation et les équations que nous avons utilisées pour concevoir notre modèle de gestion des dépôts sont exposés. Une procédure de paramétrage a été mise au point, elle est explicitée.

La modélisation du comportement du talus que nous avons conçue a vocation à étudier l'influence de divers chargements sur l'apparition de glissements. Deux sous problèmes sont liés à ce type d'application. Le premier concerne l'estimation des contraintes qui agissent dans le talus, le second concerne la détermination des surfaces de rupture potentielles ainsi que l'estimation du risque de glissement. Les choix de modélisation sont justifiés.

I. Présentation du MMSCG

I.1. Représentation des dépôts

Dans la représentation choisie, les dépôts vaseux sont considérés comme des empilements de couches de vase. Les concentrations de ces couches sont fixées et croissantes à mesure que l'on se rapproche du fond. Cette structure « multicouches » a déjà été utilisée, entre autres par Sanchez (1992) ou par Teisson (1993).

Le principal avantage de cette représentation est que la gestion des flux de dépôts et d'érosion est beaucoup plus « naturelle » qu'avec un maillage vertical (Figure I-9). S'il y a de l'érosion, l'épaisseur de la couche en contact avec l'écoulement diminue et inversement, si il y a du dépôt, celle-ci augmente. Dans le cas d'un maillage vertical, lorsqu'il y a de l'érosion ou du dépôt, il est nécessaire de redistribuer le stock de vase afin de tenir compte des apports ou des pertes de matière.

Avec la représentation multicouches, la précision sur les profils de concentration dépend du choix de la concentration des couches (qui est fixé). En pratique, il est possible de prendre des écarts de concentration de plus en plus importants à mesure que l'on se rapproche de la concentration maximale pour conserver une précision suffisante pour les couches les plus actives (les moins concentrées), c'est à dire celles dont les épaisseurs varient rapidement sous les effets de la sédimentation, de la consolidation de l'érosion et du dépôt.

La représentation multicouches permet de prendre en compte de forts gradients de concentration alors que si on utilise un maillage vertical avec des points équidistants, la précision peut être limitée dans certaines zones du dépôt. Les différences entre les deux techniques de représentation sont illustrées par la Figure II-1.

Enfin le volume de données à traiter est optimisé dans le cas de l'approche multicouches car le nombre de variables est limité aux épaisseurs (on en prend dix en général).

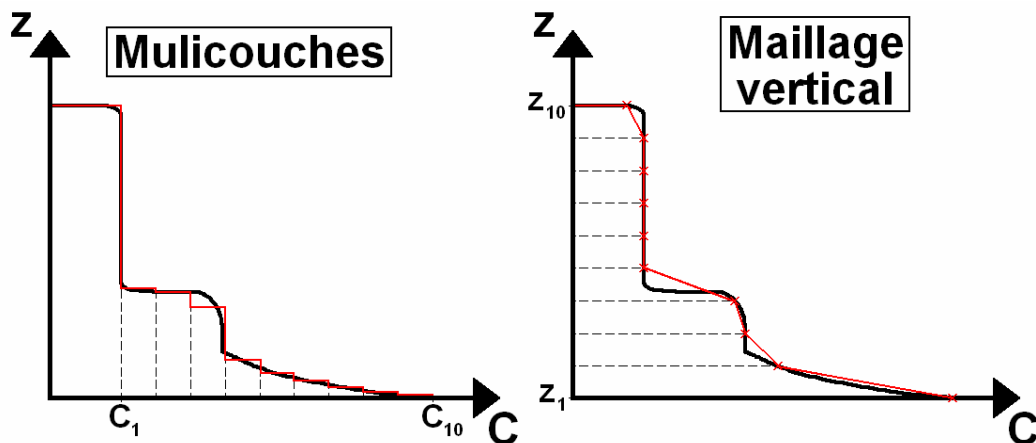


Figure II-1 : représentation d'un dépôt

Les concentrations des couches étant fixées, les épaisseurs associées sont directement liées à la quantité de sédiment qu'elles contiennent. Par exemple, si on considère le cas d'une colonne de tassement, à un instant t , l'épaisseur d'une couche i : $Ep_i(t)$ détermine la masse solide contenue par cette couche $M_i(t)$ car on a :

$$\text{Eq. II-1} \quad Ep_i(t) = \frac{M_i(t)}{C_i \pi r^2}$$

où r est le rayon interne de la colonne.

On note dans la suite 1, le numéro de la couche la plus concentrée (située dans le bas du dépôt) et $nb\text{couch}$, le numéro de la couche supérieure.

A mesure que la sédimentation et que la consolidation progressent, le sédiment est transféré vers les couches les plus concentrées et les épaisseurs de celles-ci évoluent en conséquence.

La conservation de la masse est assurée à chaque instant en imposant, pour chacune des couches, l'égalité entre la masse contenue dans une couche au temps $t + \Delta t$ et la masse présente dans cette couche au temps t à laquelle on a retiré la masse sortante et ajouté la masse entrante (c'est-à-dire les masses qui ont traversé les sections inférieure et supérieure respectivement pendant le temps Δt). La masse sortante et la masse entrante sont prises en compte par l'intermédiaire de flux de matière notés $F_i(t)$ qui seront explicités ultérieurement. La conservation de la masse s'écrit dans le cas d'une colonne avec Eq. II-2. Si on combine Eq. II-1 et Eq. II-2, on obtient Eq. II-3 qui permet de décrire l'évolution des épaisseurs des couches.

$$\text{Eq. II-2} \quad M_i(t + \Delta t) = M_i(t) + (F_i(t) - F_{i+1}(t)) \Delta t \pi r^2$$

où $F_i(t)$ est le flux de sédiment à travers la section de la colonne à la base de la couche i .

$$\text{Eq. II-3} \quad Ep_i(t + \Delta t) = Ep_i(t) + \frac{(F_i(t) - F_{i+1}(t)) \Delta t}{C_i}$$

I.2. Calcul des flux de sédiments entre les couches

Pour illustrer le calcul des flux de sédiment à la base de chaque couche, considérons le cas le plus simple de sédimentation, c'est-à-dire un cas sans chute entravée et sans consolidation. Ce cas est illustré sur la Figure II-2. Dans cette situation purement théorique, le dépôt est constitué de deux couches :

- la couche 2 dans laquelle, la concentration est égale à C_2 et la vitesse de particules est $V_{s,2}$,
- la couche 1 dans laquelle la concentration en particules est égale à la concentration maximale de compaction C_1 et dans laquelle les particules ont une vitesse de chute $V_{s,1}$ nulle.

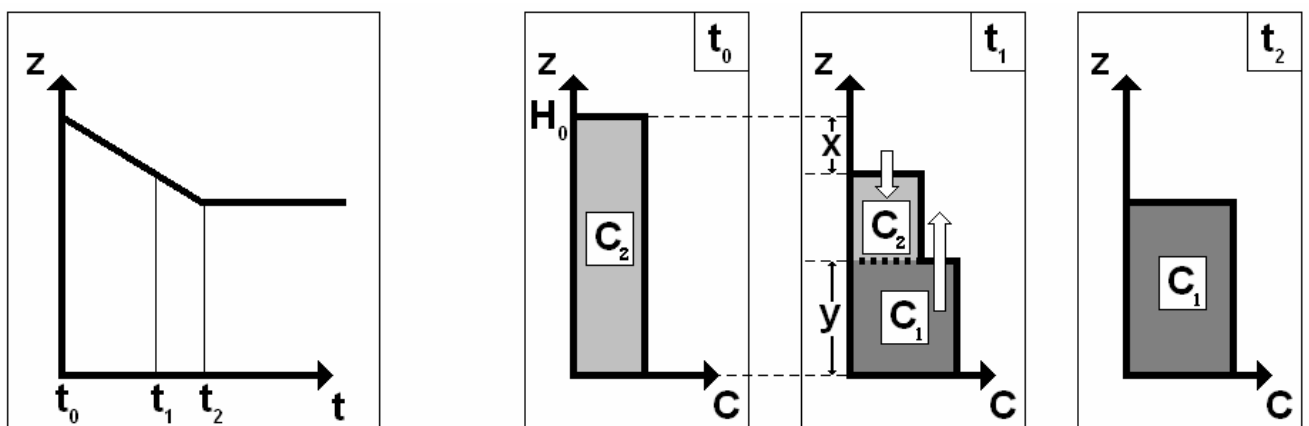


Figure II-2 : Illustration d'un cas théorique de sédimentation pure sans chute entravée

La conservation de la masse entre les instants t_0 et t_1 implique que :

$$\text{Eq. II-4} \quad (H_0 C_2) \pi r^2 = ((H_0 - x(t) - y(t)) C_2 + y(t) C_1) \pi r^2$$

d'où :

$$\text{Eq. II-5} \quad y(t) = \frac{C_2}{C_1 - C_2} x(t)$$

La masse de particules qui a traversé l'interface entre les deux couches entre t_0 et t_1 est égale à $(x(t) + y(t))C_2 \pi r^2$ ou $y(t)C_1 \pi r^2$. Comme l'évolution de l'interface est égale à la vitesse de chute des particules de la couche 2, du moins pour $t \leq t_2$ (Hypothèse de Kynch, 1951), $x(t)$ est égal à $V_{s,2} t$. La masse qui a traversé l'interface séparant les couches 2 et 1 entre les instants t_0 et t_1 est donc égale à $\frac{C_2}{C_1 - C_2} V_{s,2} t C_1 \pi r^2$ et le flux de matière correspondant est donné par Eq. II-6.

$$\text{Eq. II-6} \quad F_2 = \frac{V_{s,2} C_1 C_2}{C_1 - C_2}$$

Ce cas correspond à une situation dans laquelle $V_{s,1}$ est nulle, lorsque ce n'est pas le cas, Eq. II-6 devient Eq. II-7.

$$\text{Eq. II-7} \quad F_i(t) = \frac{(V_{s,i}(t) - V_{s,i-1}(t)) C_{i-1} C_i}{C_{i-1} - C_i}$$

I.3. Expression de la vitesses de chute des particules solides

La théorie de Gibson (1967) repose sur quatre équations : la conservation de la masse, la loi de Darcy, le postulat de Terzaghi et l'équation de continuité. En combinant les trois dernières, on obtient une expression (dans un repère Eulérien) de la vitesse des particules solides (Eq. I-23). Dans le MMSCG, la conservation de la masse est assurée avec Eq. II-3 et l'expression de la vitesse des particules solides est exprimée avec une équation dérivée de Eq. I-23. Nous avons vu que la théorie de Gibson pouvait s'étendre à la sédimentation en considérant que lors de cette phase, les contraintes effectives sont négligeables. Suivant ce principe, les vitesses de chute des particules solides (par rapport à un plan de référence) peuvent s'exprimer avec Eq. II-8. En tenant compte de la représentation multicouches, Eq. II-8 devient Eq. II-9.

$$\text{Eq. II-8} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{a) } Si C \leq C_t \quad V_s = V_s(C) = k(C) C \left(\frac{1}{\rho_s} - \frac{1}{\rho_w} \right) \\ \text{b) } Si C > C_t \quad V_s = k + \frac{k}{g \rho_w} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{Eq. II-9} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{a) } Si C_i \leq C_t \quad V_{s,i} = V_{s,i}(C_i) = k(C_i) C_i \left(\frac{1}{\rho_s} - \frac{1}{\rho_w} \right) \\ \text{b) } Si C_i > C_t \quad V_{s,i}(t) = k(C_i) C_i \left(\frac{1}{\rho_s} - \frac{1}{\rho_w} \right) + k(C_i) \frac{\sigma'(C_{i-1}) - \sigma'(C_i)}{\frac{1}{2}(Ep_{i-1}(t) + Ep_i(t))} \end{array} \right.$$

I.4. Simulation d'un cas théorique de sédimentation pure

Le premier test que nous avons réalisé sur le MMSCG a porté sur le cas théorique de sédimentation pure sans chute entravée décrit au §I.2. Dans ce cas, soit les particules chutent à vitesse constante, soit elles sont entassées sur le fond et ne se déplacent plus. La couche supérieure (notée 2) possède une concentration égale à la concentration initiale que l'on fixe à

100 g/l. Dans cette couche, la vitesse de chute est fixée $V_{s,2} = -1,852 \cdot 10^{-4}$ m/s. La concentration de la couche du fond C_1 est fixée à 150 g/l. Dans cette dernière, la vitesse des particules est nulle ($V_{s,1} = 0$). Enfin, on impose $H_0 = 1$ m.

La courbe de tassement et les profils de concentrations obtenus en introduisant les différents paramètres précités dans le MMSCG sont présentés sur la Figure II-3. Ce test permet de constater que :

- l'instant où le saut de concentration présent au sein du dépôt rejoint l'interface eau surnageante/dépôt est bien cohérent avec l'instant où la courbe de tassement s'infléchit ($t = 30$ min)
- la pente de la courbe de tassement entre $t = 0$ et $t = 30$ min est bien égale à $V_{s,2}$
- la masse est conservée (la surface comprise entre les axes et le profil de C est constante).

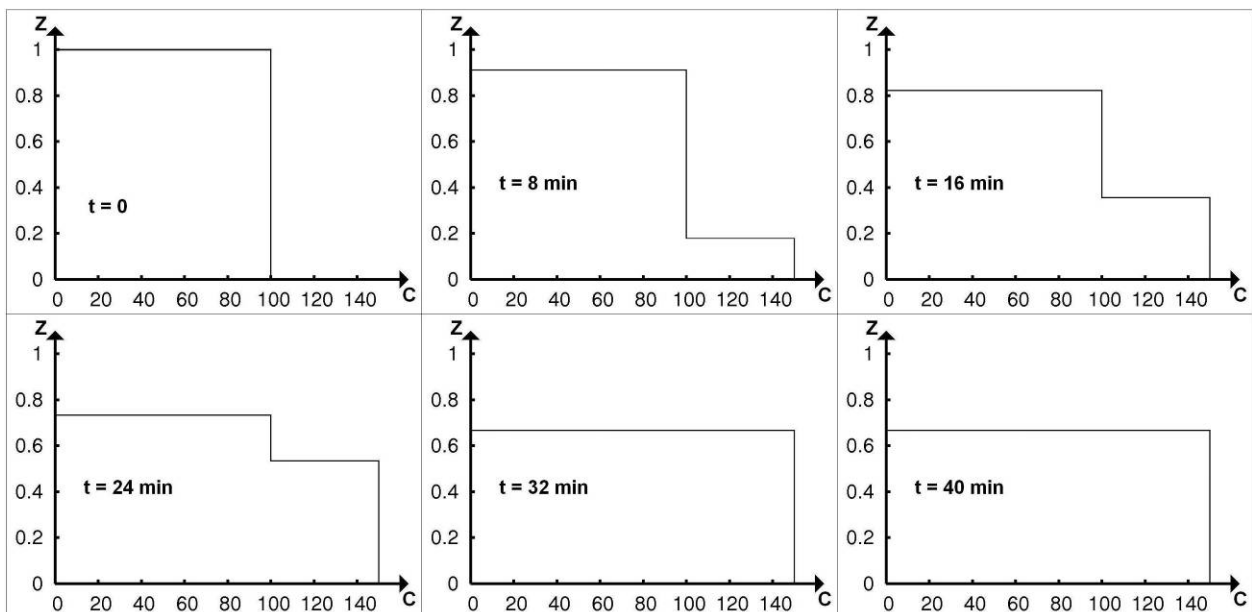
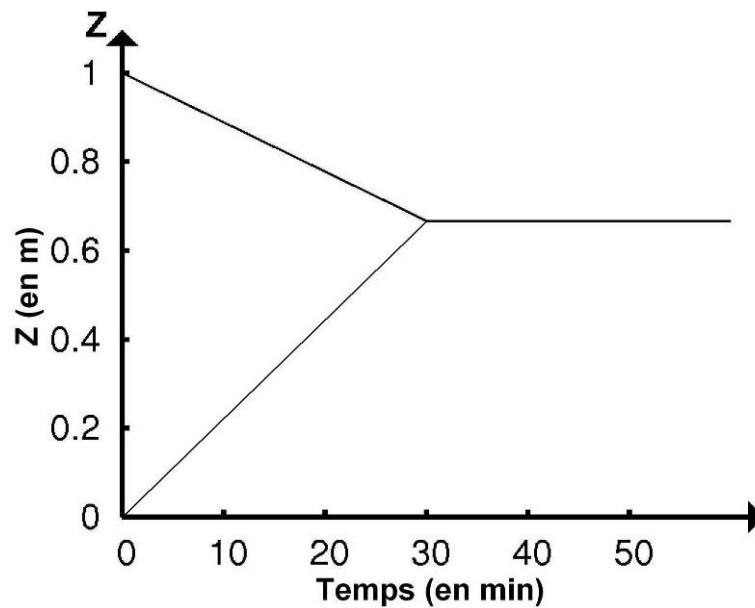


Figure II-3 : Simulation d'un cas de sédimentation pure sans chute entravée

I.5. Récapitulatif

Le MMSCG repose sur l'utilisation d'une structure multicouches. La théorie de Gibson est utilisée pour déterminer l'évolution des épaisseurs des couches. La technique utilisée est directe et explicite (Thiébot et Guillou, 2006a).

Les hypothèses qui sont faites dans le MMSCG sont les suivantes :

Hypothèses de la théorie de Gibson :

- l'eau et les grains sont incompressibles
- la vase est saturée
- les contraintes effectives et la perméabilité peuvent s'exprimer en fonction de la concentration seulement
- la consolidation est un processus 1DV
- la loi de Darcy est applicable

Hypothèse supplémentaire :

- il existe une concentration de transition entre sédimentation et consolidation

L'évolution temporelle des épaisseurs est gérée par Eq. II-3.

Les flux de sédiment entre les couches sont calculés avec Eq. II-7.

Les vitesses des particules solides dans les couches (qui interviennent dans Eq. II-7) sont issues de Eq. II-9a pour la sédimentation et de Eq. II-9b pour la consolidation.

II. Procédure de paramétrage d'un modèle basé sur la théorie de Gibson

La détermination des relations constitutives est une étape délicate mais nécessaire pour pouvoir utiliser un modèle basé sur la théorie de Gibson. Pour obtenir $k(C)$ et $\sigma'(C)$ facilement, nous avons mis au point une technique basée sur l'utilisation de courbes de tassement (ce qui évite l'utilisation de profils de densité et de mesures de pression).

II.1. Le principe

La méthode que nous proposons (Thiébot et al, 2007b) consiste à choisir *a priori* les relations constitutives $k(A_i, C)$ et $\sigma'(B_i, C)$ et à tester de façon systématique les A_i et les B_i jusqu'à ce que l'on obtienne une bonne adéquation entre la courbe de tassement calculée par le MMSGC (bien entendu, un autre modèle de sédimentation/consolidation peut être utilisé) notée $h_{cal}(A_i, B_i, t)$ et la courbe de tassement expérimentale notée $h_{exp}(t)$ (Eq. I-28).

Comme il serait difficile d'ajuster tous les coefficients à la fois, on commence par déterminer les A_i en ne prenant en compte que la première partie de la courbe de tassement pendant laquelle :

- l'expulsion de l'eau interstitielle est le phénomène prépondérant
- l'influence des contraintes effectives est négligeable.

Cela revient à résoudre Eq. II-10 (Merckelbach et Kranenburg, 2004).

Ensuite, les B_i sont calculés en considérant l'ensemble de la courbe de tassement (Eq. II-11).

$$\text{Eq. II-10} \quad A_i = \min_{A_i} (h_{cal}(A_i, t) - h_{exp}(t)) \quad \forall t \in \Delta t_A$$

Où Δt_A est la période pendant laquelle l'action des contraintes effectives est négligée.

$$\text{Eq. II-11} \quad B_i = \min (h_{cal}(A_i, B_i, t) - h_{exp}(t)) \quad \forall t$$

II.2. Sédimentation/consolidation ou consolidation pure

Dans le cas d'une expérience de sédimentation/consolidation ($C_0 < C_i$), au début de l'expérience, l'interface eau surnageante/dépôt chute rapidement. Cette chute rapide traduit un flux intense d'eau dirigé vers le haut qui est dû à la chute entravée et à l'écrasement sous poids propre du squelette de la vase (début de la consolidation). Pendant cette phase, le dépôt est très lâche et peu structuré et par conséquent l'influence des contraintes effectives sur l'évolution de l'interface peut être négligée. Comme la perte d'eau du dépôt est directement liée à la perméabilité de celui-ci (Eq. I-21 et Eq. I-23), on peut supposer qu'au début de l'essai, l'évolution de l'interface est liée de façon quasi exclusive à l'évolution de $k(C)$. Sur la Figure II-4, nous avons noté Δt_I la période pendant laquelle la chute est à taux constant (dans la Zone I). Comme pendant Δt_I , l'interface chute à vitesse constante, cette partie de la courbe n'apporte pas d'informations sur la variation de $k(C)$ et par conséquent Δt_A devra nécessairement être plus longue que Δt_I . Dans le cas d'un essai de sédimentation/consolidation, la période considérée pour déterminer les A_i (notée Δt_A) sera donc choisie comme indiqué sur la Figure II-4.

La procédure de paramétrage est également applicable à un cas de consolidation pure ($C_0 > C_i$). Sur les courbes de tassement associées à ce type d'essai, on peut distinguer deux phases : une phase pendant laquelle l'interface eau claire/dépôt chute régulièrement et une phase correspondant à un ralentissement de cette chute. Ici les A_i sont déterminés en considérant la première phase de tassement et les B_i sont calculés en considérant l'ensemble de la courbe de tassement comme cela est indiqué sur la Figure II-5. On considère qu'au début de l'essai, l'expulsion d'eau interstitielle sous l'effet de l'écrasement du squelette de la vase

sous poids propre (il n'y a pas de chute entravée ici car $C_0 > C_t$) est prédominante par rapport à l'action des contraintes effectives pour pouvoir appliquer Eq. II-10.

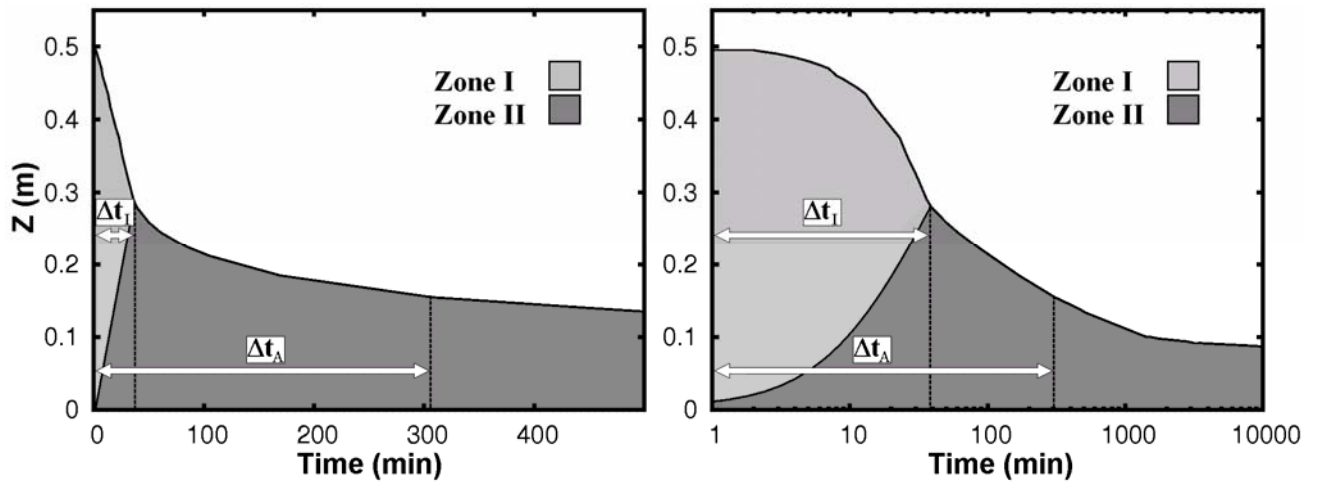


Figure II-4 : Période utilisée pour déterminer les A_i dans le cas d'un essai de sédimentation/consolidation (vase de la Rance, $H_0 = 50$ cm et $C_0 = 50$ g/l)

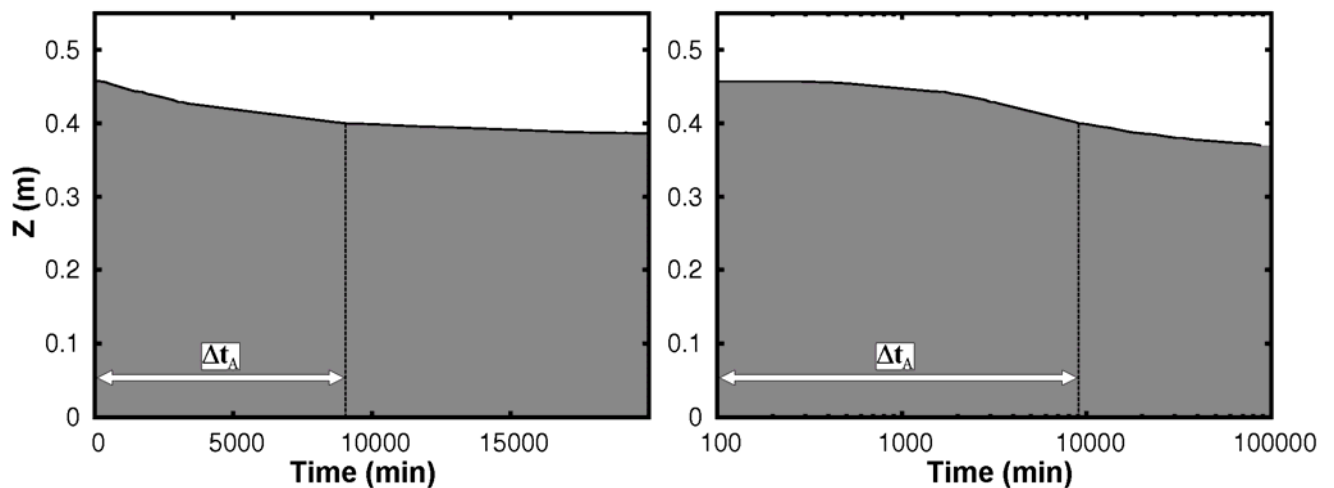


Figure II-5 : Période utilisée pour déterminer les A_i dans le cas d'un essai de consolidation pure (vase de la Rance, $H_0 = 45,8$ cm et $C_0 = 300$ g/l)

II.3. Réflexion sur le choix des fonctions *a priori*

Lors de la sédimentation, le terme de perméabilité noté k_{sed} n'est pas adapté. En effet, les floes étant supportés par le fluide, le dépôt ne peut pas être considéré comme un milieu solide poreux. La notion de conductivité hydraulique K_h est dans ce cas plus adaptée. Celle-ci est définie comme le rapport entre k_{sed} et la viscosité du fluide. La conductivité hydraulique traduit l'entravement de la chute des floes (sous l'effet du flux d'eau vertical, des collisions, des effets visqueux, ...) contrairement à la perméabilité « vraie » k_{conso} qui traduit la diminution de l'espace dans lequel l'eau interstitielle peut circuler lorsqu'une structure solide est présente au sein du dépôt.

Les fonctions $k(C)$ obtenues expérimentalement montrent généralement deux tendances d'évolutions distinctes avec une transition plus ou moins nette autour d'une valeur de concentration (Figure II-6) qui peut d'ailleurs être mise en parallèle avec C_t . En effet, si $C < C_t$, le mélange eau-floes est un fluide soumis à la sédimentation et alors la notion de conductivité hydraulique s'applique. Si $C > C_t$, le mélange eau/sédiment est structuré et la

notion de perméabilité est adaptée. En pratique, la distinction entre k_{sed} et k_{conso} et la transition d'évolution associée sont souvent ignorées. Une relation simple (loi exponentielle ou loi de puissance avec deux ou trois coefficients empiriques) couvrant l'ensemble de la gamme de concentration balayée au cours des essais est le choix le plus généralement fait.

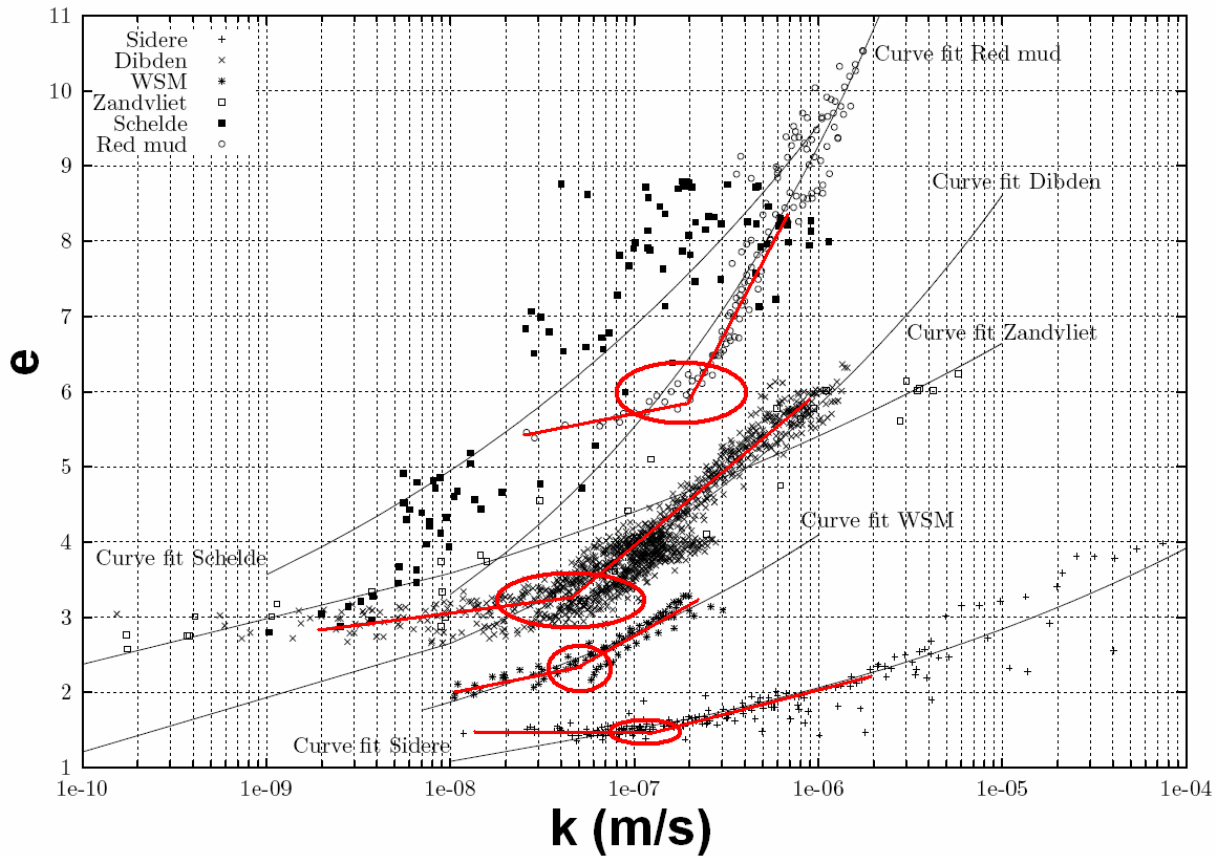


Figure II-6 : Mise en évidence de la distinction entre conductivité hydraulique et perméabilité (d'après Bartholomeeusen, 2003)

III. Validation du MMSCG et de la procédure de paramétrage

III.1. Les données expérimentales

Nous avons utilisé pour valider le MMSCG un ensemble complet de données issu d'essais réalisés pour un séminaire nommé Sidere qui s'est déroulé à Oxford en septembre 2000 (Bartholomeeusen et al, 2002). Les essais ont été réalisés avec des vases prélevées à Antwerpen (l'Escaut - Belgique). La masse volumique du sédiment est de 2720 kg/m^3 . Les colonnes en acrylique de diamètre interne 102 mm sont équipées d'un système de mesure à rayons X. Nous avons étudié deux essais correspondant respectivement aux conditions initiales suivantes :

- $H_0 = 57 \text{ cm}$ et $C_0 = 879 \text{ g/l}$, cet essai est noté Side3
- $H_0 = 56,5 \text{ cm}$ et $C_0 = 783 \text{ g/l}$, cet essai est noté Sidp1

La courbe de tassement et les profils de masse volumique (du mélange eau/sédiment) associés à l'essai Side3 sont représentés respectivement sur la Figure II-7 et sur la Figure II-8. La courbe de tassement et le profil de concentration à $t = 7$ jours de Sidp1 sont représentés sur la Figure II-9.

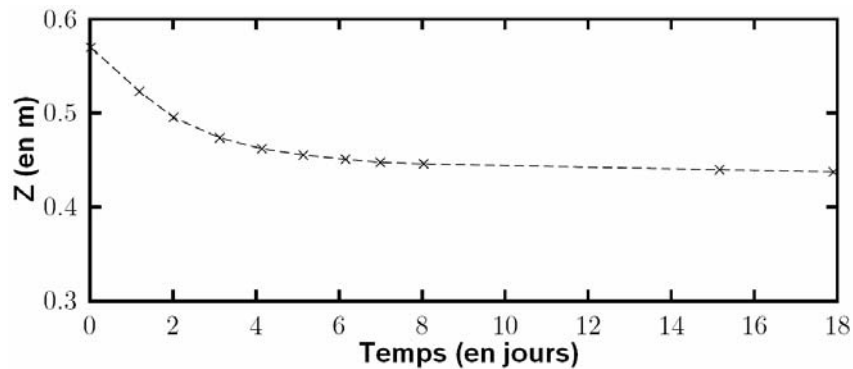


Figure II-7 : Courbe de tassement de l'essai Side3 (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

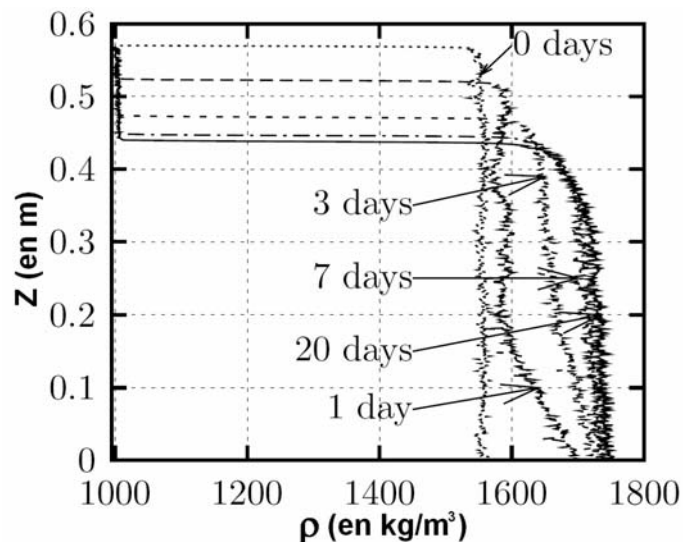


Figure II-8 : Profils de masse volumique de l'essai Side3 (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

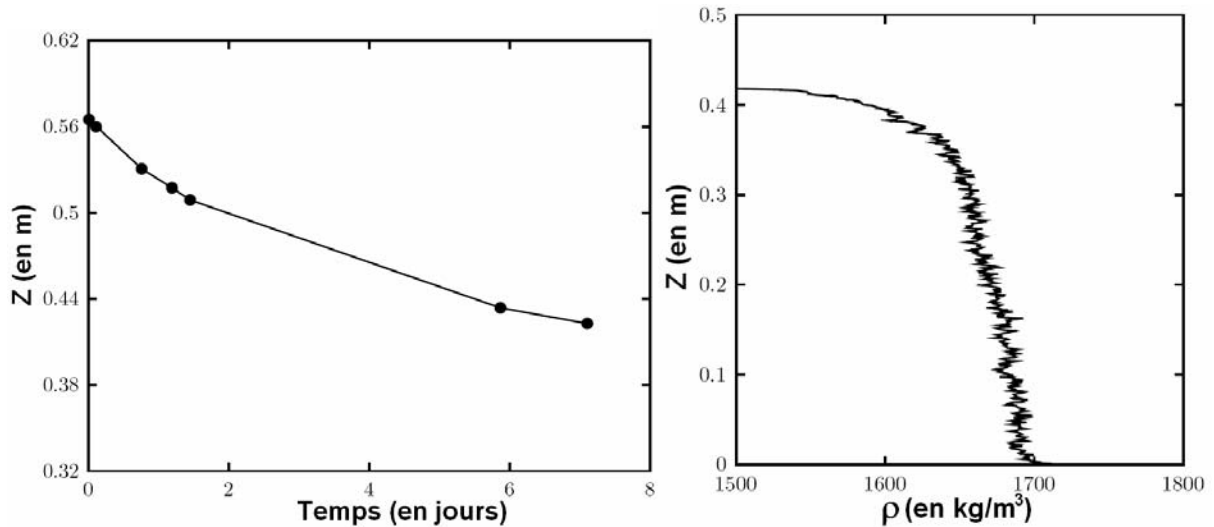


Figure II-9 : Essais Sidp1 : A gauche) Courbe de tassement ; A droite) Profil de masse volumique à $t = 1$ semaine (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

Des relations constitutives ont été déterminées à partir des résultats de quatre essais selon la méthode définie par Been et Sills (1981). Les points expérimentaux ainsi obtenus sont présentés sur la Figure II-10 et sur la Figure II-11. En utilisant des fonctions de la forme Eq. I-26a et Eq. I-27a, Bartholomeeusen a obtenu par régression des relations constitutives équivalentes à Eq. II-12 et à Eq. II-13 (Bartholomeeusen exprime ces relations avec des indices des vides plutôt qu'avec des concentrations, Figure II-14 et Figure II-15).

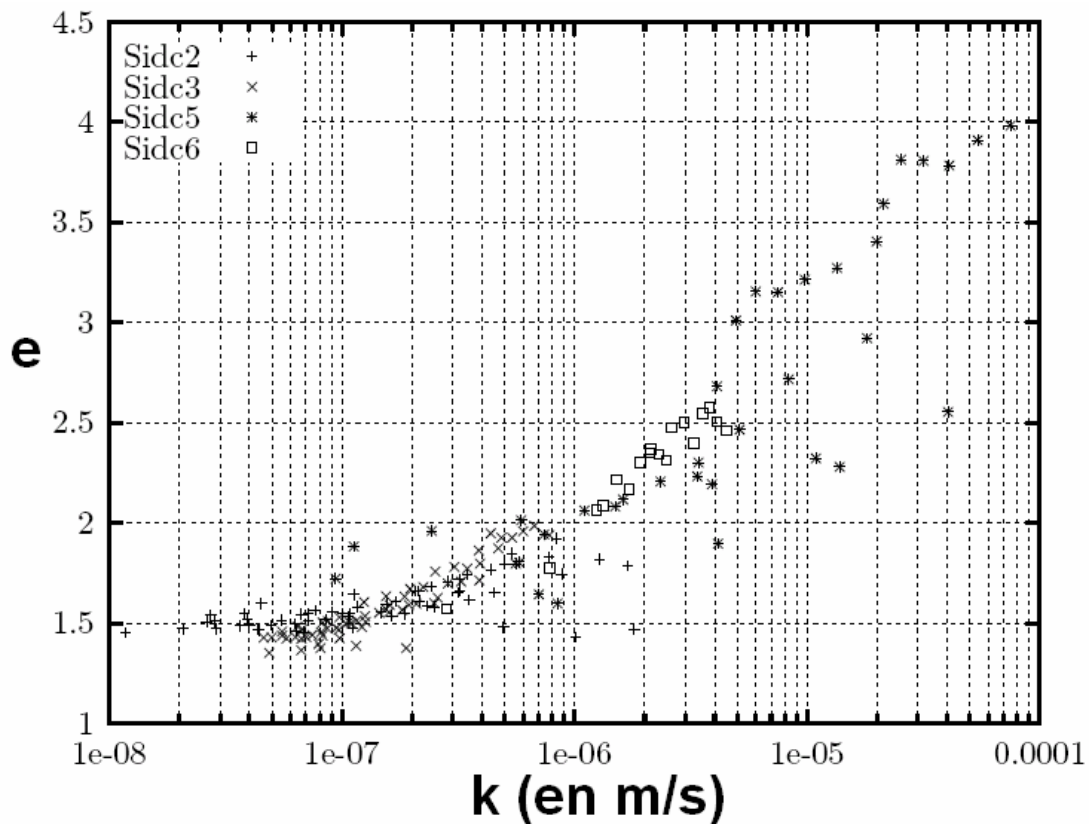


Figure II-10 : Perméabilité (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

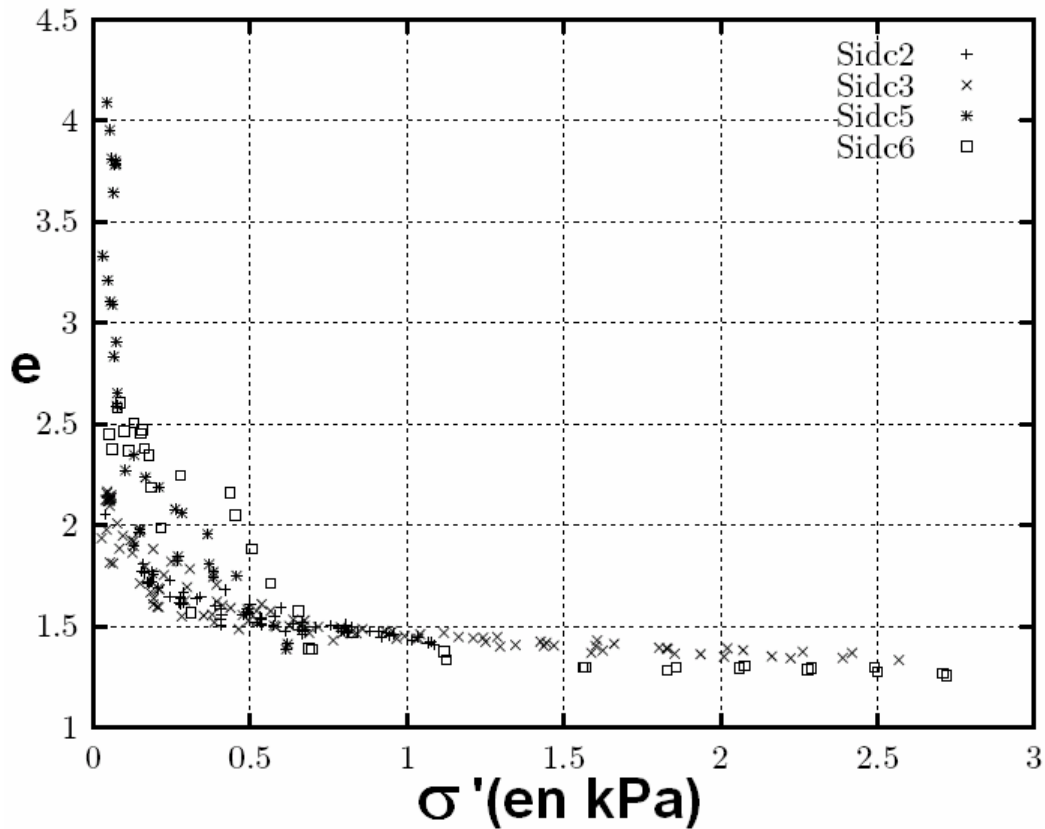


Figure II-11 : Contraintes effectives (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

$$\text{Eq. II-12} \quad k(C) = \exp\left(\frac{\rho_s/C - 6,95}{0,27}\right)$$

$$\text{Eq. II-13} \quad \sigma'(C) = 1000 (0,935 (3,52 - \rho_s/C))^{7,14}$$

III.2. Validation du MMSCG à partir de profils de concentration expérimentaux

La validation la plus naturelle du MMSCG consiste à y introduire les relations constitutives déterminées avec la méthode classique. Nous avons donc intégré Eq. II-12 et Eq. II-13 dans le MMSCG et nous avons simulé l'essai Side3. Les profils de concentrations obtenus sont présentés sur la Figure II-12. L'adéquation avec les profils expérimentaux est satisfaisante. On constate tout de même que la concentration à la base de la colonne est légèrement sous-estimée pour les profils à $t = 1, 3$ et 7 jours et légèrement surestimée pour le profil à $t = 20$ jours. Sur la courbe de tassement numérique (Figure II-13), on constate également que la hauteur du dépôt calculée par le modèle est située au dessus de la courbe expérimentale.

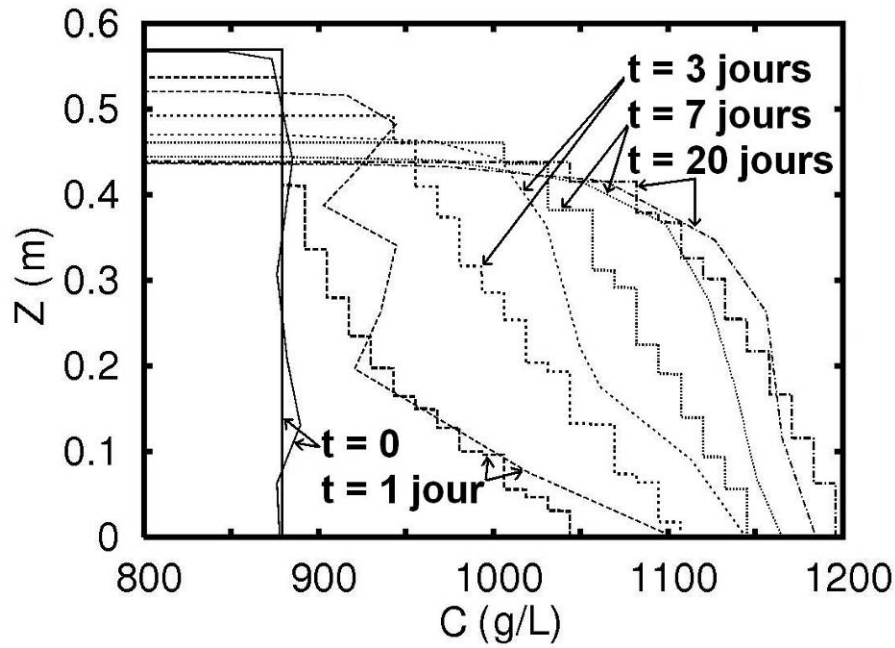


Figure II-12 : Profils de concentration expérimentaux (trait fin) et simulés (trait épais et profil en escalier) obtenus avec Eq. II-12 et Eq. II-13 (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

III.3. Validation de la procédure de paramétrage

Nous avons appliqué à l'essai Side3 la procédure de paramétrage décrite au §II pour pouvoir tester ses capacités quant à la détermination des relations constitutives. L'essai Side3 est un cas de consolidation pure, A_1 et A_2 ont par conséquent été déterminés comme indiqué sur la Figure II-13. Ainsi nous avons obtenu Eq. II-14. Ensuite les B_i ($i=1,3$) ont été calculés en considérant l'ensemble des points de la courbe de tassement, nous obtenons ainsi Eq. II-15.

$$\text{Eq. II-14} \quad k(C) = \exp\left(\frac{\rho_s/C - 7,2}{0,292}\right)$$

$$\text{Eq. II-15} \quad \sigma'(C) = 1000 (1,134 (3,293 - \rho_s/C))^{9,146}$$

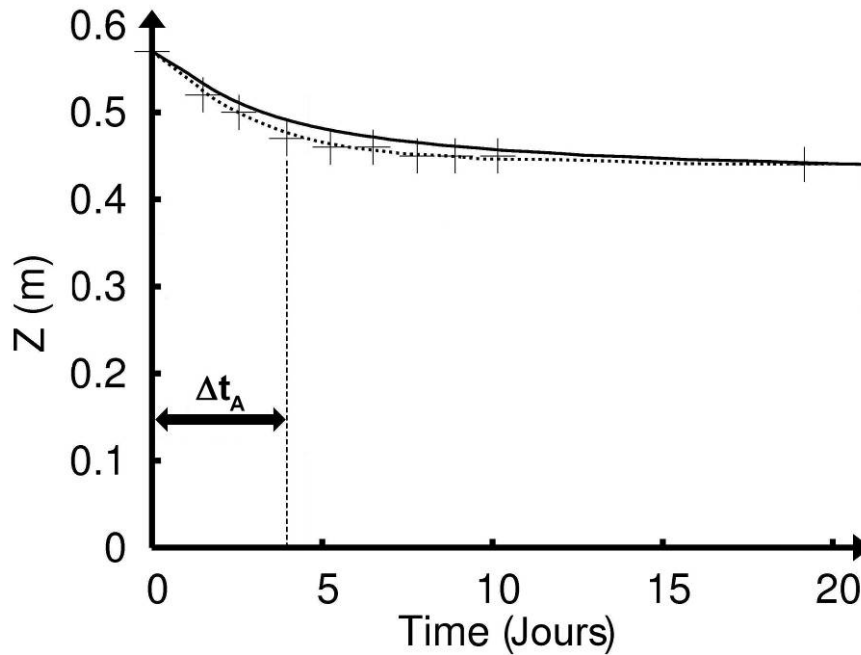


Figure II-13 : Courbes de tassement obtenues pour l'essai Side3 : points expérimentaux, résultats du modèle numérique avec Eq. II-12 et Eq. II-13 (trait continu) et avec Eq. II-14 et Eq. II-15 (en pointillés)

Les relations constitutives déduites à partir de la procédure de paramétrage décrite au §II sont en accord avec les points expérimentaux obtenus en utilisant la méthode de Been et Sills (1981) comme on peut le voir sur la Figure II-14 et sur la Figure II-15. La variabilité sur les points expérimentaux est importante, mais si on se concentre sur la gamme d'indices de vides balayée lors de l'essai Side3, c'est-à-dire $1,27 < e < 2,09$ ($\Leftrightarrow 879 \text{ g/l} < C < 1200 \text{ g/l}$ (Figure II-12), et si l'on se limite aux points de l'essai Side3, on constate d'une part que l'adéquation entre la relation issue de Eq. II-14 et les points expérimentaux est tout à fait satisfaisante et d'autre part que cette adéquation est meilleure qu'avec la relation utilisée par Bartholomeusen (qui est issue d'une régression sur l'ensemble des points obtenus avec quatre essais). Concernant les contraintes effectives, pour les valeurs d'indices des vides supérieures à 1,7 les relations équivalentes à Eq. II-13 et à Eq. II-15 (exprimée en indices des vides) sont assez éloignées des résultats expérimentaux mais dans cette gamme d'indice des vides, les valeurs de contraintes effectives sont très faibles ($< 500 \text{ Pa}$) ce qui implique que leur influence est peu significative (le dépôt étant peu structuré dans cette gamme de valeurs).

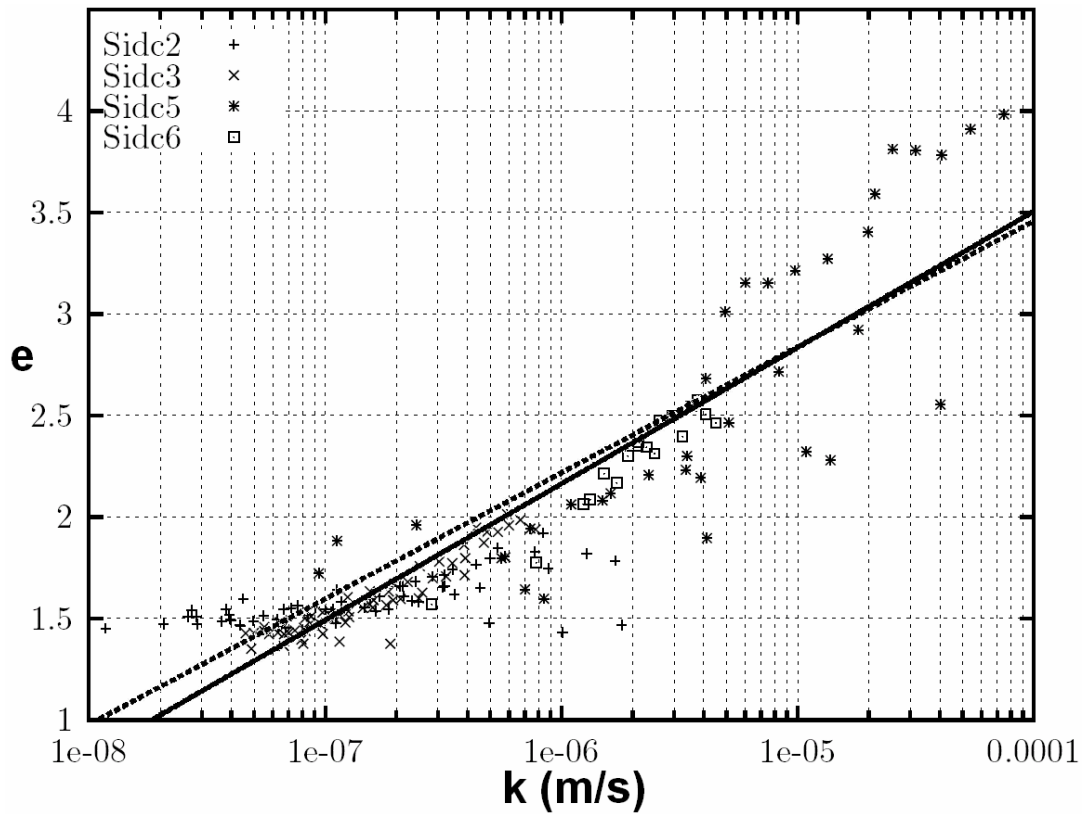


Figure II-14 : relation $e(k)$ équivalente à l'équation Eq. II-12 (trait en pointillés) et à Eq. II-14 (trait continu) (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

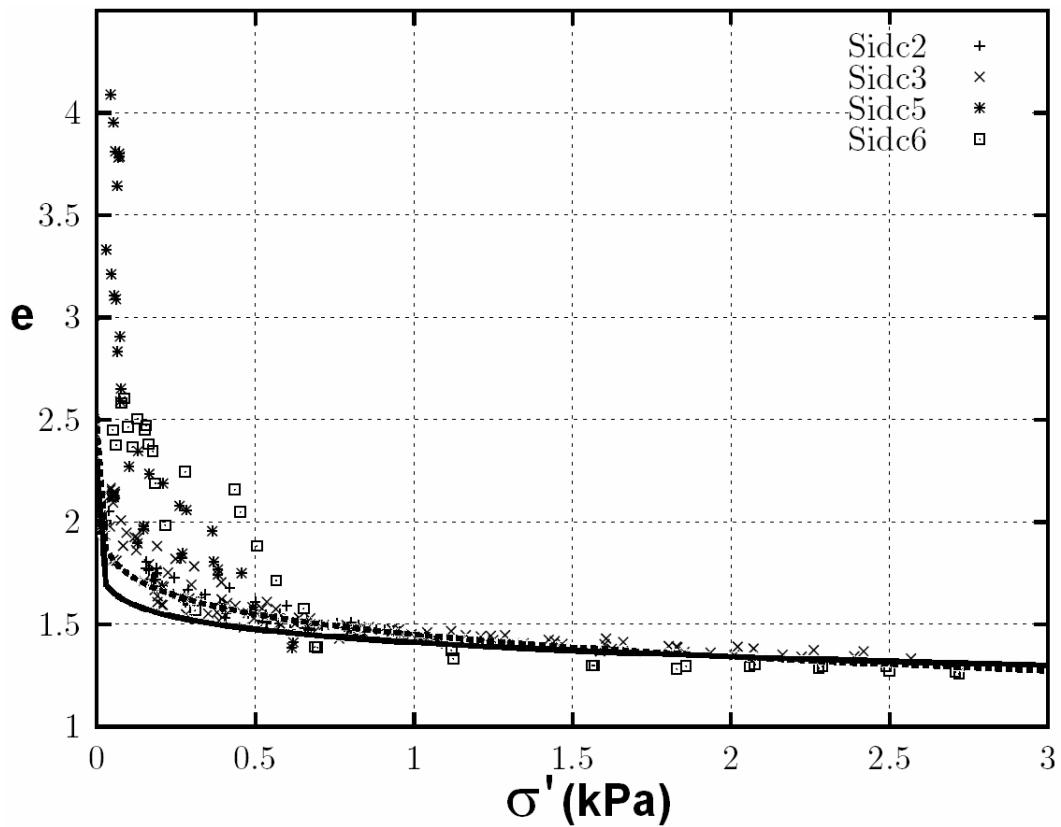


Figure II-15 : Relations $e(\sigma')$ équivalentes à Eq. II-13 (trait en pointillés) et à Eq. II-15 (trait continu) (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

L'introduction des relations Eq. II-14 et Eq. II-15 dans le MMSCG a permis d'améliorer le résultat des simulations numériques aussi bien pour la courbe de tassement (ce qui est logique puisque l'adéquation entre la courbe de tassement expérimentale et la courbe de tassement simulée est le critère permettant d'ajuster A_i et B_i) que pour les profils de concentration comme on peut le constater sur la Figure II-13 et sur la Figure II-16. Il est toutefois difficile de savoir si cette amélioration est due à un affinage des relations constitutives (ce qui est certainement le cas puisque, pour l'essai Side3, Eq. II-14 est plus proche des points expérimentaux que Eq. II-12) ou à une légère correction (numérique) des résultats du modèle.

Lorsque l'on utilise la procédure de paramétrage, il est nécessaire de contrôler la cohérence des profils de concentrations et des relations constitutives une fois les paramètres A_i et B_i déterminés. Cette vérification est indispensable car la procédure de paramétrage repose sur :

- L'évolution de la concentration moyenne d'un dépôt. Par conséquent elle ne prend pas en compte les variations verticales de concentration, ce qui veut dire qu'on peut avoir une courbe numérique de tassement qui coïncide parfaitement avec la courbe de tassement expérimentale tout en ayant des profils de concentration aberrants.
- Un modèle numérique qui est basé sur des hypothèses simplificatrices et qui fournit une solution approchée du problème, c'est pourquoi le calcul des A_i et des B_i peut masquer des imprécisions numériques.

Dans le cas présenté ci-dessus, les relations constitutives expérimentales et les profils de concentrations expérimentaux sont disponibles. Nous avons donc pu vérifier que les relations constitutives obtenues avec la procédure de paramétrage sont cohérentes et que les profils de concentration calculés avec ces relations sont satisfaisants. Toutefois, l'intérêt principal de la procédure de paramétrage est qu'elle permet d'éviter l'utilisation de colonnes instrumentées. Dans ce cas, ni les relations constitutives ni les profils de concentration expérimentaux ne sont disponibles. La vérification devra alors être qualitative (on vérifiera la cohérence des profils de concentration et les ordres de grandeurs de $k(C)$ et de $\sigma'(C)$).

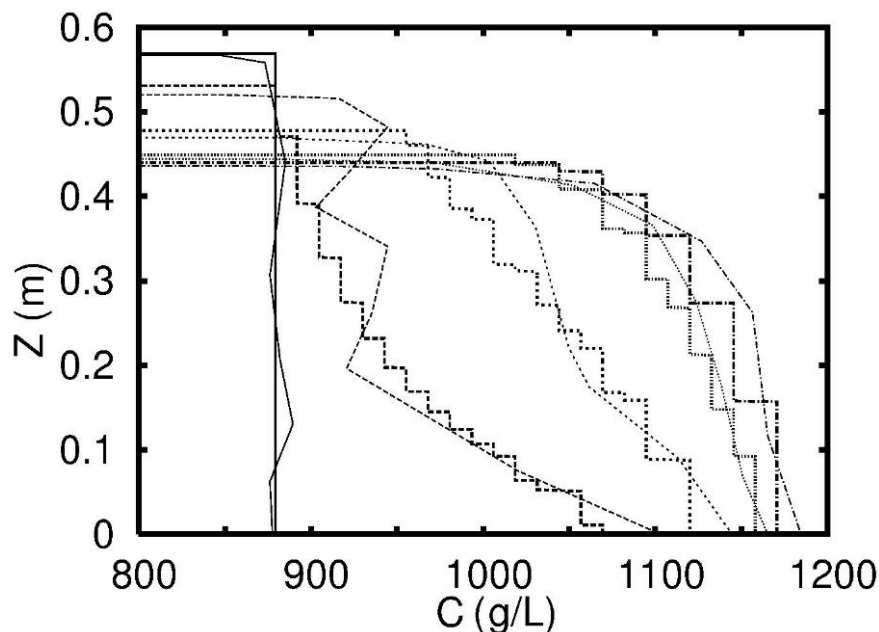


Figure II-16 : Profils de concentration expérimentaux (trait fin) et simulés (trait épais et profils en escalier) obtenus avec Eq. II-14 et Eq. II-15 (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

III.4. Influence des conditions initiales

III.4.1. Validation à partir des données expérimentales de Bartholomeeusen

Un des objectifs de Sidere était d'évaluer les qualités prédictives de différents modèles numériques de consolidation. Pour ce faire les participants ont eu à disposition un ensemble de données pour calibrer leur modèle numérique (les caractéristiques du matériau, des profils de densité, des relations constitutives expérimentales et des courbes de tassement). Ensuite un essai (Sidp1) a été réalisé avec des conditions initiales différentes de celles des essais qui ont servi à la calibration et il a été demandé aux participants de simuler cet essai en leur indiquant seulement les nouvelles conditions initiales (C_0 et H_0). Nous avons également testé les qualités prédictives du MMSCG en simulant l'essai Sidp1. Nous avons pris les relations Eq. II-14 et Eq. II-15 (issues de l'essai Side3). Les résultats sont présentés sur la Figure II-17 et sur la Figure II-18. Ils sont satisfaisants même si la concentration dans le dépôt est légèrement surestimée (ce qui se traduit par un tassement trop important).

Quasiment tous les participants au benchmark ont également surestimé le tassement. Bartholomeeusen impute cela au fait que le temps d'établissement des liaisons entre les grains est négligé ce qui implique que la dynamique de structuration du dépôt (la thixotropie) est mal reproduite. L'hypothèse selon laquelle les contraintes effectives ne dépendent que de la concentration peut en effet induire des imprécisions lorsqu'on simule un essai dont les conditions initiales diffèrent de celles qui ont été utilisées pour calibrer le modèle numérique.

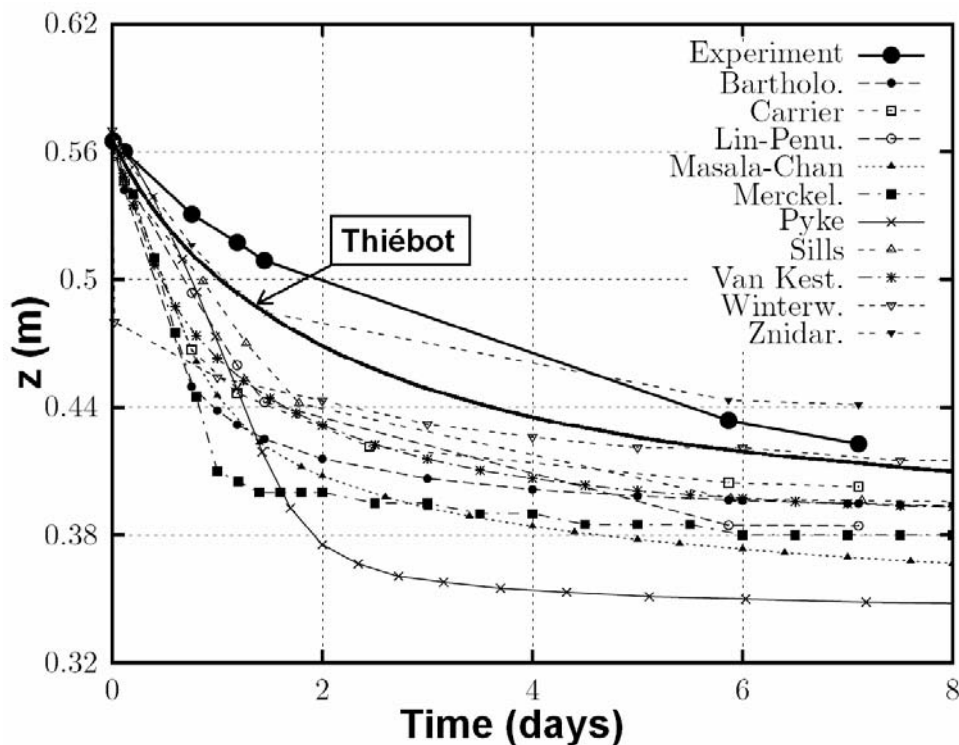


Figure II-17 : Courbes de tassement expérimentale et simulées pour Sidp1 (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

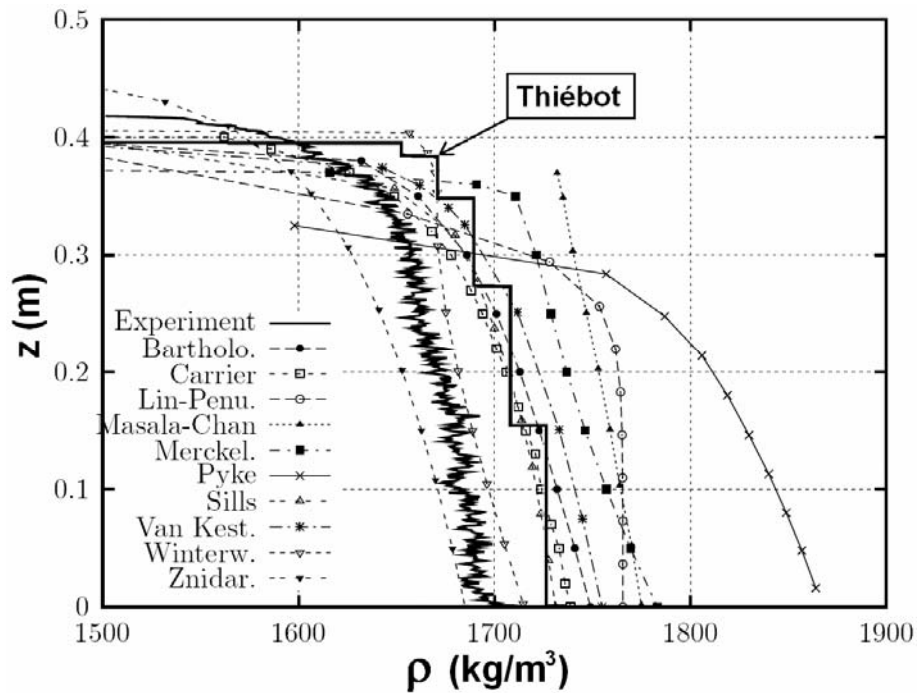


Figure II-18 : Profils de masse volumique expérimental et simulées pour Sidp1 (d'après Bartholomeeusen et al, 2002)

III.4.2. Validation à partir des données expérimentales de la Rance

Les tests de validation réalisés à partir des résultats de Bartholomeeusen et al (2002) ont mis en évidence la nécessité de vérifier la qualité des simulations lorsque les conditions initiales varient sensiblement par rapport à celles qui ont été utilisées pour calibrer le modèle numérique. Cette validation est d'autant plus indispensable que l'on souhaite appliquer le MMSCG dans le cadre d'une simulation d'estuaire or dans ce milieu de nombreux types de dépôts peuvent se former en fonction des conditions hydrosédimentaires. Il est par conséquent nécessaire de vérifier que le modèle de gestion des dépôts est applicable à tous les types de dépôt (quelles que soient leur épaisseur ou leur concentration).

Pour évaluer la capacité du MMSCG à reproduire fidèlement l'évolution des dépôts indépendamment des conditions initiales, nous avons simulé six essais réalisés à hauteur initiale quasi constante ($H_0 \approx 50$ cm) et à concentration initiale variable ($5 \text{ g/l} \leq C_0 \leq 300 \text{ g/l}$). Le protocole expérimental que nous avons utilisé est décrit au troisième chapitre.

Les relations constitutives ont été calculées en appliquant la procédure de paramétrage à partir de l'essai de concentration initiale 50 g/l. Nous avons choisi cet essai car lors de celui-ci, une large gamme de concentration est balayée. Nous obtenons ainsi Eq. II-16 et Eq. II-17. La valeur de $C_t = 200 \text{ g/l}$ qui a été obtenue en utilisant la procédure de paramétrage (en prenant $B_3 \Leftrightarrow C_t$) est cohérente avec la valeur de C_t que nous avons obtenue en réalisant une étude rhéologique (Thiébot et al, 2006c). La Figure II-19 représente la relation équivalente à l'Eq. II-17, elle montre que le fait de négliger les contraintes effectives pour les concentrations inférieures à C_t ($\Leftrightarrow e_t > 11,685$) ne modifie l'allure de la relation que pour des valeurs de contraintes effectives très faibles ($\sigma' < 85 \text{ Pa}$), c'est-à-dire quand le dépôt est très peu structuré.

La comparaison des courbes de tassement expérimentales et numériques est représentée sur la Figure II-20 et sur la Figure II-21. Les écarts entre les points expérimentaux et les courbes de tassement simulées restent assez faibles. Sur la Figure II-21, on constate toutefois qu'au début des essais, des écarts importants peuvent apparaître mais ceux-ci se produisent pour les courbes de tassement qui correspondent à des gammes de concentrations

très faibles ($C_0 = 5$ et 25 g/l). On peut en déduire que l'influence de la concentration initiale est prise en compte de façon satisfaisante pour les concentrations supérieures à 50 g/l ce qui est suffisant pour notre application.

Il aurait été intéressant de tester également l'influence de la hauteur initiale du dépôt mais nous ne disposons pas de telles données sur la Rance.

$$\text{Eq. II-16} \quad k(C) = \left(\frac{1}{181,5} \left(\frac{\rho_s}{C} - 1 \right) \right)^{4,62}$$

$$\text{Eq. II-17} \quad \begin{aligned} \sigma'(C) &= 5,81 \cdot 10^{-3} C^{1,81} \text{ si } C > 200 \text{ g/L} \\ \sigma'(C) &= 0 \text{ sinon} \end{aligned}$$

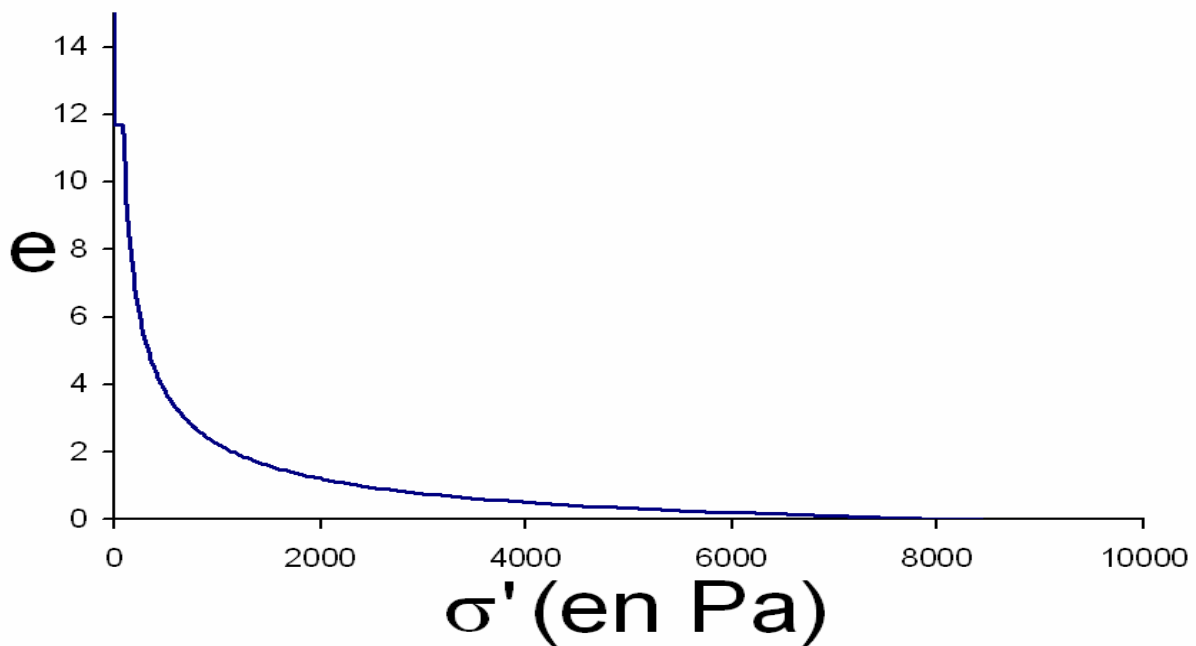


Figure II-19 : Evolution des contraintes effectives pour les vases de la Rance (relation équivalente à Eq. II-17)

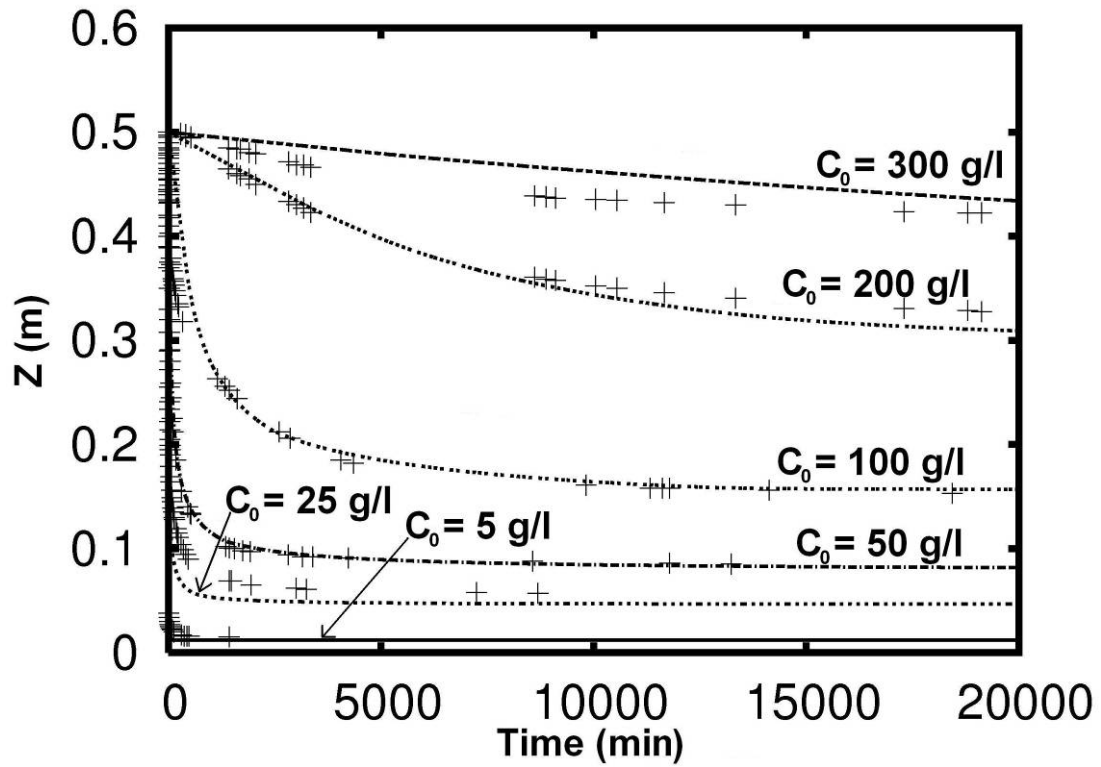


Figure II-20 : Influence de la concentration initiale sur les courbes de tassement : résultats expérimentaux (les points) ; résultats numériques (les courbes en pointillés)

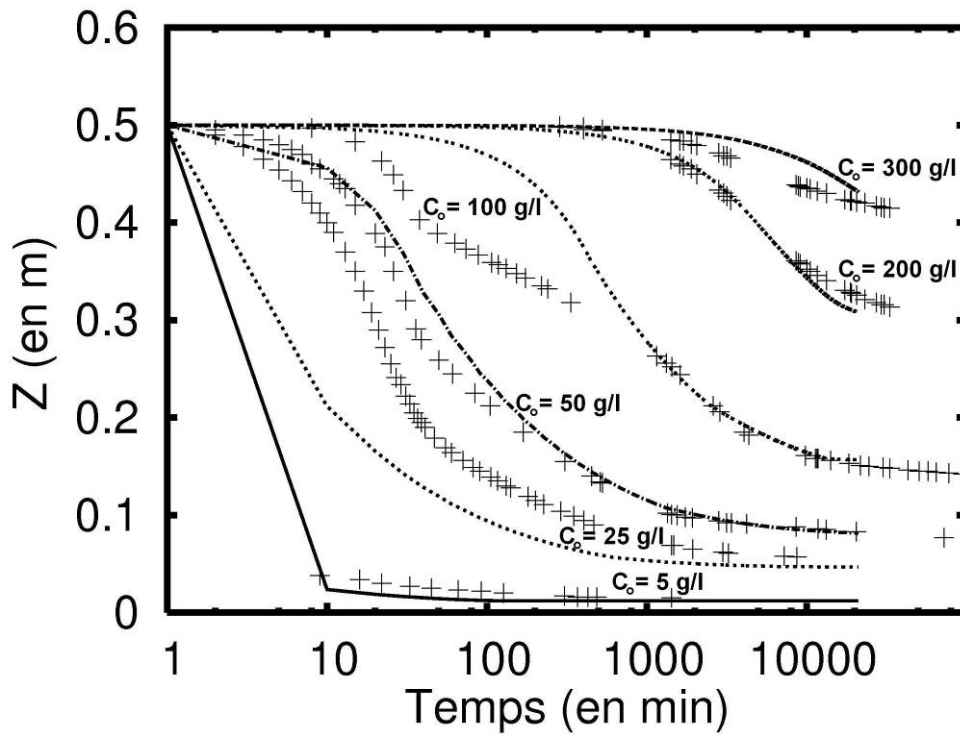


Figure II-21 : Influence de la concentration initiale sur les courbes de tassement : résultats expérimentaux (les points) ; résultats numériques (les courbes en pointillés)

III.5. Intégration du MMSCG dans TELEMAC

III.5.1. Méthode utilisée

La Figure II-22 représente la structure verticale d'un estuaire avec le MMSCG. Notons qu'il est possible de ne prendre que des couches de concentration supérieure à C_t si on veut éviter d'avoir à faire l'hypothèse selon laquelle la crème de vase ne se déplace pas sur le fond. Dans ce cas, on aura toutefois une transition assez brutale de concentration entre la suspension diluée et le fond.

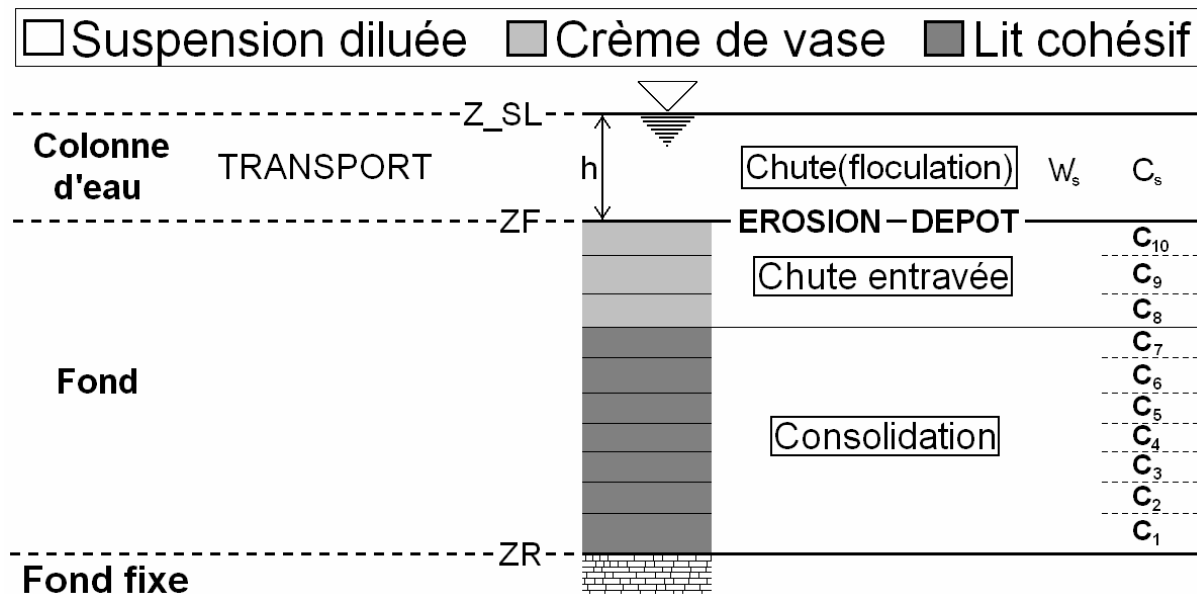


Figure II-22 : Structure verticale d'un estuaire et processus associés

Trois types de mélanges eau/sédiment sont distingués avec l'approche représentée sur la Figure II-22.

Suspension diluée : la colonne d'eau

Les écoulements sont calculés avec l'équation de Navier-Stokes (3D) ou de Saint-Venant (2DH).

Les MES sont des scalaires passifs :

- le transport des MES est calculé avec une équation du type Eq. I-47,
- les concentration en MES restent faibles (< quelques g/l),
- la suspension diluée a un comportement Newtonien,
- les MES sont associées à une vitesse de chute W_s .

Crème de vase : la partie supérieure du fond

La crème de vase est un stock sédimentaire immobile (elle ne se déplace pas sous l'effet des courants ou de la pente du fond).

La crème de vase est érodable (avec un seuil d'érosion faible).

L'évolution de la concentration dans la crème de vase est gouvernée par la chute entravée ($\sigma' = 0$).

La concentration est inférieure à C_t .

Lit cohésif : la partie inférieure du fond

Le lit cohésif est constitué par un stock sédimentaire immobile (pas de déplacement sous l'effet des courants ou de la pente du fond).

Le lit cohésif est érodable.

L'évolution de la concentration est gouvernée par la consolidation ($\sigma' > 0$).

La concentration des couches est supérieure à C_t .

III.5.2. Cas tests avec différents modèles de gestion des dépôts vaseux

Avant d'introduire le MMSCG dans un modèle « réaliste » d'estuaire nous avons testé son efficacité en considérant un cas en eau calme et un cas dans lequel l'estuaire simulé a une géométrie très simplifiée. Nous en avons profité pour réaliser des tests avec les modèles de gestion des dépôts vaseux implantés dans le système TELEMAC3D, à savoir le modèle empirique de Teisson (1993) et celui de Le Normant (2000).

Le modèle empirique de Teisson peut être utilisé pour simuler la chute entravée et la consolidation. Sa calibration se base sur une courbe de tassement. En revanche le modèle de Le Normant est un modèle de consolidation pure dont la calibration nécessite la définition de relations constitutives $k(C)$ et $\sigma'(C)$. Nous avons donc fait le choix de comparer dans un premier temps le MMSCG au modèle empirique en paramétrant les deux modèles avec la même courbe de tassement (nous avons utilisé la procédure de paramétrage pour le MMSCG). Dans un second temps, nous avons comparé le MMSCG au modèle de Le Normant (en utilisant les mêmes relations constitutives).

III.5.2.a. Comparaison avec le modèle de Teisson

En simulant un cas sans hydrodynamique dans lequel initialement le dépôt de vase a une concentration de 180 g/l et mesure 50 cm de haut, nous obtenons avec le modèle de Teisson et avec le MMSCG les profils de concentration (entre les niveaux ZR et ZF) qui sont représentés respectivement sur la Figure II-23 et sur la Figure II-24 (Thiébot et Guillou, 2006b).

Avec le modèle empirique, l'évolution de la concentration moyenne du lit est bien reproduite (elle est issue directement des données expérimentales) mais la répartition spatiale des concentrations sur la verticale est très approximative puisque celle-ci reste homogène tout au long de l'essai. La concentration du fond reste homogène car dans cette configuration (initialement, tout le sédiment est contenu dans la couche supérieure), lorsque le temps de résidence d'une couche est atteint, l'intégralité du sédiment est transférée dans la couche du dessous. Cette application illustre les limites du modèle empirique. Avec ce modèle :

- le sédiment présent dans une couche ne peut traverser qu'une seule couche à la fois,
- le sédiment présent dans une couche ne peut pas être fragmenté (soit la totalité du sédiment est transférée, soit la totalité du sédiment reste dans la couche),
- l'influence du poids des couches supérieures n'est pas prise en compte,
- les résultats dépendent fortement de la courbe de tassement utilisée pour la calibration or cette dernière est fortement liée aux conditions initiales de l'essai considéré (Figure II-20).

Les profils de concentration obtenus avec le MMSCG Figure II-24 sont beaucoup plus réalistes. L'évolution temporelle de la hauteur du dépôt est la même mais un gradient de concentration est présent sur la verticale. La concentration augmente plus rapidement dans les couches inférieures car celles-ci sont soumises à une charge plus importante.

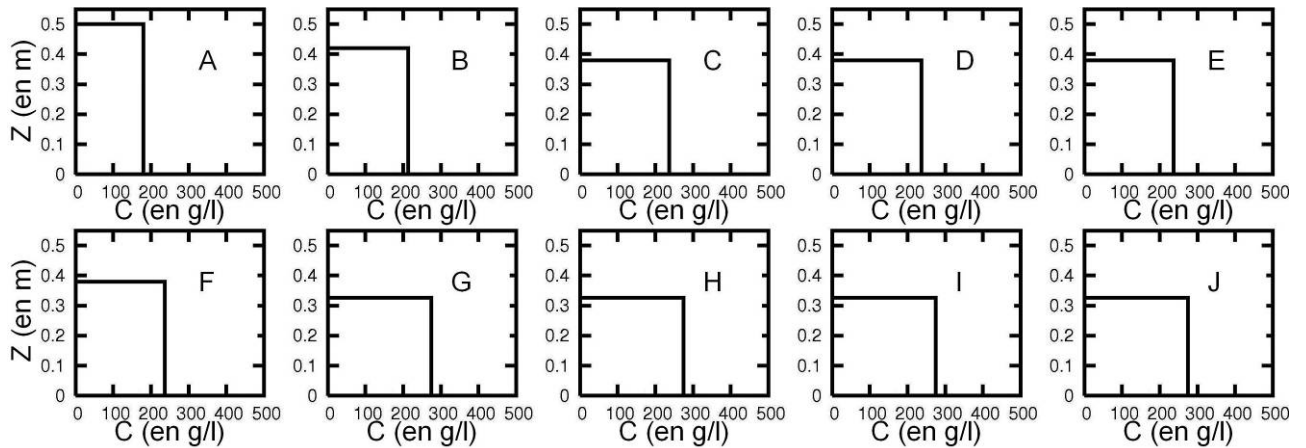


Figure II-23 : Profils de concentration avec le modèle de Teisson (A: 0min; B: 5 000min; C: 10 000min; D: 15 000min; E: 20 000min; F: 25 000min; G: 30 000min; H: 35 000min; I: 40 000min; J: 45 000min)

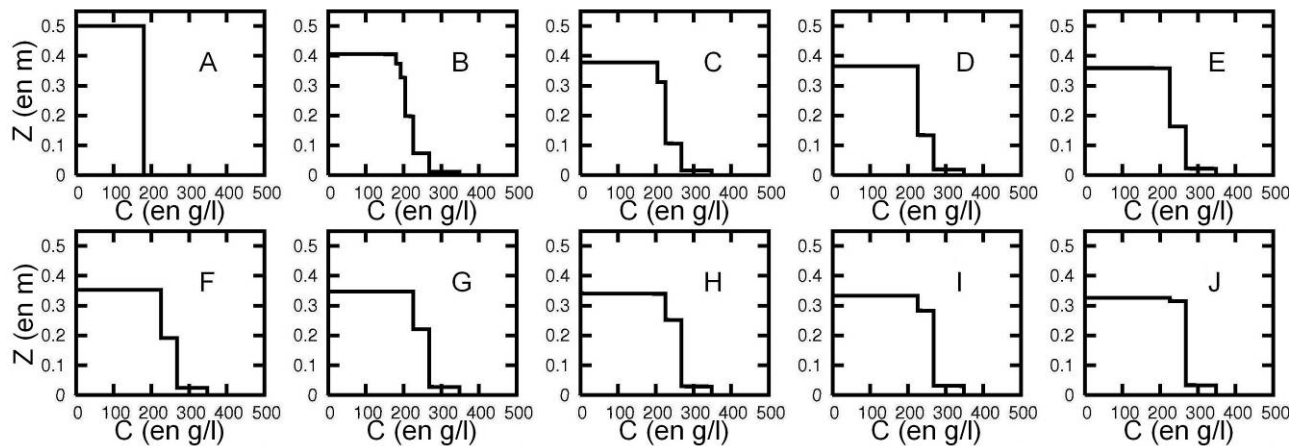


Figure II-24 : Profils de concentration avec le MMSCG (A: 0min; B: 5 000min; C: 10 000min; D: 15 000min; E: 20 000min; F: 25 000min; G: 30 000min; H: 35 000min; I: 40 000min; J: 45 000min)

Le test précédent a mis en évidence l'influence du choix du modèle de consolidation sur les profils de concentration du fond.

Dans le cas d'un estuaire, le potentiel d'érosion du fond est lié à sa concentration. La technique utilisée pour gérer l'évolution des dépôts vaseux a donc une influence sur la quantité de MES et sur la quantité de sédiment présente dans le fond. Cela a été mis en évidence en considérant le cas d'un estuaire à la géométrie très simplifiée. Des différences importantes ont été observées selon que les dépôts étaient gérés avec le modèle empirique de Teisson ou avec le MMSCG (Thiébot et Guillou, 2006b).

III.5.2.b. Comparaison avec le modèle de Le Normant

La comparaison avec le modèle de Le Normant (2000) a été réalisée en considérant un cas sans hydrodynamique (cas d'une colonne). Pour cela, nous avons construit un maillage parallélépipédique qui contient neuf nœuds sur l'horizontale et dans lequel la colonne d'eau est représentée par onze plans. Deux séries de tests ont été réalisées. La première focalise sur les échanges entre la suspension diluée et le lit cohésif : initialement tout le sédiment est présent dans la suspension et il n'y a pas de lit cohésif. La deuxième porte sur l'évolution du lit cohésif : initialement tout le sédiment est dans le lit cohésif et la suspension a une concentration nulle et une épaisseur négligeable. Bien entendu, nous nous sommes placés dans les mêmes conditions pour comparer les résultats des deux modèles de consolidation

(nous avons notamment introduit les mêmes relations constitutives). Comme le modèle de Le Normant est un modèle de consolidation pure (la chute entravée ne peut pas être simulée en considérant $\sigma' = 0$ comme on peut le faire avec le MMSCG), les concentrations du fond ont été prises élevées ($C > C_i$).

Le cas du dépôt seul a pour but d'étudier la formation du lit cohésif. Dans cette application, initialement tout le sédiment est présent dans la suspension diluée et le lit cohésif est vide. Afin d'obtenir un dépôt sur une période assez longue nous avons imposé une vitesse de chute très faible ($W_s = 10^{-5}$ m/s). Pour obtenir un dépôt d'épaisseur significative, nous avons imposé une concentration en MES très élevée : $C_s = 50$ g/l. La situation initiale est représentée sur la Figure II-25. La valeur de C_s retenue est très élevée (généralement on considère que $C_s < 5$ ou 10 g/l pour que l'hypothèse d'un scalaire passif reste valable) et la vitesse de chute des sédiments est très faible mais dans le cadre de cette application nous n'avons pas cherché à reproduire des phénomènes réalistes dans la suspension diluée. Ce qui nous a intéressé ici c'est la formation du lit cohésif.

Les relations constitutives introduites dans les deux modèles sont données par Eq. II-16 et par Eq. II-17. Nous avons choisi ces relations car elles sont adaptées à la gamme de concentration balayée pendant le test. Les relations de Bartholomeeusen (2002) n'auraient pas été adaptées car elles ont été déterminées à partir d'essais réalisés avec des concentrations beaucoup plus élevées que celles qui sont rencontrées lors de cette simulation. Avec le MMSCG, nous avons représenté le lit cohésif avec 10 couches de concentrations comprises entre 400 et 600 g/l. Avec le modèle de Le Normant, nous avons fixé le nombre maximal de plans à 11 et $conc0$ a été fixée 400 g/l. Plusieurs valeurs de $Epai0$ ont été testées : 1 mm, 5 mm et 5 cm.

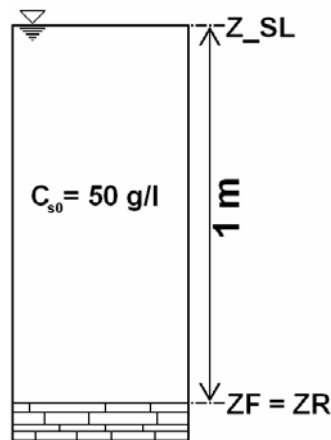


Figure II-25 : Conditions initiales pour le test du dépôt

L'évolution temporelle du niveau ZF obtenue en utilisant le MMSCG est représentée sur la Figure II-26. Pendant les deux premiers jours, la hauteur du lit cohésif augmente car les apports de sédiment par dépôt sont importants. Lorsque tous les floes ont atteint le fond, il n'a plus d'apports en sédiment et la hauteur du lit cohésif diminue sous l'action de la consolidation. Sur la Figure II-26, nous avons également tracé l'évolution de la surface libre Z_{SL} ce qui nous a permis de constater que celle-ci évoluait conformément au niveau ZF . Donc, lorsqu'il y a du dépôt la surface libre augmente et inversement lorsque le lit cohésif se tasse la surface libre descend. Ceci est en désaccord total avec les observations expérimentales (dans une colonne de tassement, la surface libre reste à un niveau constant). Ce déplacement de la surface libre s'explique par le fait que, dans une approche monophasique, les échanges entre la suspension et le fond sont gérés en négligeant :

- la diminution du volume occupé par les grains de sédiment présents dans la suspension lorsque ceux-ci passent dans le lit cohésif (ce qui devrait compenser l'élévation de la surface libre lors du dépôt).
- l'apport d'eau engendré par l'expulsion d'eau interstitielle à l'interface entre le lit cohésif et la suspension mobile (ce qui devrait compenser l'abaissement de la surface libre lorsque le lit cohésif se tasse).

Les variations de la surface libre induites par les évolutions du fond ne sont pas gênantes dans le cas d'une simulation d'estuaire car ce type de simulation est généralement réalisé en milieu ouvert avec aux bords du domaine des conditions sur les niveaux de surface libre.

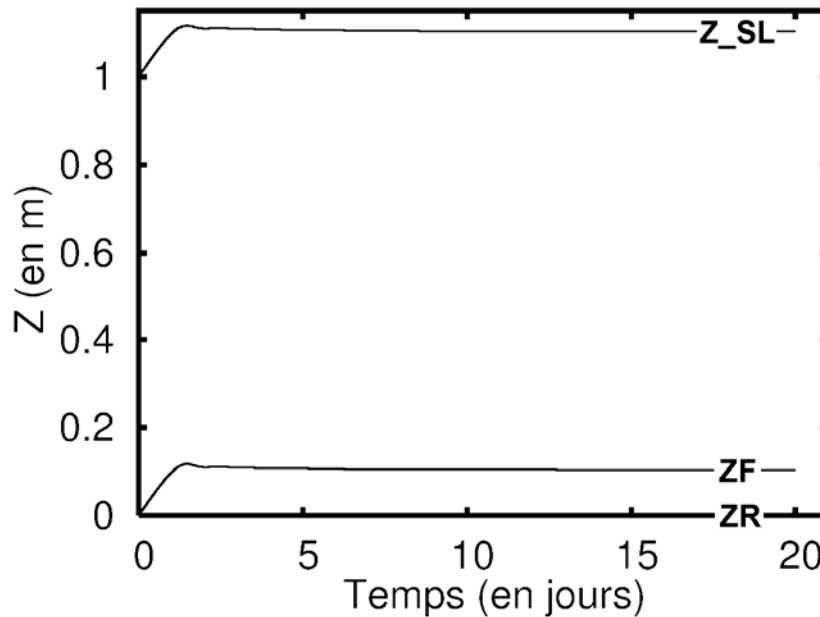


Figure II-26 : Evolution de l'épaisseur du lit cohésif et du niveau de la surface libre

Les profils de concentration obtenus en utilisant le MMSCG sont représentés sur la Figure II-27. Sur celle-ci, on peut constater qu'au début de la simulation, le sédiment entre dans la couche supérieure ($C_{nbcouch} = 400$ g/l) dont l'épaisseur croît rapidement. Durant tout l'essai, la concentration à la base du dépôt augmente progressivement et à la fin de la simulation, le profil de concentration prend une forme assez classique pour un essai en consolidation pure (cf. Figure II-9 par exemple).

Lors des simulations que nous avons effectuées, nous avons constaté qu'un problème survenait lors de la création de nouveaux plans avec le modèle de Le Normant (Figure II-27). Cela ne nous a pas permis de comparer de façon objective les deux modèles de consolidation.

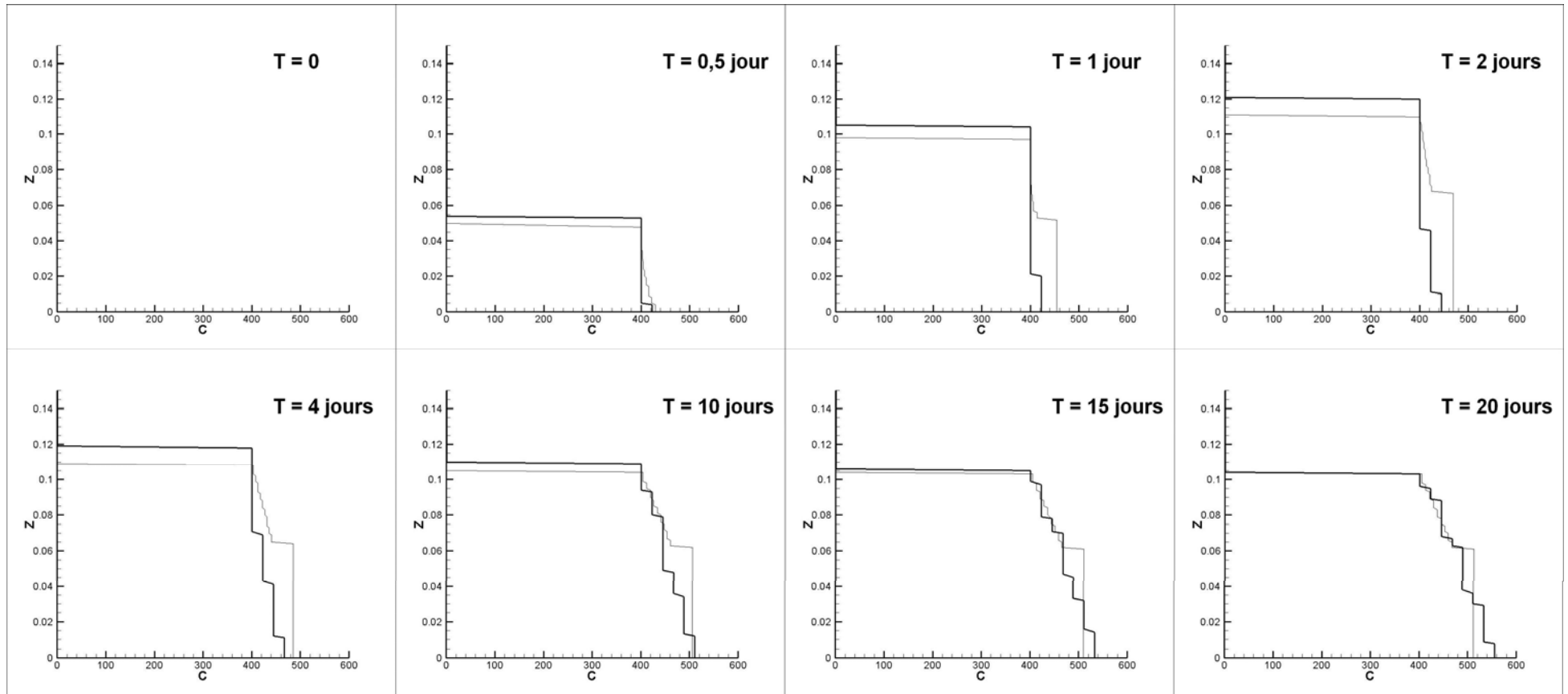


Figure II-27 : Profils de concentration du lit cohésif avec le MMSCG (trait épais) et avec le modèle de Le Normant (trait fin)

Même si nous n'avons pas pu présenter de résultats satisfaisants avec le modèle de Le Normant, une remarque relative à son utilisation s'impose. Le paramètre $Epai0$ joue un rôle essentiel dans l'évolution du lit cohésif puisqu'il gère la transition entre la suspension diluée et le lit cohésif (quand l'épaisseur de la « couche des dépôts frais » dépasse $Epai0$, on transfère le sédiment dans le lit cohésif) or il n'a pas de sens physique et il est par conséquent difficile de déterminer sa valeur (la valeur par défaut est fixée à 5 mm).

Pour le test de consolidation (initialement, tout le sédiment est contenu entre ZF et ZR), nous avons simulé le cas Side3 (Bartholomeeusen, 2002). Nous nous sommes placés dans les mêmes conditions expérimentales en fixant la hauteur initiale du lit cohésif à 57 cm et en imposant la surface libre au niveau ZF . La valeur de l'indice des vides a été imposée à 2,09 ($\Leftrightarrow C = 879$ g/l) sur les 11 plans avec le modèle de Le Normant. Il aurait été plus logique de n'avoir initialement que 2 plans mais dans ce cas aucune évolution n'était constatée (ce problème, lié à la création de nouveaux plans, a déjà été rencontré dans le cas du dépôt seul). Avec le MMSCG, tout le sédiment a été placé initialement dans la dixième couche de concentration 879 g/l. Les concentrations des dix couches ont été choisies uniformes dans l'intervalle [879 g/l ; 1500 g/l]. Les relations constitutives introduites dans les deux modèles sont données par Eq. I-26a et par Eq. I-27a. L'instant initial est représenté sur la Figure II-28. Les profils de concentrations obtenus avec les deux modèles sont représentés sur la Figure II-29. Que ce soit avec le MMSCG ou avec le modèle de Le Normant, les profils expérimentaux sont reproduits fidèlement.

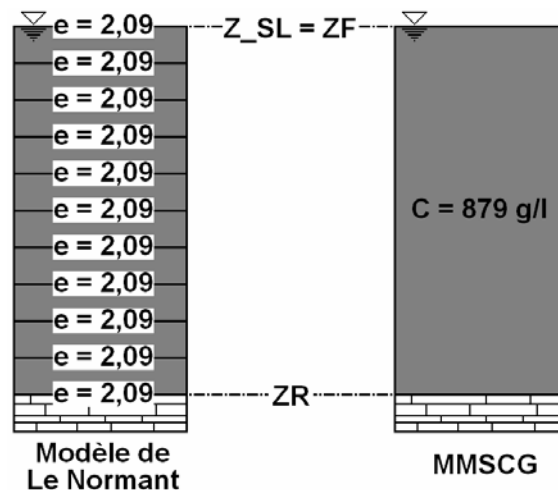


Figure II-28 : Conditions initiales pour le test de consolidation

III.5.3. Récapitulatif

Les principaux avantages et inconvénients du modèle de Teisson, du MMSCG et du modèle de Le Normant sont listés dans le Tableau II-1.

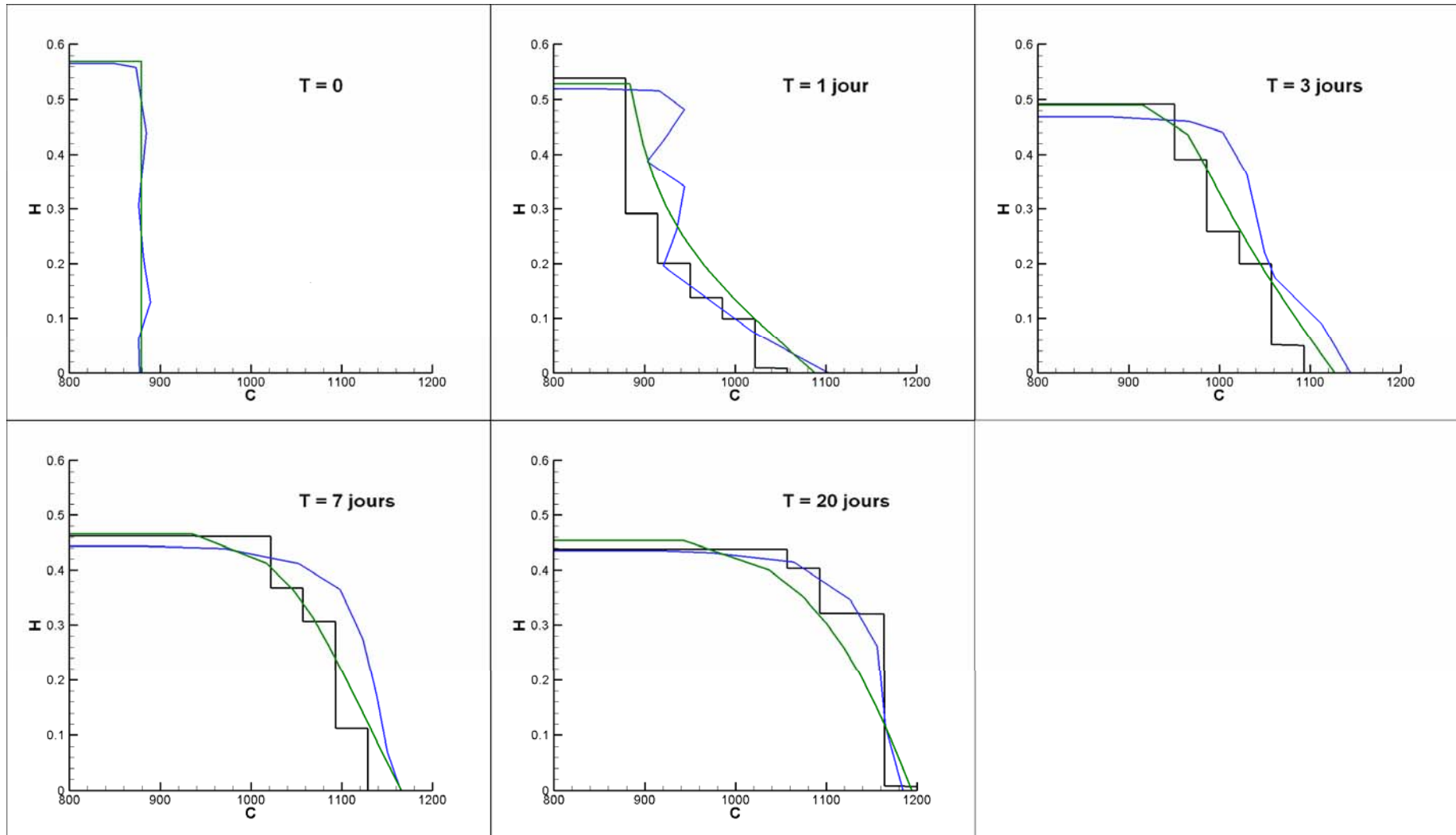


Figure II-29 : Profils de concentrations expérimentaux (en bleu) et calculés en utilisant le MMSCG (en noir et profils en escalier) et le modèle de Le Normant (2000) (en vert) (d'après Bartholomeusen et al, 2002)

| | Modèle de Teisson | Modèle de Le Normant | MMSCG |
|----------------------|--|---|--|
| Avantages | <ul style="list-style-type: none"> - Simplicité - Stabilité numérique | <ul style="list-style-type: none"> - e_i pas fixés <i>a priori</i> - méthode de résolution directe (temps de calcul) | <ul style="list-style-type: none"> - Simplicité - Intégration facile dans TELEMAC - Stabilité numérique - Possibilité de simuler la chute entravée |
| | | <ul style="list-style-type: none"> - Approche physique du problème (théorie de Gibson) | |
| Inconvénients | <ul style="list-style-type: none"> - Evolution de C non réaliste - Mauvaise prédictibilité du modèle (si les conditions initiales sont différentes de celles qui ont été utilisées pour la calibration) | <ul style="list-style-type: none"> - Problèmes lors de la création de nouveaux plans - Sens physique de E_{pai0} ? - Impossibilité de simuler la chute entravée - Instabilité numérique | <ul style="list-style-type: none"> - C_i fixées <i>a priori</i> (Quelle est la valeur de C_{max} ?) |
| | | <ul style="list-style-type: none"> - Précision sur les profils de C limitée si on utilise un nombre raisonnable de plans ou de couches - Relations constitutives délicates à déterminer - Hypothèse : $\sigma'(C)$ | |

Tableau II-1 : Avantages et inconvénients du modèle de Teisson, du MMSCG et du modèle de Le Normant

IV. Caractérisation de la stabilité d'un talus

Les talus naturels peuvent être soumis à de nombreuses sollicitations mécaniques. Lorsque les efforts induits par ces sollicitations dépassent ce que le sol peut supporter, des glissements gravitaires peuvent se produire. Pour mieux comprendre les mécanismes à l'origine de l'apparition des glissements, nous avons conçu un modèle numérique de talus (Thiébot et al, 2004, 2007a, 2007d).

Les simulations réalisées avec ce modèle comportent deux étapes. La première a pour but de calculer les contraintes. La seconde vise à déterminer la surface de rupture critique et à estimer le facteur de sécurité associé.

Le modèle de talus que nous avons conçu est basé sur l'utilisation de Castem2000 (Le Fichoux, 1998). Castem2000 est un code de calcul multiphysique basé sur la méthode des éléments finis qui est développé par le Département Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat français à l'Energie Atomique (CEA). Castem2000 est un outil adaptable en fonction du problème considéré (mécanique, thermique ou mécanique des fluides).

L'analyse d'un problème se décompose en quatre grandes étapes :

- le choix de la géométrie et du maillage,
- la définition du modèle mathématique (loi de comportement, propriétés matérielles, conditions aux limites, sollicitations, conditions initiales, ...),
- la résolution du problème discrétisé qui comporte les phases suivantes : calcul des matrices de rigidité et de masse de chaque élément fini, assemblage des matrices de rigidité et de masse de la structure complète, application des conditions aux limites, application des chargements et résolution du système d'équations
- l'analyse et le post-traitement des résultats.

IV.1. Calcul des contraintes dans le talus

La complexité du comportement mécanique du sol que nous cherchons à modéliser ainsi que la volonté de pouvoir prendre en compte plusieurs types de chargements nous a conduit à utiliser la méthode des éléments finis. Ce choix a été renforcé par le souhait de disposer d'un modèle évolutif. La situation que nous avons considérée est représentée sur la Figure II-30. Les efforts subis par le talus sont son poids propre, les pressions d'eau du canal et des chargements extérieurs.

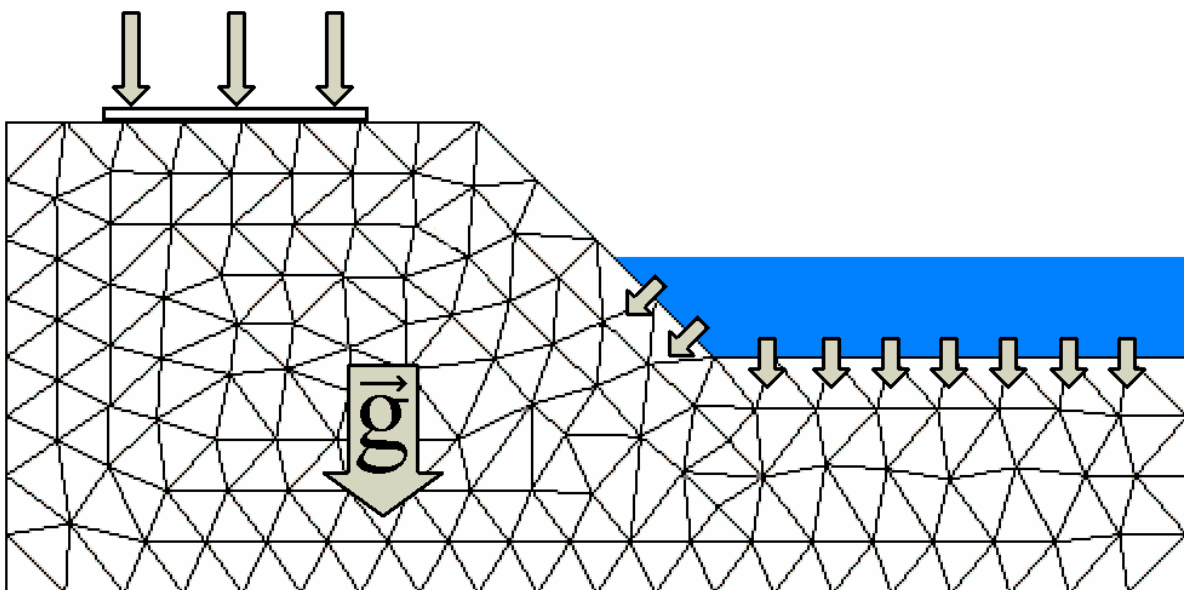


Figure II-30 : Chargements retenus dans la modélisation

La loi de comportement retenue est une loi élastoplastique basée sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Comme nous souhaitons étudier l'apparition de glissement à long terme, nous considérons un comportement drainé. Le critère de rupture s'exprime donc comme indiqué dans Eq. I-60. Les déformations élastiques sont calculées en considérant un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν (Eq. I-56). Dans les régions du talus où les déformations sont plastiques, on considère une loi d'écoulement associée sans écrouissage (Eq. I-64).

Le sol est considéré homogène et isotrope.

Les calculs sont réalisés à l'équilibre ce qui sous-entend que l'on néglige la dynamique des chargements. L'action de chaque chargement sera étudiée en comparant plusieurs simulations correspondant à différents niveaux de sollicitation.

Le couplage hydro – mécanique est également négligé (i.e. les pressions d'eau dans le massif sont supposées hydrostatiques). Idéalement, il faudrait pouvoir simuler l'établissement du régime transitoire d'écoulement qui a tendance à déstabiliser la berge lors d'une décrue. Ce régime d'écoulement est dû à ce que, lors d'une baisse rapide du niveau du canal (rapide par rapport à la vitesse de drainage du massif), le champ des pressions interstitielles demeure inchangé dans le talus alors que la pression d'eau extérieure a disparue.

Négliger la dynamique des chargements et les effets induits par la circulation de l'eau sont des hypothèses classiques dans les études de stabilité.

IV.2. Etude de stabilité

IV.2.1. Calcul du facteur de sécurité

Nous avons opté pour la définition du facteur de sécurité associée à Eq. I-66. La procédure permettant d'étudier la stabilité du talus a été écrite en Gibiane qui est le langage de programmation associé à Castem2000.

Le calcul d'un facteur de sécurité associé à une surface de rupture fait intervenir les contraintes normales et tangentielles le long de celle-ci (ainsi que les caractéristiques résistives du sol : C' et φ'). Dans le code développé, chaque surface de rupture potentielle est discrétisée par un nombre fini n de points (Eq. II-18). Sur chacun de ces points, le tenseur des contraintes est calculé par interpolation à partir des tenseurs de contraintes calculés sur les nœuds du maillage les plus proches. Ensuite les contraintes normales et tangentielles sont estimées en chacun des n points avec Eq. II-19 (Figure II-31).

$$\text{Eq. II-18} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_2 = \min_{s \in S_{rp}} F_2(s) \\ F_2(s) = \frac{\sum_{i=1,n} C' + (\sigma_i - u_i) \tan \varphi'}{\sum_{i=1,n} \tau_i} \end{array} \right.$$

où s désigne une surface de rupture potentielle et S_{rp} l'ensemble des surfaces de rupture potentielles.

Eq. II-19

$$\begin{cases} \sigma_i = \sigma_{xx} \cos^2 \alpha_i + 2\sigma_{xy} \cos \alpha_i \sin \alpha_i + \sigma_{yy} \sin^2 \alpha_i \\ \tau_i = \sigma_{xx} \cos \alpha_i \sin \alpha_i - \sigma_{xy} \cos 2\alpha_i - \sigma_{yy} \cos \alpha_i \sin \alpha_i \end{cases}$$

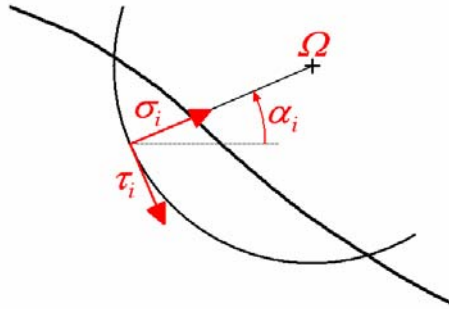


Figure II-31 : Notations

IV.2.2. Détermination de la surface de rupture critique

En ce qui concerne la détermination de la surface de rupture critique, dans une première approche, nous avons opté pour une recherche systématique. On définit un nombre important de surfaces de ruptures potentielles et pour chacune d'entre elles on calcule le facteur de sécurité. Ensuite, on recherche la surface de rupture qui est associée au plus petit F . Cette technique de recherche est simple et efficace mais elle nécessite de faire des hypothèses *a priori* sur la géométrie des surfaces de rupture potentielle. Dans le cadre de cette étude, on se limite aux surfaces de ruptures circulaires. Les différentes surfaces de rupture potentielles sont obtenues en testant un nombre fini de rayons et de centres. Pour alléger le calcul, nous avons programmé une série de tests pour écarter certains cas : le centre est dans le talus, le cercle sort des limites du domaine de calcul, le cercle ne passe pas dans le massif (rayon trop petit par rapport à la position du centre).

V. Conclusion

Le modèle de gestion des dépôts que nous avons développé a vocation à être intégré dans un code de calcul hydrosédimentaire monophasique. Nous avons :

- opté pour la théorie de Gibson et avons fait l'hypothèse de l'existence d'une concentration C_i pour pouvoir modéliser la chute entravée et la consolidation de façon continue,
- choisi une représentation multicouches des dépôts vaseux, ce qui permet de prendre en compte facilement les flux d'érosion et de dépôt et de limiter la quantité de données à traiter,
- utilisé une résolution explicite et directe pour ne pas alourdir un calcul hydrosédimentaire déjà complexe,
- mis au point une procédure de paramétrage qui est une alternative à la méthode classique (qui nécessite l'utilisation de colonnes instrumentées).

Les tests réalisés nous permettent d'envisager l'utilisation du MMSCG pour simuler l'évolution des dépôts vaseux dans des simulations hydrosédimentaires d'estuaires. Le MMSCG devrait être disponible dans les futures versions du système TELEMAC. Il pourrait également être intégré dans d'autres modèles hydrosédimentaires disponibles pour la communauté scientifique. L'utilisation d'un modèle de gestion des dépôts vaseux se justifie surtout pour les simulations à moyen et à long terme. Comme ce type de calcul se fait souvent en 2DH, il nous semble important d'intégrer le MMSCG à la fois dans les versions 2DH et dans les versions 3D.

En ce qui concerne la simulation des talus soumis à des chargements mécaniques, nous avons opté pour une modélisation par éléments finis pour estimer les contraintes. Nous avons alors utilisé le logiciel Castem2000. Plusieurs simplifications sont faites lors de l'estimation des contraintes afin d'avoir un nombre « raisonnable » de paramètres à renseigner. Le calcul est réalisé en 2DV, à l'équilibre et sans couplage hydro-mécanique. Des niveaux de complexité croissants pourront être ajoutés dans l'avenir.

Les facteurs de sécurité associés à chacune des surfaces de rupture potentielles sont calculés en comparant les efforts résistifs et les efforts moteurs qui sont déduits des tenseurs de contraintes calculés par éléments finis. La surface de rupture critique est identifiée à l'aide d'une recherche systématique.

Chapitre III : Application de la modélisation à l'estuaire de la Rance et aux berges de la Sèvre Niortaise

L'estuaire de la Rance et le marais Poitevin ont été choisis comme sites d'études pour cette thèse. Ce chapitre présente :

- les résultats des mesures in situ et des essais de laboratoire,
- les résultats des simulations qui ont été réalisées avec les modèles proposés dans cette étude.

Notre travail sur la Rance avait pour objectif principal d'améliorer les simulations hydrosédimentaires en optimisant la gestion des dépôts vaseux. Le MSSCG a été intégré dans le modèle de la Rance. Son paramétrage a nécessité la réalisation d'une série d'essais de tassement en colonne. Des essais rhéologiques ont également été menés. Pour estimer la quantité de MES d'origine marine qui entre dans l'estuaire, une campagne de mesures de turbidités a été effectuée. Après un rapide bilan des études de modélisation précédentes menées sur la Rance, nous justifions les évolutions que nous avons apportées au modèle. Enfin, les apports liés à l'intégration du MMSCG sont exposés.

L'analyse du sol est l'une des clefs permettant de comprendre les mécanismes gouvernant l'évolution des berges de marais. Les résultats des mesures que nous avons réalisées sur le site et en laboratoire nous ont permis de comprendre en partie les mécanismes à l'origine de la dégradation des berges. Nous les avons complétées par une étude de modélisation. Plusieurs scénarii de gestion d'une berge ont été testés pour identifier les situations favorables à l'apparition de glissements.

I. Modélisation des évolutions topographiques des vasières de l'estuaire de la Rance

I.1. Description du site d'étude

L'estuaire de la Rance, du fait de l'amplitude exceptionnelle de ses marées, a été choisi pour y implanter une usine marémotrice test (modèle réduit d'étude d'un projet plus ambitieux qui n'a pas vu le jour). Le fonctionnement de l'usine et la présence d'autres installations (écluses, digues, ...) ont modifié le comportement hydrosédimentaire de l'estuaire. Aujourd'hui celui-ci subit un envasement régulier qui a des conséquences sur le plan écologique car la progression de la vase facilite le développement des herbues ce qui réduit la diversité de la faune et de la flore. Pour tenter de l'endiguer et pour maintenir une profondeur suffisante dans le chenal de navigation, plusieurs opérations de dragage ont été menées sur la Rance.

La zone étudiée s'étend de l'écluse du Châtelier à l'usine marémotrice.

Bonnot – Courtois et al (2002) ont rassemblé une grande quantité de données sur l'estuaire de la Rance. Les principales caractéristiques du site sont rappelées ci-dessous.

La Rance fluviale possède un régime hydrologique très irrégulier qui reste très faible par rapport au volume oscillant qui transite au niveau du barrage. Le débit de la Rance fluviale est en moyenne de $7 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un débit d'étiage de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ et un débit de crue décennale de $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Les débits entrant au niveau de l'usine marémotrice sont quant à eux de l'ordre de $9000 \text{ m}^3/\text{s}$ en morte-eau et de $18000 \text{ m}^3/\text{s}$ en vive-eau. Du fait de la prédominance des débits engendrés par la marée, on peut considérer que la zone réellement stratifiée se trouve à l'amont de Port-Saint-Jean.

La Figure III-1 représente la répartition des sédiments superficiels dans le bassin maritime en 1994. A l'embouchure, les courants de marée sont violents ; le chenal dans sa partie aval est tapissé de cailloutis et de sables grossiers, les anses sont constituées de sables vaseux. A mesure que l'on progresse vers l'amont, les courants s'atténuent et la sédimentation devient de plus en plus fine. A l'amont de Port-Saint-Jean, on peut considérer que les sédiments sont constitués essentiellement de vase pure (Bonnot – Courtois et al, 1995). Les vases de la Rance sont composées de silts et de minéraux argileux. Plus on se rapproche de l'embouchure, plus la proportion de silts et de sables fins devient importante par rapport aux minéraux argileux. D'après le LCHF (1982), la quasi-totalité des sédiments de la Rance sont d'origine marine.

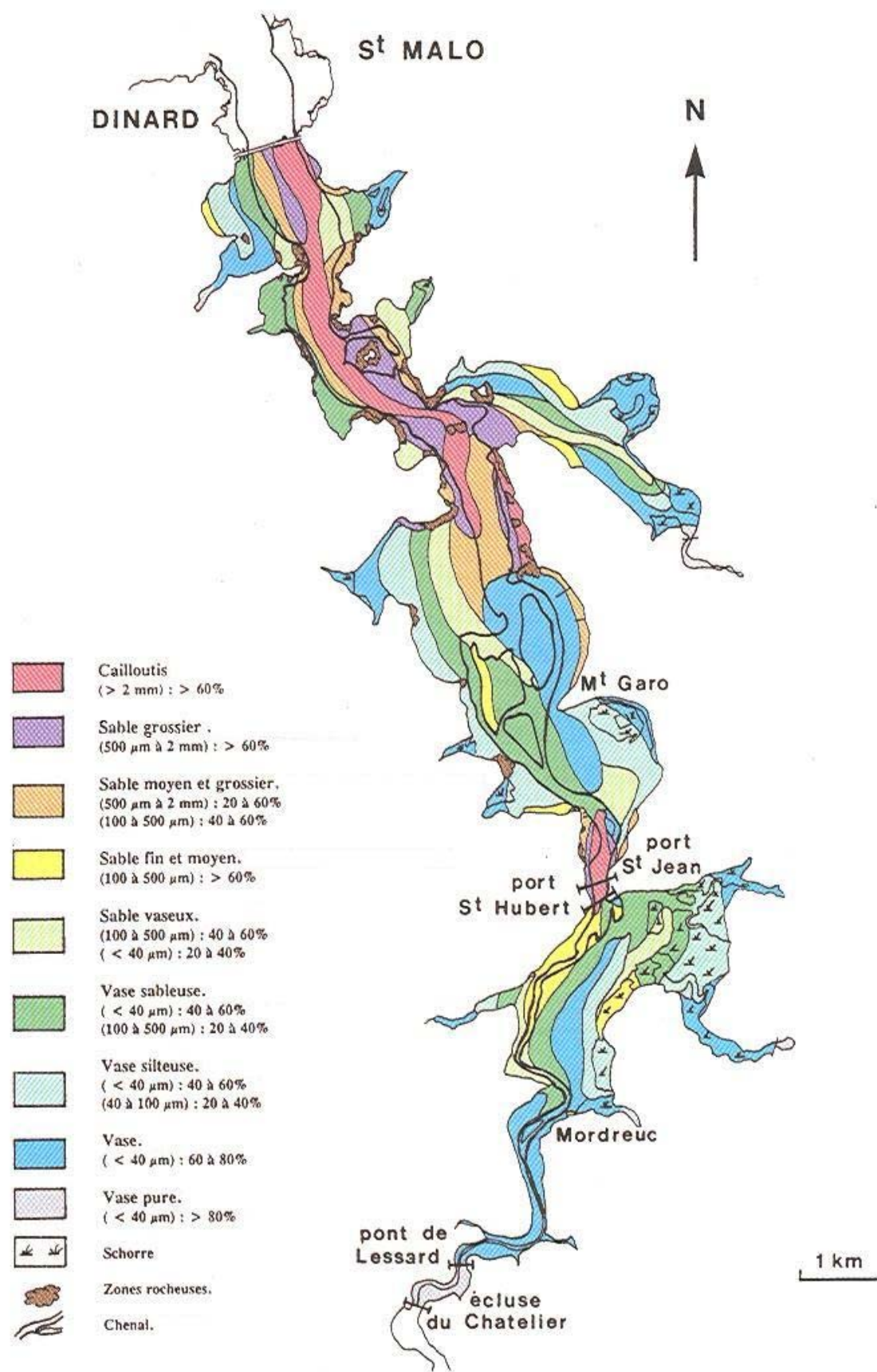


Figure III-1 : Répartition des sédiments superficiels en 1994 dans le bassin maritime de la Rance (d'après Bonnot-Courtois, 1995)

Plusieurs études de terrain ont été menées pour mesurer les évolutions topographiques de l'estuaire. Alors que le LCHF (1982) et que Denot et Marcos (1999) ont tracé des profils transverses, Bonnot - Courtois (1996) et Jigorel (2002) ont basé leurs études sur des mesures ponctuelles. Bonnot - Courtois estime les taux de sédimentation grâce à une méthode de datation par la méthode du ^{210}Pb ; Jigorel utilise des systèmes de piquets assez sophistiqués. Comme toutes ces études ont été réalisées avec des moyens et des procédures différentes, il est difficile de les comparer entre elles et il est encore plus délicat d'avancer un chiffre quant à la quantité de sédiment résiduelle entrante. Il est en revanche possible de dégager des tendances d'évolution. Dans la partie aval de l'estuaire (Port Saint Jean - usine), on constate une relative stabilité des chenaux avec parfois de l'érosion localisée dans les zones de forts courants (à proximité de l'usine) et en général, un léger exhaussement des fonds dans les anses. Dans la zone intermédiaire (Mordreuc – Port Saint Jean), on observe une constante divagation des chenaux et un engraissement des anses. La partie amont (Le Châtelier - Mordreuc) est en phase de comblement. Les incertitudes liées à la rapide évolution du climat (vents dominants : force, direction, ...) ne permettent pas de préjuger des évolutions futures dans l'état actuel des connaissances.

I.2. Essais de tassement en colonnes sur des vases prélevées à Lyvet

Afin de paramétrer le MMSCG, nous avons réalisé une série d'essais de tassement en colonnes à partir d'échantillons de vase fraîche. Les prélèvements ont eu lieu en janvier 2006, avril 2006 et mars 2007. La vase a été prélevée au même endroit à marée basse dans le piège à sédiment de Lyvet (Figure III-2). Nous avons opté pour des vases de Lyvet car c'est dans cette partie de l'estuaire que l'envasement est le plus significatif (Bonnot-Courtois, 1996, Jigorel, 2002).

I.2.1. Distribution granulométrique et masse volumique

Nous avons réalisé une analyse granulométrique sur un des échantillons prélevés. L'appareil utilisé est un microgranulomètre laser « Coulter LS 230 ». Le protocole consiste à tamiser l'échantillon à 2 mm (pour éviter de bloquer le système), à le diluer et à le mélanger avec un agitateur magnétique. La courbe granulométrique montre que l'échantillon est constitué de la vase pure (80 % des grains ont une taille inférieure à 40 μm) et qu'il contient beaucoup de colloïdes (les particules de diamètre inférieures à 0,6 μm représentent 7% du poids total). La famille principale est constituée de particules de diamètre proche de 9 μm . Un pic secondaire avec des diamètres proches de 35 μm est également présent.

En utilisant un pycnomètre à hélium AccuPyc 1330, la masse volumique du sédiment sec a été estimée à $\rho_s = 2537 \text{ kg/m}^3$.



Figure III-2 : Zone de prélèvement des échantillons

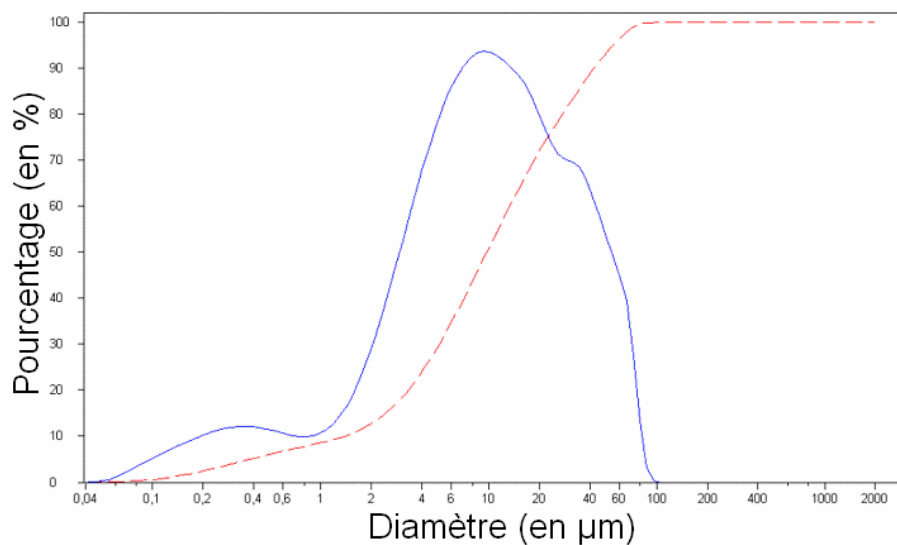


Figure III-3 : Distribution granulométrique d'un échantillon de vase de Lyvet

I.2.2. Dispositif de mesures et protocole expérimental

Lors de la réalisation des essais de tassement en colonnes, nous avons restreint au maximum les traitements sur la vase pour nous rapprocher autant que possible des conditions in situ. Tous les essais ont été réalisés le lendemain des prélèvements (pour limiter les effets du vieillissement) sans aucun tamisage ni traitement chimique.

Les colonnes utilisées d'une hauteur de 52 cm ont un diamètre intérieur de 6 cm. Nous avons initialement prévu de faire pendant les essais des prélèvements pour estimer les concentrations en sédiment, c'est pourquoi des robinets ont été placés à différents niveaux de la colonne (Figure III-5). Cette technique a rapidement été écartée car lors du prélèvement (destructif), un drainage du mélange se produisait ce qui engendrait une sous-estimation de la concentration.

La préparation des mélanges eau de mer/sédiment que nous avons introduits dans les colonnes de tassement comporte plusieurs étapes. La première est l'obtention des solutions mères. Elle a consisté à homogénéiser les prélèvements de vase avec un mélangeur à peinture monté sur une perceuse (Figure III-4). Les concentrations des solutions mères ont été estimées par séchage (en prenant en compte la masse de sel). Ensuite, en fonction des concentrations initiales C_0 souhaitées et des concentrations des solutions mères utilisées, nous avons placé dans des bouteilles en plastique des quantités précises de solutions mères et d'eau de mer. Deux techniques d'homogénéisation ont été testées :

- un mélange manuel en secouant la bouteille jusqu'à ce que l'on n'aperçoive plus de grumeaux ou de petits galets de vases.
- une homogénéisation avec un appareil Ultraturax T25 - IKA muni d'un axe générateur 25 G avec un entrefer de 0,5 mm (Figure III-4). Après utilisation de cet appareil, la taille des particules est comprise, d'après le constructeur, entre 15 et 50 μm (les temps de mélange utilisés étaient de 5 min et la vitesse de rotation était de 11000 tr/min).

Avant chaque essai, les mélanges présents dans les bouteilles étaient introduits rapidement dans les colonnes et ces dernières étaient retournées manuellement plusieurs fois.

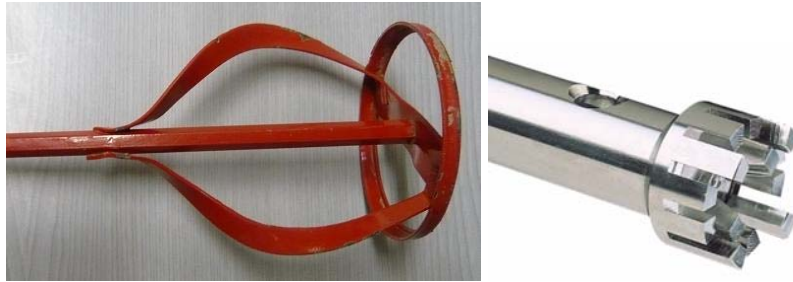


Figure III-4 : A gauche) Mélangeur à peinture ; A droite) Axe générateur 25 G

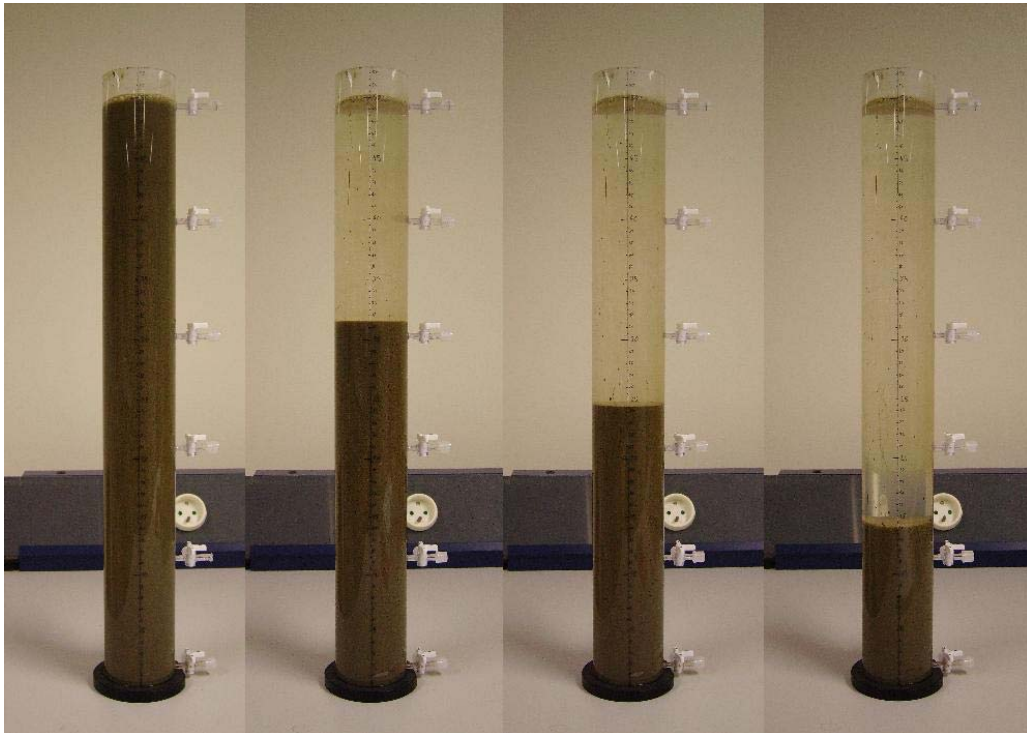


Figure III-5 : Photos d'une colonne à différents instants

La reproductibilité des essais a été testée avec un essai correspondant initialement à un dépôt de 50 cm ayant une concentration de 50 g/l. Les résultats sont présentés sur la Figure III-6. L'utilisation de l'Ultraturax T25 permet de désagglomérer les floccs ce qui se traduit sur les courbes de tassement par un allongement de la phase de floculation : la période pendant laquelle l'interface eau surnageante/dépôt est immobile est prolongée au début de l'essai. Mis à part ce décalage de la courbe de tassement à l'origine, le reste de la courbe est comparable avec les courbes obtenues à partir des essais réalisés en utilisant la technique de mélange manuel. Nous disposons de peu de courbes de tassement mais il semble tout de même que l'utilisation de l'Ultraturax améliore la reproductibilité de l'essai. En revanche, la taille des particules après homogénéisation est sensée être inférieure à 50 μm alors que l'analyse granulométrique de l'échantillon met en évidence un pourcentage non négligeable de particule de taille supérieure à 50 μm (Figure III-3), ce qui montre que l'on modifie les caractéristiques de la vase, tout en sachant que l'analyse granulométrique perturbe aussi l'échantillon. Pour cette raison, nous avons finalement préféré abandonner l'utilisation de l'Ultraturax T25 ce qui nous oblige à considérer dans nos interprétations une part d'incertitude plus grande sur les courbes de tassement (la reproductibilité étant moins bonne avec la technique de mélange manuel). De plus, la technique de mélange manuel a l'avantage :

- de conserver les petits morceaux de coquillage ou d'algues ainsi que les petits vers (qui creusent des galeries qui doivent favoriser le drainage de l'eau interstitielle) ce qui a certainement un impact non négligeable sur le processus de tassement (voir les études sur la bioturbation),
- d'avoir un état initial proche des conditions in situ en ce qui concerne le niveau de floculation (avec l'Ultraturax, quelles que soient la salinité et la concentration en sédiment, initialement toutes les particules sont défloculées).

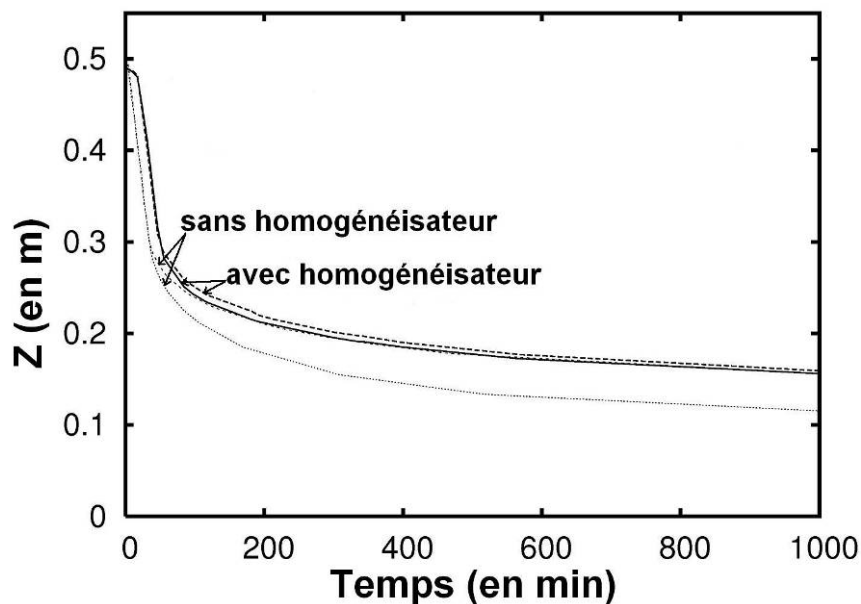


Figure III-6 : Reproductibilité d'un essai de tassement en colonne ($H_0 = 50 \text{ cm}$; $C_0 = 50 \text{ g/l}$)

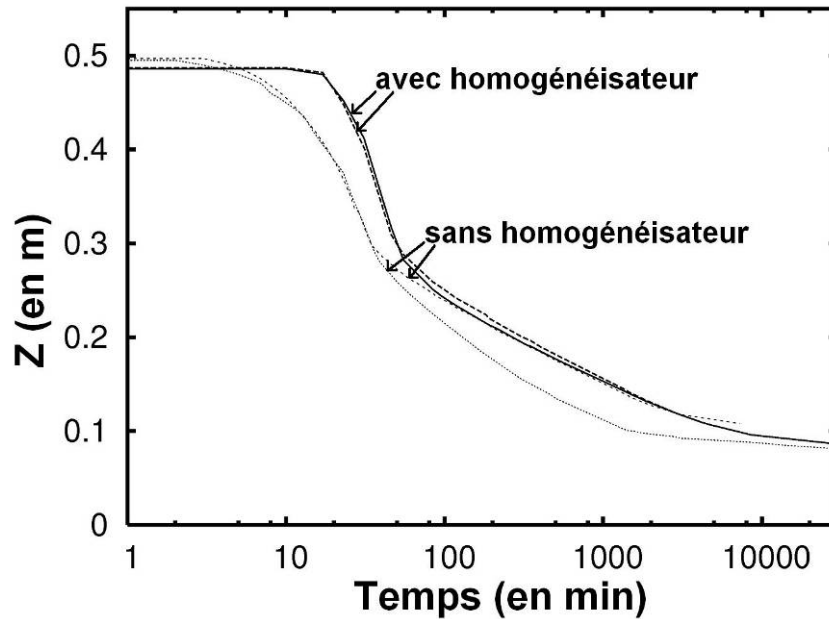


Figure III-7 : Reproductibilité d'un essai de tassement en colonne ($H_0 = 50$ cm ; $C_0 = 50$ g/l)

I.2.3. Les résultats

Nous avons balayé une large gamme de concentrations initiales : la concentration des mélanges introduits dans les colonnes varie entre 5 et 300 g/l. Les résultats sont présentés sur la Figure III-8.

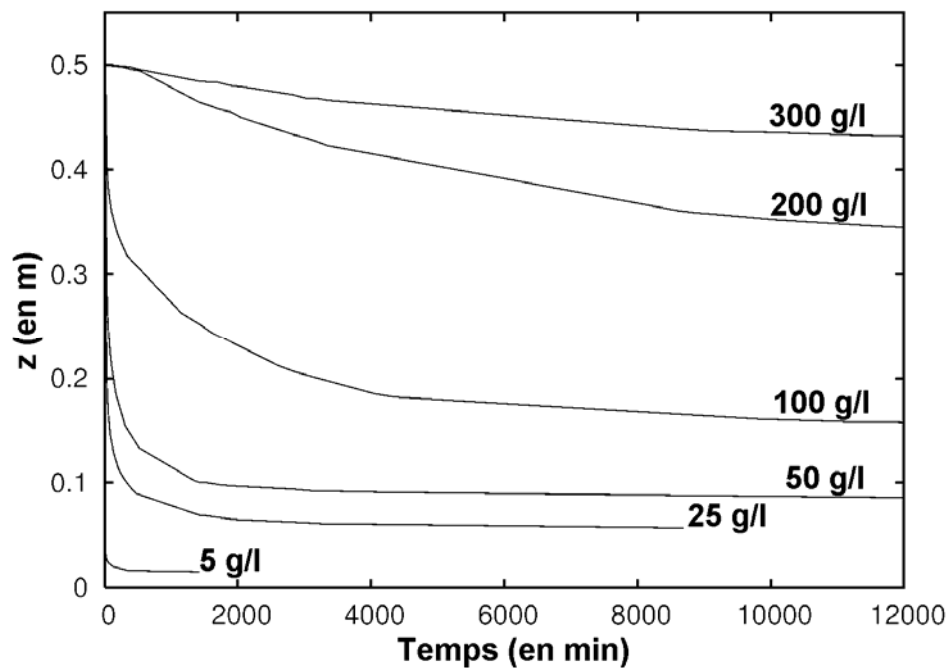


Figure III-8 : Influence de la concentration initiale sur les courbes de tassement (vases de la Rance)

I.3. Essais rhéologiques

I.3.1. Principe de l'étude

Les essais dynamiques offrent la possibilité de caractériser le comportement viscoélastique d'un matériau lorsqu'il est soumis à de faibles déformations. Au cours des

sollicitations, une part de l'énergie transmise est mise en réserve sous forme d'énergie récupérable (on la caractérise avec le module élastique G'), et l'autre part est dissipée (on la caractérise avec le module visqueux G''). La réponse élastique du squelette est directement liée à la densité des liaisons entre les particules de sédiment c'est pourquoi nous avons recherché une corrélation entre le module élastique et les contraintes effectives.

Les courbes $\sigma'(C)$ obtenues expérimentalement montrent en général une transition d'évolution à partir d'une valeur de concentration proche de la concentration C_t : pour les concentrations $C < C_t$, σ' reste faible (négligeable) et évolue peu alors que pour les concentrations $C > C_t$, les valeurs de σ' croissent rapidement (Figure I-7). Nous recherchons le même type d'évolution avec le module élastique pour pouvoir estimer la concentration C_t de la vase étudiée (Thiébot et al, 2006c).

I.3.2. Protocole expérimental

Les essais dynamiques de type plan – plan ont été effectués avec un rhéomètre rotatif AR1000 (TA Instruments). Le plan supérieur est sablé et le plan inférieur a été recouvert d'un papier de verre de grade P500. La taille de l'entrefer est fixée à 1 mm. Nous avons limité au maximum les opérations sur la vase. Les échantillons de concentration comprise entre 112 g/l et 372 g/l, ont été obtenus en diluant avec de l'eau de mer une vase prélevée dans le piège à sédiment de Lyvet. Les échantillons ont été conservés à 4°C. La réponse élastique du squelette de la vase est directement liée au nombre et à la densité des liaisons entre les grains mais également à la cinétique d'établissement de ces liaisons d'où la nécessité de définir un état de référence relatif. Ce dernier a été obtenu en précisant l'échantillon à 100 s⁻¹ pendant 2 min avant de le laisser au repos 10 min. Les mesures ont été effectuées à 10°C. Le balayage en contraintes a été réalisé avec une fréquence de 0,1 Hz. Les enregistrements commencent après deux périodes d'établissement.

I.3.3. Résultats et discussion

Sur la Figure III-9, on peut voir l'évolution du module d'élasticité et du module visqueux en fonction de la déformation. Ce type de graphique est représentatif de ce qui s'observe avec les autres échantillons. Trois régimes se distinguent. Pour les faibles déformations (Régime 1), les modules G' et G'' sont constants ; le module élastique est nettement supérieur au module visqueux ce qui révèle le caractère cohésif de la vase qui se comporte alors comme un solide élastique. C'est donc dans cette gamme de déformation que l'on peut caractériser au mieux le comportement du squelette de la vase. On notera dans la suite G'_0 la valeur de G' correspondant à la valeur du plateau. Pendant le régime 2, les deux modules chutent, le comportement de la vase devient non linéaire mais reste indépendant du temps. Le régime 3, se caractérise par une réponse fortement non linéaire et dépendante du temps. Pendant ce régime, on assiste à la liquéfaction du matériau qui est atteinte plus ou moins rapidement selon le niveau de contrainte et le temps d'application de celle-ci. Le passage du régime 2 au régime 3 se produit lorsque la contrainte appliquée dépasse une valeur comprise entre 1,67 et 3 Pa pour l'échantillon considéré ($C = 226$ g/l). En effet, en appliquant des sollicitations avec des contraintes constantes, on peut voir, sur la Figure III-10a, qu'une contrainte de 1,67 Pa induit une réponse indépendante du temps contrairement à celle de 3 Pa. Pour cette dernière contrainte, le module élastique diminue lentement pendant les cinq premières minutes puis chute brutalement (Figure III-10b). Cette même évolution en fonction de la déformation révèle l'existence d'un seuil de déformation proche de 0,1 à partir duquel on observe brusquement la liquéfaction totale de l'échantillon. Ce seuil de déformation se retrouve également sur la Figure III-9 où les valeurs des modules chutent brusquement à partir de cette valeur.

L'évolution de G'_0 en fonction de la concentration est représentée sur la Figure III-11. Plus la concentration augmente, plus l'organisation structurale présente au sein du dépôt se renforce. Deux tendances d'évolution se distinguent. Pour les concentrations inférieures à environ 200 g/l, le module élastique G'_0 évolue linéairement et reste à des valeurs faibles, la vase est alors constituée d'un réseau de faible densité qui présente une petite résistance aux sollicitations. En revanche, pour les concentrations supérieures à 200 g/l, l'augmentation du module élastique avec la concentration s'accélère.

La résistance aux sollicitations du squelette semble donc être gouvernée par l'augmentation du nombre de grains et du nombre de liaisons (que l'on peut rattacher à la concentration) mais également par une réorganisation structurale qui se produit à partir d'une concentration d'environ 200 g/l. On peut donc supposer que la concentration C_t est proche de cette valeur.

La procédure de paramétrage appliquée sur les vases de la Rance nous a permis d'obtenir Eq. II-17. Dans cette équation, la concentration C_t est de 200 g/l. Nous retrouvons ce seuil par l'analyse rhéologique.

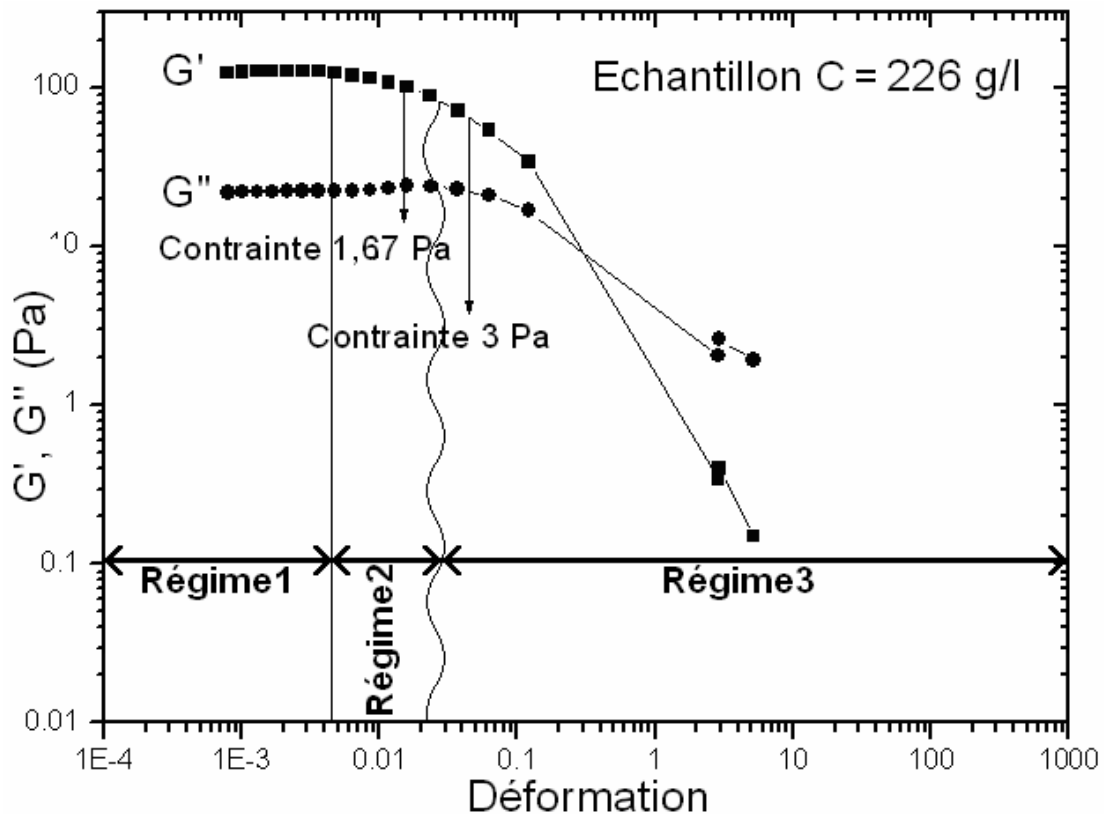


Figure III-9 : Evolution du module d'élasticité G' et du module visqueux G'' en fonction de la déformation imposée

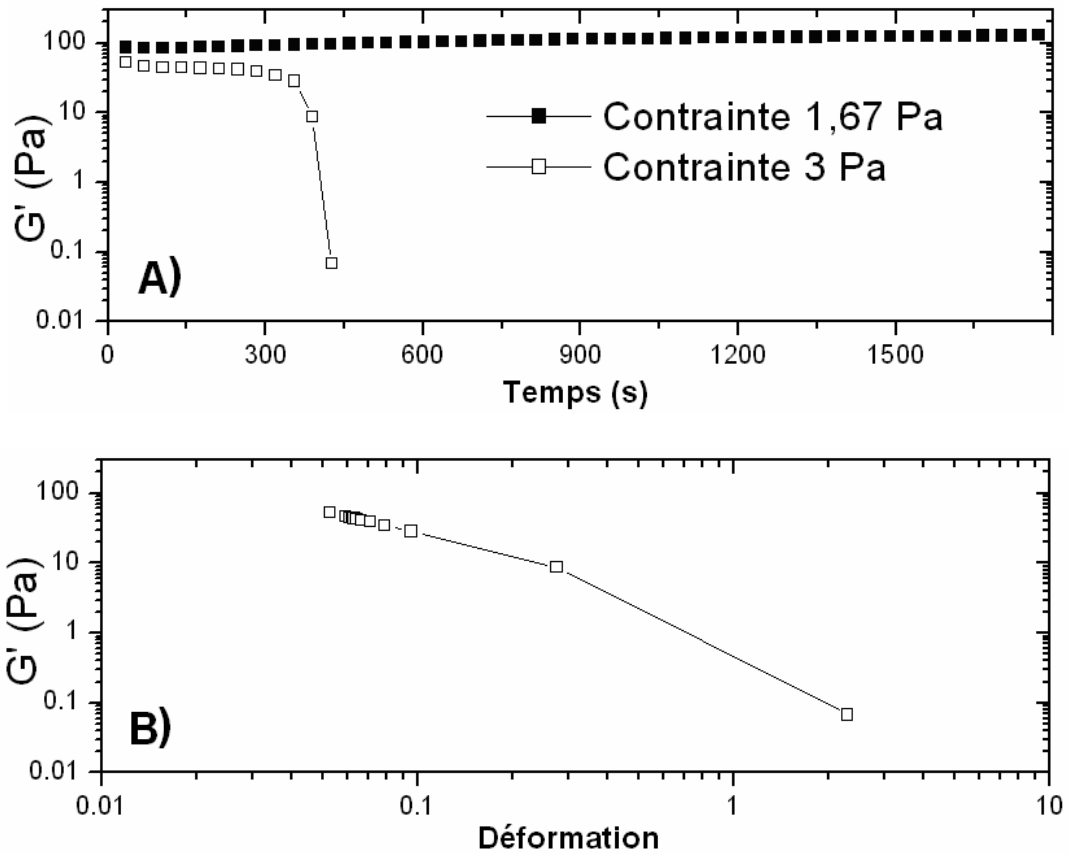


Figure III-10 : Evolution temporelle des propriétés du matériau en fonction de la contrainte appliquée

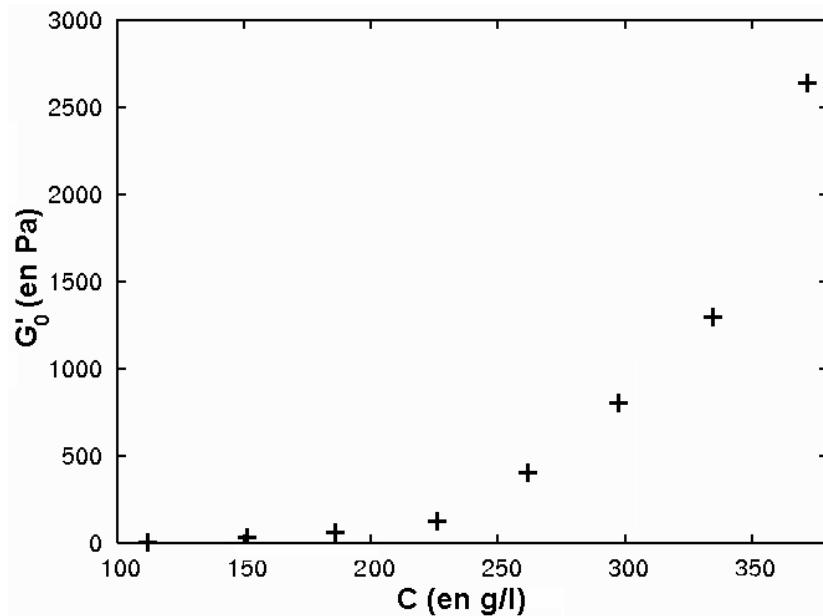


Figure III-11 : Evolution du module élastique en fonction de la concentration

I.4. Mesures de turbidités et de salinité

Afin de mieux estimer la quantité de sédiment d'origine marine qui entre dans l'estuaire de la Rance, nous avons réalisé des mesures de turbidité à l'aide d'une sonde CTD équipée d'un OBS (Thiébot et al, 2007c). Les mesures ont été réalisées en point fixe à

Jouvente, c'est-à-dire près du barrage mais à une distance suffisante de celui-ci pour des raisons de sécurité.

L'appareil utilisé est un CTD SEACAT PROFILER SBE 19-03 (conductivité, température, pression) équipée d'un turbidimètre OBS. La fréquence d'échantillonnage est de 2 Hz. Des enregistrements sont effectués toutes les 30 minutes. Après 20 secondes d'attente en immersion nécessaires à la stabilisation des capteurs, la sonde est descendue jusqu'au fond à vitesse régulière ($< 1\text{ m/s}$). Une fois le fond atteint, elle est remontée rapidement et l'enregistrement est stoppé dès qu'elle est à la surface. Chaque relevé dure environ deux minutes. Ce sont les valeurs enregistrées pendant la descente qui sont utilisées.

Les valeurs de turbidité sont obtenues en mesurant l'intensité de la lumière d'un pinceau lumineux émis par l'OBS et rétrodiffusé par l'eau avoisinante contenant des MES. L'unité de mesure de la turbidité est l'unité néphéométrique (NTU). Une calibration permet d'établir la relation entre turbidité et concentration en MES. La calibration effectuée en laboratoire a consisté à préparer des suspensions de concentrations croissantes et à y immerger la sonde pour obtenir les valeurs correspondantes de turbidité. Pour vérifier la validité de la courbe de calibration ainsi obtenue, nous avons réalisé à Lessard des mesures de turbidité et des prélèvements d'eau avec une bouteille à renversement. Les deux types de calibration concordent (Figure III-12).

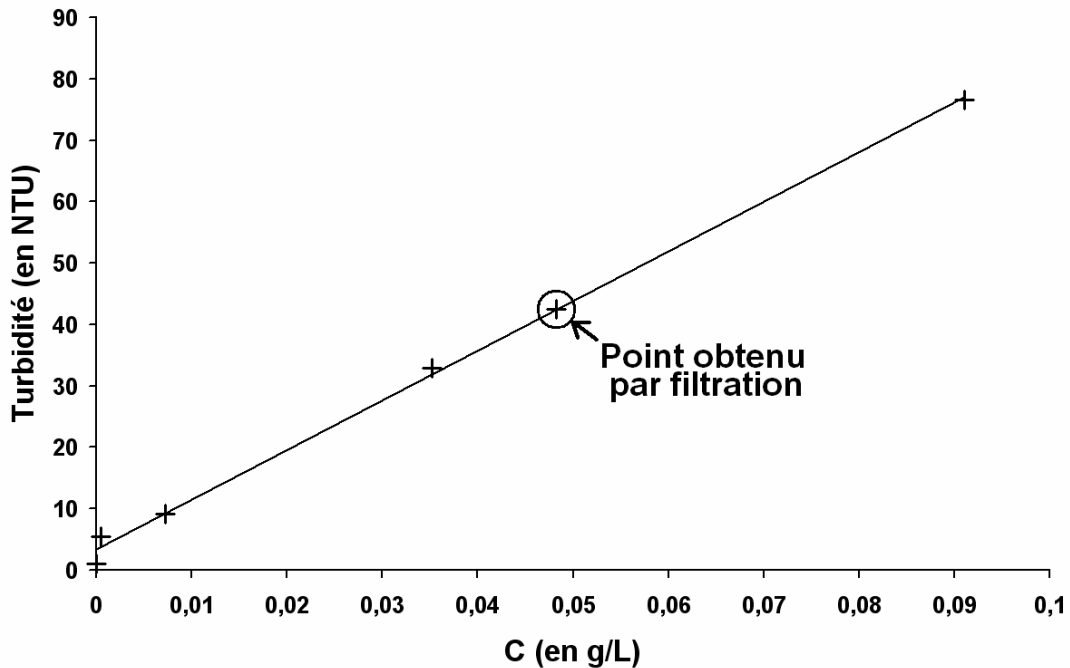


Figure III-12 : Relation turbidité – concentration en MES

Tous les relevés effectués à l'embouchure de l'estuaire ont montré que la salinité est constante sur toute la colonne d'eau et pendant tout le cycle de marée. Sa valeur est comprise entre 34 et 35 ‰. Entre Plouer et l'écluse du Châtelier par contre, la salinité peut être corrélée au débit de la Rance. Lorsque le débit de Rance est faible ($\approx 2\text{ m}^3/\text{s}$ pendant les mesures), la salinité est élevée et homogène verticalement jusqu'à Lessard et inversement lorsque le débit de Rance est fort ($\approx 30\text{ m}^3/\text{s}$ pendant les mesures), la salinité est faible et une stratification est visible sur certains profils.

Les mesures réalisées lors des trois premières campagnes mettent en évidence des concentrations en MES extrêmement faibles à l'embouchure de l'estuaire de la Rance. Les concentrations en MES ne dépassent pas le mg/l. Il apparaît donc que l'apport en sédiment marin peut être quasiment nul sur de longues périodes dont la durée est difficile à estimer.

Dans les mêmes conditions, nous avons observé à Lessard des concentrations en MES importantes (Figure III-13); un bouchon vaseux existe donc même s'il n'y a quasiment pas de MES à l'embouchure. Toutes les mesures ayant montré que les sédiments dans l'estuaire de la Rance sont d'origine marine (moins de 10% des sédiments situés à la sortie de l'écluse du Châtelier sont d'origine continentale selon le LCHF, 1982 ; ce résultat est également confirmé par les mesures de Bonnot – Courtois et al, 2002), on peut supposer que le bouchon vaseux, toujours présent, est dû à la remise en suspension à chaque marée d'une partie des sédiments qui n'a pas eu le temps de se consolider.

Le fait que les sédiments marins ne rentrent pas dans l'estuaire de façon continue laisse supposer qu'ils arrivent en masse lors d'événements exceptionnels. Les tempêtes de Nord Ouest semblent être propices à l'entrée dans l'estuaire de sédiment d'origine marine. C'est en effet dans ces conditions que des turbidités significatives (≈ 15 mg/l) ont pu être mesurées à Jouvante (on peut supposer que depuis quelques années, les tempêtes proviennent plus de SW que de NW).

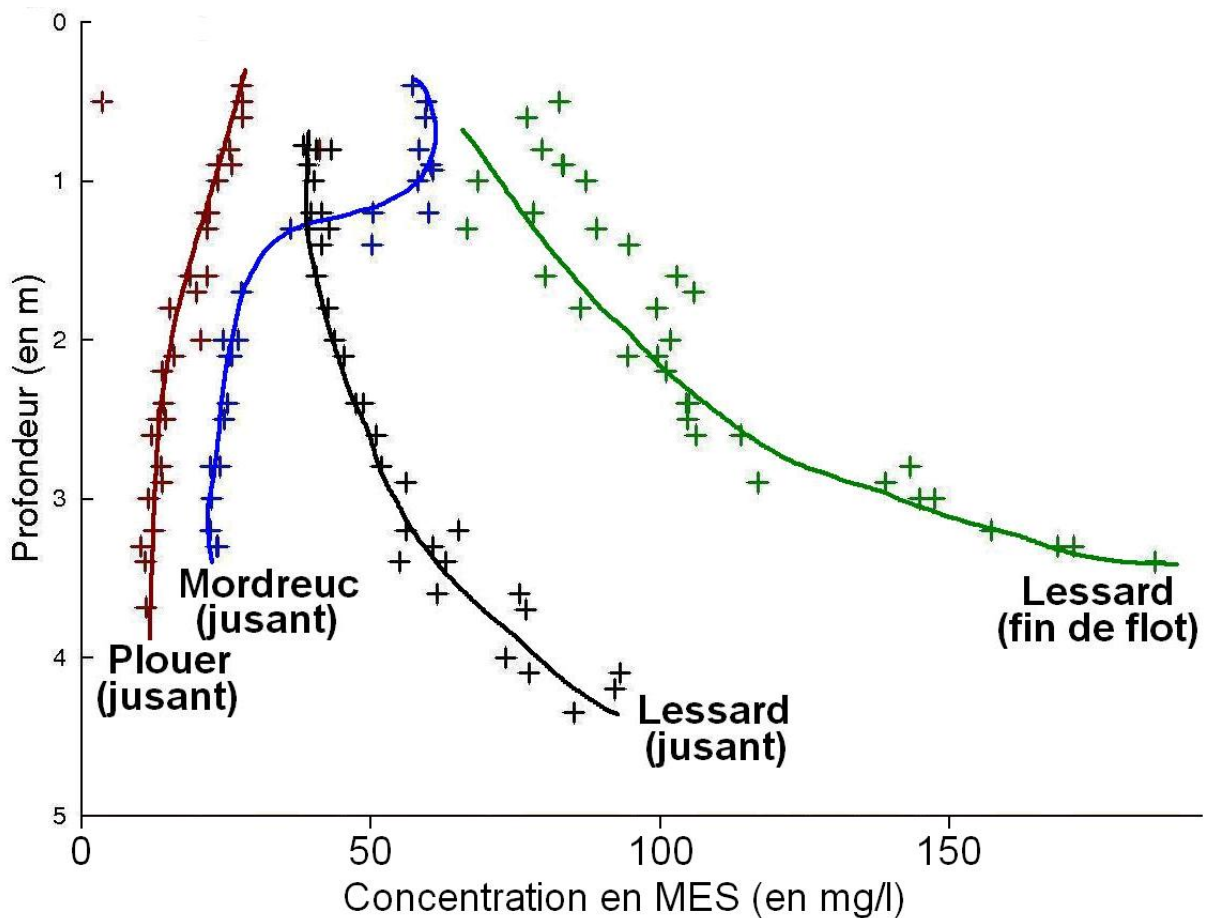


Figure III-13 : Profils de concentration en différents points de l'estuaire de la Rance

I.5. Modélisation du transport sédimentaire dans l'estuaire de la Rance

I.5.1. Présentation des études antérieures

De nombreuses études de modélisation de l'estuaire de la Rance ont été menées depuis une dizaine d'années par EDF, par le LNH et par Sogreah (Le Normant et Marcos, 1999, Denot et Marcos, 1999, Sogreah, 1999 et 2001, Guesmia et al, 2000 et 2001, ...). Le modèle hydrosédimentaire de l'estuaire de la Rance est en évolution constante depuis sa création, il a pour objectifs :

- de mieux cerner les mécanismes qui gouvernent l'envasement,
- d'optimiser les procédures d'extraction de sédiment en testant différents scénarii de dragage. Le modèle de Rance a été utilisé après le creusement du piège à sédiment du Lyvet, du dragage de la zone de Mordreuc ainsi que pour tester numériquement l'effet d'une chasse hydraulique (Guesmia et al, 2001),
- de simuler les évolutions de l'estuaire à moyen terme,
- d'étudier la qualité de l'eau.

Le système de modélisation TELEMAC a été retenu pour simuler les écoulements, le transport sédimentaire et la qualité des eaux. Les principaux paramètres utilisés sont présentés ci-dessous.

Les écoulements dans l'estuaire sont simulés avec TELEMAC2D. Ils sont calculés à partir des débits de la Rance et des débits au niveau des turbines et des vannes de l'usine marémotrice (ces données sont fournies par EDF). Trois types de débit à l'usine ont été distingués. Ils correspondent aux débits de fonctionnement de l'usine quand les variations de coefficient de marée sont importantes, moyennes ou faibles. Deux débits de Rance ont été retenus : $15 \text{ m}^3/\text{s}$ et $2 \text{ m}^3/\text{s}$. Finalement, six hydrodynamiques de 15 jours ont été calculées. Le maillage sur lequel s'appuient les calculs comporte 6250 points et 11505 éléments triangulaires. Il est représenté sur la Figure III-14. Un coefficient de Strickler variable a été utilisé (le frottement à l'amont est plus élevé). La validation de l'hydrodynamique a été réalisée par Sogreah (2001).

Débits au niveau de l'usine

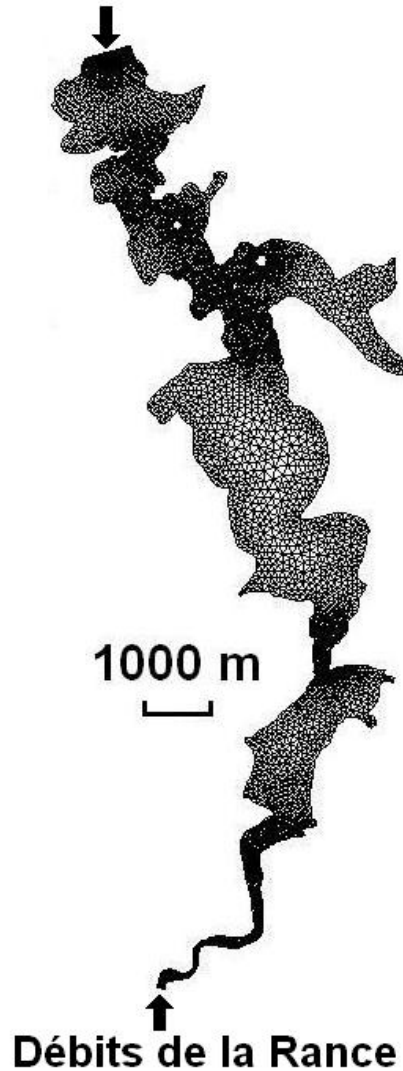


Figure III-14 : Maillage de l'estuaire de la Rance

Le transport sédimentaire dans l'estuaire de la Rance est simulé avec une version « développeur » de SUBIEF2D dans laquelle est intégrée un modèle de gestion des dépôts vaseux multicouches empirique (Teisson, 1993). Ci-après, nous décrivons les principaux paramètres qui ont été introduits dans le modèle avant le début de la thèse (Guesmia et al, 2001).

La vitesse de chute des sédiments est variable : trois zones ont été définies pour rendre compte de l'influence de la salinité sur la floculation. Les vitesses de chute varient de $2,5 \text{ mm.s}^{-1}$ à l'aval à $0,25 \text{ mm.s}^{-1}$ à l'amont (Guesmia et al, 2001). Les formulations retenues pour le calcul des flux de dépôt et d'érosion sont celles de Krone et de Partheniades respectivement. La constante de Partheniades M vaut $1,875 \cdot 10^{-3} \text{ kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$. La loi donnant la contrainte critique d'érosion en fonction de la concentration de la couche en contact avec l'écoulement est donnée par Eq. III-1.

$$\text{Eq. III-1} \quad \begin{cases} \tau_{ce}(C) = 6,070.10^{-6} C^{1,953} \text{ si } C(\text{couche à éroder}) < 220 \text{ g/l} \\ \tau_{ce}(C) = 2,346.10^{-9} C^{3,41} \text{ sinon} \end{cases}$$

Cette loi est issue de mesures de rigidité initiale $\tau_y(C)$ réalisées à l'aide d'un viscosimètre Brookfield par Bonnot – Courtois et Lafond (1991) et d'une formule proposée par Bonnot – Courtois et al (1993) : $u_{ce} = 0,018 \tau_y^{0,31}$ dans laquelle u_{ce} est la vitesse critique d'érosion au fond. Un réajustement empirique des contraintes critiques d'érosion a été appliqué dans la partie aval pour « considérer la proportion importante de sables ». Les concentrations aux limites du domaine de calcul ont été fixées à 15 mg/l à l'aval et à 0 mg/l à l'amont. L'influence du glissement de la crème de vase sous l'effet de la pente du fond a également été considéré en définissant une pente maximale au-delà de la quelle le sédiment présent dans les couches superficielles glisse.

Les valeurs introduites dans le modèle empirique de tassement (Tableau III-1) ont été déterminées à partir d'essais de tassement en colonnes (Bonnot – Courtois et Lafond, 1991). Les temps de séjour ont été multipliés par deux à l'aval. Notons que la couche supérieure à une concentration de 100 g/l ($< C_t$), ce qui implique que la crème de vase est supposée appartenir au fond.

L'initialisation des dépôts et des MES est un point délicat. Une procédure a été mise au point par Guesmia et al (2001) pour obtenir un état initial dans lequel les concentrations en MES et les dépôts sont réalistes. Elle consiste à réaliser une simulation sur 15 jours dans laquelle, à $t = 0$, la concentration en MES est très élevée (partout) et les dépôts sont nuls. A la fin de cette simulation, des dépôts importants sont formés et les concentrations en MES sont supposées « réalistes ». Partant du principe que les couches du fond sont tellement concentrées qu'elles ne seront pas érodées, Guesmia et al (2001) considèrent qu'elles peuvent être assimilées au fond non érodable. L'état initial considéré est un état dans lequel les MES sont celles qui ont été calculées à la fin de la simulation d'initialisation et dans lequel seules les couches « remobilisables » des dépôts formés pendant la simulation d'initialisation sont conservées.

| N° de couche | Temps de séjour | Concentration (g/l) |
|--------------|-----------------|---------------------|
| 10 | 15 mm | 100 |
| 9 | 20 mm | 104 |
| 8 | 55 mm | 108,5 |
| 7 | 4 h 15 mm | 130 |
| 6 | 21 h 30 mm | 220 |
| 5 | 32 h 20 mm | 290 |
| 4 | 2 j 14 h 15 mm | 337 |
| 3 | 6 j 1 h 40 mm | 391 |
| 2 | 27 j 8 h 35 mm | 452 |
| 1 | ∞ | 480 |

Tableau III-1 : Temps de séjour et concentration par couche (d'après Guesima et al, 2001)

I.5.2. Nouveau paramétrage du modèle de l'estuaire de la Rance

Les mesures de turbidité que nous avons réalisées nous ont permis de constater :

- qu'un bouchon vaseux était présent dans la partie amont de l'estuaire de la Rance même lorsque les concentrations entrantes au niveau du barrage étaient très faibles
- que les concentrations en MES au niveau du barrage pouvaient rester très faibles ($< 1 \text{ mg/l}$) sur de longues périodes.

En réalisant de nombreux tests avec la version du modèle de Rance paramétré comme décrit ci-dessus, nous nous sommes aperçu que ces deux caractéristiques n'étaient pas simulées (la concentration en MES au niveau de l'usine est fixée à 15 mg/l). De plus, un grand nombre de

phénomènes ont été introduits dans ce modèle (glissement, variabilité sur de la vitesse de chute, sur la loi d'érosion et sur les paramètres de tassement) de telle sorte qu'il est à présent très délicat d'estimer l'influence de chacun d'entre eux. Partant de ce constat, nous avons décidé de mener une réflexion sur l'ensemble des paramètres du modèle. L'objectif que nous nous sommes fixé est d'avoir un modèle d'estuaire :

- qui donne des résultats valables qualitativement aussi bien au niveau des évolutions topographiques que des concentrations de MES et
- basé sur un nombre limité de paramètres.

La définition de la nouvelle référence est décrite ci-après.

En ce qui concerne les interactions entre l'hydrodynamique et le transport sédimentaire (Figure III-15), elles peuvent être traitées soit de façon couplée (cette solution consiste à calculer les écoulements, le transport des MES et les évolutions du fond à chaque pas de temps), soit de façon découplée (cette solution consiste à calculer les écoulements sur une période longue (quelques jours) puis à calculer le transport sédimentaire en supposant que les évolutions du fond par érosion, dépôt et tassement ne modifient pas de façon significative les écoulements sur la période considérée).

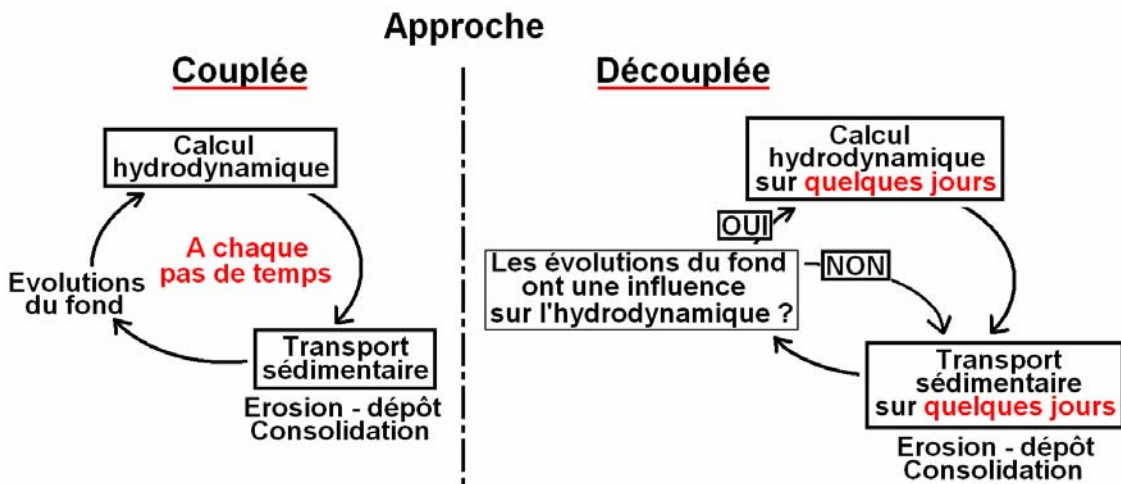


Figure III-15 : Couplage hydrodynamique - transport sédimentaire

Pour le cas de la Rance et avec nos moyens informatiques, il faut compter, pour une simulation portant sur un cycle lunaire, environ une heure de calcul pour le transport sédimentaire et une journée de calcul pour l'hydrodynamique. Le gain de temps de calcul apporté par l'utilisation d'une approche découplée est donc considérable. Cependant, comme nous souhaitons réaliser des calculs à moyen ou à long terme, les évolutions topographiques du fond deviendront au bout d'un certain temps importantes. L'hypothèse selon laquelle les évolutions sont assez faibles pour n'induire aucune modification significative des écoulements ne sera alors plus valable. Il serait donc intéressant de définir un critère pour savoir quand il devient nécessaire de recalculer les écoulements. C'est un problème complexe car :

- en utilisant un critère global, on risquerait d'omettre des phénomènes localisés pouvant perturber de façon significative les écoulements (bouchage du chenal de navigation par exemple)
- en utilisant un critère local, on serait amené à recalculer les écoulements sur tout le domaine dans des cas où les évolutions du fond sont tellement localisées qu'elles ne justifient pas de recalculer complètement l'hydrodynamique.

Le fait qu'il y ait des zones découvrantes complique également la définition du critère. Dans une première approche, nous avons négligé l'influence des évolutions topographiques sur les écoulements c'est-à-dire que nous avons conservé la même hydrodynamique pour réaliser nos simulations de transport sédimentaire.

Les six hydrodynamiques calculées avec TELEMAC2D ont été validées (Sogreah, 2001). Nous avons donc décidé de les conserver mais nous avons préféré considérer une hydrodynamique standard définie sur un cycle lunaire plutôt que six hydrodynamiques définies chacune sur quinze jours. L'hydrodynamique de référence que nous avons considérée a été obtenue en concaténant deux fichiers hydrodynamiques associés à un débit de Rance de $2 \text{ m}^3/\text{s}$. En procédant de la sorte, une large gamme de coefficients de marée est balayée (ces coefficients passent de 49 à 98 puis redescendent à 28, remontent à 106 et diminuent à nouveau jusqu'à 47). De plus, il est possible de faire tourner l'hydrodynamique en boucle car les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement au début et à la fin de l'hydrodynamique l'autorisent, ce qui est pratique pour réaliser des simulations longues. L'hydrodynamique utilisée dans nos calculs représente une situation caractéristique mais ne permet pas de prendre en compte l'ensemble des conditions hydrodynamiques que l'on peut rencontrer dans la Rance (sur le site, le débit de Rance n'est constant et les variations de coefficients de marée ne sont identiques d'un cycle lunaire à l'autre).

Une autre simplification que nous avons faite a consisté à enlever du code le modèle empirique de Teisson (ce choix se justifie par la mise en évidence des limites de ce modèle au chapitre précédent) au profit d'un fond homogène (qui n'est soumis ni à la sédimentation, ni à la consolidation). La concentration du fond que nous avons choisie est de 500 g/l . Cette valeur correspond approximativement à la concentration des prélèvements de vase fraîche (tout juste découverte par la marée) que nous avons effectués sur les bords du chenal de navigation à Lyvet. Nous avons également fait le choix de considérer un cas dans lequel le fond est homogène afin de pouvoir par la suite tester par comparaison l'influence du MMSCG.

Ensuite nous avons supprimé toutes les variabilités spatiales sensées prendre en compte la présence de sables (variabilité sur la vitesse de chute, sur la loi d'érosion). Dans l'approche retenue, bien que l'on sache que de manière générale, les mélanges sablo-vaseux sont très importants, on se limite aux sédiments cohésifs car toutes les problématiques liées à la gestion des sédiments dans la Rance ne concernent que ce type de sédiment.

Pour la vitesse de chute, nous avons considéré une vitesse standard beaucoup plus faible et plus réaliste que celle qui était introduite dans la version précédente : $W_s = 0,1 \text{ mm/s}$. Nous n'avons pas pris en compte la variation de la vitesse de chute en fonction de la salinité ou de la turbulence.

Nous avons également modifié la procédure d'initialisation des dépôts de sédiments et des MES. Partant du principe que la majorité des dépôts étaient situés dans la partie amont, nous avons imposé au début de la simulation d'initialisation :

- aucune MES et
- un mètre de sédiment (de concentration $C = 500 \text{ g/l}$) à l'amont, un stock nul à l'aval et une régression linéaire entre les deux.

Nous avons conservé la même formulation pour le dépôt mais nous avons modifié la loi d'érosion de telle sorte que l'on ait des concentrations en MES en accord avec les observations de terrain (Bonnot – Courtois et al, 2002 et Thiébot et al, 2007c). La constante de Partheniades n'a pas été modifiée. En prenant $\tau_{ce} = 0,6566 \text{ Pa}$, nous avons obtenu des concentrations en MES réalistes (Figure III-17). Comme l'ajustement a été fait avec un fond homogène de concentration 500 g/l , nous avons recalculé la formulation équivalente pour un fond multicouches à partir de la relation Eq. III-1. La nouvelle loi ainsi obtenue est donnée par Eq. III-2.

$$\text{Eq. III-2} \quad \begin{cases} \tau_{ce}(C) = 2,238.10^{-6} C^{1,953} \text{ si } C(\text{couche à éroder}) < 367 \text{ g/l} \\ \tau_{ce}(C) = 4,110.10^{-10} C^{3,41} \text{ sinon} \end{cases}$$

I.5.3. Résultats obtenus avec un fond homogène

Après avoir réalisé une simulation d'initialisation sur un cycle lunaire, nous avons fait un calcul sur 10 cycles lunaires. Des points de sondage numériques ont été disposés en différents points de l'estuaire (Figure III-16). Les concentrations en MES au milieu du chenal (sur les points 1493, 1996, 4569, 4501, 5851, 4476 et 5294) sont représentées sur la Figure III-17. Ce sont des valeurs moyennées pendant le dixième cycle lunaire.

Les évolutions apportées au modèle de la Rance ont été bénéfiques. En effet, avec le nouveau paramétrage :

- les concentrations en MES augmentent à mesure que l'on se dirige vers l'amont de l'estuaire,
- les concentrations maximales en MES (au milieu du chenal) sont situées dans les environs de Lessard,
- les ordres de grandeurs de concentrations en MES sont conformes aux mesures in situ (Bonnot – Courtois et al 2002 et Thiébot et al, 2007c).

La concentration à proximité immédiate de l'écluse du Châtelier est quasiment nulle car nous avons imposé à la limite amont une concentration nulle en MES et un débit constant de 2 m³/s.

Rappelons que cette validation est qualitative et que nous n'avons pas la prétention de simuler précisément l'évolution des concentrations en MES. Il n'existe d'ailleurs pas à l'heure actuelle de données qui nous permettraient de valider quantitativement les résultats des simulations.

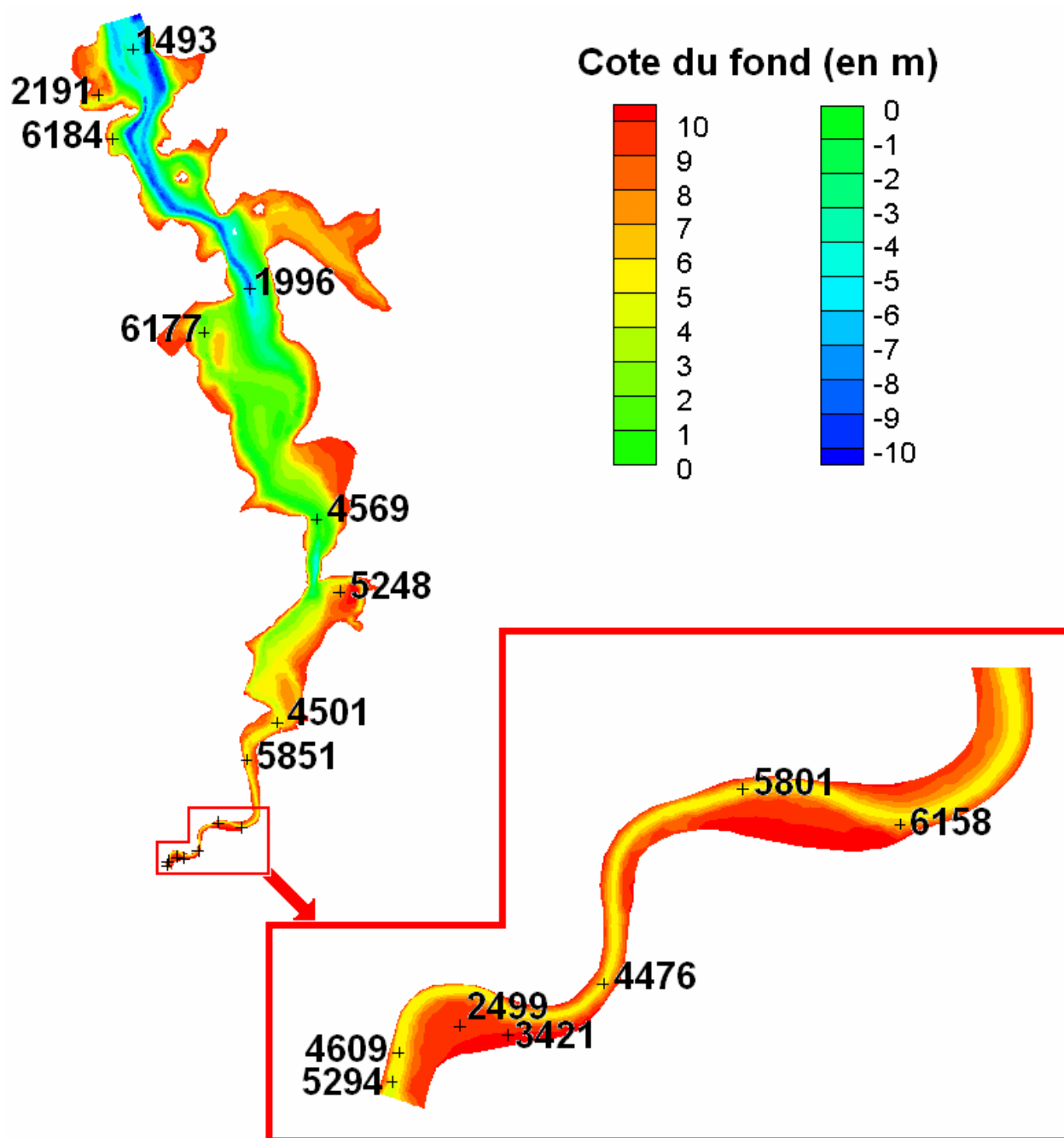


Figure III-16 : Localisation des points de sondage

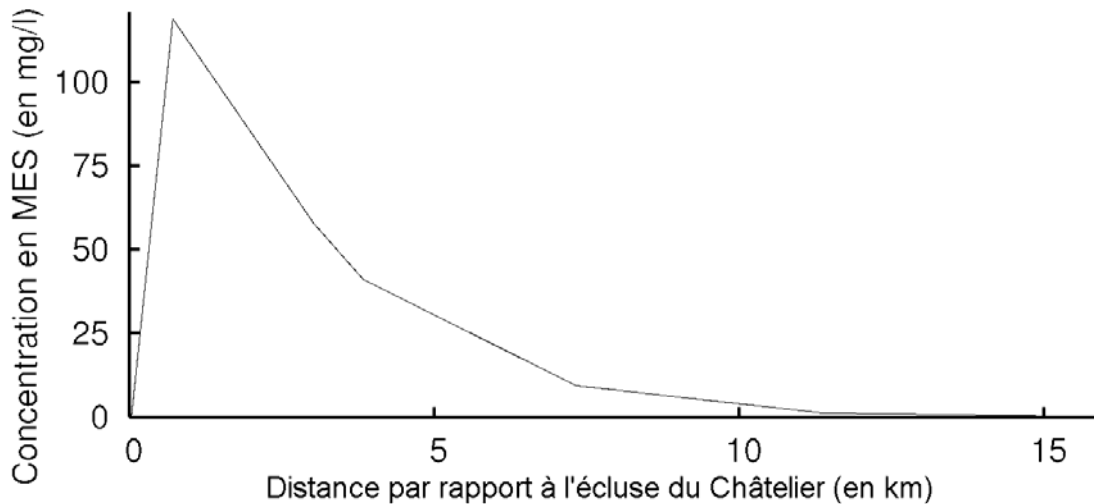


Figure III-17 : Variation spatiale de la concentration MES moyennée pendant le 10^{ème} cycle lunaire (cas sans MMSCG)

I.5.4. Résultats obtenus après intégration du MMSCG

Les relations constitutives retenues pour le paramétrage du MMSCG sont données par Eq. II-16 et par Eq. II-17. Les concentrations des 10 couches ont été prises uniformément entre 100 et 1000 g/l. La concentration maximale a été choisie assez élevée pour ne pas sous-estimer le tassement en limitant la concentration maximale dans le dépôt à une valeur donnée. Plusieurs valeurs ont été testées pour la concentration minimale. Il est apparu que les couches de concentration inférieures à 300 g/l étaient généralement vides ou possédaient une épaisseur négligeable. Nous avons tout de même fixé la valeur minimale à 100 g/l, ceci afin de ne pas contraindre le MMSCG en lui imposant une valeur minimale trop élevée. Une valeur inférieure à 100 g/l pour la couche supérieure n'aurait certainement pas été adaptée du fait qu'en dessous de cette valeur, la stratégie qui consiste à considérer que la crème de vase fait partie du fond devient injustifiée.

Afin de tester l'influence du MMSCG, nous avons comparé les résultats obtenus après dix cycles lunaires sans MMSCG (fond homogène à 500 g/l) et avec le MMSCG. Bien entendu les simulations ont été lancées dans les mêmes conditions : à $t = 0$, les concentrations en MES et les dépôts (initialement homogènes avec une concentration $C = 500$ g/l) étaient identiques dans les deux simulations.

Nous avons choisi un pas de temps de 300 secondes pour le MMSCG. Ainsi, les temps de calcul (pour 10 cycles lunaires) sans et avec MMSCG sont respectivement de 48817 secondes et de 58542 secondes. Le surcoût de calcul induit par le MMSCG est donc, avec ce pas de temps, de 20 %.

Le premier résultat porte sur la carte des dépôts (Figure III-18).

Dans les deux simulations (avec et sans MMSCG), on constate que les dépôts se localisent principalement dans les anses et dans les baies situées à l'amont de l'estuaire. Le « zoom » sur la partie amont montre que les dépôts sont plus importants dans le chenal que sur les vasières.

L'influence du MMSCG est sensible surtout dans la partie amont. Des différences assez marquées existent avec des écarts de plusieurs dizaines de centimètres par endroits. Même si les épaisseurs des dépôts diffèrent, globalement leur localisation est comparable sauf à proximité immédiate de l'écluse du Châtelier.

Afin de préciser d'avantage les différences entre les deux simulations, nous avons tracé sur la Figure III-19 l'évolution des dépôts en différents points pendant dix cycles lunaires.

Les courbes de la Figure III-19 montrent que :

- sur une échelle de temps de l'ordre de l'année, des écarts importants entre les épaisseurs du fond calculées avec et sans MMSCG apparaissent. Parfois, les tendances d'évolutions sont opposées, parfois elles coïncident. Il est donc difficile de généraliser quant à l'influence du MMSCG sur la topographie des fonds. En effet, le MMSCG influe à la fois sur le tassement et sur le potentiel d'érosion (donc sur la distribution des MES, donc sur la carte des dépôts).

- sur une échelle de temps de l'ordre de quelques jours, les évolutions topographiques associées à la simulation avec MMSCG sont beaucoup plus marquées. Sur les points 6158 et 5801 par exemple, avec le MMSCG, on distingue assez nettement les séquences de dépôts/tassement associées à chacun des cycles lunaires alors que celles-ci ne sont quasiment pas visibles avec un fond homogène. Logiquement, les phases de dépôt important interviennent à la suite de périodes favorables à une remise en suspension intense, c'est-à-dire après les périodes de vives eaux.

- sur une échelle de temps de l'ordre de quelques heures, la topographie varie beaucoup plus rapidement avec le MMSCG. Cela est particulièrement visible à l'amont (sur les points 3421 et 2499 notamment).

Les évolutions topographiques sont plus marquées avec le MMSCG qu'avec le fond homogène pour deux raisons principales. Premièrement, comme la présence de couches faiblement concentrées a tendance à favoriser l'érosion, il a y plus de MES et par conséquent les dépôts qui se forment quand les courants perdent leur intensité sont plus importants. Deuxièmement, pour un échange de matière équivalent entre le fond et la suspension (par érosion ou par dépôt), l'épaisseur des couches varie d'autant plus que leur concentration est faible (cf. Eq. II-3).

Les résultats précédents portent sur l'évolution de la hauteur des dépôts c'est-à-dire sur l'évolution de $ZF - ZR$. Si on s'intéresse à la masse de sédiment déposée plutôt qu'à son volume, il est nécessaire de s'intéresser aux profils de concentration des dépôts. Nous avons prélevé des « carottes numériques » à des instants pour lesquels les concentrations en MES sont élevées pour la Rance (hydrodynamique associée à un coefficient de marée de 85) et faibles (hydrodynamique associée à un coefficient de 47). La répartition du sédiment entre les couches est représentée sur la Figure III-20. Celle-ci montre que les couches peu concentrées ($C < 300$ g/l) ne contiennent que peu de sédiment. En fait, elles remplissent le rôle de couches de transition mais le sédiment n'y séjourne que très peu de temps soit parce qu'il est remis en suspension par érosion (la contrainte critique d'érosion associée à ces couches est faible), soit parce qu'il est transféré aux couches plus concentrées (la conductivité hydraulique ou la perméabilité sont assez élevées dans cette gamme de concentration contrairement aux contraintes effectives).

A l'exception des deux carottes associées au point 6158, pour lesquelles les évolutions semblent exagérées (peut être y a-t-il un effet de maillage en ce point), il semble que les carottes à Lyvet (point 2499 et 3421) se distinguent des autres. En effet, ce sont les seules carottes pour lesquelles la couche à 300 g/l a une épaisseur significative. La couche à 500 g/l est également plus épaisse que sur les autres points de sondage. Cette spécificité traduit le fait que des dépôts importants se produisent dans cette zone alors qu'ailleurs, l'évolution des carottes est gouvernée de façon quasi exclusive par la consolidation et par l'érosion (i.e. il n'y a quasiment pas de dépôt).

L'évolution de la répartition des sédiments entre les couches est lente. En effet, les différences entre les carottes prélevées le 22^{ème} et le 29^{ème} jour du dernier cycle lunaire simulé sont assez faibles. Les seuls écarts visibles se trouvent dans la partie supérieure des carottes surtout pour le point 6158 (pour lequel les évolutions semblent exagérées).

La Figure III-20 montre également que la concentration de la vase n'exécède pas 800 g/l (ou si c'est le cas la couche possède une épaisseur négligeable).

L'ordre de grandeur des concentrations des couches qui composent les dépôts semble cohérent avec les observations faites sur le site. En effet, pour réaliser nos essais de laboratoire, nous avons prélevé en surface de la vase fraîche, la concentration de celle-ci était de l'ordre de 400 ou 500 g/l. Cette valeur est comparable à celle des couches supérieures des carottes numériques.

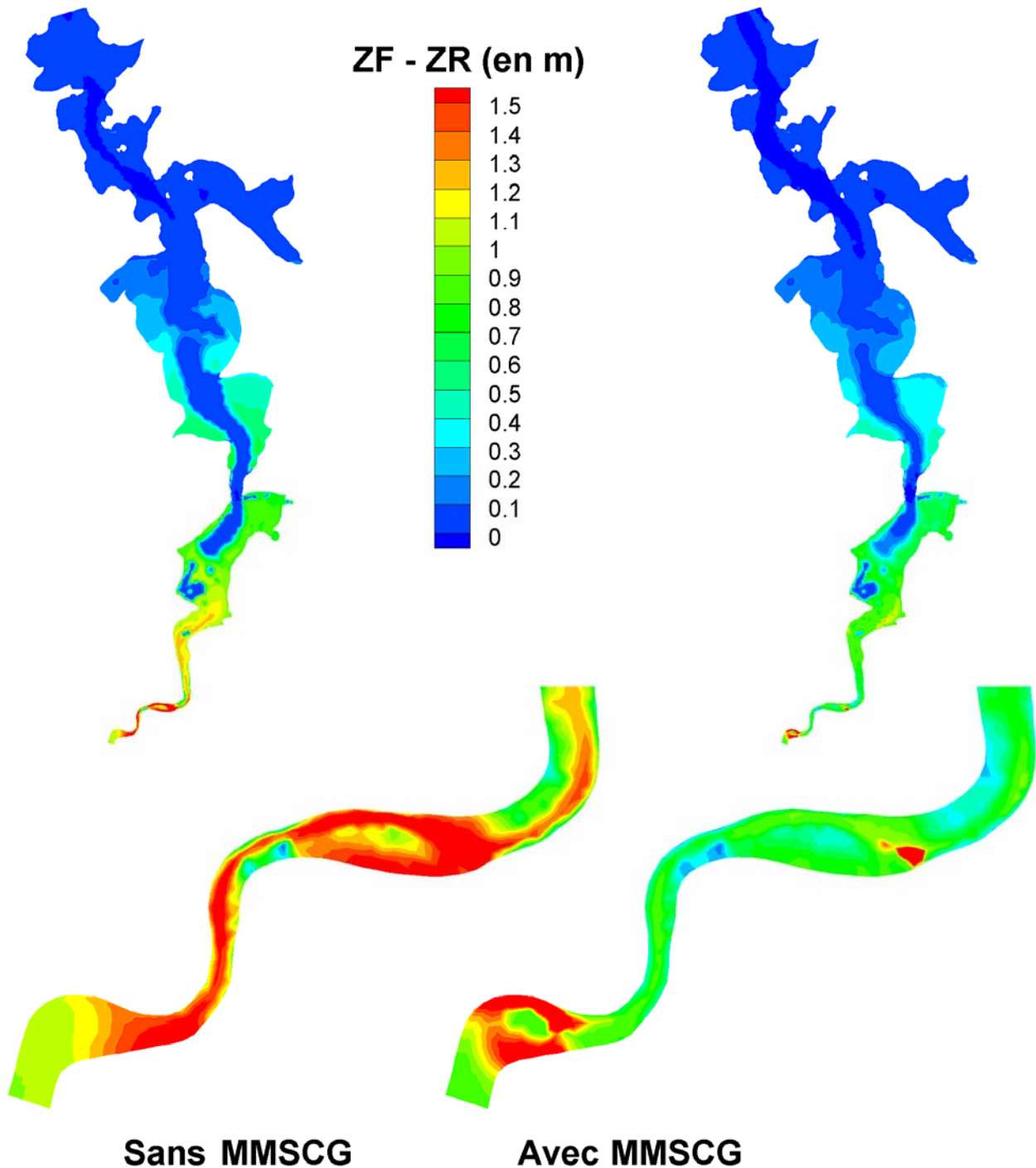


Figure III-18 : Carte des dépôts (ZF-ZR) au bout de 10 cycles lunaires avec un zoom sur la partie amont

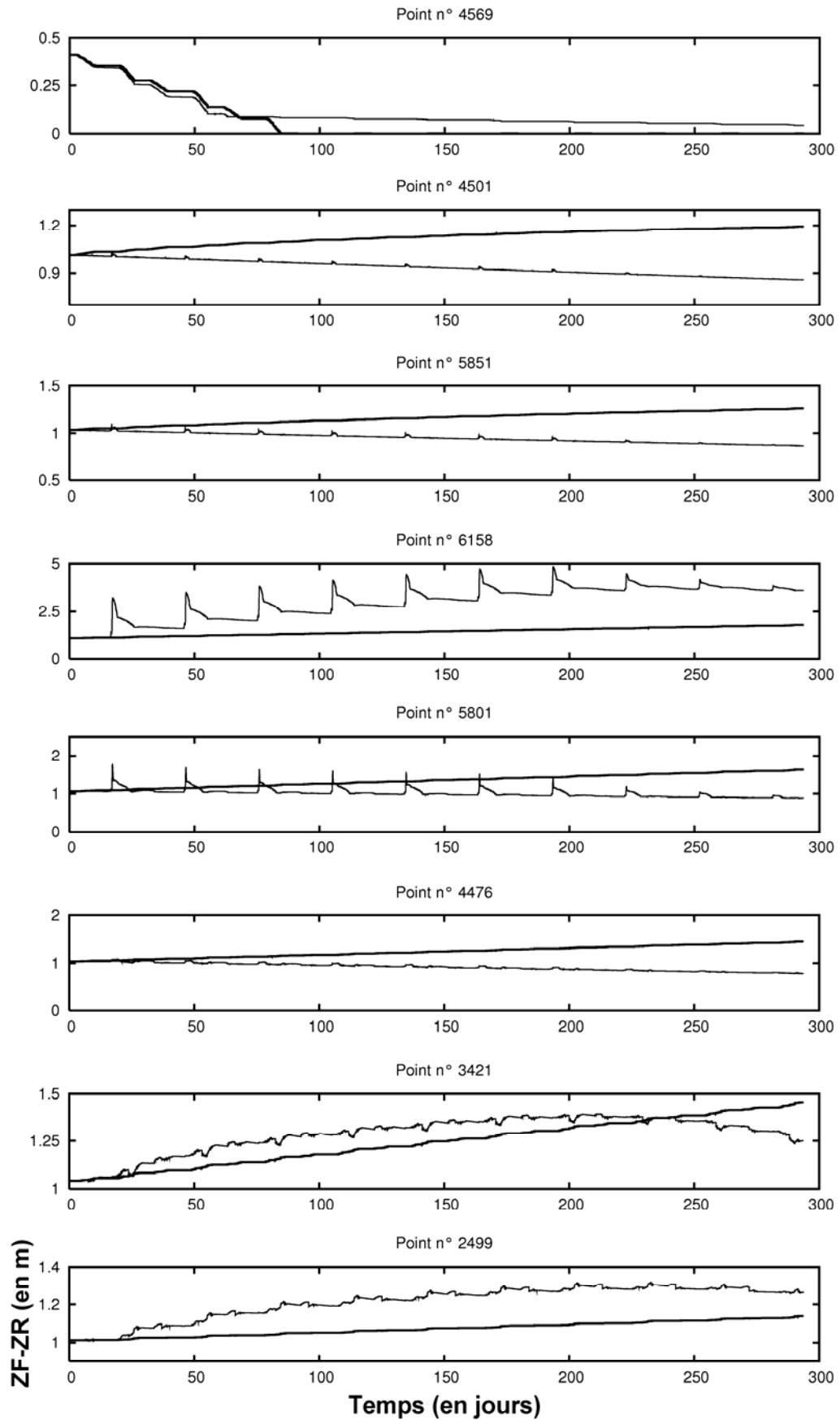


Figure III-19 : Evolution de l'épaisseur des dépôts sur 10 cycles lunaires. En trait gras : sans MMSCG ;
En trait fin : avec MMSCG

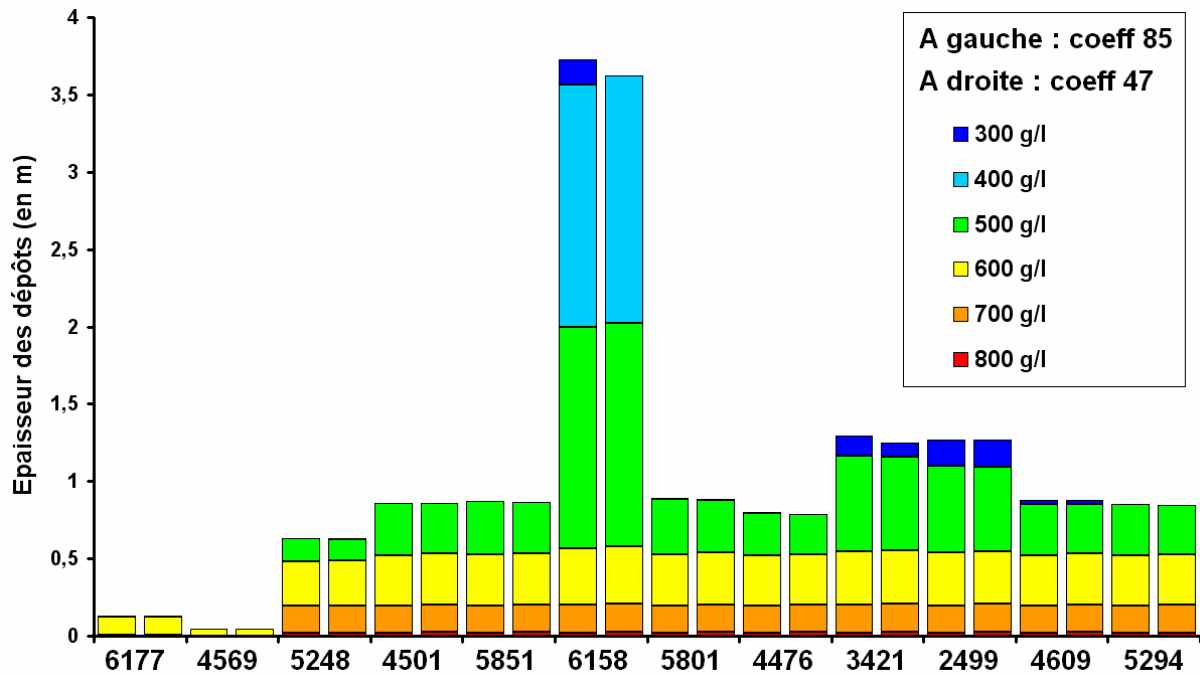


Figure III-20 : Carottes numériques obtenues au bout de 9 cycles lunaires + 22 jours (coeff. 85) et au bout de 10 cycles lunaires (coeff. 47)

Le MMSCG a une influence forte sur la répartition des MES puisqu'il influe sur le potentiel d'érosion des dépôts (Figure III-21). L'utilisation du MMSCG a tendance à favoriser les échanges entre la suspension et le fond ce qui se traduit par des concentrations en MES plus importantes. Les variations de concentration en MES sont de plus en plus marquées à mesure que l'on se rapproche de Lyvet.

Nous avons tracé l'évolution des concentrations en MES en différents points de sondage pendant le dixième cycle lunaire (cf. Annexe 1). Logiquement, les évolutions observées sur ces figures peuvent être mise en relation avec les évolutions topographiques. A l'aval, les remises en suspension (qui précèdent les périodes de dépôts) se produisent seulement pendant les périodes de très forts coefficients (≈ 20 jours après le début de chaque nouveau cycle lunaire) alors qu'à l'amont, elles se produisent de façon plus régulière (elles se produisent aussi pendant la période de vive eaux qui se produit environ 5 jours après le début de chaque nouveau cycle lunaire).

La forte activité de la zone amont est cohérente avec les constats suivants :

- les variations topographiques sont rapides et permanentes à l'amont (point 3421 et 2499 sur la Figure III-19)
- les couches supérieures des carottes (fortement sujettes à l'érosion et au dépôt) « prélevées » à l'amont sont plus épaisses qu'ailleurs.

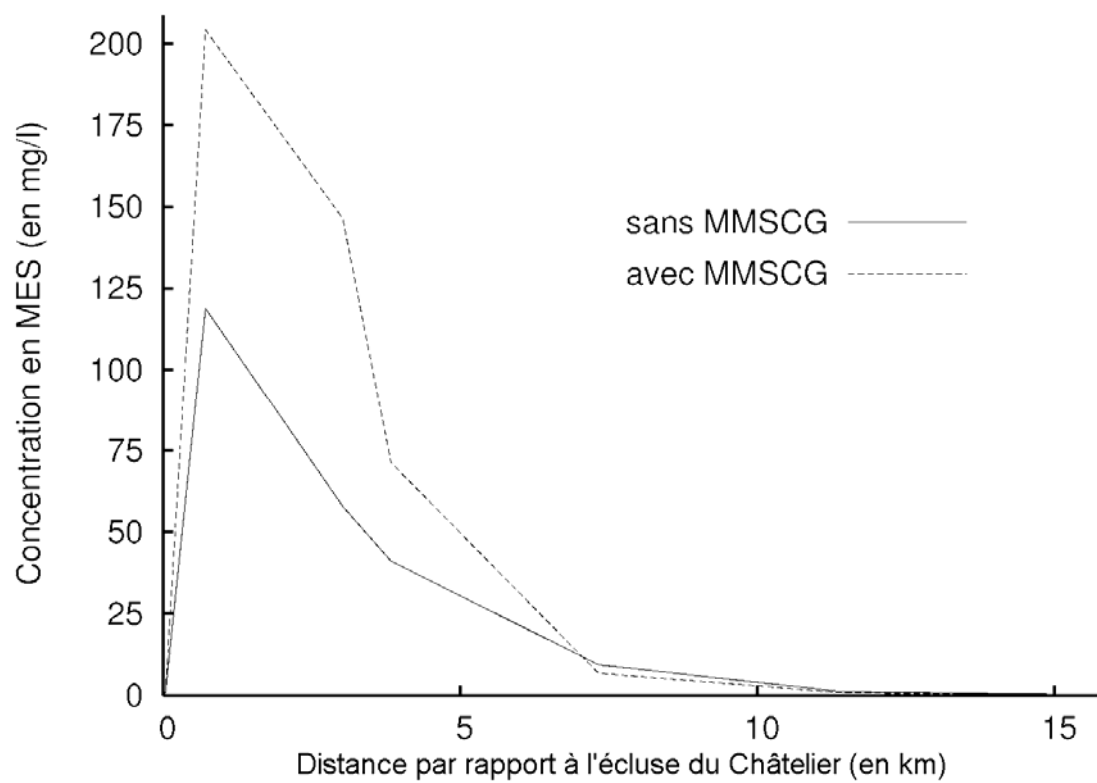


Figure III-21 : Variations spatiales des concentrations en MES moyennées pendant le 10^{ème} cycle lunaire

II. Etude des mécanismes à l'origine de la dégradation des berges de la Sèvre Niortaise

Le marais Poitevin a été façonné au cours des siècles par la construction de digues, de fossés, de canaux ou d'écluses. Aujourd'hui, les berges du Marais Poitevin sont soumises à un grand nombre de sollicitations mécaniques (présence de chaussée, de véhicules, d'habitations, ...) et hydrauliques (marnage régulé par les écluses notamment), de plus elles sont fragilisées par la présence de galeries creusées par les ragondins (espèce non autochtone).

Les dégradations observées sur le site sont de trois types : des déformations importantes, des fentes de dessiccation et des glissements gravitaires. Ces dégradations peuvent endommager les chaussées ou les habitations situées sur les berges et engendrer des coûts d'entretien important. En plus de l'impact économique, la dégradation des berges a également des conséquences sur le plan écologique puisque les berges constituent des zones très riches.

La réhabilitation des berges du Marais Poitevin constitue aujourd'hui un des enjeux majeurs du territoire. Dans cette perspective, l'Institution Interdépartementale du Bassin de la Sèvre Niortaise (IIBSN) met en place des chantiers de restauration. La technique utilisée est présentée sur la Figure III-22. Ces chantiers sont très coûteux et l'étendue des dégradations est importante c'est pourquoi il est nécessaire d'optimiser les travaux. Pour cela, une meilleure compréhension des mécanismes gouvernant les dégradations est nécessaire.

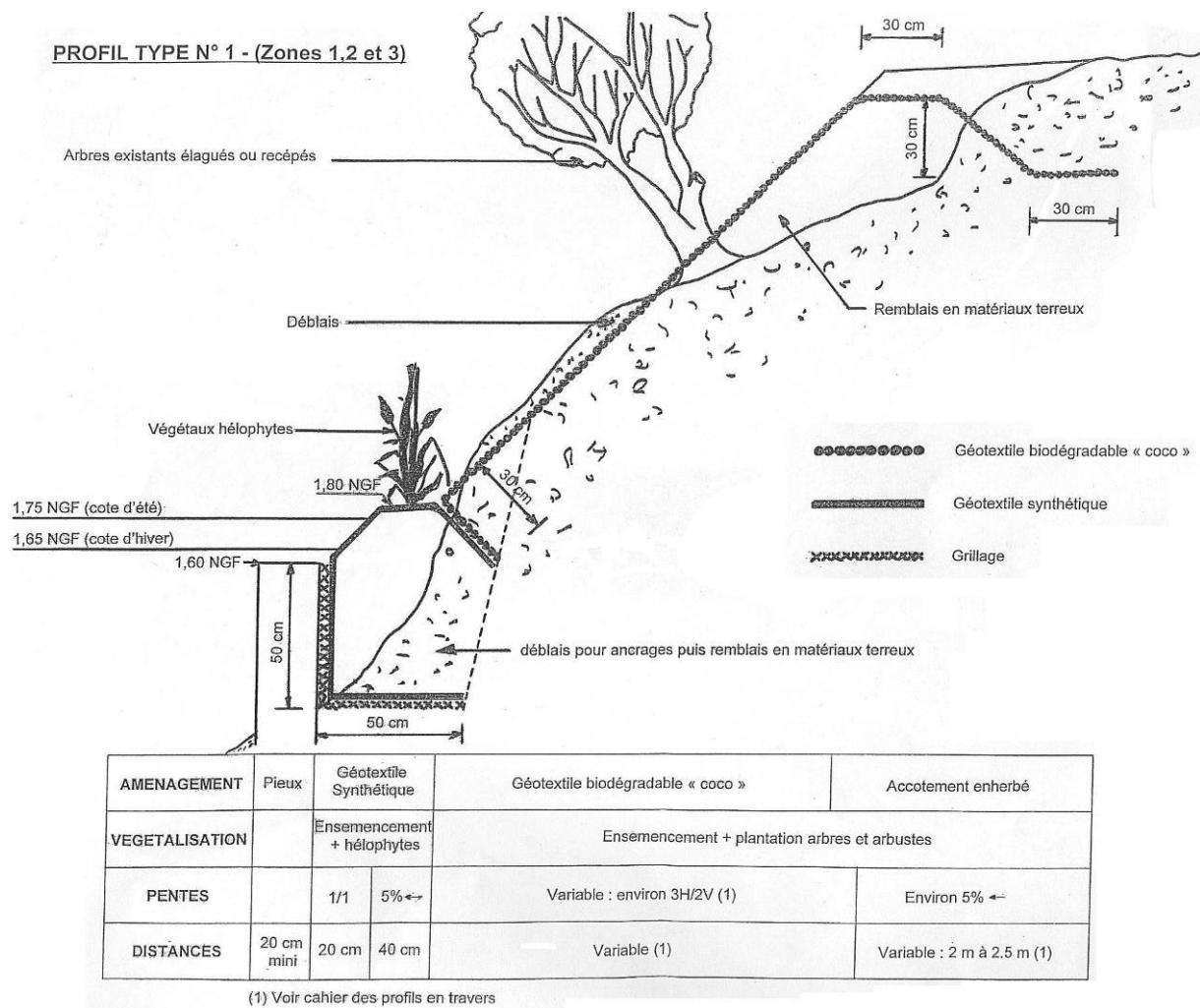


Figure III-22 : Travaux de restauration des berges (source : IIBSN)

Le site de Damvix (85) a été choisi pour mener les investigations (Thiébot et al, 2007d). La berge et la chaussée (la route des Cabanes) étudiées sont situées sur la rive droite de la Sèvre Niortaise.

Les dégradations observées se caractérisent par des déformations (Figure III-23a et Figure III-23b) et des fissurations (Figure III-23c) importantes. Elles sont visibles nettement sur partie de la route située côté Sèvre. Quelques glissements rotationnels peu profonds ont également été observés. Dans le plan vertical, les surfaces de glissement décrivent un arc de cercle qui relie la base de la berge (niveau d'attaque de la berge par les eaux) et le bord de la chaussée. Dans le plan horizontal, les zones effondrées ont la forme de demi loupes de quelques mètres de diamètre. Trois zones ont été restaurées en rive droite et un affaissement est visible en rive gauche (Figure III-23d).

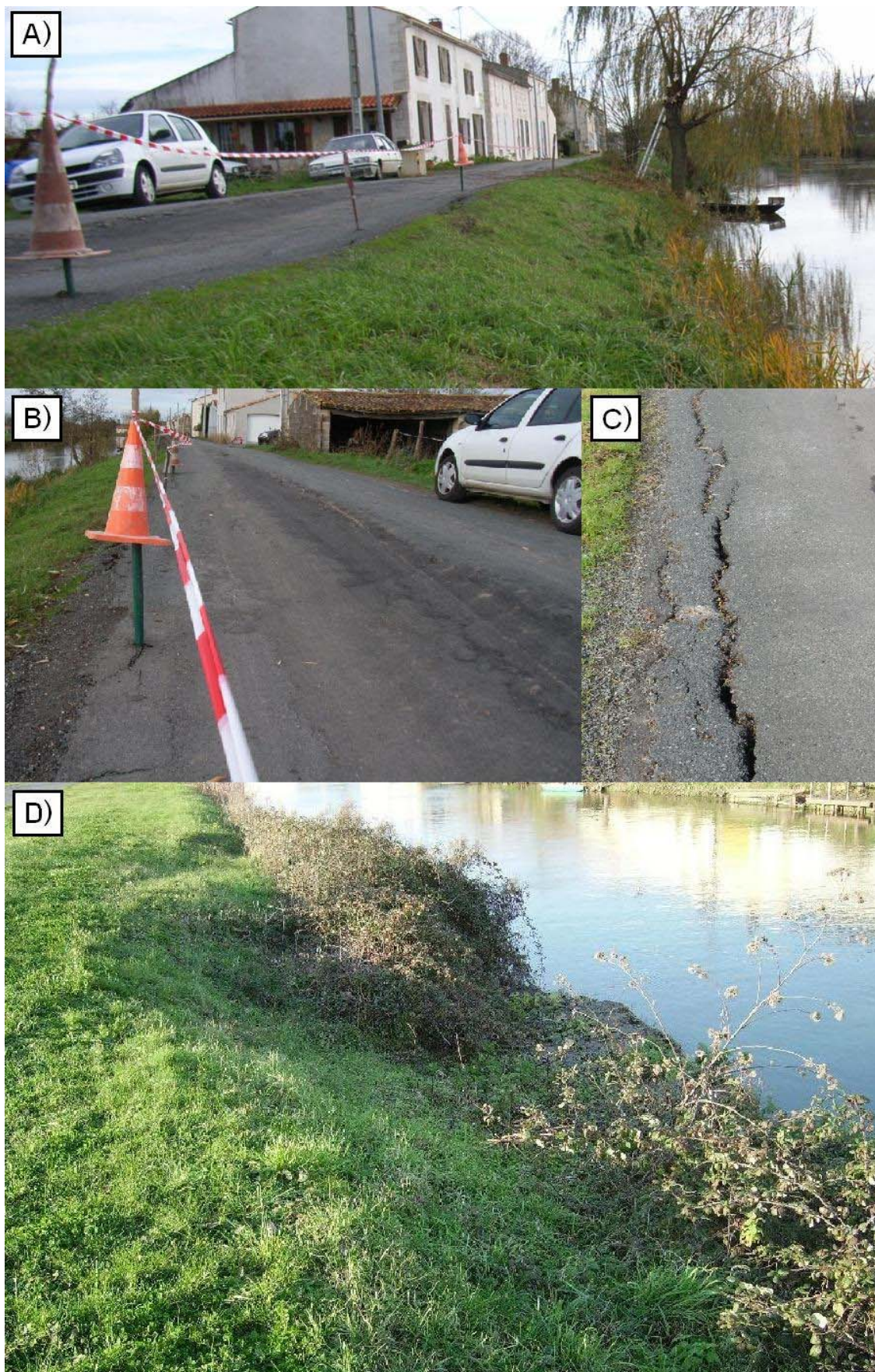


Figure III-23 : Degradations observées à Damvix : A et B) déformations de la chaussée (Photos IIBSN) ; C) fissurations ; D) glissement rotationnel

II.1. Mission de reconnaissance géotechnique

La mission de reconnaissance des sols joue un rôle très important dans la compréhension des mécanismes qui régissent l'évolution des berges. Elle apporte des informations sur la nature du sol et sur le rôle joué par l'eau. Elle permet également de paramétrer le modèle numérique de talus.

II.1.1. Etude géotechnique du CEBTP

Des travaux de reconnaissance des sols ont été menés par le CEBTP (2002) pendant l'hiver 2001 - 2002 sur trois zones situées à moins de 5 km du site d'étude (Maillé, Bazouin et l'île d'Elle). Les essais réalisés sont une analyse granulométrique, des sondages à la tarière avec mesures de teneur en eau, des essais de pénétration dynamique de type PM (cf Annexe 2), des essais triaxiaux et des essais au bleu de méthylène. Ces essais ont mis en évidence un contexte géotechnique identique sur les trois zones. Comme on peut supposer que le sol qui constitue les berges à Damvix possède des caractéristiques semblables, nous avons rassemblé ici les données obtenues par le CEBTP.

L'analyse granulométrique (Tableau III-2) montre que le sol étudié est un sol fin (plus de 50 % des grains ont une taille inférieure à 80 μm). Les sondages à la tarière (effectués dans les quatre premiers mètres par rapport au niveau supérieur de la berge) ont mis en évidence la présence d'argiles compactes relativement sèches en surface (jusqu'à 2 ou 3 m de profondeur) puis des argiles très plastiques à teneur en eau élevée jusqu'à 4 m de profondeur. La VBS⁴ mesurée par le CEBTP est de 8,2. Des essais triaxiaux⁵ ont permis de déterminer des valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne : 5 kPa et 32°. Les essais de pénétration dynamique ont montré que, sur l'ensemble de la zone de contrôle (10 m) et sur tous les points de sondage, le sol présente une faible résistance (< 3 MPa) aux sollicitations mécaniques.

| Ouverture des tamis (en mm) | % de passant |
|-----------------------------|--------------|
| 2 | 100 |
| 1 | 84,8 |
| 0,5 | 75,2 |
| 0,08 | 62,3 |

Tableau III-2 : Distribution granulométrique (d'après CEBTP, 2002)

II.1.2. Essais complémentaires réalisés sur la commune de Damvix

Dans un premier temps, nous avons réalisé des prélèvements à la tarière au point A (Figure III-24). Les sondages indiquent que de la terre végétale limono argileuse marron est présente dans les vingt premiers centimètres. Ensuite on rencontre une argile vasarde grise jusqu'à l'arrêt des sondages vers 6 m (travail réalisé par le CEBTP – SOLEN, 2007).

⁴ Les essais au bleu de méthylène ont pour but de caractériser l'activité argileuse des sols, c'est-à-dire leur sensibilité à l'eau. Le résultat de cet essai dépend de la quantité d'argiles présentes dans le sol d'une part et de la nature de ces argiles d'autre part. Les argiles absorbent une quantité de bleu de méthylène proportionnelle à leurs surfaces spécifiques lorsqu'elles sont mises en présence d'une solution de ce colorant. La valeur de bleu du sol ou VBS correspond à la quantité de bleu absorbée par 100 g de sol.

⁵ Aucune information n'est donnée sur le protocole expérimental utilisé. Comme les essais CD ou CU avec mesure de u (pression interstitielle) sont les plus judicieux, nous en avons déduit qu'il s'agissait de grandeurs effectives (C' et ϕ').

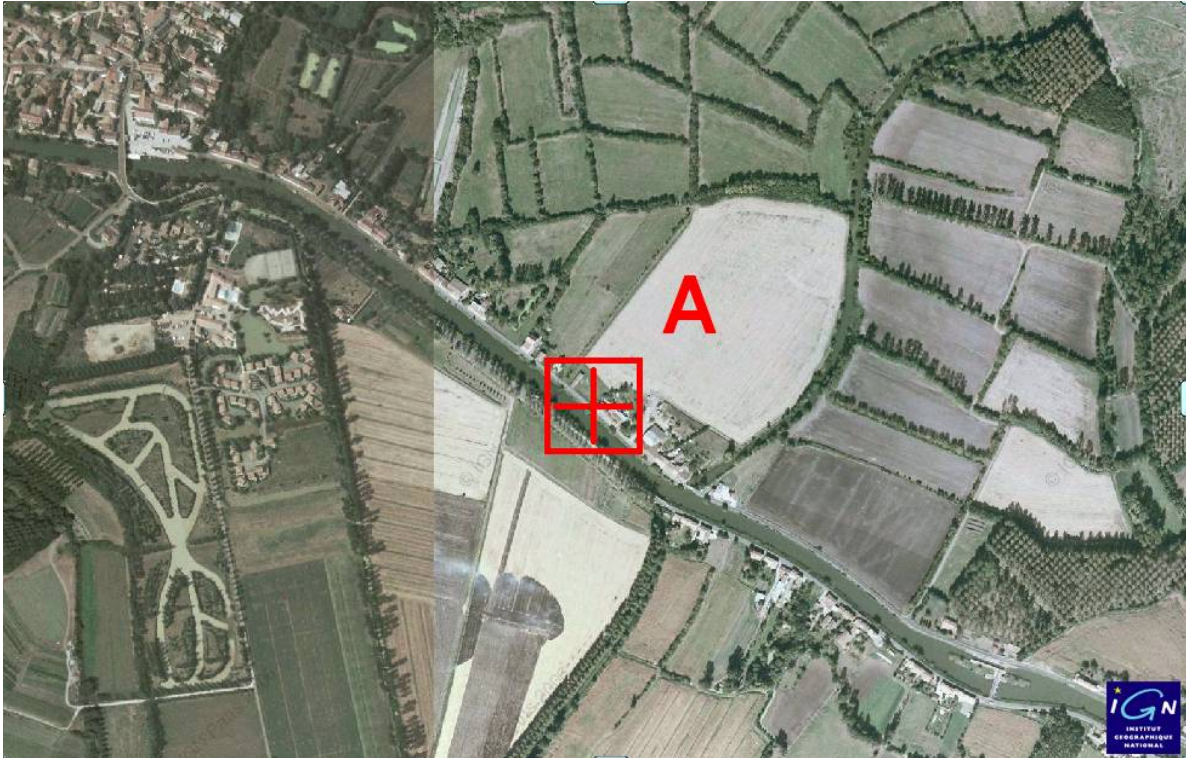


Figure III-24 : Localisation des prélèvements à la tarière et des piézomètres (source : Géoportail)

Nous avons réalisé une granulométrie laser (avec un microgranulomètre Coulter 230) sur des échantillons prélevés au point A à environ 3 m de profondeur (on ne s'intéresse ici qu'aux grains de dimensions inférieures à 80 μm). La courbe granulométrique fait apparaître deux familles principales de particules de dimensions de l'ordre de 0,2 et 5 μm (Figure III-25). La masse volumique du sol sec ρ_s , déterminée à l'aide d'un pycnomètre à hélium Micromeritics AccuPyc 1330 vaut 2607 kg/m^3 .

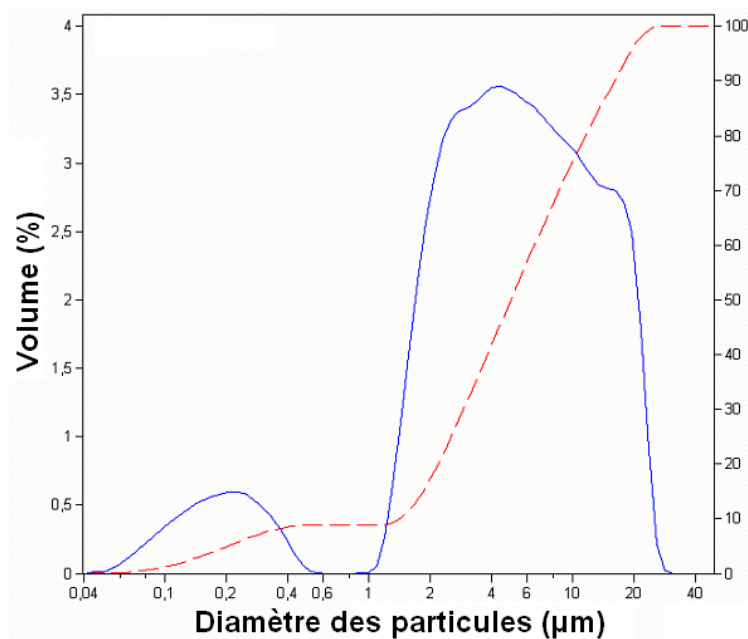


Figure III-25 : Distribution granulométrique du sol

Des profils hydriques ont été déterminés au point A par le CEBTP – SOLEN (2007). Dans la zone de mesure (saturée), la teneur en eau moyenne est de 58,4 %. Etant donné que la plupart des glissements et que les phénomènes de retrait/gonflement/dessiccation ont une origine hydraulique, nous avons proposé d'installer des piézomètres de chaque côté de la chaussée au point A. Les résultats des six premiers mois de mesure (du 21 décembre 2006 au 15 juin 2007) sont présentés sur la Figure III-26. A partir de ces courbes, nous pouvons estimer que le niveau maximal de la nappe au niveau des piézomètres est situé à environ trente centimètres de la surface du talus : sur la période considérée (période pendant laquelle on s'attend à atteindre les plus hauts niveaux piézométriques), la nappe est montée à 38 cm de la surface du talus côté Sèvre (Piézomètre P1) et à 30 cm de la surface du talus côté marais (Piézomètre P2). Ces courbes mettent également en évidence une corrélation assez nette entre les niveaux piézométriques et le niveau de la Sèvre. Cette forte dépendance entre les niveaux piézométriques et le niveau de Sèvre implique que la gestion des hauteurs d'eau dans le canal joue un rôle important dans la stabilité des berges. Il est donc nécessaire de limiter autant que possible l'amplitude des variations des niveaux de la Sèvre et d'éviter au maximum les variations brutales (lors des décrues par exemple). Un autre aspect intéressant est que le niveau piézométrique côté Sèvre est plus bas et plus fluctuant que le niveau piézométrique côté marais.

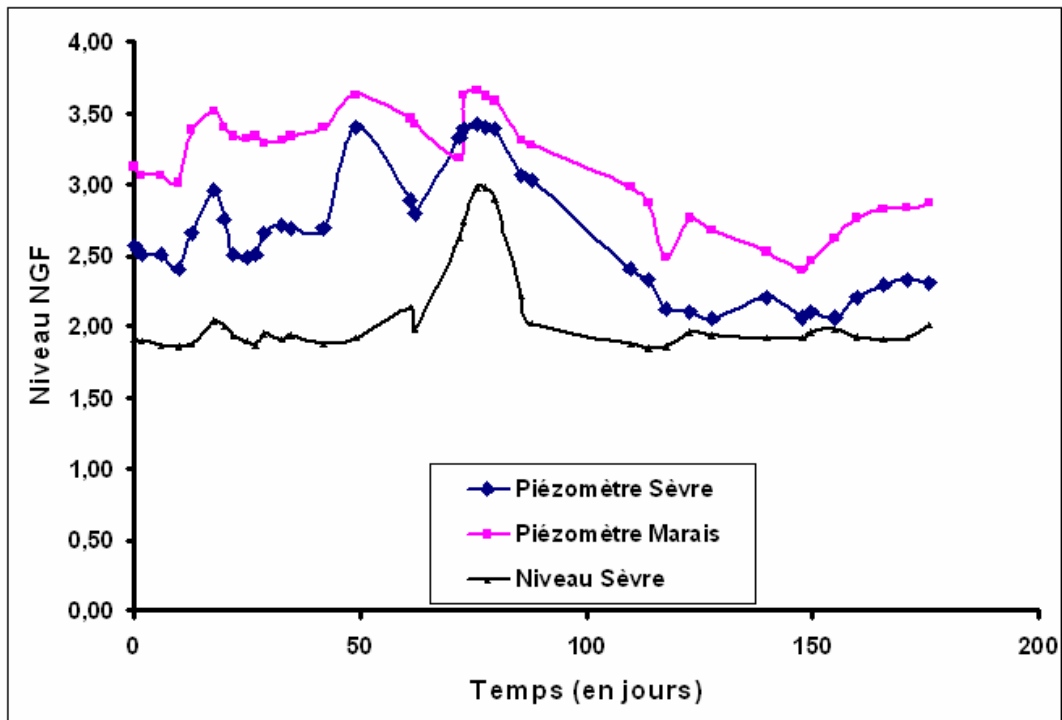


Figure III-26 : Niveaux piézométriques (NGF⁶) mesurés de part et d'autre de la route des cabanes au point A et niveaux de Sèvre (NGF)

L'étude du CEBTP (2002) a mis en évidence la forte activité du sol (8,2 est une VBS élevée). Cela indique d'une part que le sol qui constitue les berges est très sensible aux cycles de gonflement/retrait et à la dessiccation et d'autre part que le sol est très plastique (c'est-à-dire qu'il présente une faible résistance mécanique). Pour confirmer cette caractéristique (forte activité) nous avons réalisé une analyse par diffraction RX sur un échantillon de sol prélevé au point A à 3 m de profondeur. L'observation du sol en lames minces par

⁶ Le Nivellement général de la France (NGF) constitue un réseau de repères altimétriques disséminés sur le territoire français dont l'IGN a aujourd'hui la charge.

diffraction aux rayons X (avec un appareil Philips XPert MPD) montre que le sol contient beaucoup de smectite (Annexe 3). On peut également suspecter la présence de Vermiculite. D'après les premières analyses, la composition de l'échantillon est la suivante : 20% d'illite, 20% de kaolinite, 55% de smectite et 5% de chlorite. Cette composition est toutefois à considérer avec réserve car elle doit être affinée en interprétant les spectres après déconvolution.

Des essais triaxiaux CU avec mesure de u ont été réalisés sur des carottes prélevées au point A (Annexe 4). Des problèmes expérimentaux ont été rencontrés pendant les essais, les valeurs obtenues : $C' = 9$ kPa et $\varphi' = 28^\circ$ sont donc à considérer avec précaution.

Contrairement aux glissements rotationnels qui se produisent de façon localisée (les zones de glissement sont espacées de plusieurs dizaines ou centaines de mètres selon le niveau de dégradation de la berge) et qui engendrent des effondrements en forme de loupe, les déformations et les fissurations observées concernent la chaussée sur toute sa longueur (Figure III-23b). Il semble donc à première vue qu'il n'y ait pas de lien de cause à effet entre ces deux phénomènes. Afin de préciser ce point, nous avons étudié :

- l'apparition de glissements gravitaires en utilisant le modèle numérique de talus,
- les phénomènes de retrait/gonflement sur la base de résultats d'essais de laboratoire et d'observations de terrain.

II.2. Simulations numériques de la berge

Afin de mieux comprendre les mécanismes qui engendrent les glissements qui affectent les berges, nous avons utilisé le modèle numérique de talus décrit au deuxième chapitre (Thiébot et al, 2007a).

II.2.1. Les chargements

Parmi les sollicitations appliquées à la berge, nous avons retenu :

- Le poids de la berge. Il est pris en compte en considérant une zone saturée (de masse volumique ρ_{sat}) et une zone non saturée (de masse volumique $\rho_{non\ sat}$) séparée par une limite située à la distance P_N de la surface du talus.
- Les pressions induites par la Sèvre Niortaise. Elles sont supposées hydrostatiques et sont calculées par rapport au niveau de Sèvre noté N_S .
- Le poids de la chaussée et des véhicules. La chaussée a une largeur de 4 m et son poids surfacique P_Ch est fixé à 10 kN/m². Lorsqu'un véhicule circule sur la chaussée, on estime qu'il induit une pression supplémentaire P_V de 10 kN/m² par roue.

Le talus modélisé est représenté sur la Figure III-27. Les calculs s'appuient sur un maillage en 2DV comportant 7793 éléments triangulaires de type TRI3. Les déplacements sont bloqués le long de BC ; les déplacements horizontaux sont bloqués le long de AB et de CD.

II.2.2. Géométrie et conditions de bord

Les dimensions du profil étudié proviennent de relevés effectués par la DDE. Les valeurs fixées sont les dimensions du talus $H = 10,15$ m et $L = 27,28$ m, la largeur de la chaussée $L_R = 4$ m et sa position $D = 1$ m. N_S (le niveau de la Sèvre) peut varier de 1,30 m NGF (étiage prononcé) à 2,50 m NGF pour une crue, voire jusqu'à 4,00 m NGF pour la crue de 1982 (trentennale). P_N (la profondeur de la nappe d'eau par rapport à la surface de la berge) peut varier de 30 cm à 2 m. Ces extrema ont été déterminés à partir des résultats de relevés piézométriques.

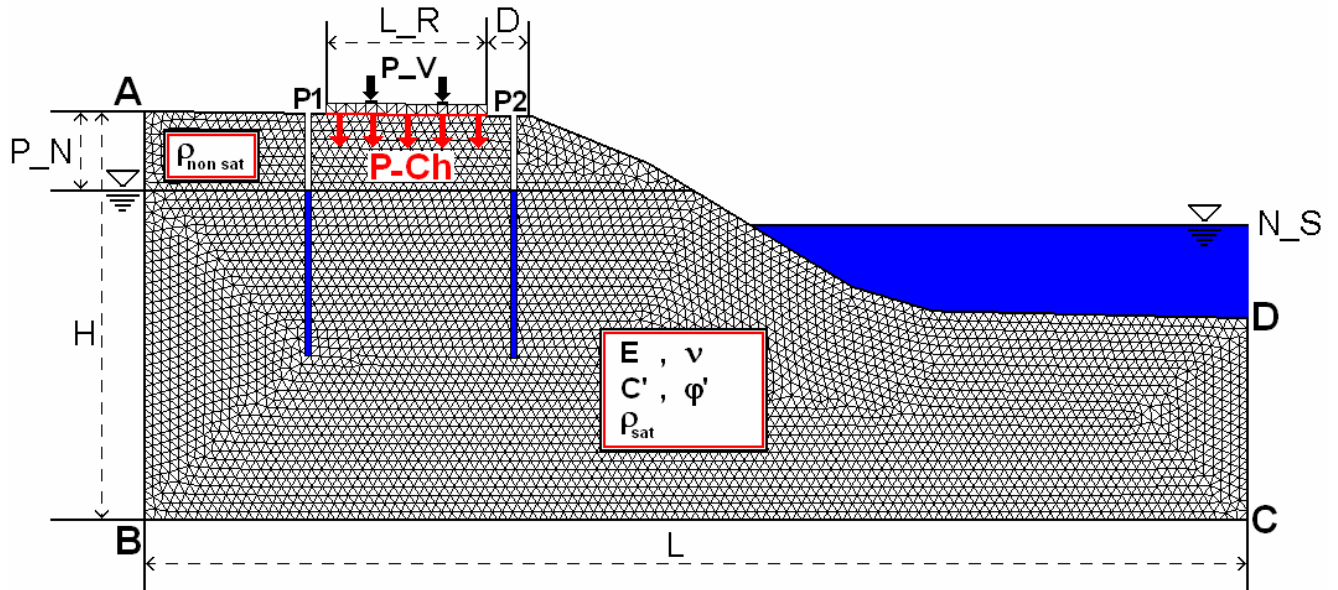


Figure III-27 : Maillage et notations

II.2.3. Paramètres relatifs aux caractéristiques du sol

Ne disposant pas de la totalité des caractéristiques du matériau, nous avons introduits respectivement pour le module d'Young et le coefficient de Poisson les valeurs suivantes : $E = 200$ MPa et $\nu = 0,35$ (Mestat, 1998). La masse volumique du sol saturé ρ_{sat} a été déterminée à partir de la valeur moyenne de la teneur en eau dans la zone saturée et de la valeur de ρ_s ; nous obtenons 1637 kg/m³. La masse volumique du sol non saturé $\rho_{non\ sat}$ est fixée à 1500 kg/m³.

II.2.4. Les différents scenarii

En raison des différentes incertitudes (sur le calcul et sur les valeurs des paramètres introduits), plutôt que de s'intéresser à la valeur absolue d'un facteur de sécurité (dans une situation donnée S_i), nous avons considéré le gain ou la perte de stabilité par rapport à un facteur de sécurité correspondant à une situation de référence notée S_0 . Ainsi nous avons pu quantifier l'influence de plusieurs facteurs : le niveau de la Sèvre, la charge induite par la chaussée et par un véhicule, le niveau de la nappe d'eau, ... Il a donc été nécessaire de définir une situation de référence.

La décrue est une période favorable à l'apparition de glissements car la pression latérale induite par l'eau du canal (stabilisatrice) chute à un moment où la berge est gorgée d'eau (lourde). Ce phénomène est observable sur la fin de la courbe de la Figure III-26 : lors de la décrue, le niveau de la Sèvre revient rapidement à un niveau « normal » alors que le niveau de la nappe redescend lentement (du fait de la faible perméabilité du sol). C'est la situation que nous avons choisie comme référence, nous la noterons dans la suite S_0 . S_0 correspond à un cas où le niveau de la Sèvre est à $1,65$ m et où le niveau de la nappe d'eau dans la berge est maximal (en prenant $P_N = 30$ cm, le poids de l'eau s'exerce sur une grande partie de la berge). Pour le cas de référence, aucun véhicule n'est présent sur la chaussée.

II.2.5. Critère de rupture et loi de comportement

Nous avons considéré un comportement du sol drainé à long terme c'est pourquoi nous avons utilisé les valeurs effectives de cohésion et d'angle de frottement interne. Comme des problèmes expérimentaux ont été rencontrés lors des essais triaxiaux, nous avons préféré

introduire dans le modèle les valeurs données par le CEBTP (2002) c'est-à-dire $C' = 5 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 32^\circ$. Le critère de rupture est donné par Eq. III-3.

$$\text{Eq. III-3} \quad \tau_{rupt} = 5 \text{ kPa} + (\sigma - u) \tan 32^\circ$$

II.2.6. Calcul des contraintes et des déformations

Les contraintes équivalentes de von Mises calculées dans la situation S_0 sont représentées sur la Figure III-28a. Les déformations horizontales et verticales sont représentées respectivement sur la Figure III-28b et sur la Figure III-28c. Alors que les déformations verticales sont réparties sur l'ensemble de la berge, les déformations horizontales restent localisées dans la partie basse du talus.

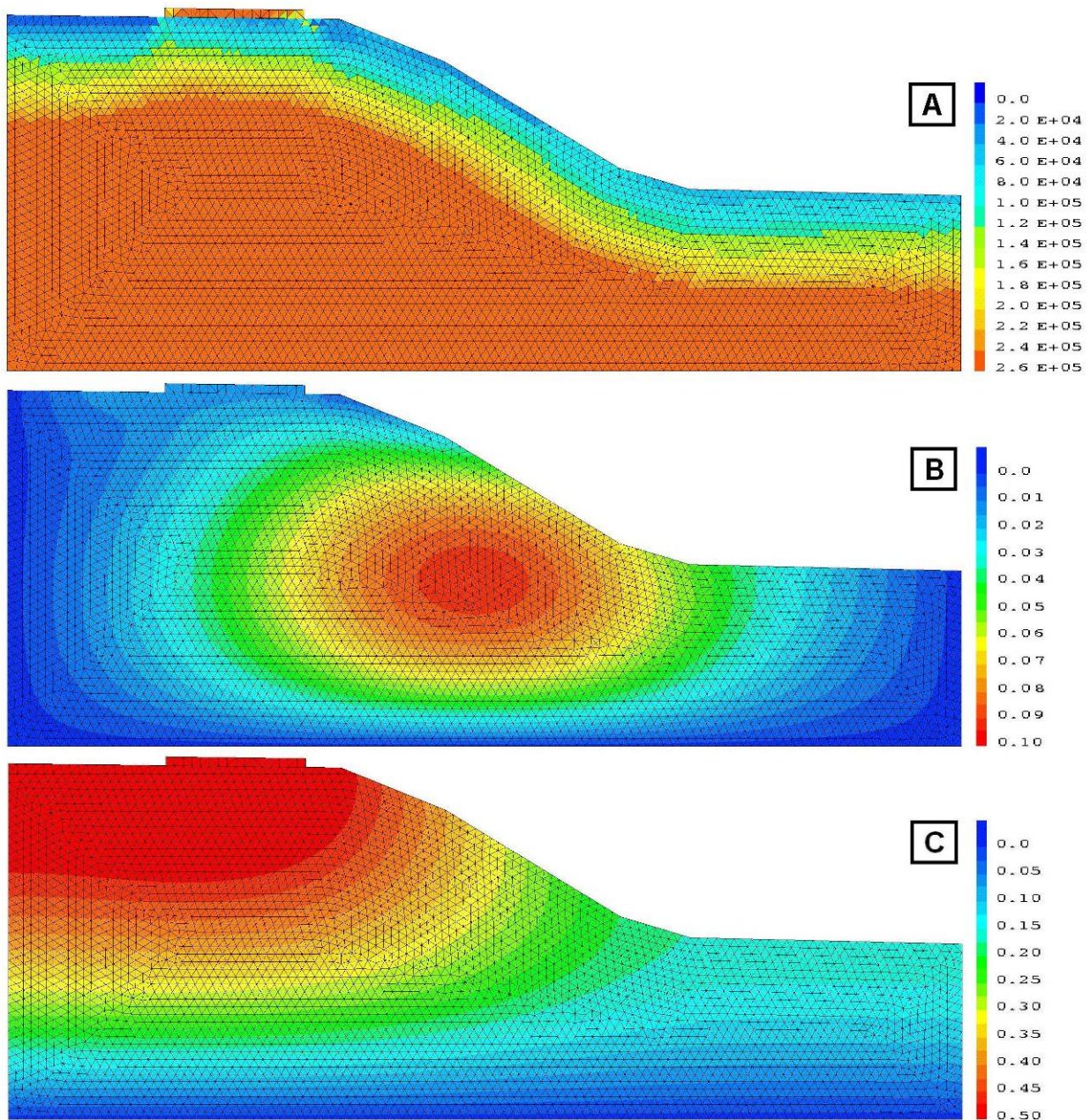


Figure III-28 : Résultats pour le cas de référence S_0 : A) Contraintes équivalentes de von Mises dans la berge (en Pa) ; B) Déformations horizontales (en m) ; C) Déformations verticales (en m)

II.2.7. Etude de stabilité

II.2.7.a. Paramétrage

Les observations faites sur le site d'étude et sur des sites voisins nous ont conduit à considérer des surfaces de rupture de forme circulaire. Comme nous avons opté pour une recherche systématique des cercles, nous avons défini :

- une zone dans laquelle sont situés les centres des cercles le long desquels un glissement est susceptible de se produire. Nous avons testé systématiquement 400 centres localisés uniformément dans un rectangle de dimensions 10 m x 12 m.
- une gamme de rayons pour les surfaces de rupture circulaire potentielles. A chaque simulation, nous avons testé, pour chacun des centres, 20 rayons compris dans la gamme [4 m ; 10 m]

Pour chaque situation, 8000 surfaces de rupture potentielles ont donc été testées.

II.2.7.b. Résultats

Dans la situation de référence S_0 , le cercle critique est associé à une valeur de 1,65 et se trouve localisé dans la partie haute du talus (Figure III-29). La géométrie de la surface de rupture calculée est très proche de la géométrie des glissements qui se sont produits sur le site.

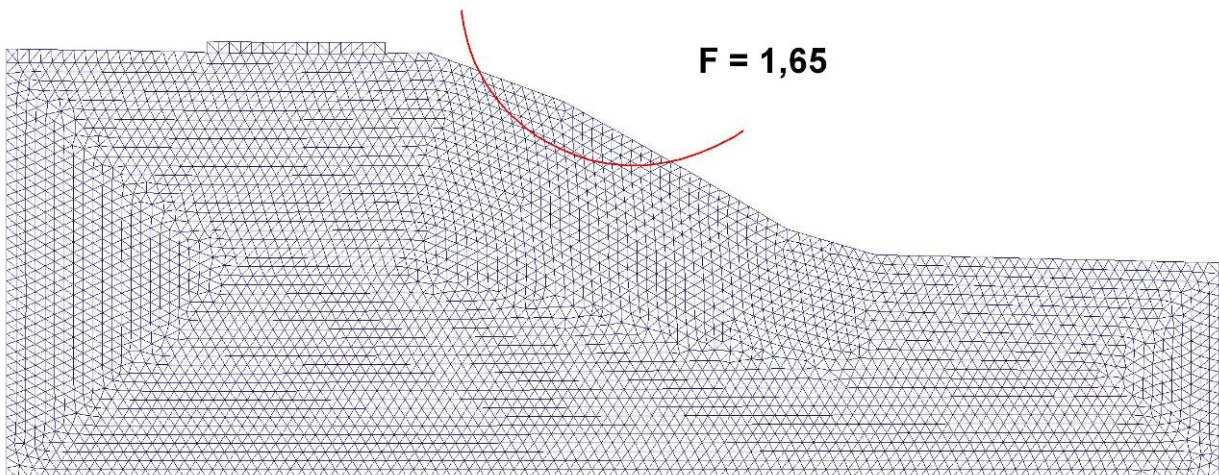


Figure III-29 : Cercle critique dans la situation de référence S_0 et facteur de sécurité associé

Nous avons testé l'influence sur la stabilité de la berge de la chaussée, d'un véhicule, du niveau de la nappe d'eau et du niveau de la Sèvre. Les résultats sont présentés dans le Tableau III-3. Dans un premier temps, nous avons réalisé une simulation sans route (S_1). Nous avons obtenu une surface de rupture critique localisée sensiblement au même endroit que dans le cas de référence avec un facteur de sécurité très légèrement plus élevé (+ 0,6 %). Une simulation réalisée en considérant la présence d'un véhicule (S_2) induit une perte de stabilité de 4,8 %. On peut donc en déduire que la circulation des véhicules a une influence déstabilisatrice sur la berge. En plaçant la nappe d'eau à son niveau minimal ($P_N = 2$ m) (S_3), on obtient un gain de stabilité de 1,8 %. Ensuite, nous avons testé l'influence du niveau de la Sèvre en considérant une crue ($N_S = 2,5$ m NGF) (S_4) et un étiage prononcé ($N_S = 1,3$ m NGF) (S_5) et nous avons constaté que plus le niveau de la Sèvre est haut, meilleure est la stabilité. Comme les étiages prononcés se produisent pendant les périodes sèches, c'est-à-dire quand le niveau de la nappe d'eau dans la berge est bas, nous avons également réalisé une simulation S_6 qui combine des niveaux bas pour la Sèvre et pour la nappe d'eau. Enfin, l'influence d'un soutènement a été testée et a montré qu'un soutènement placé comme cela est indiqué sur les profils projets (Figure III-22) n'améliore pas la stabilité d'ensemble du talus.

En effet, les surfaces de rupture potentielles déterminées par le modèle ou observées sur le site sont toutes localisées au dessus du soutènement prévu⁷.

| | Pression exercée par | Niveau de la Sèvre | Profondeur de la nappe P/N | F | Gain ou perte de stabilité |
|-------|----------------------|--------------------|------------------------------|------|----------------------------|
| S_0 | chaussée seule | 1,65 m | 30 cm | 1,65 | 0 % |
| S_1 | pas de chaussée | 1,65 m | 30 cm | 1,66 | + 0,6 % |
| S_2 | chaussée + véhicule | 1,65 m | 30 cm | 1,57 | - 4,8 % |
| S_3 | chaussée seule | 1,65 m | 2 m | 1,68 | + 1,8 % |
| S_4 | chaussée seule | 2,50 m | 30 cm | 1,67 | + 1,2 % |
| S_5 | chaussée seule | 1,30 m | 30 cm | 1,58 | - 4,2 % |
| S_6 | chaussée seule | 1,30 m | 2 m | 1,59 | - 3,6 % |

Tableau III-3 : Facteurs de sécurité F en fonction des différentes situations testées

Dans tous les cas testés, les glissements sont peu profonds et n'affectent que la partie haute du talus ce qui est conforme aux observations faites sur le site (Figure III-23d). Les simulations montrent que le poids de la berge influe notablement sur la stabilité de celle-ci. Il est donc nécessaire d'opter pour des techniques de restauration légères et de limiter autant que possible les surcharges dues à la circulation sur la chaussée. Les simulations mettent également en évidence l'action stabilisatrice jouée par les pressions d'eau de la Sèvre. Lorsque le niveau de cette dernière est haut, les pressions latérales s'exercent sur une grande partie du talus et le risque d'observer un glissement est faible. Ces constats confirment que les décrues sont des périodes favorables aux glissements. En effet, lorsqu'elles se produisent, les pressions latérales induites par l'eau du canal chutent rapidement alors que le niveau de la nappe dans la berge diminue lentement du fait de la faible perméabilité du sol.

Tous les facteurs de sécurité obtenus sont supérieurs à 1. Il est toutefois nécessaire de considérer un coefficient de sécurité pour prendre en compte les incertitudes liées au calcul (les paramètres introduits sont issus de mesures qui comportent une certaine variabilité, des simplifications ont été faites, ...), les phénomènes locaux dus aux hétérogénéités du sol et le fait que notre calcul soit réalisé sur un profil type alors que certaines portions de berge peuvent présenter des dimensions sensiblement différentes. On peut donc affirmer que le risque de glissement est faible mais pas négligeable.

II.3. Conséquences des phénomènes de retrait/gonflement

Les berges de la sèvre Niortaise comportent des quantités importantes de sédiments fins cohésifs provenant du curage du chenal, ce qui pourrait expliquer en partie la présence en grande quantité d'argiles gonflantes. Cela est d'importance car la consistance de ce type de matériau évolue fortement en fonction de sa teneur en eau. Durs et cassants lorsqu'ils contiennent peu d'eau, les sols argileux deviennent plastiques et malléables à partir d'un certain niveau d'humidité. De plus, ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume, dont l'amplitude peut être importante. Ces propriétés sont liées à la structure en feuillet des minéraux argileux qui est capable d'absorber de grandes quantités d'eau, ce qui provoque des gonflements, plus ou moins réversibles, du matériau quand la teneur en eau augmente et des retraits dans le cas inverse.

En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, leur potentiel de gonflement est alors relativement limité. En revanche, elles sont souvent éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche. Lorsque la tranche superficielle de sol est soumise à

⁷ les aménagements réalisés par l'IIBSN et la DDE79 (Figure III-22) sont adaptés en ce qui concerne la restauration de la berge dans sa fonction hydraulique et biologique. Les systèmes mis en œuvre permettent de lutter efficacement contre l'érosion fluviale mais n'ont pas pour effet de limiter l'action des contraintes mécaniques s'exerçant dans le talus ou sur la voirie.

l'évapotranspiration (évaporation et absorption d'eau par les végétaux), un retrait se produit, il se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures (les fentes de dessiccation). Plus en profondeur, un abaissement de la nappe souterraine peut également engendrer des tassements significatifs.

L'estimation des retraits et des gonflements est un problème délicat (Delage et Cui, 2000, 2001, 2003) en raison des incertitudes sur les paramètres en jeu (le climat notamment). Les essais réalisés sur les sols non saturés montrent que les variations de volumes de sol engendrés par les changements de teneur en eau sont gérées par des mécanismes complexes. Pour ces raisons nous avons fait le choix dans une première approche de baser notre analyse concernant les conséquences des phénomènes de retrait/gonflement sur les observations de terrain plutôt que sur une modélisation numérique.

Les essais réalisés sur les échantillons de sol que ce soit la VBS ou la diffraction RX ont montré que le sol est très argileux. De plus, le suivi piézométrique a montré que les variations du niveau de la nappe sont importantes. Les conditions sont donc réunies pour que le sol soit soumis à des cycles de retrait et de gonflement.

Sur le site d'étude, les tassements sont localisés principalement d'un côté de la chaussée (Figure III-23a et Figure III-23b). Plusieurs éléments peuvent expliquer cette asymétrie :

- La nappe d'eau dans la berge est plus basse et plus fluctuante au niveau du piézomètre P2 situé côté Sèvre (Figure III-26).
- Le sol situé sous la route est protégé de l'évaporation et de l'infiltration des eaux de pluie, par conséquent, il se maintient dans un certain équilibre hydrique contrairement à la partie du sol qui est exposée à l'évapotranspiration (retrait et dessiccation) et à la pluie (gonflement).
- Les argiles peuvent se tasser (s'effondrer) lorsque leur teneur en eau augmente si elles sont soumises à une contrainte importante (qui peut être engendrée par le poids de la chaussée et des véhicules). On peut donc se trouver dans une situation où un effondrement se produit sous la route et un gonflement se produit à côté.
- L'infiltration des eaux de la Sèvre ne provient que d'un côté de la chaussée, l'infiltration des eaux de pluie est différente de chaque côté de la route (effet de pente et végétation différente de part et d'autre de la chaussée), ...

III. Conclusion

Des essais de tassement ont été réalisés à partir de vase prélevée dans la zone amont de l'estuaire de la Rance pour calibrer le MMSCG. Nous avons fait le choix de limiter au maximum les traitements sur la vase pour s'approcher le plus possible des conditions in situ. C'est l'une des raisons pour lesquels la reproductibilité des essais pour les faibles concentrations est assez médiocre.

Les essais rhéologiques dynamiques ont montré que la résistance aux sollicitations des dépôts pouvait être corrélée à leur concentration. Une réorganisation structurelle se produit à partir d'une concentration d'environ 200 g/l. On peut donc supposer que la concentration C_t est proche de cette valeur.

A l'embouchure de l'estuaire de la Rance, des concentrations en MES très faibles (< 1 mg/l) peuvent être observées sur de longues périodes. A l'amont, un bouchon vaseux dans lequel les concentrations en MES restent faibles (de l'ordre de 100 mg/l) est présent.

Dans le cadre de notre étude de modélisation sur la Rance, nous avons modifié le paramétrage du modèle hydrosédimentaire pour tenir compte des résultats de notre campagne de mesure de turbidité. L'introduction du MMSCG a une influence forte à la fois sur la carte des dépôts et sur la distribution des MES. Les simulations réalisées avec le MMSCG mettent en évidence la forte activité de la partie amont de l'estuaire.

Le sol qui constitue les berges de la Sèvre Niortaise à Damvix présente une faible résistance aux sollicitations mécaniques et une forte activité. Comme les berges sont soumises à de nombreuses sollicitations mécaniques ainsi qu'à des variations de teneur en eau importantes, toutes les conditions sont réunies pour que se produisent des glissements d'une part et des déformations et des fissurations sous l'effet de retrait/gonflement d'autre part.

La modélisation de la berge montre que le risque d'observer des glissements rotationnels est relativement faible et que les surfaces de rupture calculées sont peu profondes et n'affectent que la partie haute du talus, ce qui est conforme aux observations de terrain. Tout ce qui a tendance à alourdir la berge augmente le risque de glissement. Un niveau d'eau bas dans la Sèvre réduit également la stabilité de la berge.

Chapitre IV : Conclusions et perspectives

La modélisation de la formation et de la dégradation des massifs argileux est complexe car les mélanges eau/particules fines cohésives qui les constituent peuvent se présenter sous différentes formes. En effet, ces mélanges sont, au cours de leur histoire, soumis à des sollicitations nombreuses qui agissent sur des échelles de temps différentes.

Apports de la thèse :

Un modèle a été conçu pour simuler l'évolution des dépôts vaseux dans le cadre de simulations hydrosédimentaires d'estuaire. Alors que habituellement la densification de la concentration dans la crème de vase et dans le lit cohésif est traitée avec une loi empirique unique, le Modèle Multicouches de Sédimentation/Consolidation basé sur l'équation de Gibson (MMSCG) que nous avons conçu permet de faire une distinction entre la chute entravée et la consolidation. Les deux processus sont simulés en supposant l'existence d'une concentration marquant l'apparition des contraintes effectives. La méthode de Merckelbach et Kranenburg a été modifiée pour permettre d'ajuster n'importe quelles lois *a priori* $k(C)$ et $\sigma'(C)$. Bien qu'il soit extrêmement difficile de reproduire en laboratoire la formation de la vase, nous avons réalisé une série d'essais de tassement en colonne avec des vases de la Rance. Ces essais ont servi à paramétrer le MMSCG pour ce type de sédiment et à étudier l'influence de la concentration initiale sur la formation des dépôts. Les simulations réalisées avec le MMSCG reproduisent de façon satisfaisante l'évolution des dépôts de vase.

Dans le cadre d'une simulation hydrosédimentaire en estuaire, la gestion de l'évolution des dépôts vaseux influe fortement sur la description des échanges entre la suspension diluée et le fond. La distribution des matières en suspension et la carte des dépôts calculées par un modèle numérique d'estuaire sont par conséquent dépendantes du choix du modèle de gestion des dépôts vaseux. Dans l'application concernant la Rance, une grande finesse dans l'interprétation des résultats est rendue possible par l'utilisation du MMSCG. Les simulations montrent entre autre :

- que dans la zone amont, une partie des dépôts est remise en suspension à chaque marée,
- que dans le reste de l'estuaire, les dépôts sont remobilisés plus occasionnellement.

Le modèle permet de simuler plus fidèlement les séquences d'érosion, de dépôt et de tassement. Il constitue en cela un avancé significative dans la compréhension des mécanismes qui gouvernent l'envasement. Enfin, il a été utilisé par Ebanet et al (2007) et Ebanet (2007) dans une application qui visait à étudier le fonctionnement du piège à sédiment de Lyvet.

Pour simuler l'évolution des massifs soumis à des sollicitations mécaniques autres que l'érosion, un modèle de talus basé sur une méthode aux éléments finis a été développé. Il permet de prévoir l'apparition de glissements. Plutôt que d'utiliser les méthodes classiques d'étude de stabilité (méthodes aux équilibres limites, SSRM ou GIM), nous avons fait le choix de calculer les facteurs de sécurité :

- à partir des contraintes calculées avec une méthode aux éléments finis,
- en comparant les efforts résistifs et les efforts moteurs.

Ce modèle a été appliqué aux berges de la Sèvre Niortaise. Les simulations ont permis d'identifier les situations favorables à l'apparition de glissements. D'autre part, l'analyse des différentes mesures montre que les phénomènes de retrait/gonflement et la formation de fente de dessiccation jouent un rôle majeur dans la dégradation des berges. Enfin, la première

solution proposée par les prestataires en charge de la restauration des berges a été choisie en tenant compte des conclusions de notre étude.

Perspectives :

Deux pistes principales pourraient être explorées pour affiner la modélisation de la sédimentation et de la consolidation :

- prendre en considération la thixotropie des mélanges eau/sédiments,
- distinguer les tendances d'évolution associées à la conductivité hydraulique et à la perméabilité « vraie » (plutôt que de considérer une tendance d'évolution unique définie sur l'ensemble de la gamme de concentration).

Avec le nouveau paramétrage du modèle hydrosédimentaire de la Rance, les résultats sont cohérents que ce soit pour l'ordre de grandeur des concentrations en MES ou pour les évolutions topographiques ; il est à présent possible d'envisager une validation quantitative. Pour cela, une actualisation des mesures de terrain est nécessaire. Cela nécessiterait d'effectuer des relevés topographiques précis de l'ensemble de la zone, d'estimer sur une longue période (une année) les débits et les concentrations en sédiment au niveau de l'usine (et au niveau de l'écluse du Châtelier) et de réaliser une campagne approfondie de mesures de turbidité sur l'ensemble de la zone. Des améliorations pourraient être apportées au modèle concernant la prise en compte de la salinité et de l'intensité de la turbulence sur la vitesse de chute instantanée des particules.

Plusieurs pistes pourraient être explorées pour améliorer le modèle de talus :

- tester des lois de comportement de sol plus complexes (cam-clay par exemple),
- considérer un couplage hydromécanique (pour prendre en compte le régime d'écoulement qui se produit dans la berge suite aux décrues),
- prendre en compte la dynamique des chargements (la vitesse de variation du niveau d'eau dans le canal, la cyclicité des chargements engendrés par la circulation des véhicules).

Concernant la prédiction de l'apparition des glissements, la création d'un algorithme pour rechercher la surface de rupture critique permettrait d'optimiser les temps de simulations et de trouver des surfaces de rupture de géométrie quelconque.

Enfin, il serait intéressant de coupler les deux modèles développés au cours de cette thèse, ce qui permettrait d'étudier de façon continue les processus gouvernant la formation et la dégradation des massifs vaseux.

REFERENCES :

- Alexis A (1987) *Etude géotechnique et sédimentologique de souilles et chenaux de la rade de Lorient – Contribution à la stabilité des sols immergés. Thèse de l'ENSM, 257 p.*
- Alexis A, Bassoulet P, Le Hir P and Teisson C (1992) *Consolidation of soft marine soils: unifying theories, numerical modelling and in situ experiments. Proc. of the 23th Int. Conf. On Coastal Engineering, ICCE'92, ASCE, Ed. Edge, 2949-2961.*
- Alexis A, Le bras G, Thomas P (2004) *Experimental Bench for Study of Settling-Consolidation Soil Formation. Geotechnical testing journal, 27, 6, 11 p.*
- Alves MC (1992) *Comportamento de sedimentação e adensamento de uma lama vermelha. PhD thesis, Pontificia Catolica do rio de Janeiro.*
- Amoudry L, Hsu TJ, Liu LF (2005) *Schmidt number and near-bed boundary condition effects on a two-phase dilute sedimenttransport model. J. Geophys. Res., 110, C9, n° C09003.*
- Babatope B, Williams PR, Williams DJ (2006) *In situ rheometry of cohesive sediments under water wave pressure. Continental Shelf Research, 26, 4, 488-498.*
- Baker R (1980) *Determination of the critical slip surface in slope stability computations. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 4, 333–359.*
- Barbry N (2000) *Modélisation du transport sédimentaire en milieux estuariens selon une approche diphasique, Thèse de l'Université de Caen.*
- Barbry N, Guillou S, Nguyen KD (2000) *Une approche diphasique pour le calcul du transport sédimentaire en milieux estuariens. C.R. Acad. Sci. (série II B), 328, 793-799.*
- Bartholomeeusen G (2003) *Compound shock waves and behaviour in sediment beds. PhD thesis - St Catherine College, Oxford.*
- Bartholomeeusen G, Sills GC, Znidarcic D, Van Kesteren W, Merckelbach LM, Pykes R, Carrier WD, Lin H, Penumadu D, Winterwerp H, Masala S, Chan D (2002) *Sidere: numerical prediction of large-strain consolidation. Géotechnique, 52, 9, 639-648.*
- Been K, Sills GC (1981) *Self-weight consolidation of soft soils. Géotechnique, 31, 519-535.*
- Besq A (2000) *Ecoulements laminaires de suspensions de bentonites industrielles, Thèse de l'Université de Poitiers, 224 p.*
- Besq A, Makhloufi R (2007) *Projet de désenvasement du barrage de Saint Savinien : caractérisation de sédiments naturels prélevés in-situ. Rapport d'étude confidentiel, organisme émetteur : LUSAC, 20 p.*
- Bishop AW (1955) *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, London, 5, 1, 7-17.*
- Blumberg AF and Mellor GL (1987) *A description of a three-dimensional coastal circulation model. Three-dimensional Coastal Ocean Models, Coastal and Estuarine Sciences, AGU, Washington, 1-39.*
- Boerick RR and Hogan JM (1977) *An x-z hydraulic/thermal model for estuaries. Hyd. Div., ASCE, 103, 19-37.*
- Bonnot-Courtois C, Lafond LR (1991) *Caractérisation et comportement des vases dans l'estuaire de la Rance. 113p.*

- Bonnot-Courtois C, Lafond LR, Le Vot M (1993) *Suivi d'une chasse hydraulique expérimentale dans la partie amont du bassin maritime de la Rance*. 24 p.
- Bonnot-Courtois C, Caline B, Le Vot M, Malassingne O and Ousset O (1995) *A new sedimentological map of the Rance estuary (Brittany, France)*. IAS 16th Reg. Meet. Sedimentology, 5^{ème} Congr. Franc. Sédimentologie, ASF ; Publication ASF Paris, 22, 24 p.
- Bonnot-Courtois C, Caline B, Mathieu R, Chait R, Fernandez M, Beks J (1996) *Influence de l'aménagement de la Rance sur le milieu de sédimentation estuarien*. 6^{ème} journées Génie civil – Génie côtier, Dinard, 187-195.
- Bonnot-Courtois C, Caline B, L'Homer A et Le Vot M (2002) *La Baie du Mont-Saint-Michel et l'Estuaire de la Rance – Environnements sédimentaires, aménagements et évolution récente*. Bull. Centre Rech. Elf Explor. Prod., Mém. 26, 256 p.
- Brenon I (1997) *Modélisation de la dynamique des sédiments fins dans l'estuaire de la Seine*. Thèse de l'Université de Bretagne Occidentale, 207 p.
- Brun-Cottan JC, Guillou S and Li ZH (2000) *Behaviour of a puff of resuspended sediment: a conceptual model*. Marine Geology, 167, 355-373.
- Buffle J (1988) *Complexation reactions in aquatic systems : an analytical approach*. Ellis Horwood series in Analytical chemistry, John and Wiley & sons, Chichester, 692 p.
- Bürger R (2000) *Phenomenological foundation and mathematical theory of sedimentation – consolidation processes*. Chemical Engineering Journal, 80, 177-188.
- Bürger R, Hvistendahl K (2001) *On some upwind difference schemes for the phenomenological sedimentation-consolidation model*. Journal of Engineering Mathematics, 41, 2-3, 145-166.
- CEBTP (2002) *Rapport d'études Géotechniques. Organismes demandeur : IIBSN*, 17p.
- CEBTP – SOLEN (2007) *Reconnaissance géotechnique, Carottage à Damvix (85). Mission de type G0. Dossier n°SNI2.6.741*, 11 p.
- Celestino TB, Duncan JM (1981) *Simplified search for non-circular slip surface*. Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, 391–394.
- Chauchat J (2007) *Modélisation du transport sédimentaire par une approche diphasique; application à l'estuaire de la Seine*. Thèse de l'Université de Caen, 213 p.
- Chen Z (1992) *Random trials used in determining global minimum factors of safety of slopes*. Can. Geotech. J., 29, 225–233.
- Cheng YM (2003) *Locations of critical failure surface and some further studies on slope stability analysis*. Comput. Geotech., 30, 255-267.
- Cole P and Miles GV (1983) *Two-dimensional model of mud transport*. J. Hydraulic Engineering, 109, 1, 1-12.
- Coussot P, Grossiord JL (2002) *Comprendre la rhéologie*, EDP Sciences, 221 p.
- Dawson EM, Roth WH, Drescher A (1999) *Slope stability analysis by strength reduction*. Géotechnique, 49, 6, 835–40.
- Delage P, Cui YJ (2000) *L'eau dans les sols non saturés. Les techniques de l'ingénieur*, C301, 20 p.

- Delage P, Cui YJ (2001) *Comportement mécanique des sols non saturés. Les techniques de l'ingénieur*, C302, 19 p.
- Delage P, Cui YJ (2003) *Sols non saturés, applications au calcul des ouvrages. Les techniques de l'ingénieur*, C303, 25 p.
- Denot T, Marcos F (1999) *Modélisation hydrosédimentaire de l'estuaire de la Rance, Synthèse des mesures bathymétriques et sédimentologiques, utilisation dans les modèles 2D et 3D*. HE-42/99/043/B
- Donald IB, Giam SK (1988) *Application of the nodal displacement method to slope stability analysis. Proceedings of the 5th Australia–New Zealand conference on geomechanics, Sydney, Australia*, 456–460.
- Drucker DC, Prager W (1952) *Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quart. App. Math.*, 10, 2, 157-165.
- Duncan JM, Buchignani AL, De Wet M (1987) *An engineering manual for slope stability studies. Virginia Tech, Blacksburg*.
- Duncan JM (1996) *State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical Engineering*, 122, 577–596.
- Ebanet G, Thiébot J, Guillou S (2007) *Etude du fonctionnement d'un piège à sédiment par simulation numérique. XI^{ème} Congrès de sédimentologie, Livre de résumés*.
- Ebanet G (2007) *Piège à sédiments : exemple de l'estuaire de la Rance et étude numérique du fonctionnement. Rapport de stage de Master II Génie Côtier, Université de Caen*, 45 p.
- Falconer RA and Owens PH (1990) *Numerical modelling of suspended sediment fluxes in estuarine water. Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 31, 745-762.
- Farias MM, Naylor DJ (1998) *Safety analysis using finite element. Comput. Geotech.*, 22, 2, 165–81.
- Fellenius W (1927) *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion. Ernst, Berlin*.
- Gallois S (1995) *Modélisation de la sédimentation – consolidation et expérimentations sur les vases estuariennes. Thèse de l'Université de Nantes*.
- Gallois S, Alexis A and Thomas P (1999) *Modélisation du processus de sédimentation-consolidation des vases estuariennes: approche continue unidimensionnelle. Bull. Eng. Geol. Env.*, 57, 311–318.
- Gibson RE (1967) *The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. Geotechnique*, 17, 261–273.
- Guesmia M, Luck M, Denot T (2000) *Modélisation hydrodynamique et hydrosédimentaire de l'estuaire de la Rance – Etude de la qualité de l'eau. Document EDF – LNHE, HP-72/2000/051/A*, 17 p.
- Guesmia M, Cheviet C, Macur O (2001) *Modélisation hydrodynamique et hydrosédimentaire de l'estuaire de la Rance - Etude des scénarios de gestion de l'estuaire. Document EDF – LNHE, HP-72/2000/052/B*, 93p.
- Guillou S (1996) *Modélisation des écoulements côtiers et estuariens - Etude mathématique et applications en coordonnées généralisées. Thèse de l'Université Pierre et Marie Curie*, 184 p.

- Guillou S and Nguyen KD (1999) *A new technique for solving the two-dimensional shallow-water problems. International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 29, 465-483.
- Greco VR, Gulla G (1985) *Slip surface search in slope stability analysis. Riv. Ital. Geotecnica*, 19, 4, 189-198.
- Greco VR (1996) *Efficient Monte-Carlo technique for locating critical slip surface. J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 125, 301-308.
- Greimann BP, Muste M (1999) *Two-phase formulation of suspended sediment transport. J. Hydraul. Res.*, 37, 479-500.
- Griffiths DV, Lane PA (1999) *Slope stability analysis by finite elements. Géotechnique*, 49, 3, 387-403.
- Hayter EJ (1986) *Estuarial sediment bed model. Estuarine Cohesive sediment Dynamics*, Ed. Metha AJ, Springer-Verlag, Berlin, 326-359.
- Hsu T, Jenkins JT, Liu LF (2003) *On two-phase sediment transport: Dilute flow. J. Geophys. Res.*, 108, 30-57.
- Hussein AI, Hassan WF, Sarma SK (2001) *Global search method for locating general slip surface using Monte Carlo techniques. J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127, 688-698.
- Janbu N (1968) *Slope stability computations. Soil Mec. Hand. Found. Engrg. The Technical University of Norway, Trondheim.*
- Jeremic B (2000) *Finite element methods for 3D slope stability analysis. Griffiths DV et al, editors. Slope stability – Proceedings of sessions of Geo-denver 2000. New York ASCE*, 224-39.
- Jiang J, Law WK, Cheng NS (2004) *Two-phase modelling of suspended sediment distribution in open channel flows. J. Hydraul. Res.*, 42, 273-281.
- Jigorel A (2002) *Suivi de la sédimentation dans les vasières de Rance. Organisme émetteur : Insa de Rennes. 11 p.*
- Krone RB (1962) *Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes. Final report, University of California, Berkeley.*
- Kynch GJ (1951) *A theory of sedimentation. Transactions of the Faraday Society*, 48, 166-176.
- Lang G, Schubert R, Markofsky M, Fanger HU, Grabemann I, Krasemann HL, Neumann LJ and Rietmuller R (1989) *Data interpretation and numerical modeling of the mud and suspended sediment experiment. J. Geo. Res.*, 94, n°C10, 381-393.
- Lazure P and Jegou AM (1998) *3D modelling of seasonal evolution of Loire and Gironde plumes on Biscay Bay continental shelf. Oceanologica Acta*, 21, 2, 165-177.
- LCHF (1982) *Etude sédimentologique de l'estuaire de la Rance. Rapp. Gén. Institution interdépartementale pour l'aménagement de la Rance propre ; DDE Ille-et-vilaine, 21p.*
- Lee SR, Kim YS and Kim YS (2000) *Analysis of sedimentation – consolidation by finite element method. Computers and Geotechnics*, 27, 141-160.
- Le Fichoux E (1998) *Présentation et utilisation de Castem2000. ENSTA LME*, 102 p.

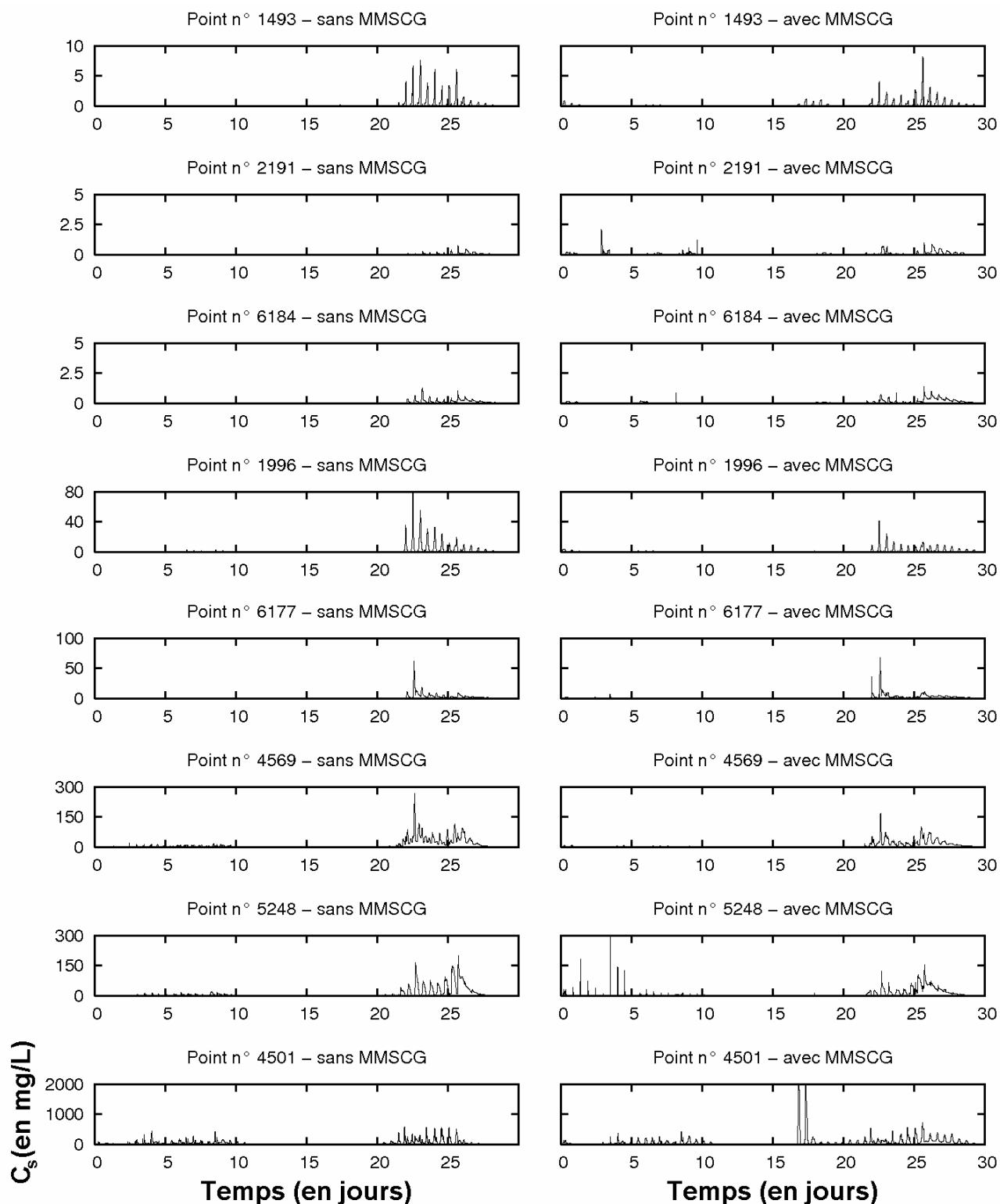
- Le Hir P, Bassoullet P, Yavanac JL (1989) *New developments about mud transport models. Application to a macrotidal estuary. Proceedings of the International Symposium New Orleans, Ed. Wang SS, 14-18, 94-99.*
- Le Hir P, Karlikow N (1991) *Balance between turbidity maximum and fluid mud in the Loire estuary, lessons of a first mathematical modelling. Inter. Symp. Transport of suspended sediments and its mathematical modelling. 2-5 September, 449-466.*
- Le Hir P (1994) *Fluid and sediment "integrated" modelling application to fluid mud flows in estuaries. 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference, IntercoH'94, 417-428.*
- Le Normant C, Marcos F (1999) *Modélisation hydrosédimentaire de l'estuaire de la Rance, Collecte, analyse et synthèse des données existantes. HE-42/99/001/B.*
- Le Normant C (2000) *Three dimensional modelling of cohesive sediment transport in the Loire estuary. Hydrological Processes, 14, 2231-2243.*
- Li KS, White W (1987) *Rapid evaluation of the critical slip surface in slope stability problems. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., 11,449-473.*
- Li ZH (1994) *Modélisation numérique du transport des sédiments remis en suspension dans un estuaire : application à la Gironde. Thèse de l'Université de Paris VI, 176 p.*
- Li ZH, Nguyen KD, Brun-Cottan J-C and Martin JM (1995) *Numerical simulation of the turbidity maximum transport in the Gironde estuary. Oceanologica Acta, 17, 5, 479-500.*
- Lowe J and Karafiath L (1960) *Stability of earth dams upon draw-down. Proc. 1st Pan-Am Conf. On Soil Mech. And Founf. Engrg., Mexico City, 2, 537-552.*
- Lumborg U and Windelin A (2003) *Hydrography and cohesive sediment modelling: application to the Rømø Dyb tidal area. Journal of Marine Systems, 38, 3-4, 287-303.*
- Lumborg U and Morten P (2005) *Modelling of cohesive sediment transport in a tidal lagoon - an annual budget, Marine Geology, 218, 1-4,1-16.*
- Magnan JP (1991) *Résistance au cisaillement. Les techniques de l'ingénieur, C216, 1-25.*
- Malcherech A (2000) *Application of TELEMAC2D in a narrow estuarine tributary. Hydraulical Processes Journal. 14, 13, 2293-2300.*
- Markofsky M and Ditschke D (2007) *The COSINUS Database for Cohesive Sediment Transport in Estuaries and Coastal Zones. Proceedings in Marine Science, 8, 493-516.*
- Masutti F (2001) *Etude expérimentale de la sédimentation - consolidation et de l'acquisition de résistance d'un sol fin, Thèse de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, 225 p.*
- Matsui T, San KC (1992) *Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. Soils Foundations, 32, 1, 59-70.*
- Merckelbach LM (2000) *Consolidation and strength of soft mud layers. PhD Thesis - Delft University of Technology.*
- Merckelbach LM and Kranenburg C (2004) *Determining effective stress and permeability equations for soft mud from simple laboratory experiments. Géotechnique, 54, 9, 581-591.*

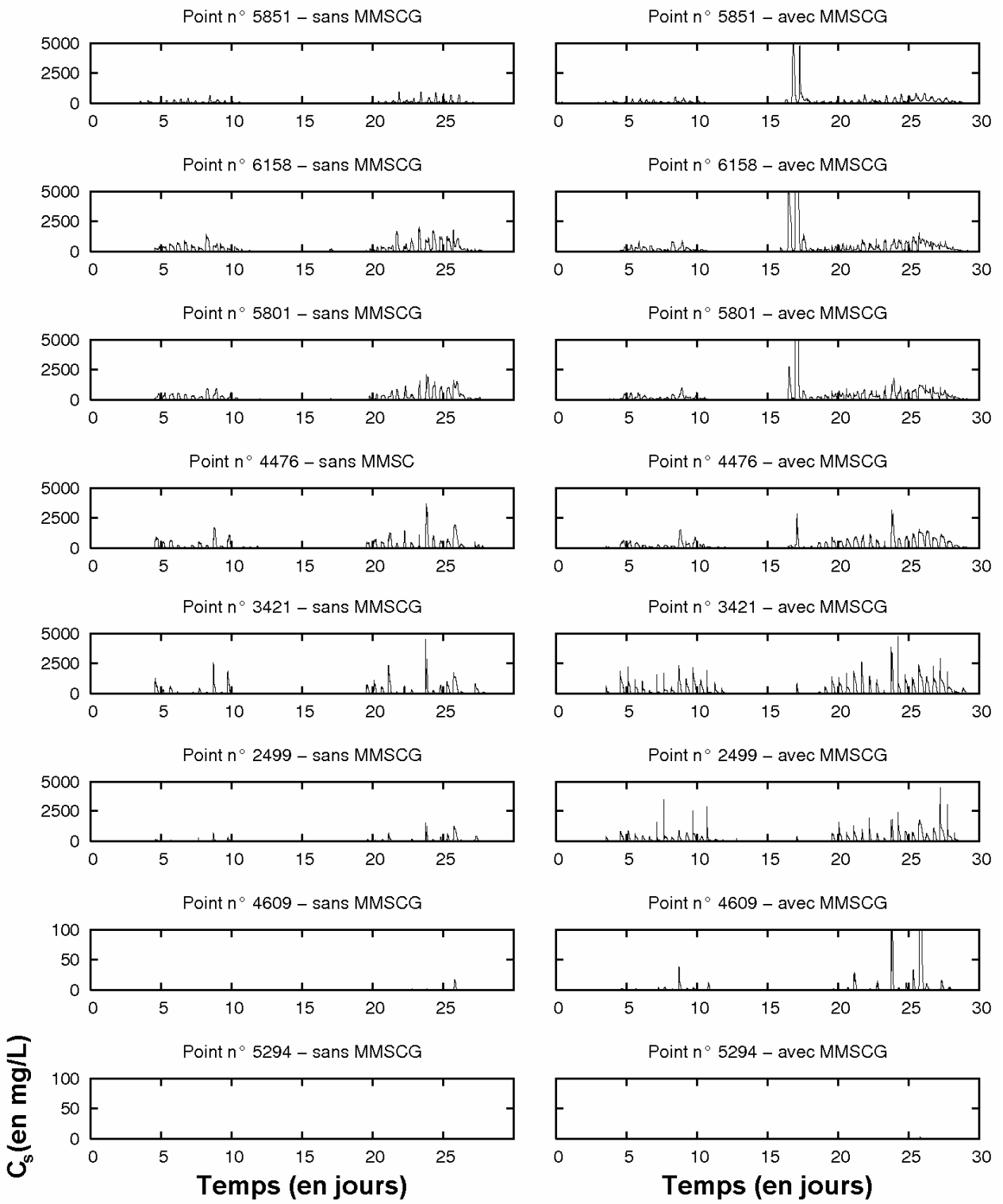
- Mestat P (1998) *Du bon usage de l'élasticité dans les calculs de géotechnique. La pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, Ed. Magnan JP, Guilloux A, Mestat P, 241-256.*
- Metha A J (1991) *Understanding fluid mud in a dynamic environment. Geo-Marine Letters, 11, 113-118.*
- Midoux N (1985) *Mécanique et rhéologie des fluides en génie chimique. Techniques et Documentation, Ed. Lavoisier, 513 p.*
- Migniot C (1968) *Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamique. La houille blanche, 23, 591-620.*
- Migniot C (1989) *Tassement et rhéologie des vases, 2^{ème} partie. La Houille blanche, 95-111.*
- Morgenstern NR and Price VE (1965) *The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, London, 15, 1, 79-93.*
- Naylor DJ (1981) *Finite elements and slope stability. Proceedings Of the NATO Advanced Study Institute, Lisbon, Portugal, 229-244.*
- Nicholson J and O'Connor BA (1986) *Cohesive sediment transport model. J. of Hydraulic Engineering, 112, 7, 621-640.*
- Nova R (2005) *Fondements de la mécanique des sols, Ed. Lavoisier, 420 p.*
- Nguyen V (1985) *Determination of critical slope failure surfaces. J. Geotech. Eng., 111, 238-250.*
- Odd NV and Owen MW (1972) *A two-layer model of mud transport in the Thames estuary. Proceedings ICE, Paper 7517S, 175-205.*
- Odd NV and Cooper AJ (1989) *A two-dimensional model of the movement of fluid mud in a energy turbid estuary. Journal of Coastal Research, 5, 185-193.*
- Pane V and Schiffman RL (1985) *A note on sedimentation and consolidation. Géotechnique, 35, 1, 69-72.*
- Partheniades E (1962) *A study of erosion and deposition of cohesive soils in salt water, PhD thesis - University of California, Berkeley.*
- Pham Van Bang D, Lefrançois E, Sergent P et Bertrand F (2006) *Approche expérimentale par IRM et modélisation de la sédimentation et de la consolidation de la vase, IX^{èmes} Journées Nationales Génie Côtier-Génie Civil, Brest, 9-17.*
- Phan NV (2002) *Modélisation numérique tridimensionnelle de la circulation générale, de l'intrusion saline et du transport sédimentaire dans l'estuaire de la Gironde. Thèse de l'Université de Caen.*
- Pedlosky J (1987) *Geophysical fluid dynamics. Ed. Springer Verlag.*
- Petersen O, Vested HJ (2002) *Description of vertical exchange processes in numerical mud transport modelling. Fine Sediment Dynamics in the Marine Environment. Ed. Winterwerp JC, Kranenburg C (Proceedings in Marine Science, 5), Elsevier, 375-392.*
- Richardson JF and Zaki WN (1954) *Sedimentation and fluidisation: part 1. Trans. Inst. Chem. Eng. Sci., 34, 35-53.*
- Rodger JG and Odd NV (1985) *A mathematical model of mud transport in deep partially mixed canalized estuaries. Hydraulic Research, SR, 37.*

- Rouas G (1996) *Etude et modélisation par éléments finis des processus hydrosédimentaires estuariens*, Thèse de l'Université Technologique de Compiègne.
- Sanchez MA (1992) *Modélisation dans un estuaire à marée, Rôle du bouchon vaseux dans la tenue des sols sous marins*. Thèse de l'Université de Nantes, 210 p.
- Sheng P and Villaret C (1989) *Modelling the effect of suspended sediment stratification on bottom exchange processes*. *Journal of Geophysical Research*, 94, n°C10, 429-444.
- SOGREAH (1999) *Modélisation hydrosédimentaire de l'estuaire de la Rance, Essais d'érosion de vase de l'estuaire en canal en boucle*. 53 8202 R1.
- SOGREAH (2001) *Modélisation hydrosédimentaire de l'estuaire de la Rance – Modélisation courantologique bidimensionnelle*. Rapport n°3, 15p.
- Spencer EE (1967) *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces*. *Géotechnique*, 17, 11-26.
- Tattersall GR, Elliott AJ and Lynn NM (2003) *Suspended sediment concentrations in the Tamar estuary*. *Estuarine Coastal and Shelf Science*, 57, 4, 679-688.
- Teisson C and Latteux B (1986) *A depth-integrated bidimensional model of suspended sediment transport*. *Proceeding of the 3rd Interbational Symposium on River Sedimentation*, Jackson, 421-429.
- Teisson C (1991) *Cohesive suspended sediment transport: feasibility and limitations of numerical modelling*. *Journal of Hydraulic Research*, 29, 6, 755-769.
- Teisson C, Ockenden MC, Le Hir P, Kranenburg C and Hamm L (1993) *Cohesive sediment transport processes*. *Coastal Engineering*, 21, 129-162.
- Terzaghi K (1943) *Theoretical soil mechanics*. Wiley and sons, New York.
- Thiébot J (2004) *Modélisation des phénomènes de consolidation et de glissement des sédiments cohésifs dans un estuaire*. Rapport de DEA de l'Université de Caen, 64 p.
- Thiébot J and Guillou S (2006a) *Simulation of processes acting on water-sediment mixtures in estuaries*. *Flow simulation in hydraulic engineering - dresdner wasserbaukolloquium*, Ed. Horlacher HB and Graw KU, 141-148.
- Thiébot J et Guillou S (2006b) *Intégration d'une méthode de consolidation dans TELEMAC3D*. IX^{èmes} journées nationales Génie Côtier – Génie Civil, Brest, 50-57.
- Thiébot J, Besq A, Qi X, Guillou S et Brun-Cottan J-C (2006c) *Sédimentation et consolidation des sédiments cohésifs estuariens : influence des propriétés rhéologiques*. 41^{ème} Colloque Annuel de Groupe Français de Rhéologie, Cherbourg, octobre 2006, 19-22.
- Thiébot J, Guillou S, Camuzard J-P et Brun-Cottan J-C (2007a) *Calcul de stabilité des berges d'un canal : application au réseau de canaux de la Sèvre Niortaise*. XVIII^{ème} Congrès Français de Mécanique du 27 au 31 août 2007 à Grenoble.
- Thiébot J, Guillou S et Brun-Cottan J-C (2007b) *A sedimentation - consolidation model: from parameterisation to validation*. Article soumis pour Intercoh2007, 25 - 28 septembre 2007, Brest.
- Thiébot J, Lang F, Guillou S et Brun-Cottan J-C (2007c) *Mesures des MES à l'embouchure de l'estuaire de la Rance*. Organisme émetteur : LUSAC, Organisme demandeur : COEUR, 12 p.

- Thiébot J, Guillou S, Camuzard J-P et Brun-Cottan J-C (2007d) *Étude des mécanismes à l'origine de la dégradation des berges de la commune de Damvix. Organisme émetteur : LUSAC, Organisme demandeur : IIBSN, 12 p.*
- Toorman EA (1992) *Modelling of fluid mud flow and consolidation. PhD thesis K.U. Leuven, 219 p.*
- Toorman EA (1996) *Sedimentation and self-weight consolidation: general unifying theory. Géotechnique, 46, 1, 103-113.*
- Toorman EA (1999) *Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive relations and numerical modelling. Géotechnique 49, 6, 709-726.*
- Ugai K and Leshchinsky D (1995) *Three-dimensional limit equilibrium and finite element analysis: a comparison of results. Soils Found., 35, 4, 1-7.*
- Uncles RJ and Stephens JA (1989) *Distributions of suspended sediment at high water in a macrotidal estuary. Journal of Geophysical Research, 94, n°C10, 395-405.*
- US Army Corps of Engineers (1970) *Stability of Earth and Rock-fill Dams, Vicksburg.*
- Vilaret C, Teisson C, Simonin O et Boeuf C (1996) *Modélisation diphasique du transport de sédiments cohésifs. Actes des IV^{èmes} Journées Nationales Génie Côtier Génie Civil, 419-425.*
- Waeles B (2005) *Modélisation Morphodynamique de l'embouchure de la Seine, Thèse de Doctorat de l'Université de Caen, 225p.*
- Wang CH (1999) *Salient aspects in numerical analysis of rainfall induced slope instability. Proceedings of the international symposium on slope stability engineering, Rotterdam, Holland, 435-40.*
- Winterwerp JC (1999) *On the dynamics of high-concentrated mud suspensions. PhD thesis - Delft University of Technology.*
- Winterwerp JC and Van Kesteren WG (2004) *Introduction to the physics of cohesive sediment in the marine environment, Elsevier, 576 p.*
- Yamagami T, Ueta Y (1988) *Search for critical slip line in finite element stress fields by dynamic programming. Proceedings of 6th international conference on numerical methods in Geomechanics, Rotterdam, Holland, 1334-1339.*
- Zheng H, Liu DF, Li CG (2005) *Slope stability analysis based on elastoplastic finite element method. Int. J. Numer. Meth. Eng., 64, 1871-1888.*
- Zheng YR, Zhao SY, Kong WX, Deng CJ (2005) *Geotechnical engineering limit analysis using finite element method. Rock Soil Mech., 26, 1, 163-168.*
- Zienkiewicz OC, Humpheson C, Lewis RW (1975) *Associated and nonassociated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics. Geotechnique, 25, 4, 671-689.*
- Zou JZ, Williams DJ (1995) *Search for critical slip surface based on finite element method. Canad. Geotech. J., 32, 2, 233-246.*

ANNEXE 1 : EVOLUTION DES CONCENTRATIONS EN MES PENDANT LE 10^{EME} CYCLE LUNAIRE





ANNEXE 2 : ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE A DAMVIX

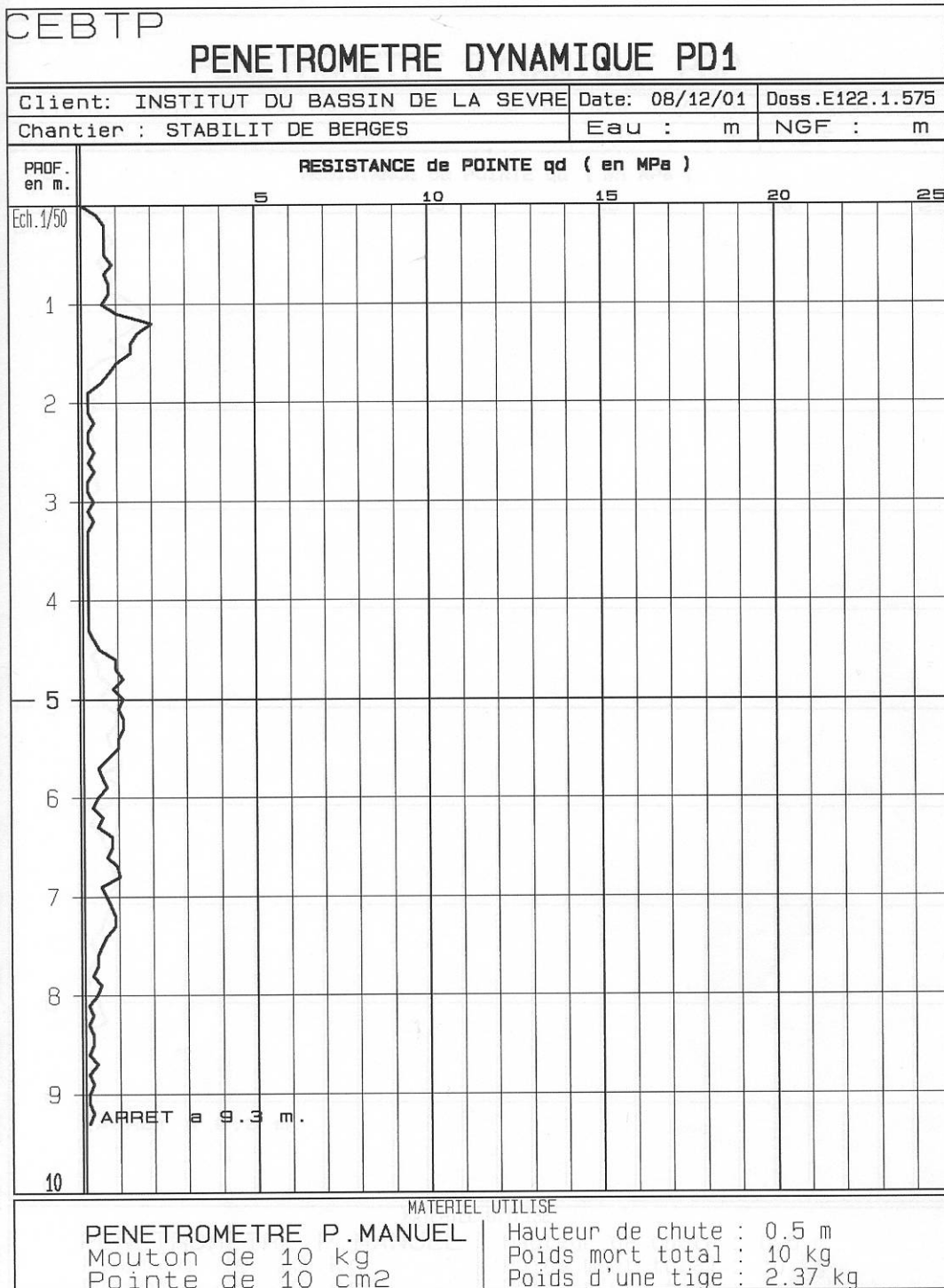


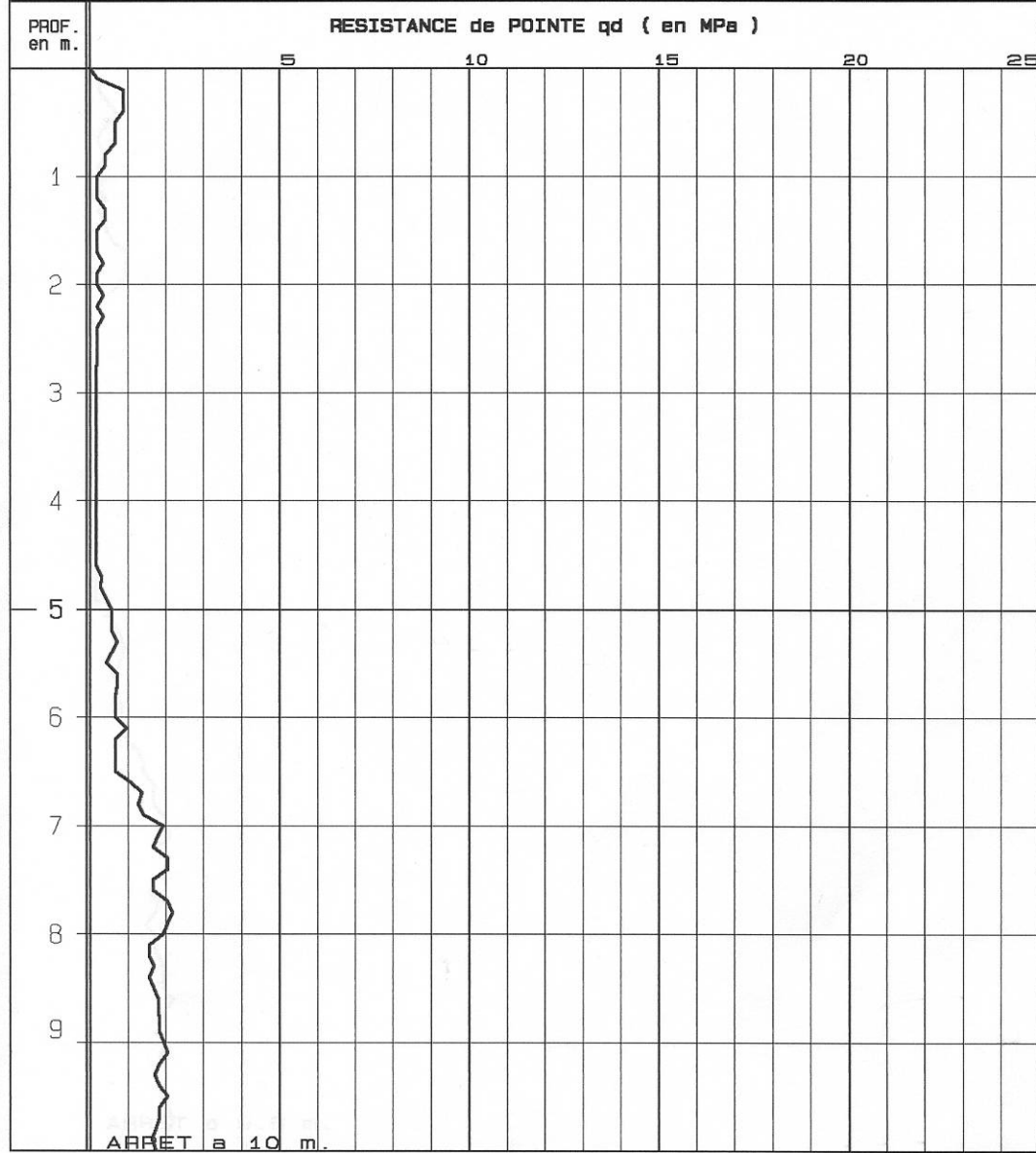
Figure : Site de Bazouin

CEBTP

PENETROMETRE DYNAMIQUE PD1

Client: INSTITUT DU BASSIN DE LA SEVRE Date: 04/01/02 Doss.E122.1.575

Chantier : STABILIT DE BERGES Eau : m NGF : m



MATERIEL UTILISE

PENETROMETRE P.MANUEL

Mouton de 10 kg

Pointe de 10 cm²

Hauteur de chute : 0.5 m

Poids mort total : 10 kg

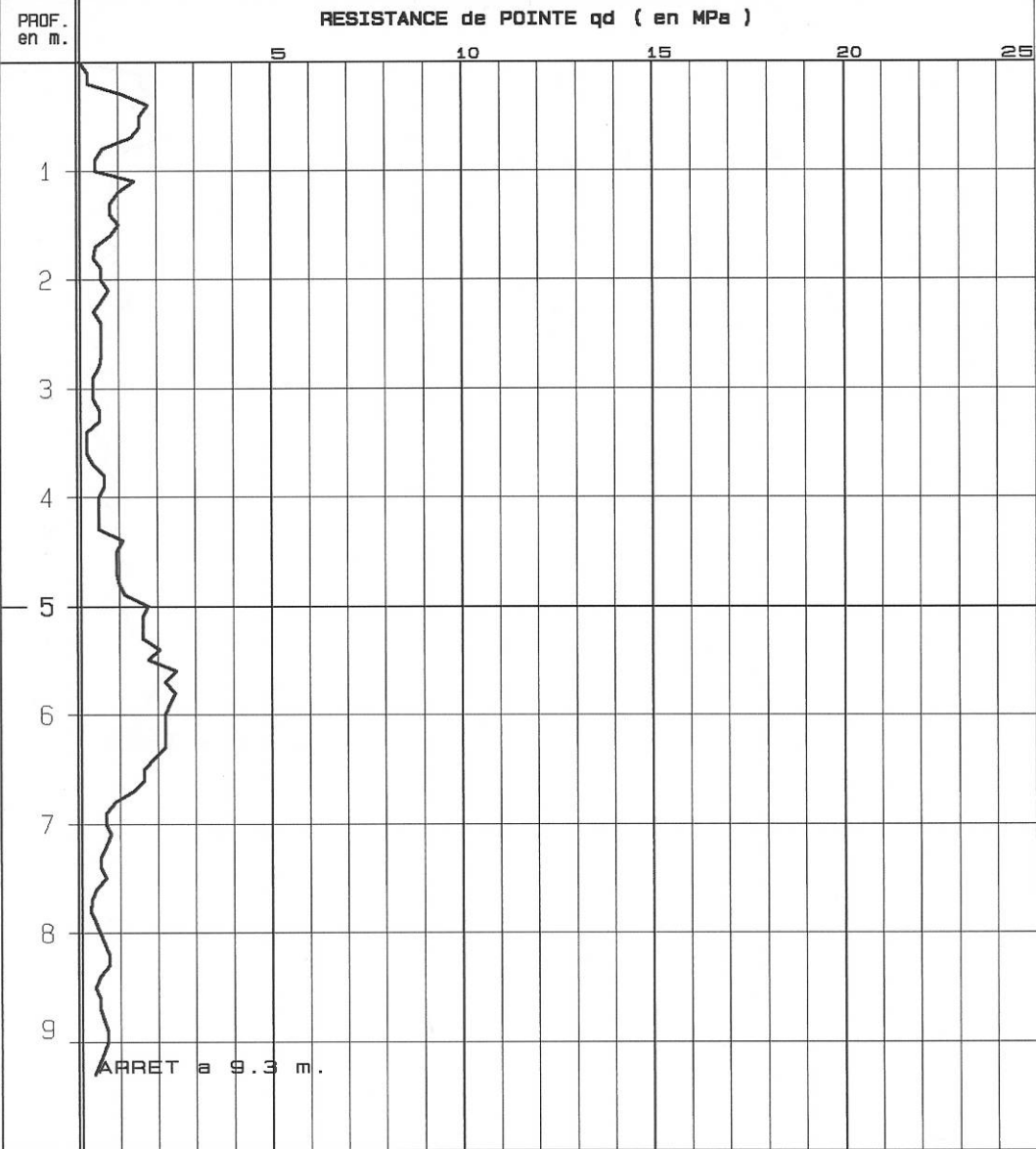
Poids d'une tige : 2.37 kg

Figure : Site de L'île d'Elle

CEBTP

PENETROMETRE DYNAMIQUE PD1

| | | |
|--|----------------|-----------------|
| Client: INSTITUT DU BASSIN DE LA SEVRE | Date: 04/01/02 | Doss.E122.1.575 |
| Chantier : STABILIT DE BERGES | Eau : m | NGF : m |



MATERIEL UTILISE

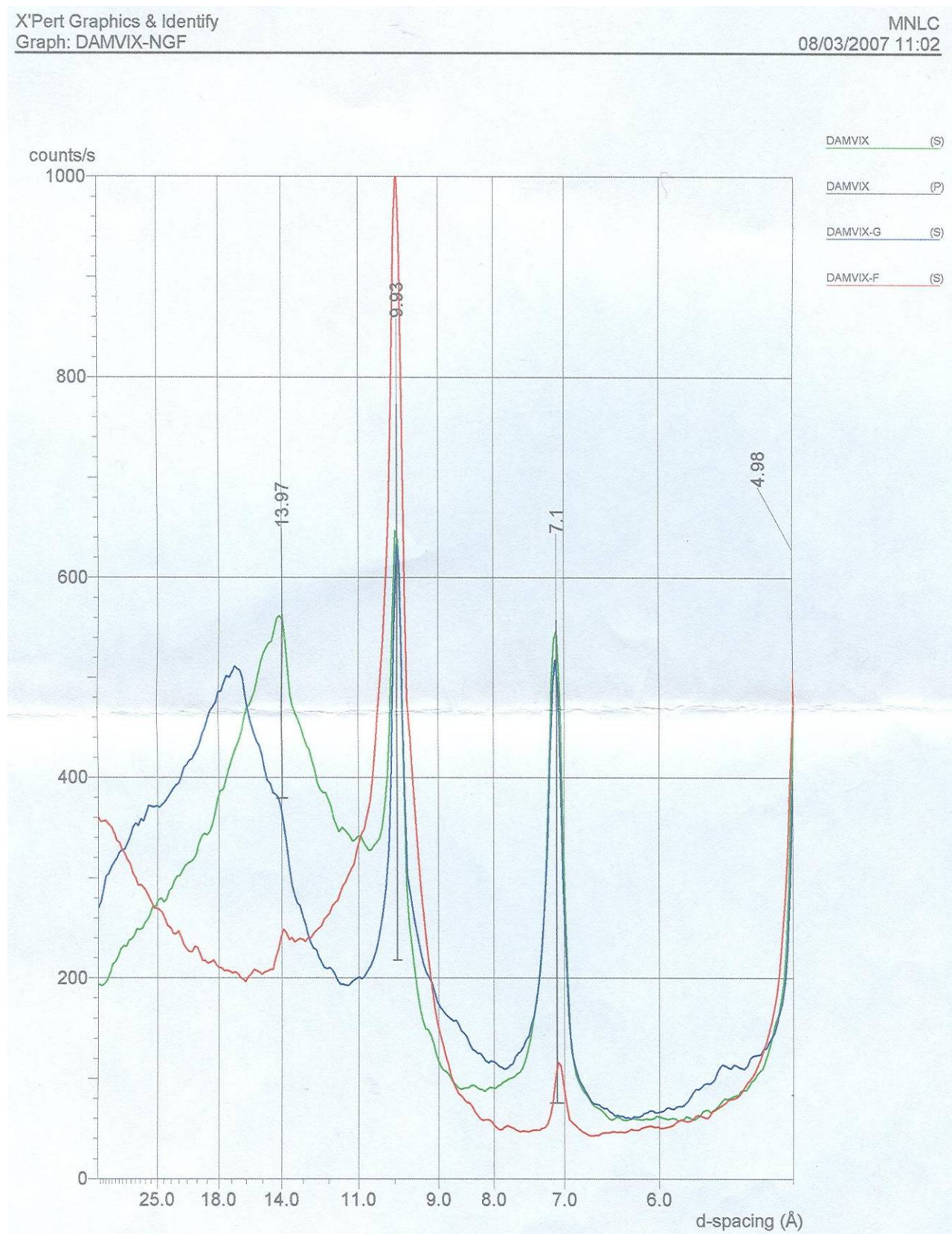
| | |
|------------------------------|----------------------------|
| PENETROMETRE P.MANUEL | Hauteur de chute : 0.5 m |
| Mouton de 10 kg | Poids mort total : 10 kg |
| Pointe de 10 cm ² | Poids d'une tige : 2.37 kg |

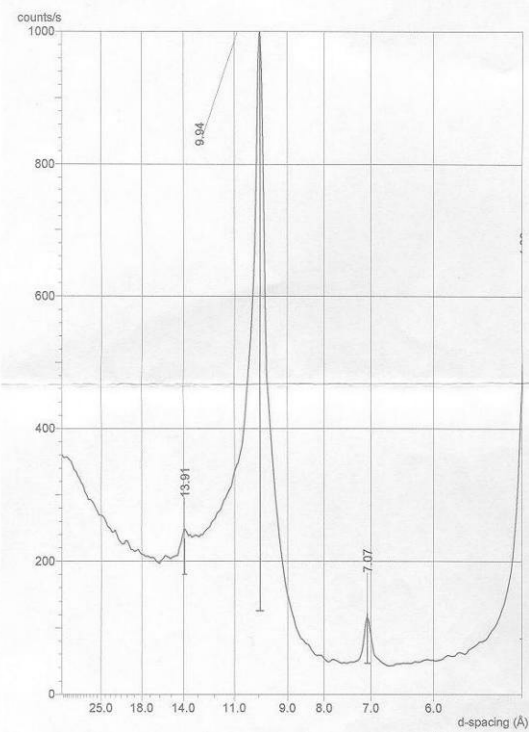
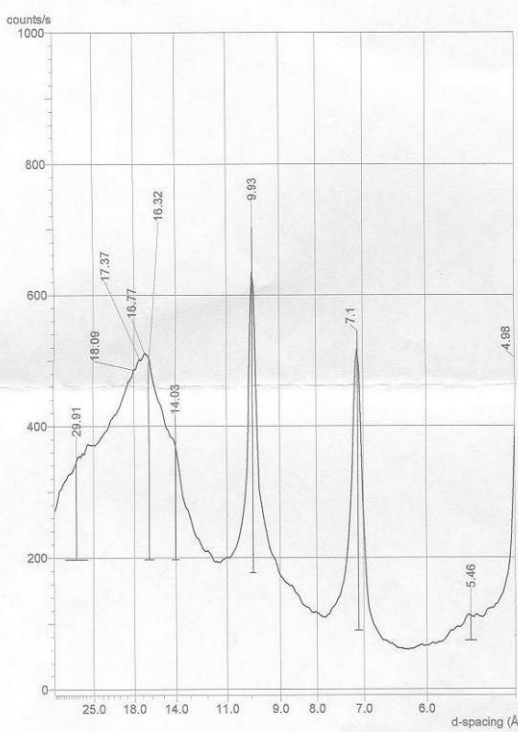
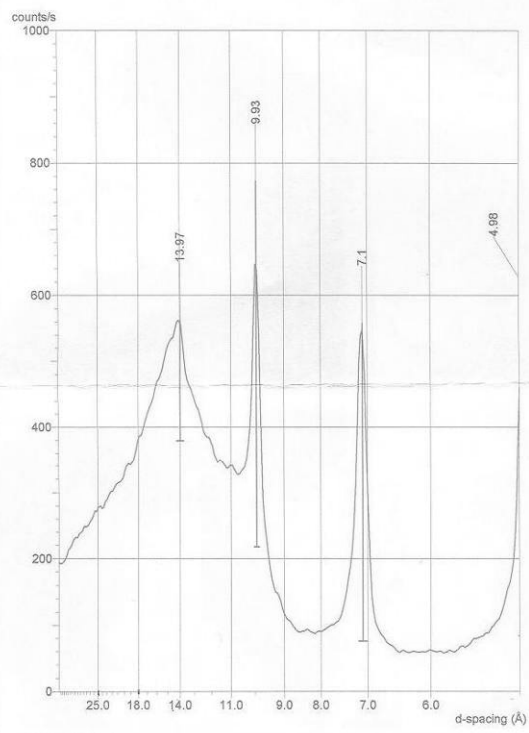
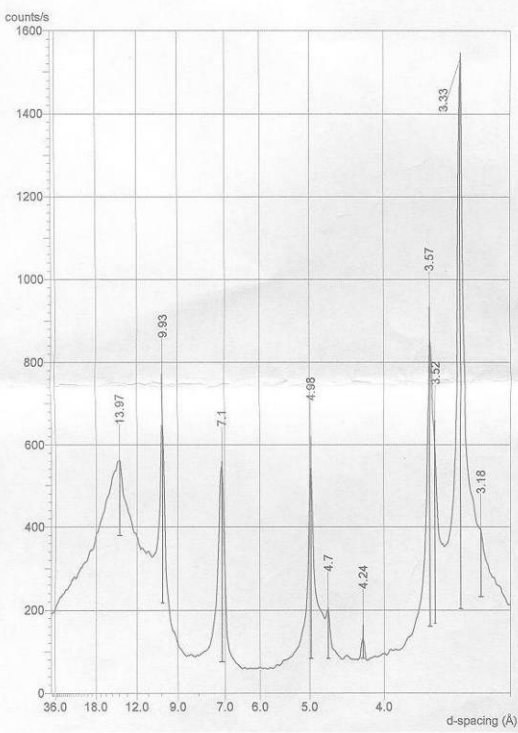
Figure : Site de Maillé

ANNEXE 3 : DIFRACTION PAR RAYONS X SUR UN ECHANTILLON PRELEVE A DAMVIX

X'Pert Graphics & Identify
Graph: DAMVIX-NGF

MNLC
08/03/2007 11:02





ANNEXE 4 : RESULTATS DE L'ESSAI TRIAXIAL SUR UN PRELEVEMENT REALISE A DAMVIX



LABORATOIRE REGIONAL DES
PONTS ET CHAUSSEES
DE ROUEN

Département
GÉOTECHNIQUE

ESSAI A L'APPAREIL TRIAXIAL

CU + u

(conforme à la norme NF P 94-074)

| | | | |
|-------------------|----------------------------|------------------------|--------------------|
| Chantier | Vase de berges de rivières | N° affaire | |
| Demandeur | Université de Caen | Pilote | M.PIOLINE |
| N° essai | 1 | Technicien | Ph.GARCIA |
| N° sondage | | Type sondage | carottage sur bloc |
| | | Date du sondage | |

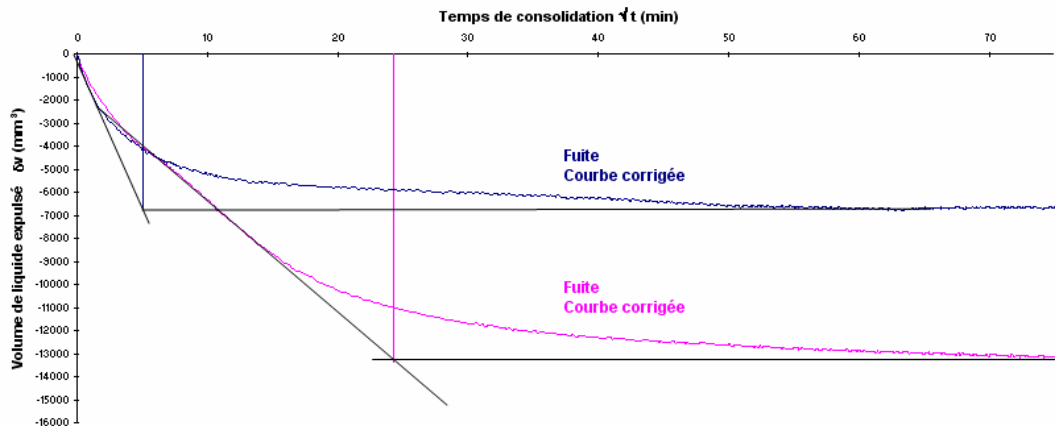
Description

| | épreuve 1 | épreuve 2 | épreuve 3 | épreuve 4 |
|---|-----------------------------|-----------------------------|-----------|-----------|
| Profondeur (m) | | | | |
| Description géologique | Limon avec passages sableux | Limon avec passages sableux | | |
| σ'_{vo} estimé | | | | |

Saturation

| | épreuve 1 | épreuve 2 | épreuve 3 | épreuve 4 |
|---|------------|------------|-----------|-----------|
| Taux de saturation en fonction de la contre pression | 100 - 30 % | 100 - 14 % | | |
| | 250 - 44 % | 150 - 34 % | | |
| | 200 - 52 % | 200 - 44 % | | |
| | 300 - 68 % | 300 - 60 % | | |
| | 400 - 80 % | 400 - 78 % | | |
| | 500 - 84 % | 500 - 60 % | | |
| | | 600 - 82 % | | |

Consolidation



| | épreuve 1 | épreuve 2 | épreuve 3 | épreuve 4 |
|--------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| t 100 (min) | 26 | 590 | | |



ESSAI A L'APPAREIL TRIAXIAL

CU + u

(conforme à la norme NF P 94-074)

| | | | |
|------------|----------------------------|--------------------|-----------------|
| Chantier | Vase de berges de rivières | N° affaire | |
| Demandeur | Université de Caen | Pilote | M.PIOLINE |
| N° essai | 1 | Technicien | Ph.GARCIA |
| N° sondage | Type sondage | carottage sur bloc | Date du sondage |

| Caractéristiques des éprouvettes | | | | |
|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| U_o (estimé) | kPa | | | |
| Valeurs initiales | | | | |
| H_o | mm | 101,1 | 100,1 | |
| D_o | mm | 50,7 | 50,6 | |
| w | % | 33,4 | 32,1 | |
| m | g | 353,4 | 346,8 | |
| ρ_d | Mg/m ³ | 1,30 | 1,31 | |
| ρ_s (mesuré) | Mg/m ³ | 0,00 | 0,00 | |
| ρ_s (estimé) | Mg/m ³ | 2,65 | 2,65 | |
| Sr | % | 84,9 | 82,5 | |
| Saturation | | | | |
| U_{op} | kPa | 400 | 400 | |
| B | | 94 | 92 | |
| $\Delta V_{saturation}$ | cm ³ | | | |
| Consolidation | | | | |
| σ'_o | kPa | 150 | 100 | |
| $\Delta V_{consolidation}$ | cm ³ | 6,68 | 13,40 | |
| t_{100} | s | | | |
| Valeurs après consolidation | | | | |
| H_s | mm | 100,0 | 97,9 | |
| D_s | mm | 50,14 | 49,42 | |
| w | % | | | |
| ρ_d (mesuré) | Mg/m ³ | | | |
| Condition d'essai | | | | |
| σ'_o | kPa | 150 | 100 | |
| vitesse d'écrasement | $\mu\text{m}/\text{min}$ | 5 | 5 | |
| vitesse de déformation | %/min | | | |
| Critère de rupture | $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ | <input checked="" type="checkbox"/> | $(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{max}$ | <input type="checkbox"/> |
| $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ | kPa | 69 | 89 | |
| ϵ_{1f} | % | 8,5 | 4,8 | |
| Δu | kPa | 39 | 67 | |
| s' | kPa | 146 | 78 | |
| t | kPa | 35 | 45 | |
| Mode de rupture | | | | |

| | | | |
|------------|--------|------------|--------|
| $c' =$ | 9 kPa | $\phi' =$ | 28,0 ° |
| Ph. GARCIA | Date : | 13/07/2007 | |

