

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم : الهندسة المدنية والري
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en sciences en : Hydraulique

Spécialité : Sciences Hydrauliques

**Analyse numérique de l'influence des pressions
interstitielles sur la stabilité des talus**

Présentée par :

Hadjira Femmam

Soutenue publiquement le

Devant le jury composé de :

Dr. OUAMANE Ahmed	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. BENMEBAREK Naïma	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. REMINI Boualem	Professeur	Examineur	Université de Blida
Dr. SÂAD Hamoudi	Professeur	Examineur	Université de Chlef
Dr. BOUZIANE Mohamed Toufik	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Dr. BOUDAUD Zeineddine	Professeur	Examineur	Université d'O.E.B

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Biskra, dans le Laboratoire de Recherche en Génie Civil (LRGCB), sous la direction de **M^{me}. N. Benmebarek**, Professeur à l'université de Biskra, qu'elle trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour ses nombreux conseils, ses encouragements, pour la confiance qu'elle m'a accordée durant toutes les étapes de cette thèse et son soutien infaillible.

Je tiens à remercier très vivement Monsieur **A.Ouamane**, Professeur à l'Université de Biskra d'avoir accepté de juger ce travail et de présider le jury.

J'exprime également mes vifs remerciements à Monsieur **B.Remini**, Professeur à l'Université de **Blida**, Monsieur **H.Saad**, Professeur à l'Université de **Chlef**, Monsieur **T. Bouziane**, Professeur à l'Université de **Biskra** et Monsieur **Z.Boudaoud**, Professeur à l'université d'Oum El Bouaghi pour avoir accepté d'être examinateurs de cette thèse.

Je désire également remercier affectueusement ma famille et mes amis pour leur appui indéfectible tout au long de la période consacrée à l'élaboration de ce document.

Enfin, un grand merci à tous ceux qui ont contribué à mon aide, soit de près ou de loin pour que mon travail soit à la hauteur, je cite ici **I.Saifi**.

RESUME

La rupture d'ouvrages ou de digues lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences. Ainsi Les études de la stabilité continuent à faire l'objet de nombreuses recherches scientifiques.

La stabilité des barrages en terre dépend de leur géométrie, des propriétés des matériaux utilisés et des forces auxquelles ils sont soumis. Les pressions interstitielles subissent des variations importantes pendant le remplissage ou la vidange du réservoir. Ces variations, normales, sont prises en compte dans les calculs de stabilité qui sont réalisés pour trois moments important de la vie de l'ouvrage de manière à encadrer les pressions extrêmes :

- La fin de construction ou comportement à court terme ;
- Le réservoir plein (calcul défavorable au talus aval) ;
- La vidange rapide (calcul défavorable au talus amont).

Les pressions interstitielles ne peuvent donc pas mettre en jeu la stabilité d'un barrage réalisé selon les règles de l'art, sauf si les hauteurs piézométriques échappent aux hypothèses de calcul et sont élevées.

Ce travail vise à analyser le comportement des barrages en terre à l'aide des logiciels Flac^{2d} et Géo-slope, et d'étudier l'effet des pressions interstitielles sur la stabilité des talus, une application a été faite sur le barrage de Oued El Kolla à Ain-Temouchent.

Des études paramétriques ont été entreprises dont le but de voir l'influence de certains paramètres sur les régimes d'écoulement et la stabilité du barrage.

Mots clés : Modélisation numérique, écoulement d'eau, pressions interstitielles, digue, drains, stabilité.

ABSTRACT

The failure of structures or dams when it occurs, has always heavy consequences. Thus the studies of stability continue to be the object of numerous scientific researches. The earth dams stability depends on the geometry, the material properties and the forces that they are subjected. Pore pressures undergo significant changes during filling or emptying the reservoir. These variations are taken into account in stability computation which are performed for three significant moments in the life of the structure in the way to support the extreme pressures:

- The end of construction or short-term behavior;
- The full reservoir (critical computation for the downstream slope);
- The rapid drawdown (critical computation for the upstream slope).

Pore pressures can not therefore compromise the stability of a dam built according to the rules of art, unless the piezometric heights are beyond the assumptions and are high.

This work aims to analyse the behavior of the earth dams using Flac^{2d} and Géo-slope software, and to study the effect of pore pressures on slope stability. An application has been made on the dam of Oued El Kolla in Ain-Temouchent. Parametric studies have been undertaken in the aim to show the influence of some parameters on the flow regimes and the dam stability.

Key words: Numerical modeling, flow water, pore pressures, earth dam, drains water, stability.

ملخص

عند تحطم المنشآت او السدود تقع دائما حوادث وخيمة ، لذلك يولي الباحثون اهمية كبيرة لدراسة الاستقرار. يعتمد استقرار السدود الترابية على هندسة السد، خصائص المواد المستعملة والقوى التي يتعرض لها. الضغوط الموجودة في السد تتعرض الى تغيرات كبيرة أثناء ملاء أو افراغ الخزان. هذه التغيرات العادية تؤخذ بعين الاعتبار في حسابات الاستقرار و التي يتم تنفيذها اثناء ثلاثة مراحل هامة في حياة السد، وذلك للإحاطة بالضغوط القياسية:

- نهاية البناء أو السلوك على المدى القصير (للمنحدرين الخلفي و الامامي)؛
- الخزان مملوء (دراسة الاستقرار للمنحدر الخلفي)؛
- الافراغ السريع (دراسة الاستقرار للمنحدر الامامي).

الضغوط الموجودة في السد لا تستطيع ان تعرض الى الخطر استقرار سد مبني وفقا للقواعد ما لم يكن العلو البييزميتري تجاوز افتراضات الحساب.

يهدف هذا العمل إلى تحليل سلوك السدود الترابية باستخدام البرمجيات $Flac^{2d}$ و $Géo-slope$ ، ودراسة تأثير ضغوط المسام على استقرار المنحدرات، ثم التطبيق على سد واد القلة بعين تموشنت. كما أجريت دراسات بهدف معرفة تأثير بعض الخصائص على انظمة الجريان واستقرار السد.

الكلمات المفتاحية : تحليل عددي، جريان الماء ، ضغوط المسام ، سد ترابي ، مصارف المياه، استقرار.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	i
RESUME.....	ii
ABSTRACT.....	iii
ملخص.....	iv
LISTE DES FIGURES.....	xi
LISTE DES TABLEAUX.....	xv
LISTE DES NOTATIONS.....	xvi

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I

HYDRAULIQUE DES MILIEUX POREUX SATURES ET NON SATURES

INDEFORMABLES	4
I.1 Introduction	4
I.2 Le milieu sol.....	4
I.2.1 Le sol vu comme un milieu poreux et continu.....	4
I.2.2 Loi de Darcy et perméabilité d'un sol	6
I.2.3 Particularité des sols non saturés.....	8
I.3 Modélisations usuelles des écoulements en milieu poreux saturés et non-saturés.....	11
I.3.1 Ecoulements en milieu poreux saturé.....	12
I.3.2 Ecoulement en milieu poreux non-saturé.....	12
I.3.2.1 Approche polyphasique.....	13
I.3.2.2 Approche monophasique - L'équation de Richards.....	14
I.3.3 Ecoulements en milieu poreux non-saturé en présence de surface libre.....	15
I.3.3.1 Application de l'équation de Richards à l'écoulement à surface libre.....	16
I.3.3.2 Approche mathématique.....	16
I.3.3.2.1 Cas du régime transitoire.....	17
I.3.3.2.2 Cas du régime permanent.....	20
I.4 Traitement numérique des écoulements saturés et non saturés.....	21
I.5 Conclusion.....	22

CHAPITRE II

INFILTRATION, RUPTURE ET TECHNIQUES DE DRAINAGE.....	23
---	-----------

II.1 Introduction	23
--------------------------------	-----------

II.2	Classification des mouvements de terrain	24
II.2.1	Pentes naturelles.....	24
II.2.2	Talus artificiels.....	24
II.3	Description des principaux types de mouvement.....	24
II.3.1	Les écroulements.....	24
II.3.2	Les glissements.....	25
II.3.3	Le fluage et la solifluxion.....	26
II.3.3.1	Le fluage.....	26
II.3.3.2	la solifluxion.....	27
II.3.4	Les coulées.....	27
II.3.5	Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles.....	28
II.3.6	Talus en remblai sur sols compressibles.....	28
II.4	Généralités sur les barrages.....	29
II.5	Différentes phases de l'étude de la stabilité d'une digue en terre.....	32
II.5.1	Comportement de l'ouvrage pendant sa construction.....	32
II.5.2	Comportement de l'ouvrage en service.....	33
II.5.3	Comportement de l'ouvrage pendant la vidange rapide.....	33
II.6	Comportement sismique des barrages en terre.....	34
II.7	Influence de la pression interstitielle sur la stabilité des barrages.....	35
II.8	Rupture de barrage.....	38
II.8.1	Causes de rupture des barrages.....	38
II.8.2	Les conséquences de la rupture.....	39
II.8.3	Fiabilité des structures hydrauliques.....	39
II.9	Filtres et drains.....	40
II.9.1	Nature des matériaux granulaires (Règle de filtre).....	40
II.9.2	Dispositifs drainants dans un barrage en terre	41
II.9.2.1	Drain de pied	42
II.9.2.2	Coussins drainants horizontaux.....	42
II.9.2.3	Drain cheminée.....	43
II.9.3	Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain dans un barrage en terre.....	44
II.9.4	Différences entre les filtres de géotextiles et les filtres granulaires.....	48
II.9.4.1	Uniformité.....	48
II.9.4.2	Maintien de la continuité.....	48

II.9.4.3 Epaisseur.....	48
II.9.4.4 Transitions intermédiaires.....	49
II.9.5 Des progrès remarquables et des outils fiables pour la conception des filtres géotextiles.....	49
II.9.6 Drainage des terrains et des chaussées.....	49
II.9.6.1 Collecte et canalisation des eaux de surface.....	50
II.9.6.2 Tranchées drainantes.....	50
II.9.6.3 Drains subhorizontaux.....	51
II.9.6.4 Masques et éperons drainants.....	51
II.9.6.5 Drains verticaux.....	52
II.9.6.6 Drains siphons et drains électropneumatiques	53
II.9.6.6.1 Drain siphon	53
II.9.6.6.2 Drain électropneumatique.....	54
II.9.6.7 Utilisation des géotextiles.....	54
II.10 Conclusion	55
 CHAPITRE III	
METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES TALUS.....	56
III.1 Introduction.....	56
III.2 Notion du coefficient de sécurité.....	57
III.3 Calcul à la rupture.....	58
III.4 Les méthodes d'analyse de stabilité des talus.....	58
III.4.1 Les méthodes globales.....	59
III.4.2 Les méthodes des tranches.....	60
III.4.3 La méthode des coins.....	60
III.5 Méthode des tranches de BISHOP et FELLENIUS.....	61
III.5.1 Exposé du problème.....	61
III.5.2 Hypothèses.....	61
III.5.3 Etude de l'équilibre d'un talus par les méthodes de BISHOP et de FELLENIUS.....	61
III.5.3.1 Méthode des tranches de FELLENIUS.....	61
III.5.3.2 Méthode des tranches de BISHOP.....	65
III.5.3.3 Méthode de BISHOP simplifiée.....	67
III.6 Les méthodes d'analyse sismique.....	68

III.6.1	Analyse pseudo-statique	68
III.6.2	L'approche de Newmark	69
III.6.3	L'analyse de Seed-Lee-Idriss.....	70
III.6.4	Les méthodes numériques.....	71
III.7	Etude comparative des méthodes de calcul à la rupture.....	72
III.8	Programmes de calcul de la sécurité de la stabilité.....	74
III.8.1	CLARA.....	74
III.8.2	LARIX-4S.....	74
III.8.3	Logiciels utilisés pour les calculs dans la base MOMIS (LCPC).....	75
III.8.4	FLAC (2D ou 3D) et Géo-Slope.....	75
III.9	Conclusion.....	76
CHAPITRE IV		
	MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE	77
IV.1	Introduction	77
IV.2	Présentation de l'outil de simulation Flac2d.....	77
IV.2.1	Introduction.....	77
IV.2.2	Méthodologie de simulation avec Flac.....	77
IV.2.3	Méthode des différences finies (MDF).....	79
IV.2.4	Schéma de résolution explicite	79
IV.2.5	Equations du mouvement.....	80
IV.2.6	Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation.....	82
IV.2.6.1	Critère de convergence.....	83
IV.2.7	Implémentation de modèles de comportement mécaniques dans le logiciel.....	84
IV.2.8	Modèle de Mohr- Coulomb.....	85
IV.2.8.1	Paramètres du modèle.....	87
IV.2.9	Modélisation de l'écoulement.....	87
IV.2.9.1	Modélisation de l'écoulement en Flac.....	87
IV.2.9.2	Modélisation de l'écoulement de l'eau avec le calcul de la surface phréatique.....	89
IV.2.10	Procédure de simulation adoptée pour le calcul de la stabilité des barrages en terre.....	89

IV.2.11	Déclaration des données dans le code FLAC2d.....	90
IV.2.11.1	Générations des grilles	91
IV.2.11.2	Conditions aux limites	91
IV.2.11.3	Conditions initiales	91
IV.3	Etude paramétrique utilisant le logiciel Flac.....	92
IV.3.1	Exemple de référence.....	92
IV.3.2	Dimensionnement du drain horizontal.....	93
IV.3.3	Influence des paramètres du prisme de drainage.....	97
IV.3.4	Comportement du talus aval en régime d'écoulement permanent pour différents niveaux du réservoir.....	97
IV.4	Présentation de l'outil de simulation Géo-Slope.....	99
IV.4.1	Introduction	99
IV.4.2	SLOPE/W.....	100
IV.4.2.1	Présentation	100
IV.4.2.2	Domaine d'application.....	100
IV.4.2.3	Analyse de stabilité des pentes	101
IV.4.2.3.1	Méthodes d'analyse.....	101
IV.4.2.3.2	Analyse probabiliste.....	101
IV.4.3	SEEP/W.....	103
IV.4.3.1	Présentation.....	103
IV.4.3.2	Domaine d'application.....	103
IV.4.3.2.1	Écoulement non confiné.....	103
IV.4.3.2.2	Les pressions interstitielles.....	104
IV.4.3.2.3	Infiltration transitoire.....	105
IV.5	Etude paramétrique utilisant le logiciel Géo-Slope.....	106
IV.5.1	Influence de la hauteur du barrage et de la perméabilité du matériau sur le coefficient de sécurité.....	106
IV.5.1.1	Exemples de référence	106
IV.5.1.2	Barrage homogène de 10m d'hauteur.....	107
IV.5.1.3	Barrage homogène de 20 m d'hauteur.....	107
IV.5.2	Comportement du talus amont en vidange.....	109
IV.5.2.1	Influence de la perméabilité sur la stabilité du talus.....	109
IV.5.2.2	Effet du taux de vidange sur la stabilité du talus.....	112
IV.5.2.3	Effet de l'anisotropie sur la stabilité du talus.....	112

IV.6 Conclusion.....	113
CHAPITRE V	
APPLICATION SUR LA RETENUE DE OUED EL KOLLA	115
V.1 Introduction	115
V.2 Présentation du modèle numérique.....	115
V.2.1 Propriétés mécaniques et hydrauliques du barrage.....	116
V.2.2 Maillage et conditions aux limites.....	117
V.3 Calcul de la stabilité de la digue.....	118
V.4 Résultats de l'expérimentation numérique et interprétations.....	119
V.4.1 Analyse de la stabilité en modifiant les caractéristiques géométriques du barrage et le système de drainage.....	119
V.4.1.1 Organigramme suivi pour le calcul de F_s.....	119
V.4.1.2 Stabilité en fin construction.....	121
V.4.1.3 Stabilité en écoulement permanent.....	121
V.4.1.3.1 Le drain bouché.....	121
V.4.1.3.2 Le drain fonctionne convenablement.....	121
V.4.1.3.3 Le prisme de drainage est remplacé par un drain horizontal.....	122
V.4.1.4 Stabilité en cas d'une vidange rapide.....	124
V.4.1.5 Influence des bermes sur la stabilité d'une digue.....	125
V.4.2 Analyse de la stabilité en modifiant les caractéristiques géotechnique du barrage.....	126
V.4.2.1 Caractéristiques choisies.....	126
V.4.2.1.1 Fonction de conductivité.....	126
V.4.2.1.2 Fonction de stockage volumique d'eau.....	127
V.4.2.1.3 Fonction de vidange.....	127
V.4.2.2 Stabilité statique.....	128
V.4.2.2.1 Etude de la stabilité en vidange rapide.....	132
V.4.2.2.2 Analyse probabiliste de la stabilité.....	133
V.4.2.3 Etude pseudo-statique.....	134
V.5 Conclusion.....	136
CONCLUSION GENERALE	138
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	141

LISTE DES FIGURES

Figure I.1	Définition d'un milieu saturé d'après Coussy (1991).....	4
Figure I.2	Etat de l'eau dans les sols (d'après Philipponat.G&Hubert.B, 2000).....	5
Figure I.3	Ecoulement linéaire dans un élément de sol (d'après Philipponat.G &Hubert.B 2000).....	6
Figure I.4	Représentation d'une argile non saturée d'après Delage (2001).....	9
Figure I.5	Distribution de la pression interstitielle dans un capillaire (d'après Lancellota , 1995).....	9
Figure I.6	Evolution de la succion d'un sol en fonction de la teneur en eau pour des chemins de séchage et d'imbibition (d'après Delage, 2001).....	11
Figure I.7	Application de l'approche mathématique à l'écoulement à surface libre.....	18
Figure II.1	Ecroulement susceptible du à l'érosion des couches sous-jacentes.....	25
Figure II.2	Les glissements.....	26
Figure II.3	Exemple de fluage.....	27
Figure II.4	Différents types de rupture circulaire.....	28
Figure II.5	Remblai sur sol mou.....	28
Figure II.6	Exemples de barrages en terre (ou en enrochement) (a) barrage homogène, (b) . barrage à noyau, (c) barrage zoné.....	30
Figure II.7	Exemples de barrages en béton : (a) barrage poids, (b) barrage à contreforts, (c) barrage voûte.....	30
Figure II.8	Exemple d'un sol très gradué.....	41
Figure II.9	Système de drainage dans un barrage en terre.....	43
Figure II.10	Drain granulaire incliné entouré par un géotextile.....	45
Figure II.11	Drainage vertical assuré par un géotextile composite.....	46
Figure II.12	Drainage synthétique dans un barrage en terre.....	47
Figure II.13	Structure du géocomposite de drainage horizontal.....	47
Figure II.14	Drain subhorizontal.....	51
Figure II.15	Drains verticaux.....	53
Figure II.16	Techniques associées au drainage vertical.....	53
Figure II.17	Regard de drain siphon.....	53
Figure II.18	Vue typique en plan des géotextiles :(a)tissé, (b) non-tissé.....	54

Figure III.1	Surface de rupture d'un talus.....	58
Figure III.2	Surface de cisaillement d'un talus.....	59
Figure III.3	Surface de rupture approchée par 2 lignes droites.....	60
Figure III.4	Découpage d'un talus en tranches élémentaires.....	62
Figure III.5	Etude de l'équilibre d'une tranche (i).....	62
Figure III.6	Illustration de la méthode pseudo-statique.....	68
Figure III.7	Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements.....	70
Figure III.8	La sensibilité du facteur de sécurité aux hypothèses faites sur les forces inter-tranches.....	73
Figure III.9	Le nombre de référence lié aux logiciels les plus populaires.....	75
Figure IV.1	Méthodologie de modélisation numérique avec FLAC (Itasca manuel).....	78
Figure IV.2	Représentation schématique de la séquence de calculs opérés par le logiciel FLAC.....	80
Figure IV.3	Discrétisation mixte.....	82
Figure IV.4	Modèle de Mohr-Coulomb.....	85
Figure IV.5	Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	86
Figure IV.6	Exemple de référence.....	92
Figure IV.7	Variation du débit de fuite en fonction de la longueur du drain.....	93
Figure IV.8	Visualisation de la ligne de saturation en fonction de la longueur relative du drain horizontal.....	94
Figure IV.9	Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du drain.....	95
Figure IV.10	Visualisation de la ligne de saturation et de la surface de glissement en fonction de la longueur relative du drain horizontal.....	96
Figure IV.11	Visualisation de la ligne de saturation en variant la hauteur d'eau dans le réservoir.....	98
Figure IV.12	Visualisation des pressions interstitielles régnant dans le corps de la digue	99
Figure IV.13	Visualisation du réseau d'écoulement dans la digue.....	99
Figure IV.14	Visualisation de la surface de glissement.....	99
Figure IV.15	Résultats de l'analyse probabiliste sous forme d'une fonction de densité de probabilité (Geo-slope, 2002).....	102

Figure IV.16	Résultats de l'analyse probabiliste sous forme d'une fonction de distribution de probabilité (Geo-slope, 2002).....	102
Figure IV.17	Écoulement non confiné dans un barrage en terre (Geo-slope, 2002).....	104
Figure IV.18	Dissipation des pressions interstitielles dans un barrage en terre après la vidange (Geo-slope, 2002).....	104
Figure IV.19	Evolution du front de mouillage à travers le corps d'un barrage lors d'un remplissage rapide (Geo-slope, 2002).....	105
Figure IV.20	Evolution de la surface de la nappe phréatique dans le corps d'un barrage lors d'une vidange (Geo-slope, 2002).....	105
Figure IV.21	Exemples de référence.....	106
Figure IV.22	Représentation schématique de l'écoulement dans un barrage homogène pendant une vidange rapide après 5 jours.....	108
Figure IV.23	Variation de F_s du talus amont en vidange.....	110
Figure IV.24	Visualisation de l'évolution de la ligne de saturation lors de la vidange.....	111
Figure IV.25	Variation de F_s du talus amont pour différents taux de vidange	112
Figure IV.26	Variation de F_s du talus amont en vidange pour différents rapports de perméabilité.....	113
Figure V.1	Géométrie du barrage étudié.....	116
Figure V.2	Maillage utilisé.....	117
Figure V.3	Conditions aux limites hydrauliques.....	118
Figure V.4	Organigramme suivi pour le calcul de F_s	120
Figure V.5	Visualisation de la ligne de saturation.....	123
Figure V.6	Fonction de conductivité hydraulique définie dans SEEP/W (conductivité hydraulique (m /jours), pression (KPa)).....	127
Figure V.7	Fonction de stockage volumique d'eau définie dans SEEP/W.....	127
Figure V.8	Fonction de frontière de la face amont montrant la variation de la charge hydraulique totale en fonction du temps définie dans SEEP/W.....	128
Figure V.9	Position de la ligne de saturation.....	129
Figure V.10	Visualisation de la ligne de saturation et de la surface de glissement.....	131
Figure V.11	Variation du facteur de sécurité pendant et après la vidange.....	132
Figure V.12	Changement de la position de la nappe phréatique induit par la vidange.....	133
Figure V.13	Résultats de l'analyse probabiliste "Fonction de distribution de la probabilité du	

	facteur de sécurité.....	134
Figure V.14	Forces appliquées dans une tranche en étude pseudo-statique (Geo-slope, 2002).	135

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1	Types d'analyses pour des barrages en terre (d'après M.Lino, 1988).....	31
Tableau IV.1	Méthodes explicites et implicites ((Itasca manuel)	81
Tableau IV.2	Variation du F_s en fonction de la géométrie du prisme de drainage.....	97
Tableau IV.3	Valeurs de F_s en variant la hauteur d'eau dans le réservoir.....	97
Tableau IV.4	Données géométriques des deux barrages.....	106
Tableau IV.5	Valeurs de F_s , cas de: barrage de 10m d'hauteur avec une perméabilité faible.....	107
Tableau IV.6	Valeurs de F_s , cas de: barrage de 10m d'hauteur avec perméabilité forte.....	107
Tableau IV.7	Valeurs de F_s , cas de: barrage de 20 m d'hauteur avec une perméabilité faible.....	107
Tableau IV.8	Valeurs de F_s , cas de:barrage de 20m d'hauteur avec perméabilité forte..	108
Tableau V.1	Données mécaniques et hydrauliques du barrage.....	116
Tableau V.2	Valeurs de F_s , cas de fin construction.....	121
Tableau V.3	Valeurs de F_s , cas de l'écoulement permanent (drain bouché).....	121
Tableau V.4	Valeurs de F_s , cas de l'écoulement permanent (drain non bouché).....	121
Tableau V.5	Valeurs de F_s pour les différents cas étudiés (avec prisme de drainage).....	122
Tableau V.6	Valeurs de F_s avant et après le changement du drain.....	123
Tableau V.7	Valeurs de F_s pour les différents cas étudiés (avec drain horizontal).....	124
Tableau V.8	Valeurs de F_s , cas d'une vidange rapide.....	125
Tableau V.9	Influence des bermes sur le coefficient de sécurité.....	125
Tableau V.10	Valeurs de F_s en étude statique (méthode de Bishop) avant l'utilisation des nouvelles données.....	128
Tableau V.11	Valeurs de F_s en étude statique (méthode de Bishop) après l'utilisation des nouvelles données.....	128
Tableau V.12	Valeurs du facteur de sécurité après une vidange de 21jours.....	132
Tableau V.13	Valeurs du facteur de sécurité en étude pseudo-statique.....	136

LISTE DES NOTATIONS

- K perméabilité du sol;
- K_h coefficient sismique horizontal ;
- Q débit de fuite;
- H hauteur d'eau;
- Φ angle de frottement interne;
- C cohésion;
- L_b : largeur de la base du barrage;
- L_d longueur du drain horizontal;
- h_{dp} hauteur verticale du prisme;
- F_s : coefficient de sécurité;
- n porosité du milieu;
- γ_{sat} poids volumique du sol saturé;
- γ_d poids volumique sec du sol;
- σ' contrainte effective;
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ contraintes principales dans le champs de contraintes;
- $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 déformations principales dans le champs de contraintes;
- ρ masse volumique;
- τ force de résistance au cisaillement;
- i gradient hydraulique.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La terre a un cycle de vie qui lui est propre, ses roches naissent, vieillissent, meurent et puis renaissent dans le cœur en fusion de notre planète. Les glissements de terrains font partie de ce processus naturel. Ils constituent en général des phénomènes naturels ponctuels à effets limités. Cependant, par leur diversité et leur fréquence, ils restent responsables de dommages importants et coûteux.

Ainsi, les études de la stabilité continuent à faire l'objet de nombreuses recherches scientifiques. La stabilité des pentes intéresse aussi bien les pentes naturelles que les talus artificiels.

Les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvent, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage (lié essentiellement aux fondations) et à la complexité des comportements et des mécanismes en jeu, et d'autre part dans les effets majeurs des actions de l'eau et des gradients hydrauliques au sein des structures, rendant ainsi ces ouvrages atypiques.

La rupture d'ouvrages ou de digues, lorsqu'elle survient, a toujours de lourdes conséquences, qu'elles s'expriment en termes de coût ou en termes de vies humaines. On se souvient du triste bilan dû à la défaillance des digues du Yangze en 1998 : 2000 morts reconnus par le gouvernement Chinois, 21 millions d'hectares couverts par les eaux, 250 millions de personnes concernées ...

Les pressions interstitielles dans un barrage en terre subissent des variations importantes pendant le remplissage ou la vidange du réservoir. Ces variations, normales, sont prises en compte dans les calculs de stabilité qui sont réalisés pour trois moments importants de la vie de l'ouvrage de manière à encadrer les pressions extrêmes :

- La fin de construction ou comportement à court terme ;
- Le réservoir plein (calcul défavorable au talus aval) ;
- La vidange rapide (calcul défavorable au talus amont).

Les mécaniciens des sols ont mis au point des méthodes de calcul de stabilité des barrages. Ces méthodes sont devenues très perfectionnées et ont été vérifiées sur de nombreux projets dans le monde entier. Elles conduisent toutes à quantifier la sécurité de l'ouvrage par un seul nombre : le

coefficient de sécurité. Bien qu'en théorie les méthodes d'équilibre limite ne traitent absolument pas des déformations, en pratique elles gouvernent les déformations par le coefficient de sécurité.

Les principales méthodes sont celles de **FELLENIOUS** « 1927 » et **BISHOP** « 1954 », dans les quelles on découpe le matériau en tranches généralement verticales. Au-dessus d'un assez grand nombre de ces méthodes ont été développées ; presque toutes les méthodes de la surface de rupture. Les améliorations successives de ces méthodes ont eu pour objet de réduire les erreurs dues :

- A la trop forte simplification de la forme des surfaces de rupture.
- A la mauvaise évaluation des contraintes normales.

Aujourd'hui, les méthodes numériques, associées aux ordinateurs puissants permettent la solution de la quasi-totalité des problèmes physiques convenablement formulés et ceci avec toute la précision souhaitée. Parmi ces méthodes, on distingue celles des éléments finis et des différences finies qui ont permis de modéliser le début de la rupture et ont apporté des renseignements inaccessibles avec les méthodes d'équilibre limite.

Les méthodes numériques sont intéressantes parce qu'en principe elles devraient satisfaire à la fois le critère de rupture et les conditions d'équilibre statique avec une approximation raisonnable. Elles devraient donc éviter les faiblesses théoriques des méthodes d'équilibre limite sur ce dernier point, de plus, elles donnent des informations sur le développement du processus de rupture.

L'objectif de notre travail est d'analyser le comportement des barrages en terre à l'aide des logiciels *Flac^{2d}* et *Géo-Slope* et d'étudier l'effet des pressions interstitielles sur la stabilité des talus, une application a été faite sur le barrage de Oued El Kolla à Ain-Temouchent.

Des études paramétriques ont été entreprises dans le but de voir l'influence de certains paramètres sur les régimes d'écoulement et la stabilité du barrage.

La présente thèse est scindée en cinq chapitres:

Le premier chapitre présente des connaissances relatives aux écoulements en milieu poreux et les bases théoriques sur lesquelles reposent les écoulements en milieu poreux saturés, non-saturés et écoulement à surface libre.

Le deuxième chapitre est consacré aux généralités sur les barrages en terre ainsi que les causes et les conséquences de leur rupture. Nous présenterons une synthèse bibliographique concernant l'historique du développement des études sur les infiltrations. Nous concluons ce chapitre par une synthèse bibliographique sur l'utilisation des géotextiles comme filtres et drains dans les barrages en terre.

Le troisième chapitre consiste à exposer les différentes méthodes classiques d'analyse de la stabilité des barrages en terre ainsi que les méthodes d'analyses sismiques.

Le quatrième chapitre vise à présenter les deux logiciels utilisés Flac^{2d} et Géo-Slope, ainsi que des études paramétriques sur les drains et l'influence de la hauteur du barrage et de la perméabilité du matériau sur le coefficient de sécurité. Des études sur le comportement des talus amont et aval en écoulement permanent et en vidange rapide ont été élaborées.

Le cinquième chapitre présente le modèle numérique qui est le barrage de Oued El Kolla à Ain-Temouchent qui souffre de brèches dans sa digue. Une simulation numérique du comportement de ce barrage a été faite ainsi que des études paramétriques ont été envisagées de l'influence des propriétés géométriques, mécaniques et du système de drainage.

L'analyse numérique a été faite à l'aide du code de calcul Flac^{2d} et du logiciel Géo-SlopeV5 (Slope/W et Seep/W). Une étude pseudo-statique avec une analyse probabiliste a été élaborée à l'aide du logiciel Géo-Slope.

Enfin, nous clôturons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre recherche.

CHAPITRE I

HYDRAULIQUE DES MILIEUX POREUX SATURES ET NON SATURES INDEFORMABLES

CHAPITRE I

HYDRAULIQUE DES MILIEUX POREUX SATURES ET NON SATURES INDEFORMABLES

I.1 Introduction

L'étude des mouvements d'eau dans les milieux poreux est un problème important pour le géotechnicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs de sol, tant du point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique) que du point de vue hydraulique (évolution des forces d'écoulement). La détermination du champ de pressions interstitielles dans les massifs et de son évolution au cours du temps est donc une donnée dont il faut tenir compte dans le calcul de dimensionnement des ouvrages.

Nous rappellerons dans ce présent chapitre des connaissances relatives aux écoulements en milieu poreux.

I.2 Le milieu sol

I.2.1 Le sol vu comme un milieu poreux et continu

Un milieu poreux saturé par un seul fluide est généralement considéré comme un ensemble de particules solides entre lesquelles existe un espace poreux connecté et saturé par le fluide pouvant y circuler (milieu thermodynamiquement ouvert d'après Coussy (1991)). Si on considère un volume élémentaire entourant un point géométrique, ce dernier est composé, à l'échelle microscopique d'un squelette granulaire (partie solide et espace poreux) et de fluide saturant, les deux systèmes coexistant au même point de l'espace. et l'espace des deux milieux continus, l'un représentant le squelette, l'autre le fluide (figure I.1).

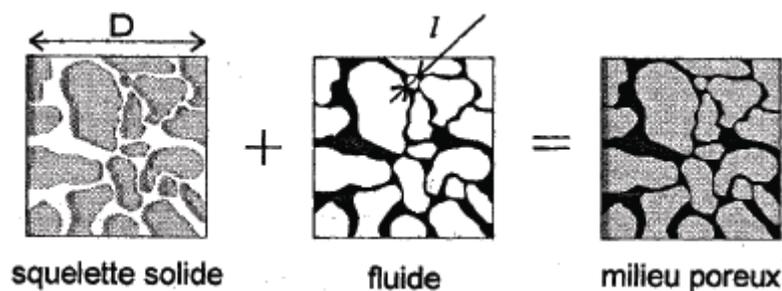


Figure I.1 : Définition d'un milieu saturé d'après Coussy (1991).

Afin de valider l'hypothèse de continuité, il est nécessaire de considérer un volume élémentaire représentatif (VER) satisfaisant certaines conditions relatives à la taille du VER et à la taille des hétérogénéités pour que l'élément hétérogène puisse être considéré comme un milieu homogène. Dans le milieu poreux représenté dans la figure I.1, il est possible de définir la porosité ouverte (n) comme le rapport du volume des vides (V_v) au volume total du milieu (V). On écrit :

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (\text{I.1})$$

Concernant le cas particulier des argiles, les particules solides sont constituées par les feuillets d'argile. Le fluide, quant à lui, revêt plusieurs formes.

Dans les ouvrages de géotechnique (G.Philippinat & B.Hubert, 2000, Schlosser, 1988), on distingue généralement outre l'eau entrant dans la composition chimique des grains (figure I.2) :

– l'eau interstitielle (eau libre de circuler dans l'espace poreux ou eau capillaire) qualifiée d'eau libre selon Lambe, (1958).

Van Damme (2002), quant à lui, parle :

– d'eau interfaciale dont les propriétés sont modifiées par la proximité d'une surface solide. Il s'agit d'une eau liée même si des précautions doivent être prises avec le terme "liée" dans la mesure où

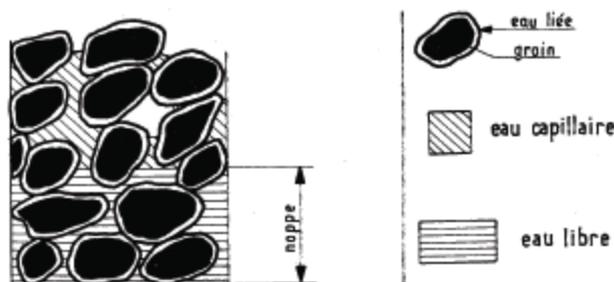


Figure I.2 : Etat de l'eau dans les sols (d'après G.Philippinat & B.Hubert, 2000).

des arguments de dynamique et de distance sont importants pour déterminer si une particule d'eau est liée ou non. Cette eau est adsorbée au niveau des sites hydrophiles, à savoir les cations et les groupes OH et cela a pour conséquence l'expansion cristalline.

– d'eau capillaire dont les propriétés sont modifiées par la présence d'une interface liquide - vapeur. Celle-ci, représentée dans la figure I.2, n'est pas libre de s'écouler librement. Du fait de l'existence d'une interface air-eau, il se développe des tensions de surface et des pressions capillaires limitant la circulation de cette eau. Nous détaillerons plus longuement cette notion de pression capillaire dans le paragraphe I.2.3 dédié aux sols non saturés.

Finalement, les terminologies employées peuvent différer selon les auteurs mais les mêmes composantes de l'eau sont décrites. Le paragraphe suivant explique quels sont les éléments moteurs de la circulation de l'eau dans le milieu poreux et quels paramètres la régissent.

I.2.2 Loi de Darcy et perméabilité d'un sol

Plaçons-nous dans le cas d'un écoulement stationnaire d'un fluide Newtonien dans un milieu poreux saturé. Darcy a déterminé expérimentalement une relation linéaire entre le débit et la perte de charge, comme suit :

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{1}{k} \cdot \frac{Q}{S} \quad (\text{I.2})$$

Où l'on a :

- ΔH : différence de charge hydraulique entre deux points de l'écoulement,
- Q : débit,
- S : section droite de l'écoulement,
- L : longueur considérée pour l'écoulement (figure I.3),
- k : coefficient de perméabilité dépendant du milieu poreux et du fluide.

Pour mieux définir le terme de perte de charge ΔH , considérons l'écriture de la charge hydraulique d'un fluide en un point M situé sur une ligne de courant. Elle s'écrit classiquement (Lancellota, 1995) :

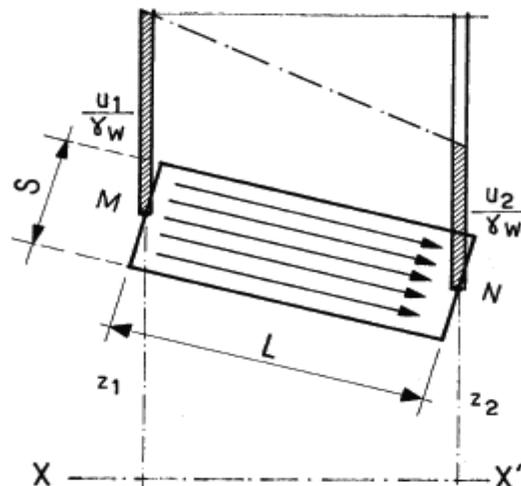


Figure I.3 : Ecoulement linéaire dans un élément de sol (d'après G.Philipponnat&B.Hubert, 2000).

$$H_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w} + \frac{v_M^2}{2g} \quad (\text{I.3})$$

z_M étant un terme d'altitude par rapport à un plan de référence ([m]), u_M un terme de pression statique ([Pa]) et v_M la vitesse du fluide au point considéré ([m/s]). En ce qui concerne l'écoulement dans les sols, les vitesses sont suffisamment faibles pour être négligées, il reste de l'équation I.3 :

$$H_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w}$$

Si l'on fait référence à la figure I.3 et aux deux points M et N, il existe une différence de charge due aux frottements qui intervient dans la relation linéaire mise en évidence par Darcy (équation I.2) et qui s'écrit :

$$\Delta H = H_2 - H_1 = z_2 - z_1 + \frac{u_2 - u_1}{\gamma_w} \quad (\text{I.4})$$

A une dimension, on définit alors le gradient hydraulique noté i comme suit :

$$= \frac{\Delta H}{L}$$

Ou plus généralement,

$$i = \text{grad}(H) \quad (\text{I.5})$$

L'équation I.2 peut également s'écrire de façon vectorielle ou tensorielle à 2 ou 3 dimensions correspondant à la loi de Darcy sous sa forme la plus connue :

$$\underline{v} = -\underline{k} \underline{i} \quad (\text{I.6})$$

Où :

- \underline{v} est la vitesse débitante du fluide calculée sur la section droite de l'écoulement,
- \underline{i} est le vecteur gradient hydraulique (sans dimension),
- \underline{k} est le tenseur de conductivité ou de perméabilité hydraulique, caractérisé dans le cas isotrope par le coefficient de perméabilité exprimé en m/s.

Le coefficient k dépend du milieu poreux et du fluide. Il est d'usage de définir la perméabilité intrinsèque ne dépendant plus que du milieu poreux. Son expression est la suivante :

$$K = k \cdot \frac{\mu}{\gamma_w}$$

avec :

- μ : viscosité dynamique de l'eau exprimée en [Pa.s]
- γ_w : poids volumique de l'eau exprimé en [N/m³].

Darcy a donc mis en évidence par son expérience puis par l'écriture de la loi que c'est la différence de charge hydraulique qui est le moteur de l'écoulement. Si $H_M = H_N$ (figure I.3) alors l'écoulement n'a pas lieu. Coussy (1991) propose une écriture tensorielle plus complète de la loi de Darcy dans son ouvrage.

Cette loi empirique a toutefois des limites de validité auxquelles de nombreux auteurs se sont intéressés dont Forcheimer en 1901 (cité par Rasoloarijaona (1993), publication en Allemand). Le premier point est que l'écoulement est supposé suffisamment lent pour qu'on néglige son énergie cinétique. En d'autres termes, l'écoulement doit être laminaire. Forcheimer a observé des écarts entre la relation linéaire et les mesures expérimentales pour des vitesses d'écoulement élevées et a proposé une correction à l'aide d'un terme quadratique :

$$-grad(p) = \frac{v}{k} + b.v^2$$

Avec $b > 0$.

Toutefois, Rasoloarijaona (1993) propose, à l'issue d'expériences, une correction à l'aide d'un terme cubique :

$$-grad(p) = \frac{v}{k} + b.v^3$$

Mitchell (1993) recense d'autres études montrant qu'il existe des déviations pour les faibles gradients hydrauliques voire un gradient seuil en deçà duquel il n'y a pas d'écoulement dans la montmorillonite sodique (Buzzi, 2004).

La loi de Darcy est une loi classique très utilisée en géotechnique. Généralement, en mécanique des sols, les conditions de vitesse d'écoulement assurant la validité de la loi sont respectées.

I.2.3 Particularité des sols non saturés

Le milieu saturé est une représentation simplifiée du sol, qui ne correspond pas à la majorité des situations. En effet, dans la majeure partie des cas, il y a coexistence de trois phases dans le sol : une phase solide, une phase liquide et une phase vapeur. Le schéma de sol présenté dans la figure I.1 devient alors celui de la figure I.4. On y voit l'air présent dans l'espace poreux ainsi que les interfaces liquide/vapeur, appelées communément ménisques capillaires. La présence de cette troisième phase rend nécessaire la définition d'un paramètre pour quantifier la quantité d'eau présente dans le sol. Le degré de saturation (S) est alors défini comme le rapport du volume d'eau présente dans le sol. Le degré de saturation (S) est alors défini comme le rapport du volume d'eau sur le volume des vides (équation 1.7). On comprend qu'il est nécessairement compris entre 0 et 1.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (I.7)$$

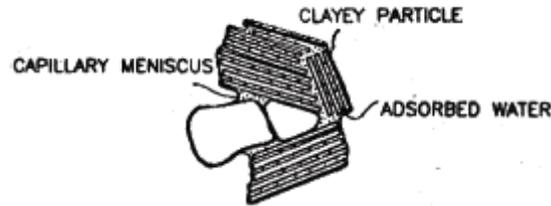


Figure I.4 : Représentation d'une argile non saturée d'après Delage (2001).

La présence d'une phase gazeuse perturbe l'état de la phase liquide. Une théorie régulièrement avancée pour décrire l'état du liquide dans le sol non saturé est la théorie de la capillarité (expliquée dans Lancellota (1995)). Si on trempe un capillaire dans une nappe d'eau, on observe une remontée de fluide dans le capillaire jusqu'à une situation d'équilibre (figure I.5). Ceci est dû à la tension superficielle de l'eau qui équilibre le poids de la colonne d'eau. Cet équilibre conduit à la relation I.8 entre le diamètre d du pore et la hauteur d'eau dans le capillaire h_c (T représente la tension superficielle à l'interface liquide/gaz et α est l'angle entre l'interface liquide/gaz et les parois du capillaire).

$$h_c = \frac{4T \cos(\alpha)}{\gamma_d} \quad (\text{I.8})$$

On définit alors la pression capillaire comme la différence entre la pression d'air et la pression d'eau (équation I.9). Cette pression capillaire est négative (i.e : l'eau dans le capillaire est en état de dépression comme le montre la figure I.5).

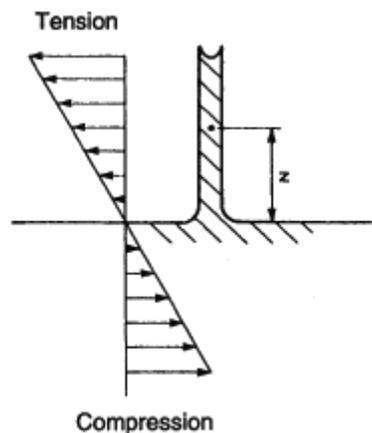


Figure I.5 : Distribution de la pression interstitielle dans un capillaire (d'après Lancellota, 1995).

$$P_c = P_a - P_w \quad (I.9)$$

Cette théorie n'est applicable que dans le cas d'un modèle de sol à canaux capillaires, ce qui n'est pas le cas des sols argileux du fait de la structure en feuillets. Par ailleurs, même si le sol exerce une attraction sur le liquide, on ne peut pas réellement considérer que l'eau est dans un état de tension mécanique conférant au sol une cohésion apparente pouvant être très élevée (Gens et al. 2001, Yong 1999).

Une autre approche permet d'expliquer dans quel état se trouve le fluide dans un milieu non saturé : il s'agit de raisonner en terme de potentiel de l'eau. Considérons un sol non saturé et des conditions isothermes, l'énergie à fournir pour extraire une quantité d'eau du sol est appelée potentiel de l'eau. Ce potentiel est classiquement scindé en 4 composantes comme le montre l'équation I.10 (Panel, 1965).

$$(I.10)$$

Avec

- ψ_g : potentiel gravitaire (en cas de différences d'altitude),
- ψ_p : potentiel de pression externe (lié à la pression de gaz),
- ψ_m : potentiel matriciel (lié au phénomène de capillarité),
- ψ_o : potentiel osmotique (lié aux différences de concentration des espèces chimiques en solution).

On définit, à partir de ces potentiels, la succion osmotique (S_o) et la succion matricielle (S_m) :

$$S_o = -\psi_o \quad \text{et} \quad S_m = -\psi_m$$

La succion matricielle correspond à la pression capillaire p_c définie précédemment (équation I.9) tandis que la succion osmotique est due aux différences de concentration de solutions présentes dans le sol non saturé. Gens et al (2001) expliquent que seules les composantes matricielles et osmotiques affectent le comportement mécanique et ce, dans des mesures différentes dépendant notamment du type de sol. On définit alors la succion totale s'exprimant en [Pa] comme la somme de ces deux composantes :

$$S_T = S_o + S_m$$

Cette succion est la quantité d'énergie à fournir pour extraire de l'eau d'un sol non saturé traduisant ainsi l'intensité de l'interaction existant entre le sol et le liquide. Dans le cas d'une argile, cette succion totale peut être très élevée (jusqu'à 100 MPa) tandis que pour un sable, elle est généralement faible (de l'ordre de quelques dizaines de kPa). Quelle que soit la signification physique adoptée pour la succion, cette dernière a été reliée expérimentalement à la teneur en eau du sol (ou à son degré de saturation) comme le montre la figure I.6. Nous pouvons y voir la

décroissance (resp. augmentation) de la succion lorsque la teneur en eau du sol augmente (resp. diminue). Par ailleurs, un hystérésis traduit le fait que les phénomènes "d'imbibition" et "séchage" ne sont pas tout à fait les mêmes. Delage et al. (2001), entre autres, précise les origines de l'hystérésis mais nous ne rentrerons pas dans le détail de ces explications ici.

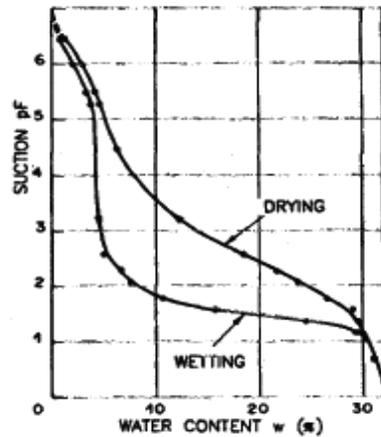


Figure I.6 : Evolution de la succion d'un sol en fonction de la teneur en eau pour des chemins de séchage et d'imbibition (d'après Delage, 2001).

De nombreuses techniques expérimentales de mesure de succion sont présentées dans Burland et al (1996) ainsi que le type de succion mesurable (totale, osmotique ou matricielle) et les gammes de mesure possibles. Au delà de ces techniques classiques, certains auteurs proposent des adaptations de dispositifs expérimentaux pour mesurer ou contrôler la succion au cours d'essais (Mukhtar et al. 1999, Blatz et al. 2000).

I.3 Modélisations usuelles des écoulements en milieu poreux saturés et non-saturés

Dans la description des écoulements en milieux poreux, on peut distinguer trois catégories d'écoulements :

- Les écoulements en milieu poreux saturé,
- Les écoulements en milieu poreux non-saturé,

Ce dernier cas d'écoulements comportant à la fois une zone saturée et une autre non-saturée est le type d'écoulements qui intéresse principalement les applications géotechniques qu'on envisage dans cette étude. Nous l'appellerons dans la suite écoulements non-saturés en présence de surface libre ou plus simplement, écoulements à surface libre. Avant de revenir plus largement sur ce problème de surface libre, on présente les bases théoriques sur lesquelles reposent essentiellement les deux premiers cas d'écoulements.

I.3.1 Écoulements en milieu poreux saturé

La description usuelle des écoulements en milieu poreux saturé repose essentiellement sur l'équation de conservation de la masse d'eau (équation de continuité pour un fluide incompressible).

La conservation de la masse permet d'écrire :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho n) + \text{div}(\rho \vec{v}) = q \quad (\text{I.11})$$

Avec :

ρ - masse volumique du fluide,

n - porosité du milieu,

\vec{v} - vitesse de filtration du fluide,

q - source volumique.

La loi de Darcy relie la vitesse de filtration du fluide au gradient de charge hydraulique et au tenseur de perméabilité à saturation sous la forme :

$$\vec{v} = -\underline{k}_{sat} \overrightarrow{\text{grad}} h \quad (\text{I.12})$$

En l'absence de source volumique et en dehors de toute hypothèse de compressibilité du fluide et des grains solides (hypothèses d'usage en génie civil), l'écoulement en milieu poreux saturé est conservatif et vérifie l'équation aux dérivées partielles suivante :

$$\text{div}(\underline{k}_{sat} \overrightarrow{\text{grad}} h) = 0 \quad (\text{I.13})$$

Où \underline{k}_{sat} est le tenseur des perméabilités à saturation et h la charge hydraulique.

flux ou charge imposés. Elle se simplifie pour un milieu isotrope et devient une équation de Laplace. Par conséquent, ces écoulements ne posent pas de problèmes particuliers et sont linéaires pour l'essentiel. Rappelons, pour terminer, que la présence de sources volumiques transforme l'équation précédente en une équation de Poisson et que l'introduction de la compressibilité du fluide la transforme en une équation de la chaleur en régime transitoire (dans ce cas, on ajoute une condition initiale en charge, en plus des conditions aux limites).

I.3.2 Écoulement en milieu poreux non-saturé

Il existe différentes descriptions des écoulements en milieux poreux non-saturés. La modélisation de ces derniers se fonde généralement sur des approches polyphasique ou monophasique.

I.3.2.1 Approche polyphasique

Plusieurs modèles d'écoulement en milieu poreux non-saturé, basés sur des approches polyphasiques, existent à l'heure actuelle. On peut citer essentiellement ceux qui considèrent, en plus de la phase solide, le milieu poreux triphasique (air, vapeur d'eau et eau liquide) ou biphasique (air et eau). L'approche, biphasique suppose en général une évolution isotherme des constituants (Tourna et Vauclin, 1986) alors que l'approche triphasique traite, par exemple, du changement de phase entre la vapeur d'eau et l'eau liquide (Fremond et Nicolas, 1990).

Les modèles triphasiques reposent très souvent sur la thermomécanique des milieux continus. On peut mentionner à ce propos les travaux de Fremond et Nicolas (1990) basés sur une description macroscopique de l'évolution de la température et des teneurs en air, vapeur d'eau et eau liquide. L'idée principale consiste à décrire l'action du milieu poreux sur la phase liquide par une énergie libre dépendant de la teneur en eau et par une dissipation portant sur la vitesse de changement de phase liquide-vapeur. On suppose, en plus, que l'eau est incompressible et que l'air et la vapeur sont des gaz parfaits. On écrit d'abord :

- la conservation de la masse d'air,
- la conservation de la masse d'eau,
- la conservation d'énergie.

Ensuite, le choix des énergies libres et une hypothèse de dissipation liée à la vitesse de changement de phase, permet, grâce au second principe de la thermodynamique, d'obtenir les lois de comportement des constituants (il en ressort notamment une possibilité d'interprétation simple de la succion et de, l'hystérésis affectant le milieu poreux).

Enfin, le modèle retient les lois de comportement suivantes :

- loi de Fourier en ce qui concerne l'évolution de la température (supposée identique pour toutes les phases),

L'ensemble des lois de comportement et des lois de conservation permet d'établir un système de 4 équations aux dérivées partielles décrivant l'évolution d'un milieu poreux humide à travers 4 inconnues : la température, les teneurs en air, en vapeur d'eau et en eau liquide.

Cependant, les approches polyphasiques, outre les hypothèses simplificatrices qu'elles exigent telles que, par exemple, la loi de Darcy pour les gaz, semblent plus appropriées aux écoulements en milieu poreux en forte dé-saturation ou très sec et où les problèmes thermiques sont loin d'être

négligeables (séchage ou humidification évolutifs liés à une source thermique par exemple). Les effets dynamiques entre l'air et l'eau (changement de phase) se rencontrent dans des matériaux poreux tels que le béton ou le ciment en cours de séchage.

Mais il semble que ces approches, quoique générales, ne connaissent pas de développements considérables en hydraulique des sols. Aussi ne s'en sert-on pas en général pour décrire l'évolution du front de saturation dans les applications géotechniques telles que barrages et remblais, sujet de notre étude. L'approche monophasique permet de ramener, moyennant des hypothèses usuelles, la description hydrodynamique du milieu poreux à l'évolution d'une seule inconnue : la charge hydraulique ou la teneur en eau.

On considère que le milieu poreux est partiellement saturé d'eau supposée généralement incompressible. Les vides de la matrice poreuse sont occupés par deux phases, l'eau et l'air. Si l'on admet que l'air forme une phase continue avec l'atmosphère et se trouve de ce fait dans un état de pression uniforme, on est ramené à étudier l'écoulement d'un seul fluide (l'eau) dans un milieu polyphasique à teneur en eau variable. C'est cette approche que l'on appellera par la suite approche monophasique.

L'approche monophasique repose essentiellement sur deux équations :

- l'équation de conservation de la masse du fluide interstitiel,
- la loi de Darcy généralisée.

La première équation permet d'écrire (en l'absence de source volumique) en introduisant la teneur en eau volumique θ dans l'équation I.11 au lieu de la porosité n :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho\theta) + \text{div}(\rho\vec{v}) = 0 \quad (\text{I.14})$$

La deuxième équation peut s'écrire sous la forme :

$$(\text{I.15})$$

L'expérience montre que le tenseur des perméabilités non-saturées et celui des perméabilités à saturation restent homothétiques. Le rapport d'homothétie, $k_r(\theta)$, s'appelle perméabilité relative et est compris entre 0 et 1.

Il découle de ce qui précède la relation :

$$\underline{k}(\theta) = k_r(\theta)\underline{k}_{\text{sat}} \quad (\text{I.16})$$

Le fluide étant supposé incompressible et le squelette rigide, la combinaison des relations (I.14), (I.15) et (I.16) permet, par substitution, d'obtenir l'équation suivante :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\text{div} \left[\underline{k}_{sat} k_r(p) \overrightarrow{\text{grad}} h \right] \quad (\text{I.17})$$

Si l'on suppose que le milieu poreux possède des courbes de succion et de perméabilité univoques en fonction de la teneur en eau (absence d'hystérésis) on obtient, en introduisant la capacité capillaire, l'équation de Richards (1931) :

(I.17a)

Avec :

$c(p)$ - capacité capillaire, (L-1)

$k_r(p)$ - perméabilité relative, (LT-1)

\underline{k}_{sat} - tenseur des perméabilités à saturation, (LT-1)

h - charge hydraulique, (L)

p - pression capillaire ou succion. (L)

La description de l'écoulement en milieu poreux non-saturé se trouve ainsi ramenée à une équation de diffusion non-linéaire de la charge hydraulique.

Il convient de rappeler l'existence d'autres formes d'écriture de l'équation de Richards dont celle en teneur en eau qui repose sur la diffusivité capillaire $D(\theta)$:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left[\underline{D}(\theta) \overrightarrow{\text{grad}} \theta \right] + \underline{k}_{sat} \overrightarrow{\text{grad}} k_r \overrightarrow{\text{grad}} z \quad (\text{I.17b})$$

I.3.3 Ecoulements en milieu poreux non-saturé en présence de surface libre

On appelle écoulement à surface libre tout écoulement au sein duquel peut s'établir une surface libre définie comme le lieu des points soumis à la pression atmosphérique.

Lorsque cette surface libre est mobile dans le temps, par suite de la variation brutale ou continue d'une ou de plusieurs conditions régnant sur les limites géométriques du milieu (en l'absence de sources volumiques variables dans le temps), l'écoulement est dit transitoire. Dans le cas contraire, l'écoulement est alors permanent.

A travers ces définitions, une surface libre peut donc se présenter dans un écoulement non-saturé comme elle peut se présenter dans un écoulement idéalisant ce dernier.

Les écoulements à surface libre sont d'une importance capitale puisqu'ils concernent la quasi-totalité des sciences et techniques de l'eau, ils ont été et font l'objet de nombreux travaux de recherche en hydraulique des sols. La particularité de ces écoulements est l'évolution du front de saturation entre zones saturée et non-saturée. La prise en compte de l'interaction entre les deux zones de l'écoulement est le point principal de leur modélisation. Différentes approches de ce problème existent à l'heure actuelle. On peut citer à ce sujet principalement deux approches : celle basée sur le formalisme de Richards, approche monophasique que l'on a déjà vue pour les écoulements non-saturés et celle fondée sur une idéalisation de la transition entre zones saturée et non-saturée, que l'on appellera approche mathématique.

I.3.3.1 Application de l'équation de Richards à l'écoulement à surface libre

On retrouve dans ce cas, l'équation régissant les écoulements en milieu poreux saturé (équation I.13). Au-dessus de la surface libre, la zone est non-saturée et l'écoulement de Darcy y est également valable.

L'équation I.17.a permet de représenter l'évolution d'un front de saturation avec un changement de nature mathématique au passage de la surface libre : elliptique dans la zone saturée et parabolique dans la zone non-saturée.

L'équation de Richards est fortement non-linéaire compte tenu de la variabilité des paramètres caractéristiques du milieu poreux non-saturé (perméabilité, teneur en eau, compressibilité), mais aussi de la nature des conditions aux limites inconnues (surface de suintement) du problème de l'écoulement à surface libre.

Toutes ces non-linéarités, ajoutées à la difficulté parfois d'obtenir des données expérimentales fiables pour la perméabilité relative et la courbe de rétention du sol non-saturé, ont motivé un certain nombre de simplifications débouchant sur une approche mathématique du problème de surface libre.

I.3.3.2 Approche mathématique

Alors que l'approche basée sur l'équation de Richards permet de décrire le front de saturation ou surface libre, à travers la continuité des transferts hydrauliques entre zones saturée et non-saturée, l'approche mathématique limite la description de l'écoulement à la zone saturée en supposant une variation discontinue de certaines grandeurs physiques (Todd 1957, Dicker et Servian 1965).

On suppose que la perméabilité chute brutalement dès que l'on dépasse le front de saturation. On assimile mathématiquement la perméabilité relative à une fonction d'Heaviside (échelon).

Ce faisant, on néglige physiquement l'écoulement dans la frange capillaire, ce qui semble se présenter lorsque la perméabilité relative du sol considéré varie rapidement en fonction de la succion comparativement à l'unité (perméabilité relative à la saturation).

Il découle de cette approximation que la surface libre est non seulement l'isobare où règne la pression atmosphérique, mais aussi la limite supérieure du domaine de l'écoulement. Cette idéalisation de l'écoulement non-saturé comportant une zone saturée est connue "des mathématiciens sous le nom de "problème à surface libre" ou "problème à frontière libre".

I.3.3.2.1 Cas du régime transitoire

L'approche mathématique de l'écoulement à surface libre transitoire revient à écrire trois équations : une équation régissant l'évolution de la charge hydraulique dans le domaine saturé, une équation définissant la surface libre et une équation décrivant la cinématique du mouvement de la surface libre. Dans le domaine saturé, l'équation de continuité et la loi de Darcy permettent d'écrire (ce qui revient aussi à particulariser les deux paramètres $c(p) = 0$ et $k_r(p) = 1$ dans l'équation de Richards) : $div(\underline{k}_{sat} \overrightarrow{grad} h) = 0$, soit l'équation (1.13).

Cette équation ne suffit pas pour déterminer la charge hydraulique dans tout le domaine saturé, puisque l'une des frontières du problème à surface libre est une limite inconnue du domaine de l'écoulement. Deux équations supplémentaires sont par conséquent nécessaires. Celles-ci sont données par les propriétés de la surface libre.

Soit $z_L(t)$ la cote de la surface libre. Pour tout point M de la surface libre, on a la relation (la surface libre étant une surface isobarique) :

$$z_M = z_L[x_M(t), y_M(t), t] \quad (I.18)$$

Comme la surface libre est une surface matérielle, on peut alors introduire la dérivée particulaire et écrire :

$$\frac{dz_M}{dt} = \frac{\partial z_L}{\partial t} + \frac{dx_M}{dt} \frac{\partial z_L}{\partial x} + \frac{dy_M}{dt} \frac{\partial z_L}{\partial y} \quad (I.19)$$

Or, dans l'hypothèse d'incompressibilité de l'eau et de rigidité du squelette, la vitesse du fluide est liée à la vitesse cinématique du point courant M de la surface libre par les relations (sans restreindre la généralité, on suppose dans la suite que le milieu poreux est isotrope) :

$$\begin{cases} v_x = -k_{\text{sat}} \frac{\partial h}{\partial x} = n \frac{dx_M}{dt} \\ v_y = -k_{\text{sat}} \frac{\partial h}{\partial y} = n \frac{dy_M}{dt} \\ v_z = -k_{\text{sat}} \frac{\partial h}{\partial z} = n \frac{dz_M}{dt} \end{cases} \quad (\text{I.20})$$

Où n est la porosité ou la teneur en eau volumique à saturation et k_{sat} la perméabilité à saturation.

Les équations (I.18), (I.19) et (I.20) permettent d'écrire l'équation dite "équation du mouvement de la surface libre " :

$$n \frac{\partial z_L}{\partial t} = k_{\text{sat}} \left[\frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial z_L}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial y} \frac{\partial z_L}{\partial y} - \frac{\partial h}{\partial z} \right] \quad (\text{I.21})$$

Il convient de rappeler qu'il existe une autre façon d'établir la relation (I.21), basée sur le calcul des volumes d'eau écoulés entre les temps t et $t+dt$, à travers la variation de la cote de la surface libre entre ces deux instants.

L'approche mathématique du problème de surface libre transitoire consiste à résoudre les équations (I.13) et (I.21) complétées par les conditions initiales et aux limites sur les autres frontières fixes du domaine de l'écoulement. On peut remarquer que, dans cette approche, la donnée des deux paramètres la porosité et le tenseur des perméabilités à saturation, suffit pour décrire complètement l'écoulement à surface libre instationnaire.

La figure I.7 présente cette description mathématique du problème de surface libre dans un cas classique : écoulement bidimensionnel d'une nappe phréatique à surface libre (l'eau est supposée incompressible et le milieu poreux homogène et isotrope).

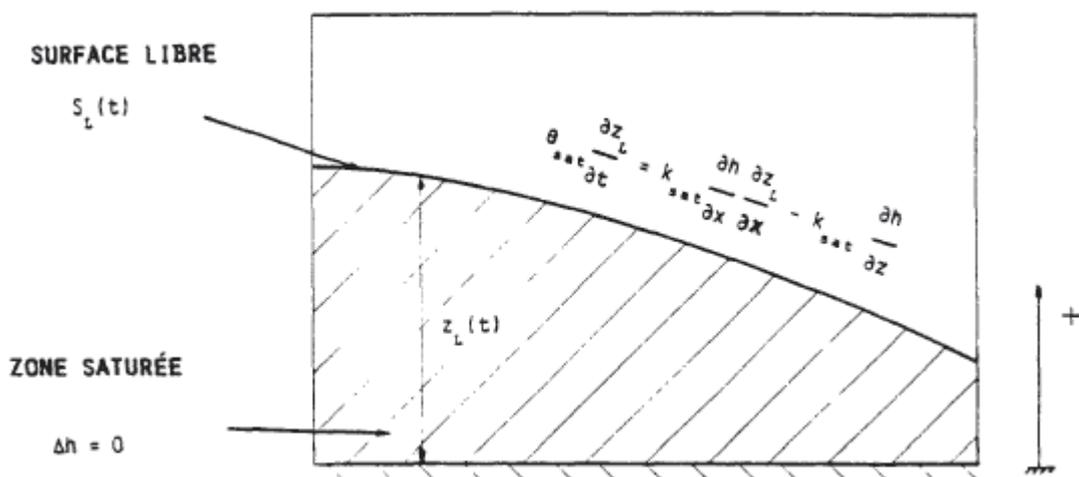


Figure I.7 : Application de l'approche mathématique à l'écoulement à surface libre.

Il est cependant relativement difficile de résoudre par cette approche les problèmes pratiques aussi bien du point de vue analytique que du point de vue numérique : la charge hydraulique dépend des variations de la cote de la surface libre et la cote de celle-ci dépend des gradients de la charge en cette surface.

La recherche de solutions analytiques se heurte à ce couplage de la charge hydraulique et de la cote de la surface libre. Des développements fondés sur la théorie des petites perturbations ont néanmoins rendu possible des solutions analytiques pour des cas précis (Dagan, 1967).

Mais le formalisme mathématique du problème à surface libre (relations (I.13) et (I.21)) a surtout servi de base aux modèles analogiques où l'on peut établir des similitudes entre l'écoulement à surface libre et, par exemple, des modèles rhéoélectriques (cuve rhéoélectrique et papier conducteur) ou l'écoulement visqueux entre deux plaques rapprochées (analogie visqueuse du type Hele-Shaw). Ces similitudes ont été largement appliquées à des cas pratiques de calculs de barrages en terre (Schneebeli, 1987).

Cependant, il est possible, sous certaines hypothèses, de ramener la résolution des équations (I.13) et (I.21) à celle d'une unique équation aux dérivées partielles.

a) Hypothèse de Dupuit-Forchheimer

On utilise très souvent en hydraulique des sols, et particulièrement en hydrogéologie, l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Celle-ci suppose que le long de la verticale, la charge hydraulique est constante et égale par conséquent à la cote de la surface libre. Cela revient à considérer que l'écoulement est horizontal, donc à négliger la courbure de la surface libre. Cette situation se présente fréquemment dans les écoulements de nappes phréatiques peu profondes ayant un substratum imperméable et sensiblement horizontal.

Il découle de cette hypothèse que la relation ($h(x, y, z, t) = z_L(x, y, t)$) qui, normalement, n'est valable que sur la surface libre, garde sa validité en tout point de l'écoulement. Il en résulte que la charge hydraulique dans tout le domaine saturé se trouve complètement déterminée par la connaissance à tout instant de la cote de la surface libre.

En effet, intégrons entre une position de référence (nulle par exemple) et la cote actuelle de la surface libre z_L , l'équation I.13. Il vient dans ce cas :

$$\frac{\partial h}{\partial z} = \int_0^{z_L} \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz = - \int_0^{z_L} \left[\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right] dz = z_L \left[\frac{\partial^2 z_L}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z_L}{\partial y^2} \right] \quad (I.22)$$

Cette équation permet, par substitution dans l'équation I.21, d'obtenir :

$$n \frac{\partial z_L}{\partial t} = k_{sat} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(z_L \frac{\partial z_L}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(z_L \frac{\partial z_L}{\partial y} \right) \right] \quad (I.23)$$

L'équation I.23 n'est plus seulement l'équation du mouvement de la surface libre, mais bien l'équation aux dérivées partielles décrivant la totalité de l'écoulement.

Lorsque l'écoulement est permanent, l'équation I.23 est appelée "équation du Dupuit". Il est cependant à remarquer que l'équation I.23, tout comme celle de Dupuit, est non-linéaire.

Aussi, pour permettre quelques développements analytiques, on est souvent amené à opérer une linéarisation conduisant à l'équation de Boussinesq.

b) Equation de Boussinesq

Celle-ci provient de la linéarisation de l'équation I.23 en supposant que les variations spatiales de la cote de la surface libre sont faibles par rapport à une valeur moyenne \bar{z}_L . Dans ce cas, on écrit :

$$z_L = z_L + \bar{z}_L \quad (I.24)$$

Dans l'exemple de la nappe phréatique évoqué ci-dessus, z_L peut représenter l'épaisseur de la nappe.

Les équations (1.23) et (1.24) permettent d'obtenir l'équation dite "de la chaleur" :

$$\frac{\partial z_L}{\partial t} = \zeta \Delta z_L \quad \text{où} \quad \zeta = k_{sat} \frac{\bar{z}_L}{n} \quad (I.25)$$

L'équation I.25 réduite à l'étude des écoulements unidimensionnels en régime transitoire, est connue sous le nom "d'équation de Boussinesq". Celle-ci permet, moyennant des conditions aux limites et initiales écrites par rapport à la surface libre, d'étendre les travaux effectués sur l'équation de la chaleur aux problèmes de surface libre. Mais les développements théoriques les plus importants semblent concerner plus particulièrement l'écoulement à surface libre en régime permanent.

I.3.3.2.2 Cas du régime permanent

Dans ce cas, la frontière correspondant à l'équipression nulle (surface libre) est encore une frontière à flux nul. Cela veut dire, du fait de la permanence de cette condition, que c'est une ligne de courant. Cette double condition de la charge et du flux sur une même frontière ne constitue pas une surdétermination mathématique puisque cette frontière est une inconnue du problème. Ce problème mathématique fut et demeure l'objet de développements théoriques importants.

Les approches les plus classiques concernent l'utilisation du potentiel complexe et la théorie des transformations conformes, qui s'appliquent aux écoulements plans stationnaires et isotopes. Elle suppose en général une idéalisation de la géométrie (carré, rectangle, trapèze, etc.) au sein de laquelle on écrit l'équation de Laplace. Ces approches ont été appliquées aux écoulements dans les barrages en terre à géométrie simple, où des fonctions complexes ont été mises au point pour approximer la forme et la localisation de la surface libre dans diverses situations (substratum perméable ou non, présence de drain ou non, etc.) (Muskat 1946, Casagrande 1961, Mallet et Pacquant 1951, Guevel 1960, Browzin 1964).

D'autres approches mathématiques du problème de surface libre existent à l'heure actuelle. On peut citer dans ce domaine les travaux de Baiocchi, qui tracent un cadre mathématique précis où l'on démontre au préalable l'unicité et l'existence de la solution, la recherche de celle-ci pouvant déboucher sur la résolution d'inéquations variationnelles où l'analyse numérique des équations aux dérivées partielles s'applique.

Mais ces études concernent en général des cas idéaux où la géométrie est souvent carrée, rectangulaire ou trapézoïdale. Dans la plupart des cas, l'écoulement est supposé bidimensionnel, le milieu poreux est isotrope et homogène et la surface libre est une fonction- continue et régulière. C'est pourquoi le traitement des écoulements en milieu poreux pour les problèmes réels est resté essentiellement numérique (Ould Amy, 1990).

I.4 Traitement numérique des écoulements saturés et non saturés

Si l'on exclut les approches triphasiques très peu utilisées pour les applications géotechniques courantes (remblais et barrages en terre), on peut dire que la description des écoulements en milieu poreux revient à écrire en général une équation de diffusion linéaire pour un milieu saturé et non-linéaire pour un milieu non-saturé. La présence de surface libre dans l'écoulement non-saturé implique un traitement numérique d'interface entre zones saturée et non-saturée. Très souvent, la surface libre génère une non-linéarité des conditions aux limites, surface de suintement par exemple.

La caractéristique générale des écoulements à surface libre est donc leur non-linéarité. Il en résulte que leur traitement numérique utilise principalement des algorithmes non-linéaires fondés en général sur des processus itératifs. Ce processus est transitoire lorsque l'écoulement l'est. Dans ce cas, le traitement est effectué très souvent par pas de temps.

Les schémas numériques utilisent pour la plupart l'équation de Richards pour le traitement des écoulements à surface libre. En effet, l'équation de Richards écrite en variable "charge hydraulique"

permet de traiter non seulement les écoulements non-saturés mais aussi les écoulements saturés. D'autre part, il est rare de trouver des schémas numériques appliqués à l'approche mathématique du problème de surface libre transitoire décrit par les équations (1.13) et (1.21).

Diverses méthodes numériques s'appliquent pour la résolution de l'équation de diffusion. La méthode des différences finies est sans doute la plus classiquement utilisée. Une synthèse bibliographique rassemblant plus de quarante schémas différents a été effectuée par MM. Vauclin, Haverkamp et Vachaud (1979). Ces schémas, essentiellement itératifs et transitoires, traitent le problème de surface libre instationnaire en se basant sur l'approche monophasique décrite par l'équation de Richards (relation (I.17.a)).

D'autres méthodes numériques s'appliquent de plus en plus fréquemment dans ce domaine. On peut citer la méthode des équations intégrales, étendue par Jeng et Wexlar (1977) aux écoulements tridimensionnels des nappes à surface libre. La méthode des éléments finis du fait de l'émergence de celle-ci dans presque toutes les sciences de l'ingénieur.

I.5 Conclusion

Le problème d'écoulement en milieux poreux est un problème très complexe, mais à travers de longues études faites dans ce domaine a pu être exprimé par les lois physiques comme celle de Darcy qui est très utilisée en géotechnique, elle est applicable sur le terrain dans des conditions bien définies.

Les schémas numériques utilisent pour la plupart l'équation de Richards pour le traitement des écoulements à surface libre. Alors que l'approche basée sur cette équation permet de décrire le front de saturation ou surface libre, à travers la continuité des transferts hydrauliques entre zones saturée et non saturée, la méthode analytique ou l'approche mathématique limite la description de l'écoulement à la zone saturée en supposant une variation discontinue de certaines grandeurs physiques.

CHAPITRE II

INFILTRATION, RUPTURE ET TECHNIQUES DE DRAINAGE

CHAPITRE II

INFILTRATION, RUPTURE ET TECHNIQUES DE DRAINAGE

II.1 Introduction

Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables. Cependant une longue expérience a été acquise tant dans les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) et par leur dimension (certains glissements, comme celui de la Clapière dans les Alpes Maritimes, peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³).

Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie) c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau, ... Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines. Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus...
- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée. L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

Dans ce chapitre nous allons présenter des généralités sur les barrages en terre ainsi que les causes et les conséquences de leur rupture. Nous présenterons une synthèse bibliographique concernant

l'historique du développement des études sur les infiltrations. Nous concluons ce chapitre par une synthèse bibliographique sur l'utilisation des géotextiles comme filtres et drains dans les barrages en terre.

II.2 Classification des mouvements de terrain

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de changement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels.

II.2.1 Pentes naturelles

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en quatre familles :

- Les écroulements ;
- les glissements ;
- les fluages et solifluxions ;
- les coulées.

II.2.2 Talus artificiels

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage (G.Philipponnat&B.Hubert, 2000).

On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai ;
- Talus en remblai sur sol non compressible ;
- Talus en remblai sur sol compressible ;
- Ouvrage de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond ;
- Digue et barrage en terre.

II.3 Description des principaux types de mouvement

II.3.1 Les écroulements

Les écroulements sont caractérisés par une chute soudaine de masses de terrain. L'écroulement typique est l'effondrement d'un pan de falaise. Ce phénomène peut être dû, par exemple à l'érosion

des couches sous-jacentes (figure II.1). Les matériaux concernés par des écroulements sont plutôt des terrains rocheux.

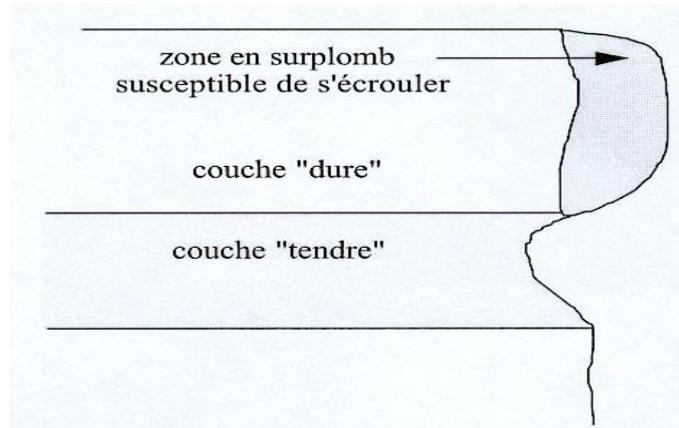
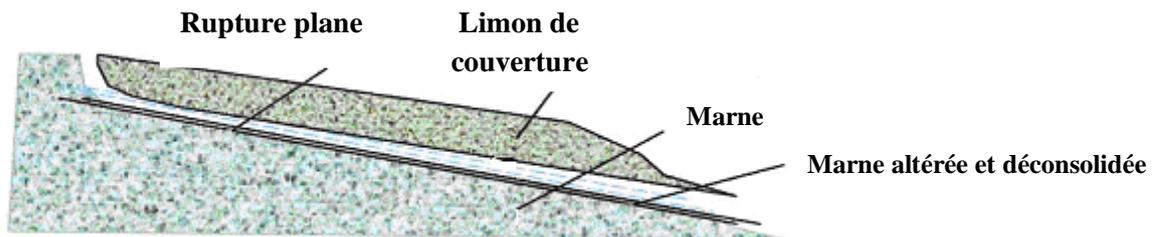


Figure II.1 : Écroulement susceptible dû à l'érosion des couches sous-jacentes.

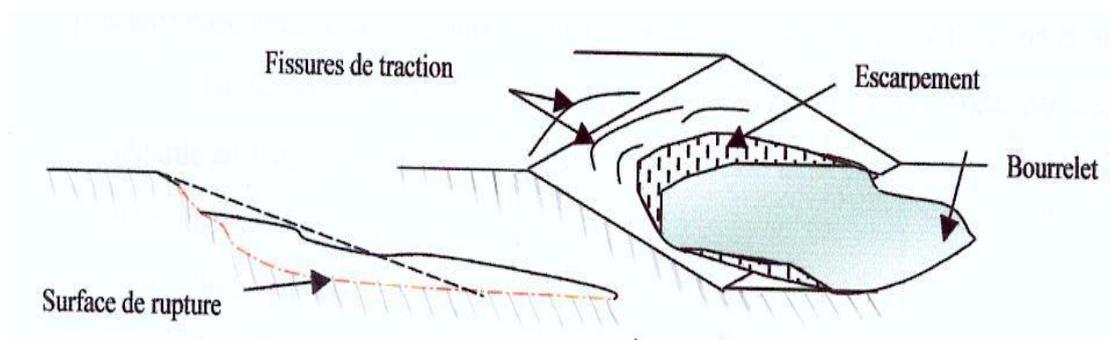
II.3.2 Les glissements

Ces mouvements ont généralement lieu dans des terrains plus meubles que ceux affectés par les écroulements ; leur étude relève plutôt de la mécanique des sols. L'échelle de ces mouvements est variable, mais ils peuvent affecter plusieurs km^2 . Les glissements peuvent être plans ou rotationnels (surface de glissement grossièrement circulaire en deux dimensions et ellipsoïdale en trois dimensions).

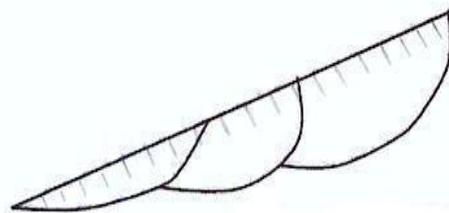
Les glissements sont caractérisés par une surface de rupture définie et identifiable. Leur phase de paroxysme (mouvements importants) dure de quelques heures à plusieurs semaines et est généralement précédée d'une phase de "préparation", pendant laquelle le terrain subit des mouvements lents (figure II.2) (G.Phillipponnat&B.Hubert 2000).



(a) Glissement plan.



(b) Glissement rotationnel.



(c) Glissements successifs emboîtés.

Figure II.2 : Les glissements.

II.3.3 Le fluage et la solifluxion

II.3.3.1 Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le

matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut, soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture (figure II.3).

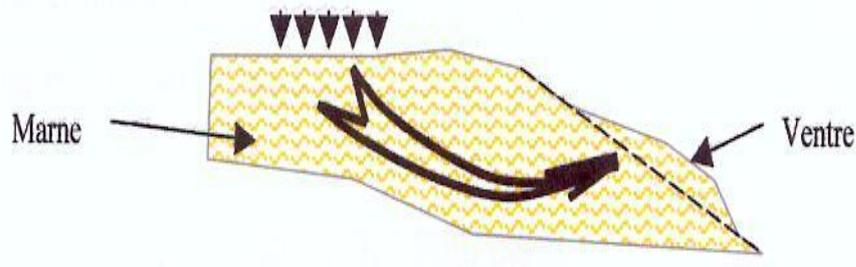


Figure II.3 : Exemple de fluage.

II.3.3.2 La solifluxion

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage. C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses).

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables.

II.3.4 Les coulées

Les coulées sont des mouvements dont le comportement mécanique est plus proche de celui de matériaux transportés par l'eau, que des glissements. Souvent ce sont les matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées en présence d'une quantité importante d'eau (liée à la présence d'une rivière, d'un torrent ou à des précipitations importantes). Les coulées sont caractérisées par :

- des matériaux meubles, hétérogènes à matrice argileuse ;
- un déclenchement du phénomène lié au dépassement d'une teneur en eau critique qui rend le matériau semi fluide ;
- des distances de déplacement importantes et des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées.

Les coulées peuvent concerner des matériaux sensibles (comme les argiles sensibles de Scandinavie ou du Canada).

II.3.5 Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles

D'une façon générale, les ruptures ont l'allure de glissements rotationnels circulaires parmi lesquels sont distingués (figure II.4) :

- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

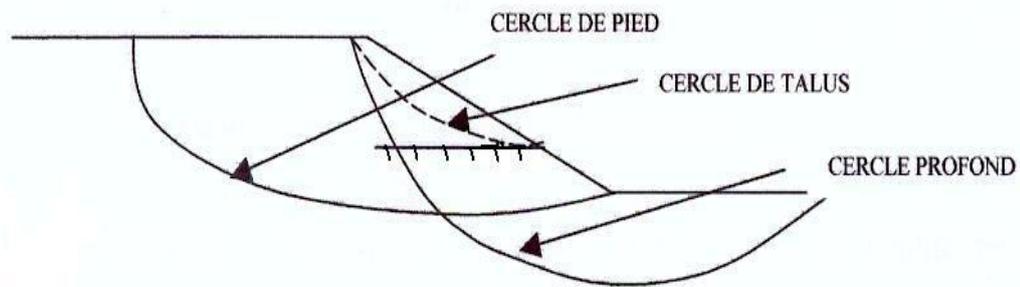


Figure II.4 : Différents types de rupture circulaire.

II.3.6 Talus en remblai sur sols compressibles

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse (figure II.5).

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux (A.Koudrey, 2005).

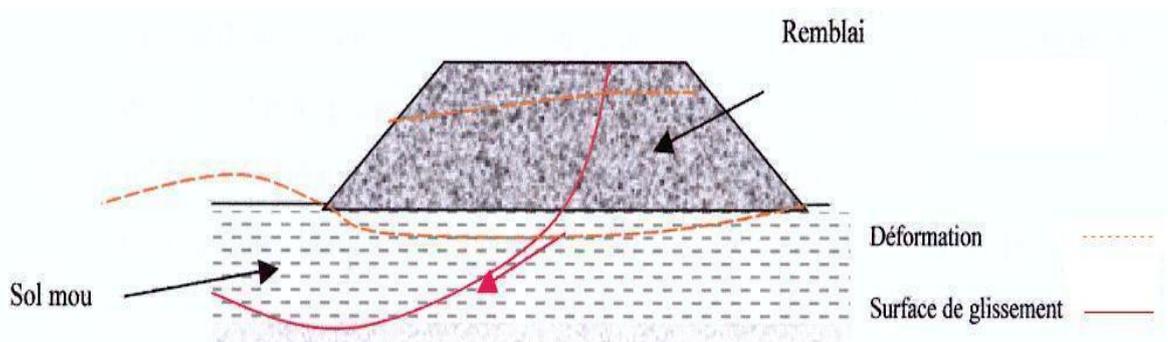


Figure II.5 : Remblai sur sol mou.

II.4 Généralités sur les barrages

Les barrages sont parmi les constructions humaines les plus importantes, à la fois par leurs dimensions parfois exceptionnelles et par leur utilité sociale (P. Ledelliou, 2004).

Ce sont des ouvrages importants pouvant s'acquitter de plusieurs fonctions. Un barrage peut servir comme ouvrage de retenue, de diversion ou encore de stockage d'eau. Les barrages de retenue ont pour fonction d'arrêter ou de réduire les volumes d'eau d'une rivière, de sorte à prévenir les risques d'inondation. Les barrages de diversion sont utilisés afin de dévier la rivière de son lit naturel, généralement pour l'irrigation. Les barrages de stockage servent à emmagasiner l'eau qui servira ultérieurement, tel un réservoir artificiel.

Le barrage est une construction établie dans le but de contenir des eaux ou à protéger de leurs effets, dans le cas d'une digue fluviale, il s'agit d'un ouvrage destiné à protéger les rives d'un fleuve ou d'une rivière contre l'action des eaux ou encore à les guider (L. Lepetit, 2002).

Les barrages sont essentiellement classés en fonction du matériau utilisé lors de leur construction. En général, on distingue deux grandes catégories :

Barrages en terre compactée ou en enrochement : Ces ouvrages ont pour fonction essentielle de retenir des plans d'eau de hauteur et d'étendue parfois très importantes. Ils sont de type d'ouvrages non déversants, c'est-à-dire qu'ils ne peuvent pas courir le risque d'être débordés; plusieurs d'entre eux sont alors accompagnés de structures évacuatrices pour prévenir des dommages sérieux. Selon la catégorie de matériaux disponible en place leur qualité et leur quantité, les barrages peuvent être de trois grands types :

- Barrages homogènes: Ils sont construits en matériaux peu perméables et sont équipés de différents systèmes de drainage (figure II.6a).
- Barrages à noyau étanche : Ils comprennent un noyau étanche en matériaux imperméables (terre compactée argileuse) et de part et d'autre, des matériaux perméables (des enrochements ou des alluvions de rivière) (figure II.6b).
- Barrages zonés : plusieurs types de matériaux sont utilisés et leur position est d'autant plus centrale dans le corps du barrage que leur perméabilité est plus faible (figure II.6c).

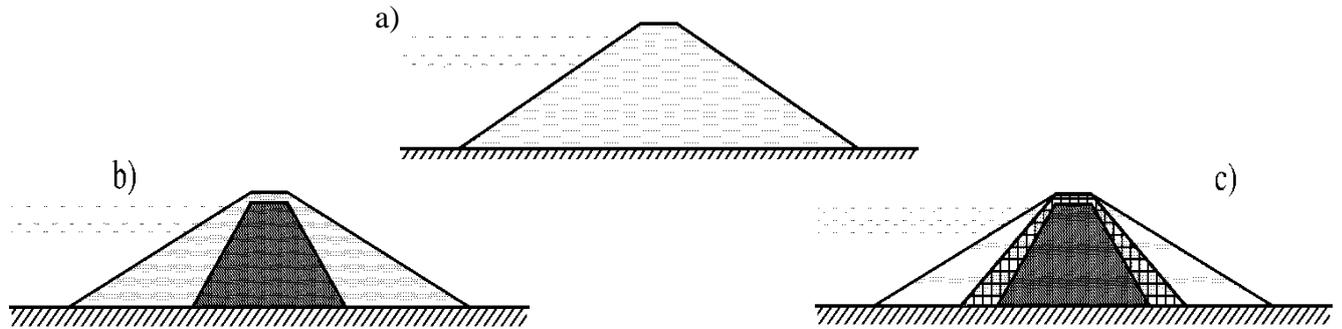


Figure II.6 : Exemples de barrages en terre (ou en enrochement) (a) barrage homogène, (b) barrage à noyau, (c) barrage zoné.

Barrages en béton: Ce sont souvent des ouvrages déversants, leur crête est donc conçue de sorte qu'elle peut résister à l'érosion créée par l'écoulement rapide de l'eau. La construction de ce type d'ouvrages est fréquemment liée à une centrale hydraulique. Selon la conception, il ya trois grands types :

- Les barrages poids retiennent le réservoir en utilisant simplement leur poids propre. La poussée des eaux sur le barrage est équilibrée par l'effet de gravité : c'est la masse du barrage qui s'oppose à cette poussée et la transmet à la fondation. La surface en contact avec le réservoir (face amont) est normalement verticale, alors que la face aval s'incline graduellement en se rapprochant du sol (figure II.7a), la section est la plus large au niveau de la fondation où la pression d'eau est maximale.
- Les barrages à contreforts ressemblent aux barrages poids, sauf qu'ils sont munis de plusieurs contreforts (figure II.7b). Le béton de ce type d'ouvrages est généralement armé, contrairement aux barrages poids.
- Les barrages voûtes utilisent l'effet d'arc pour retenir le réservoir. On les trouve généralement dans les vallées étroites ou encore dans les canyons. La surface en contact avec le réservoir est cambrée vers celui-ci (figure II.7c). Lorsque l'eau pousse sur cette surface, le barrage transmet cette poussée vers ses appuis (flancs de la vallée). Grâce à cet effet d'arc, les sections des barrages voûtes peuvent être minces.

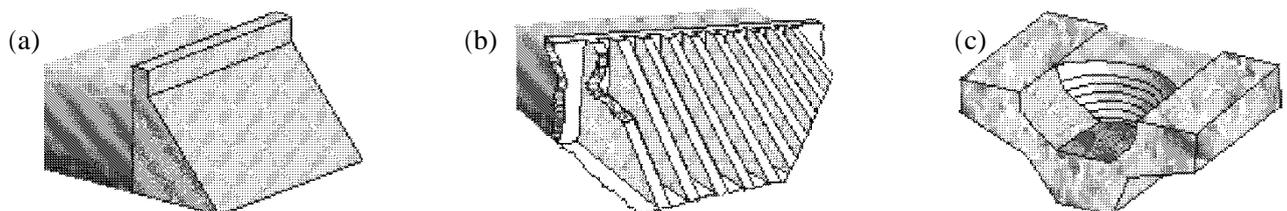


Figure II.7 : Exemples de barrages en béton : (a) barrage poids, (b) barrage à contreforts, (c) barrage voûte.

La conception et le dimensionnement des barrages doivent être effectués avec soin car leur rupture peut avoir des conséquences environnementales et économiques catastrophiques. Le tableau II.1 regroupe les types d'analyse qu'il convient d'effectuer dans les problèmes des barrages en terre (selon le cas, certains types d'analyse ne sont pas nécessaires).

Tableau II.1: Types d'analyses pour des barrages en terre (d'après M.Lino, 1988).

Type d'analyse	Type de problèmes à considérer
Étude des déformations de l'ouvrage (couplage hydromécanique)	<ul style="list-style-type: none"> - Étude des phases de construction (effet de la vitesse de mise en place du remblai, court terme, long terme, consolidation, fin de la construction et mise en eau). -Écoulement dans le barrage (transitoire, permanent, vidange partielle ou totale). - Interaction entre des matériaux de rigidité et de perméabilité différentes (remblai, sol de fondation, noyau, recharges en enrochement). Prise en compte des discontinuités rocheuses. -Sollicitations exceptionnelles (séismes, crues). Problèmes de liquéfaction.
Étude hydraulique (milieu indéformables saturés ou non)	<ul style="list-style-type: none"> -Contrôle des écoulements à l'intérieur du remblai et éventuellement, dans le sol de fondation. -Possibilité d'érosion interne. -Effet de la non-saturation du matériau. -Fonctionnement des filtres et des drains.
Étude de stabilité de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> -Étude des contraintes dans le barrage et dans la fondation. - Report de charges entre structures pour les sites étroits.

II.5 Différentes phases de l'étude de la stabilité d'une digue en terre

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre met en jeu les méthodes générales d'étude de la stabilité des talus. Parmi les plus utilisées, citons celle de Fellenius et de Bishop. Le coefficient de sécurité d'un talus est fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement intergranulaire c' et φ' du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent. Dans le cas d'un barrage en terre, les pressions interstitielles dans le corps de l'ouvrage et dans la fondation évoluent considérablement au cours de la vie de celui-ci. Les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage (surtout c') peuvent également subir des variations lors de la mise en eau. Aussi la stabilité d'une digue en terre doit-elle être vérifiée à différents stades de son histoire:

- Pendant sa construction et en fin de construction,
- Lorsque l'eau est à son niveau maximal dans la retenue et qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation,
- Lorsque l'on abaisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide).

Les caractéristiques de l'ouvrage sont déterminées le plus souvent par son comportement au cours des deux dernières phases : le talus aval est alors dimensionné en tenant compte des conditions existant lorsque l'eau dans la retenue est à son niveau maximal et le talus amont en tenant compte des conditions créées par la vidange rapide.

Cependant, dans certains cas, il s'avère nécessaire de modifier ces caractéristiques pour assurer la stabilité de l'ouvrage pendant la période de construction.

II.5.1 Comportement de l'ouvrage pendant sa construction

Pendant la période de construction la stabilité d'une digue en terre peut être compromise lorsque des pressions interstitielles excessives se développent dans le corps de la digue c'est-à-dire, lorsque celui-ci est constitué en grande partie de sols fins argileux de teneur en eau élevée ayant une perméabilité telle qu'ils ne se drainent que très lentement. Dans ce cas on peut diminuer sensiblement les pressions interstitielles qui se développent dans le corps de la digue en augmentant le degré de saturation du sol d'où une diminution de la compressibilité du fluide interstitielle (J.Perri, 1961).

Le glissement du corps de la digue pendant la construction a des conséquences moins graves que lorsque l'ouvrage est en eau, on peut adopter un coefficient de sécurité relativement faible. Terzaghi

et Peck (K.Terzaghi K. et R.B.Peck, 1957) recommandent cependant de ne pas descendre au-dessous de $F_s = 1.30$.

II.5.2 Comportement de l'ouvrage en service

Lors du remplissage de la retenue, un écoulement permanent s'établit plus ou moins rapidement à travers l'ouvrage et sa fondation. Une fois le régime permanent établi, on se trouve dans les conditions normales d'exploitation qui déterminent pour une large part les caractéristiques de l'ouvrage. Celles-ci doivent être telles que non seulement la stabilité soit assurée avec un coefficient de sécurité minimal de 1,5, mais également que le débit de fuite reste inférieur à une valeur admissible.

Lorsque le régime permanent s'est établi, les pressions interstitielles dans le corps de digue et sa fondation sont totalement indépendantes des contraintes existantes dans Le sol. L'étude de la stabilité ne peut, dans ces conditions, être faite qu'à partir des contraintes effectives. Il est alors nécessaire de connaître les paramètres de cisaillement intergranulaire c' et φ' et la distribution de la pression interstitielle dans l'ouvrage.

II.5.3 Comportement de l'ouvrage pendant la vidange rapide

La perméabilité des sols constituant un barrage en terre est généralement trop faible pour que la surface de l'eau dans l'ouvrage s'abaisse de façon sensible lorsque l'on vide rapidement la retenue. La vidange rapide peut alors être considérée comme instantanée et c'est dans cette hypothèse que l'on se place pour étudier la stabilité du talus amont.

Lorsque la retenue est pleine, les forces d'écoulement à travers l'ouvrage tendent à stabiliser le talus amont. La vidange rapide, en inversant le sens de l'écoulement dans la partie amont de l'ouvrage, crée des forces hydrauliques dirigées vers l'intérieur de la retenue. Ces forces sont suffisamment intenses pour entraîner une réduction importante du coefficient de sécurité du talus amont. Inversement la vidange rapide améliore la stabilité du talus aval ou est sans effet sur elle. On étudie généralement la stabilité du talus amont pendant la vidange rapide à partir des contraintes effectives. Les paramètres de cisaillement pris en compte dans le calcul sont les paramètres de cisaillement intergranulaire du sol saturé. La distribution de la pression interstitielle dans le corps de digue dépend de la déformabilité des matériaux qui le constituent.

Dans le passé, plusieurs ruptures de talus naturels et artificiels ont été observés, exemples le barrage Pilarcitos sud de San Francisco, le barrage Walter Boudin en Alabama (M.Berilgen, 2006).

La rupture de l'ouvrage au cours de la vidange de la retenue ayant des conséquences moins graves qu'une rupture lorsque l'ouvrage est en service, on adopte fréquemment un coefficient de sécurité minimal inférieur à $F_s = 1,5$ (par exemple $F_s = 1,3$).

II.6 Comportement sismique des barrages en terre

Les barrages en terre ont toujours été considérés comme le type d'ouvrage le plus sûr en cas de séisme. Cependant cette opinion peut s'avérer une erreur, comme on a vu lors de la rupture du barrage de San Fernando en 1971 ainsi que d'autres barrages en terre qui ont été endommagés par des séismes, de grande magnitude qui se sont produits en Inde, en Turquie, et à Taiwan (Martin W, 2003). Ces événements ont montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages, tous types confondus.

Les causes de rupture les plus fréquentes sont (CIGB, 1986) :

- Rupture par glissement de la fondation.
- Glissement des talus du barrage.
- Renards provoqués par l'ouverture de fissures dans le noyau étanche.
- Tassement de la crête et submersion de l'ouvrage.

Seed (Seed H.B, 1979) suggère les recommandations pratiques suivantes pour éviter les effets néfastes des séismes, sur la base d'une analyse des ruptures des barrages, et de certains critères de leur comportement défectueux :

- Drains généreux pour évacuer l'écoulement à travers les fissures.
- Noyau étanche épais, constitué de matériau plastique non fissurant.
- Drains cheminées dans la partie centrale de la digue.
- Filtre à granulométrie continue à l'amont du noyau pour colmater les fissures éventuelles.
- Confortement des talus de la retenue pour éviter les glissements.
- Transitions larges, constituées de matériaux non fissurant.
- Revanche suffisante pour tenir compte des tassements, des affaissements.

Seed note également que, dans presque tous les cas de rupture des barrages en terre, les conditions étaient telles que des pressions interstitielles élevées pouvaient exister et que le coefficient de sécurité pseudo-statique pouvait être estimé à une valeur supérieure à 1.

II.7 Influence de la pression interstitielle sur la stabilité des barrages

Il est certain que les difficultés à comprendre le comportement des digues en terre, tout au long du XIX^{ème} siècle et au début du XX^{ème} siècle étaient à l'origine de la méfiance des ingénieurs de l'époque. Mais il est non moins certain que les contraintes de sites, en particulier dans l'Ouest Américain, ont mis au défi les ingénieurs d'apporter les réponses nécessaires.

Le développement réalisé au XX^{ème} siècle, est issu d'un véritable saut technologique marqué par deux faits principaux :

- D'une part le développement de la mécanique des sols, constituée en discipline à part entière à partir de 1930, avec trois grandes étapes : le calcul du réseau de sous pressions (Forcheimer en 1914), le calcul de stabilité (Fellenius en 1926) et le principe des contraintes effectives (Terzaghi en 1924). Des ingénieurs de l'U.S.B.R expliquent cependant en 1960 à la conférence de Boulder que ce n'est qu'à partir de 1937/1938 qu'ils considérèrent la pression interstitielle pour expliquer l'instabilité des pentes (G.Post, P.Londe, 1953).

- D'autre part, le développement d'engins de terrassement de plus en plus puissants. Ces derniers ont rendu possible la mise en place et le compactage de volumes de plusieurs dizaines de millions de mètres cubes de remblais, dans les délais imposés par les nécessités industrielles de notre époque. Coyne explique dans la préface du livre de (Post et Londe) (M.Jean et al, 1996) la mécanique des sols est redevable à la technique des digues en terre de progrès peut-être moins visibles mais tout aussi sensationnels.

Les premières recherches fructueuses concernèrent les infiltrations. On utilisa d'abord la loi de Darcy publiée en 1856. Les premières applications étaient limitées aux sables. L'argile était supposée imperméable (sans eau) (F.Marcel, 1977).

Ensuite en 1886 (C.Mallet, J.Paquant, 1951), Forcheimer démontra que la distribution de la pression d'eau dans un milieu poreux et la vitesse d'écoulement pouvaient être déterminées au moyen de l'équation de Laplace et vers 1900 que les méthodes de résolution de cette équation existaient et pouvaient être appliquées aux barrages.

Vers 1911 (G.Schneebelli, 1978), de nouvelles formules pour le calcul des infiltrations étaient développées par Slichter et Hazen concurremment avec le concept de ligne de saturation proposé par J.D. Justin.

En 1922 (F.Marcel, 1977), Terzaghi donna une explication correcte du phénomène de renard et montra un an après que la loi de Darcy s'appliquait aux argiles. Il attira aussi l'attention avec sa

thèse sur la consolidation des argiles et la notion de pression naïtra et apporta le principe unificateur qui permettait à la mécanique des sols d'exister en tant que telle (1924, d'après Skempton, qui analyse la démarche de Terzaghi dans "Significance of Terzaghi's concept of effective stress ").

En 1937 (G.Post, P.Londe, 1953), Casagrande publia une synthèse des connaissances sur les infiltrations à travers les barrages et démontra que la loi de Darcy et l'équation de Laplace étaient à la base essentielle de ces études.

Pour ce qui est de la stabilité des talus, Collin a signalé (CIGB, 1986) en 1846 que la résistance varie dans le temps et dépend de la teneur en eau de l'argile, suite à l'étude d'un certain nombre de cas de glissement de talus d'argile. Il a émis l'hypothèse que la courbe de rupture est une cycloïde. Soixante dix ans plus tard, les recherches sur les sols cohésifs ont permis à Petterson de montrer que la surface de glissement se développe suivant une courbe, et à Fellenius, en 1926, de mettre au point une méthode de calcul avec une bonne approximation en assimilant cette courbe à un cercle.

La méthode de Fellenius (CIGB, 1986) (appelée aussi méthode suédoise) ne permettait pas d'expliquer tous les glissements constatés, comme le faisaient remarquer Terzaghi en 1933 et Mayer en 1936. Il a été reconnu depuis que cela provenait du manque de connaissances concernant l'influence des pressions interstitielles sur la résistance des sols au cisaillement (il n'a guère fallu que 150 ans pour que l'on fasse le tour de la notion de la pression de l'eau dans les sols avant de comprendre ce qui pouvait se passer dans les roches).

Vers 1940, tous les éléments d'une théorie suffisante des barrages en terre étaient réunis pour qu'un barrage en terre soit sûr et puisse satisfaire aux exigences fondamentales :

- Il doit être stable,
- Les infiltrations ne doivent pas provoquer d'érosion interne (Renard),
- Il doit être étanche.

La mise en pratique de ces principes a permis un développement très important de ce type de structure.

Les barrages, avec le temps, leurs conditions vont changer surtout en ce qui concerne les infiltrations et les sous-pressions (G.Bernhard, 1985). Le fond de tache dans la surveillance d'un barrage en remblai est de surveiller les changements de température et de pression à l'intérieur du barrage induit par les infiltrations anormales qui peuvent menacer l'intégrité de la structure (Pingyu Zhu et al, 2010).

Les infiltrations et sous pressions sont pratiquement toujours interdépendantes les unes des autres, ce qui veut dire que toute tentative de réduire les secondes conduit inmanquablement à une

augmentation des premières. Il est ainsi absolument inutile de vouloir considérer les unes sans les autres car on ne peut que résoudre ce problème en commun.

Si le seul moyen de diminuer les infiltrations à travers la fondation consiste en l'exécution d'un écran d'injection, voire même d'une paroi en béton, l'unique mesure contre les sous-pressions consiste en des dispositifs de drainage lesquels évidemment ont une nette tendance à augmenter le débit de percolation. Il s'agit alors, lors du dimensionnement des travaux de fondation de trouver pour chaque barrage le juste compromis entre étanchement et drain qui à la fois :

1- Garantit la stabilité de l'ouvrage et de ses fondations.

- L'expérience montre que les forces hydrauliques ont dans la plupart des cas une influence très défavorable sur la stabilité des massifs. Très souvent l'action de l'eau interstitielle est à l'origine de glissements de terrains ou ruptures de versant (C.Louis&W.Wittke, 1971).

2- Réduit à une valeur économiquement acceptable les pertes d'eau.

- Les forces et les pressions de l'eau peuvent poser de sérieuses menaces à la sécurité des barrages s'ils ne sont pas correctement contrôlés. Donc, le contrôle des fuites est d'une considérable importance dans l'étude et la construction d'un barrage sain (M.E.Harr, 1962).

- Justin (1936) donne un tableau de la rupture des barrages en terre de ceux qui n'ont pas manqué de submersion, 80 % approximativement sont rompus à cause du phénomène de renard, d'érosion au pied du barrage ou autres (infiltration non contrôlées).

- Un grand pourcentage de rupture des barrages rapporté par Shérard et al (1936) était également dû à l'infiltration (M.E.Harr, 1962). L'infiltration à travers le corps du barrage en terre doit être réglée comme un processus bien planifié, si elle n'est pas correctement gérée, l'excès d'infiltration peut causer la rupture du barrage.(P.Tsung-Ren et al, 2008).

L'eau de percolation peut être calculée et contrôlée si les facteurs mentionnés ci-dessous sont connus par une complète investigation de la fondation et une construction attentionnée du barrage (H.Armbruster, H.D.Döscher & M.Sartori, 1985).

- Type et perméabilité du système de drainage du barrage.
- Transmissivité de la digue.
- Type et perméabilité des dispositifs d'étanchéité
- Transmissivité de la fondation.
- Conditions géohydrauliques limitées.

II.8 Rupture de barrage

Une rupture de barrage est définie comme étant une destruction totale ou partielle de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant complètement inopérant.

Les constructions hydrauliques peuvent subir des accidents de rupture plus ou moins graves. Le milieu naturel étant, d'une part, difficile à déterminer, les crues et les séismes qui sont des phénomènes aléatoires rendent difficile l'appréciation de leurs intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages.

D'autre part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits, malgré les progrès technologiques rapides en matière de conception et de réalisation de ces ouvrages survenus ces dernières décennies. Pour toutes ces raisons, il est facile de comprendre comment il y a eu ce nombre important de ruptures d'ouvrages et admettre aussi qu'il y en aura d'autres dans le futur.

Le nombre de ruptures de barrage depuis les premières constructions se chiffre en milliers de cas.

Le taux de rupture moyen annuel est d'environ 3 pour l'ensemble des barrages construits dans le monde, mais actuellement le nombre de ruptures va en diminuant (C.Marche, 2008). Quelques catastrophes ont causé des dommages considérables et provoqué la mort des centaines ou des milliers de personnes : le barrage voûte Malpasset (France, 1959), Le barrage de Molare (Italie, 1935), la retenue de Taum Sauk (États-Unis, 2005) (Ancy, 2012).

II.8.1 Causes de rupture des barrages

Le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage. Parmi toutes les causes de rupture les plus connues, on cite singulièrement celles-ci :

Techniques : défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations ;

Naturelles : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain (soit de l'ouvrage lui même, soit des terrains entourant la retenue et provoquant un déversement sur le barrage) ;

Humaines : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance.

Le phénomène de rupture de barrage dépend des caractéristiques propres du barrage. Ainsi, la rupture peut être :

- Progressive dans le cas des barrages en remblais, par érosion régressive, suite à une submersion de l'ouvrage ou à une fuite à travers celui-ci (phénomène de " renard "). En dépit des progrès réalisés

dans les champs de la géotechnique, il n'est pas possible d'avoir 100% une structure étanche, toute infiltration excessive et non planifiée peut conduire à la rupture du barrage (T.V.Panthulu et al, 2000)

- Brutale dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

Une rupture de barrage entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval.

II.8.2 Les conséquences de la rupture

D'une façon générale les conséquences sont de trois ordres : humaines, économiques et environnementales. L'onde de submersion ainsi que l'inondation et les matériaux transportés, issus du barrage et de l'érosion intense de la vallée, peuvent occasionner des dommages considérables :

- Sur les hommes : noyade, ensevelissement, personnes blessées, isolées ou déplacées.
- Sur les biens : destructions et détériorations aux habitations, aux entreprises, aux ouvrages (ponts, routes, etc.), au bétail, aux cultures, paralysie des services publics, etc.
- Sur l'environnement : endommagement, destruction de la flore et de la faune, disparition du sol cultivable, pollutions diverses, dépôts de déchets, boues, débris, etc., voire accidents technologiques, dus à l'implantation d'industries dans la vallée (déchets toxiques, explosions par réaction avec l'eau, etc.).

II.8.3 Fiabilité des structures hydrauliques

Pour éliminer les risques de ruptures des barrages d'importants efforts sont fournis par les scientifiques et chercheurs pour mettre au point des méthodes de calcul de la propagation des crues de rupture plus fiables. L'aboutissement de ces efforts étant presque acquis du moment la technologie numérique et les techniques diverses assistées par ordinateur y suivent.

Le parc mondial des grands barrages est en nette expansion et son évolution se poursuivra, de façon exponentielle sous la pression des besoins en eau et en énergie, surtout sur les continents en émergence telle que l'Asie et l'Afrique, là où peu de sites sont exploités et où les populations augmentent rapidement. Les capacités techniques nouvellement acquises soutiennent cette évolution.

Elles permettent de réaliser des projets plus audacieux, souvent avec des retenues gigantesques.

Malgré que les statistiques montrent que la probabilité de rupture des barrages de tout type diminue, des cas de ruptures catastrophiques dans plusieurs pays ont quand même eu lieu et le risque résiduel (de rupture) persiste toujours.

La sécurité des barrages est le fruit d'une étude technique plus exigeante que leur conception, leur construction ou leur exploitation. Celles-ci ne peuvent être dissociées les unes des autres.

L'accroissement de cette sécurité est un objectif difficile à atteindre puisque le nombre de barrages augmente et, par conséquent, le niveau des conséquences de leur rupture aussi. Cependant il est nécessaire d'atteindre ce but parce qu'autant de vies sont menacées. A cela s'ajoute le danger des barrages qui sont perçus comme un facteur négatif au même titre que les inondations, la modification du cycle naturel des rivières, l'altération de la qualité des eaux, et autres.

II.9 Filtres et drains

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

II.9.1 Nature des matériaux granulaires (Règle de filtre)

Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules de sol peuvent migrer vers une zone de sol plus grossier. C'est par exemple ce qui peut se produire entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant. Pour l'éviter, deux zones successives d'un ouvrage hydraulique doivent vérifier des conditions de filtre qui sont des règles granulométriques.

En pratique, les conditions de filtre ne sont pas faciles à respecter entre ces deux matériaux et l'on interpose, le plus souvent, un matériau de granulométrie intermédiaire, appelé filtre. Les conditions explicitées ci-après doivent être vérifiées aux deux interfaces : entre matériau fin du remblai et filtre puis entre filtre et drain. Dans chaque cas, D désigne la taille des grains du matériau le plus grossier et d celle des plus fins.

- Lorsqu'un matériau fin à granulométrie continue est en contact dans un ouvrage hydraulique avec un matériau uniforme (drain ou filtre), leurs granulométries doivent répondre aux conditions suivantes :

-condition de non entraînement des fines : $D_{15} < 5.d_{85}$;

-condition de perméabilité : $D_{15} > 0.1\text{mm}$;

-coefficient d'uniformité des filtres et des drains compris entre 2 et 8.

On impose aussi le plus souvent une condition de propreté pour le matériau constitutif d'un drain, condition qui s'écrit par exemple $D_{05} > 0.08 \text{ mm}$.

- La condition de filtre au contact entre deux matériaux très uniformes ($D_{60}/D_{10} < 3$ et $d_{60}/d_{10} < 3$), ce qui est le cas entre le filtre et le drain, s'écrit : $5.d_{50} < D_{50} < 10.d_{50}$.
- Pour réaliser le drain vertical d'un petit barrage en terre, il est habituel de recréer plusieurs couches du matériau fin compacté pour y déverser un sable considéré comme drainant et auto filtrant (pas de filtre entre ce sable et le matériau du remblai). On recommande dans ce cas de choisir un sable 0-5 mm vérifiant : $D_{05} > 0.08 \text{ mm}$ (propreté) et $D_{15} > 0.1 \text{ mm}$ (perméabilité).
- Enfin, un sol très gradué ($d_{60}/d_{10} > 16$) et à granulométrie discontinue présente des risques d'érosion interne de sa partie fine sous l'effet des circulations d'eau. Le filtre contigu à ce matériau doit donc être déterminé avec le d_{85} de la partie inférieure de la courbe granulométrique du sol, après le changement de pente (figure II.8) (G.Degoutte & P.Royet, 2005).

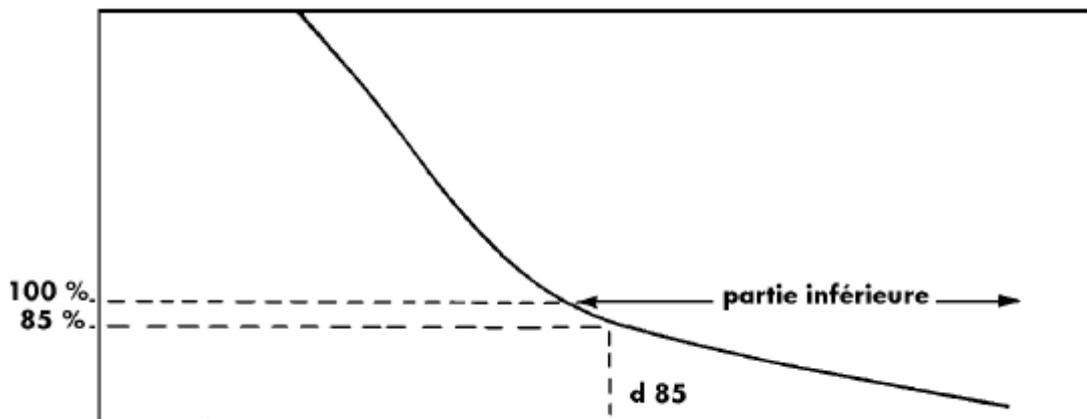


Figure II.8 : Exemple d'un sol très gradué.

II.9.2 Dispositifs drainants dans un barrage en terre

La construction des barrages en terre exige dans la plus part des temps la construction des dispositifs de drainage afin d'évacuer les eaux infiltrées et de protéger le talus aval contre les sous pressions et l'érosion. Le rôle d'un drain est d'éviter la surface de suintement et avoir un débit minimum (F.Marcel 1977, M.Cassan 1994, G.Schneebeli 1987).

Le choix du type de drain dépend de plusieurs facteurs tels que :

- La hauteur du barrage.
- La perméabilité de la fondation.
- La disponibilité du matériau.

- Le coût du matériau.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

II.9.2.1 Drain de pied

Il peut être utilisé pour les barrages de faible hauteur avec une fondation imperméable (Ch.Mallet & J.Pacquant 1951, R.C.Harry 1968, M.E.Harr 1962, P.Mathieu 1987). Suivant la perméabilité des matériaux constituant le massif, il n'est pas nécessaire de prévoir et de construire un tapis filtrant : un simple drain de pied peut suffire. Ce drain de pied n'éloigne pas tout au moins de façon aussi sensible que le fait le tapis filtrant, la ligne de saturation du parement aval ; son rôle consiste uniquement à collecter les eaux de résurgence ayant cheminé dans le massif et prémunir l'ouvrage contre tout risque de renard provoquant la destruction du talus aval par érosion régressive (figure II.9).

II.9.2.2 Coussins drainants horizontaux

De centaines de milliers de barrages ont été construits avec ce type de drain (M.E.Harr, 1962).

Si l'on ne trouve dans le site de l'ouvrage projeté qu'un seul et même type de matériaux acceptables et s'il s'avère trop coûteux d'en chercher d'autres, la solution à employer pour obtenir un massif stable, c'est-à-dire pour que la ligne de saturation ne traverse pas la face aval, consiste à placer vers son extrémité et sur une certaine longueur un tapis filtrant (figure II.9). Il doit être bien conçu car l'insuffisance de la conception du filtre conduit inévitablement à une érosion interne donc un problème important dans le barrage (M.R.Reynaga, 2003). L'épaisseur minimale de chaque couche granulaire horizontale étant de 0.20m (drain et filtre).

On exige fréquemment qu'un filtre soit plus perméable que le sol de fondation qu'il protège, pour s'assurer qu'il agisse également comme drain une perméabilité du filtre dix fois celle du sol de fondation est souvent requise pour les filtres granulaires.

Le tapis filtrant ne réduit pas les pertes par infiltration, il a même pour effet de les augmenter puisque les distances de cheminement des eaux à travers le massif sont réduites mais son but est de rabattre vers l'intérieur du massif la ligne de saturation (Ch.Mallet & J.Pacquant 1951, P.Mathieu 1987). S'il y a pénurie de matériau drainant, on peut utiliser des bandes drainantes.

Une des méthodes les plus efficaces de la dissipation de l'excès de pression interstitielle et l'amélioration de la stabilité du talus amont au cours de la vidange rapide est l'utilisation du drain

horizontal en amont. Les lignes équipotentiels ont tendance à devenir horizontales (S.M.A.Zomorodian et al, 2010).

II.9.2.3 Drain cheminée

Ce drain peut être incliné ou vertical et doit aussi répondre au critère de filtre (figure II.9). Il est conçu pour contrôler non seulement les infiltrations normales mais aussi des fuites plus importantes à travers des fissures de tassement (R.C.Harry 1968). Le drain peut être incliné vers l'amont ou vers l'aval, son épaisseur minimale est de 0.5m, il a pour rôle de :

- 1- Contrôler les infiltrations.
 - 2- Augmenter la stabilité de la pente avale ou même amont.
 - 3- Réduire les pressions interstitielles générées durant la construction et suite à une vidange rapide.
 - 4- Eviter une décharge sur le talus aval surtout pour un matériau anisotrope ou s'il y a tendance à la stratification où des couches plus imperméables sont incorporées ou des plans plus perméables résultant de la mise en place.
- Si le matériau du remblai n'est pas très imperméable, le drain incliné vers l'aval devient plus avantageux. Il augmente la longueur de la ligne d'écoulement en partie inférieure d'eau ce qui induit un débit d'infiltration plus faible.
 - Si le matériau du remblai est de faible perméabilité, le drain incliné vers l'amont devient plus avantageux. La partie amont agit comme un noyau et elle est plus stable en condition de vidange rapide.

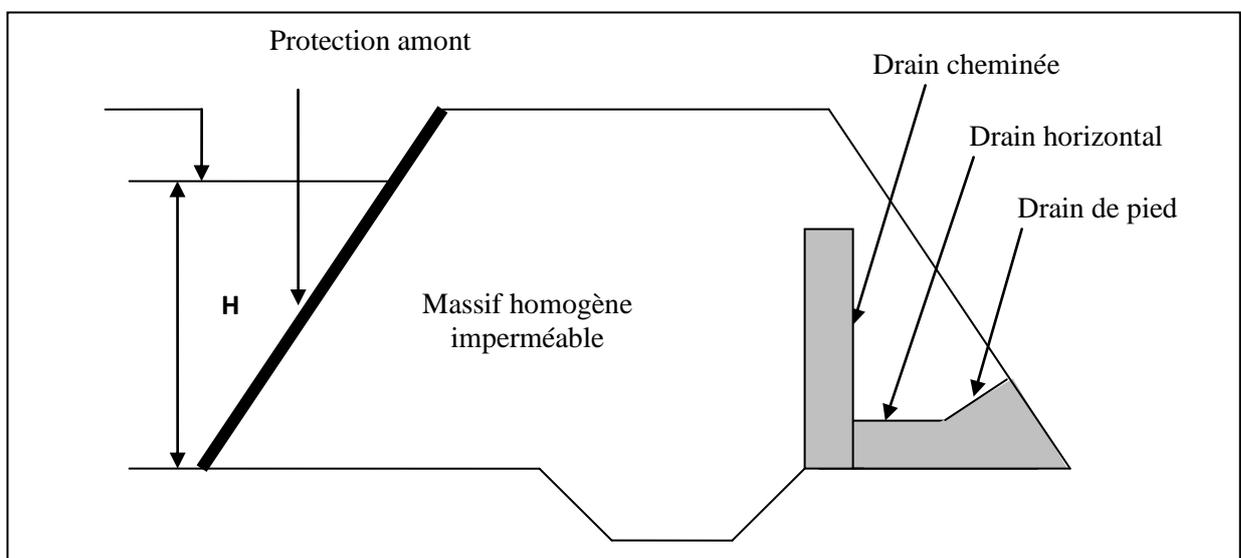


Figure II.9 : Système de drainage dans un barrage en terre.

II.9.3 Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain dans un barrage en terre

Un barrage est un système qui doit résister aux agressions du milieu extérieur. Ce système est constitué de composants : noyau, filtre, drain, recharge, protection extérieure. Le géotextile inséré dans un barrage va devenir un de ses composants.

Chaque composant a une fonction principale ou une destination principale, appelée encore fonction de base. Parmi ces derniers, les fonctions principales des géotextiles sont :

1. La filtration;
2. Le drainage;
3. Le renforcement;
4. Le support anti-poinçonnement.

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Dans un barrage les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant.

Le géotextile peut être un organe critique pour la sécurité. Dans ces conditions le niveau d'exigence doit être plus élevé.

Si pour satisfaire le rôle de filtre (ou drain), il est évident que le géotextile doit avoir les qualités de filtration (ou drainage), il doit être doté de certaines propriétés pour résister aux contraintes qui sont propres à son voisinage, c'est à dire au contact avec les autres parties du barrage, ou à l'environnement du barrage, ou plus généralement aux sollicitations exercées par le milieu extérieur sur le barrage. Par exemple, un géotextile posé lors d'un confortement de remblai, ayant une fonction de filtration sous une recharge aval, doit aussi satisfaire la fonction tenue au glissement.

Le composant doit avoir une réaction de défense contre toute action du milieu extérieur sur le géotextile. La définition de cette réaction est une fonction de conception. Les valeurs seuil des propriétés du géotextile et de son environnement qui caractérisent la fonction de conception constituent les spécifications fonctionnelles. L'exhaustivité et la précision de ces spécifications font la réussite de la conception.

Le dimensionnement d'un géotextile doit donc non seulement concerner la fonction principale, ou le rôle, qui est la raison d'être du géotextile dans l'application considérée, mais doit aussi posséder toutes propriétés nécessaires au bon fonctionnement global ou local du barrage (G.Degoutte&J.J.Fry, 2002).

Dans la réalisation de barrages en terre le géotextile joue un rôle efficace dans plusieurs domaines : drains cheminée et de pied pour barrage en terre par ses propriétés hydrauliques:

Associé à des enrochements naturels ou artificiels, il sert de filtre anti-érosion du parement amont.

Il enveloppe le drain de pied constitué de tranchées drainantes.

Il protège le tapis drainant granulaire qui récolte le débit de fuite.

Raccordé directement au collecteur, il fait office de drain-cheminée (N.Sertier, 2006).

La première fois qu'on utilise un géotextile dans un barrage en terre remonte à l'année 1970 (le barrage Valcros), il a fait objet à d'importantes investigations, observations et analyses sur plusieurs aspects. Durant les dernières années, ces géotextiles n'ont présenté aucun changement significatif dans leur comportement depuis leur installation (Y.H.Faure et al, 1999).

Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminée n'est pas aisée. Dans ce cas, une solution alternative consiste à construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme (figure II.10).

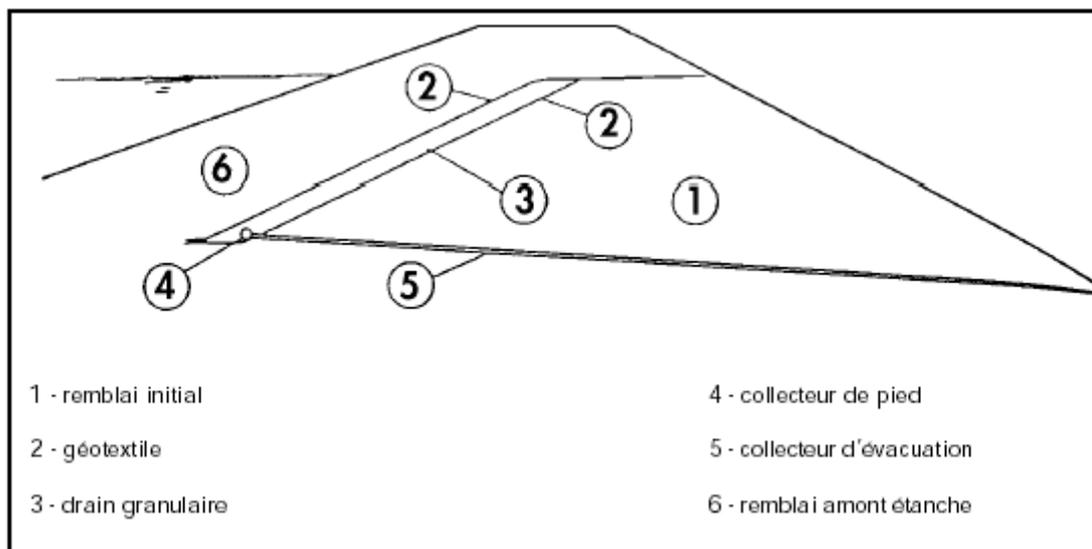


Figure II.10 : Drain granulaire incliné entouré par un géotextile.

Il existe aussi des géotextiles composites capables d'évacuer dans leur plan des débits relativement importants. Ils sont alors constitués d'une nappe drainante prise en sandwich entre deux nappes filtrantes. Ce produit peut remplacer un drain cheminée de petit barrage à condition toutefois qu'il puisse évacuer un débit suffisant, malgré la diminution de son épaisseur due aux contraintes qu'il subit dans le remblai. Le géocomposite est mis en place en zigzag de la façon suivante (figure II.11):

- le remblai est édifié en compactant alternativement des couches à l'amont puis à l'aval du système drainant ;

- lorsque la zone (1) est compactée, un premier panneau de géocomposite est installé et raccordé au collecteur de pied, la largeur excédentaire étant rabattue vers l'amont ;
- la zone (2) est compactée, puis le géocomposite libre est rabattu vers l'aval ;
- la zone (3) est compactée et ainsi de suite.

L'expérience étant à ce jour limitée à de très petits ouvrages, il n'est pas conseillé de l'utiliser lorsque $H^2 \sqrt{V}$ est supérieur à 300 (H : hauteur des vagues, V : vitesse de propagation des vagues) (CIGB ,1995).

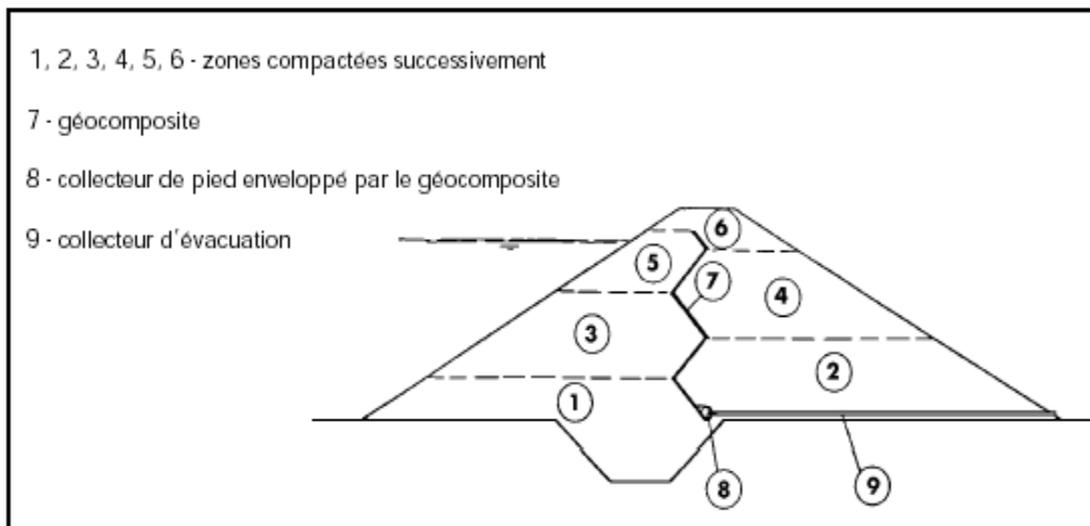


Figure II.11 : Drainage vertical assuré par un géotextile composite.

Une nouvelle technique de drainage synthétique est apparue : la solution Drainatex qui permet de drainer les eaux de fuites à travers la partie amont du barrage en partie centrale et la solution Somtube Ftf qui permet de récupérer les eaux d'infiltration sous le barrage limitant ainsi les sous-pressions sous la partie aval (figure II.12).

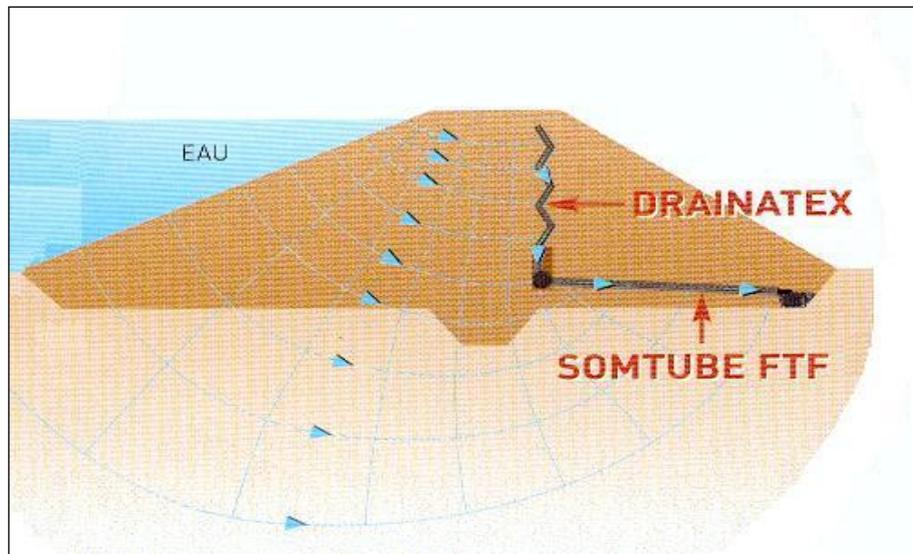


Figure II.12 : Drainage synthétique dans un barrage en terre.

La structure du géocomposite Somtube Ftf est illustrée sur la figure (II.13). Elle résulte de l'assemblage par aiguilletage des éléments suivants :

- une nappe filtrante non tissée aiguilletée en polypropylène (filtre inférieur),
- une nappe drainante non tissée aiguilletée en polypropylène,
- des mini-drains de diamètres 20mm, perforés régulièrement selon deux axes alternés à 90°, les mini-drains sont en polypropylène,
- une nappe filtrante non tissée aiguilletée en polypropylène (filtre supérieur).

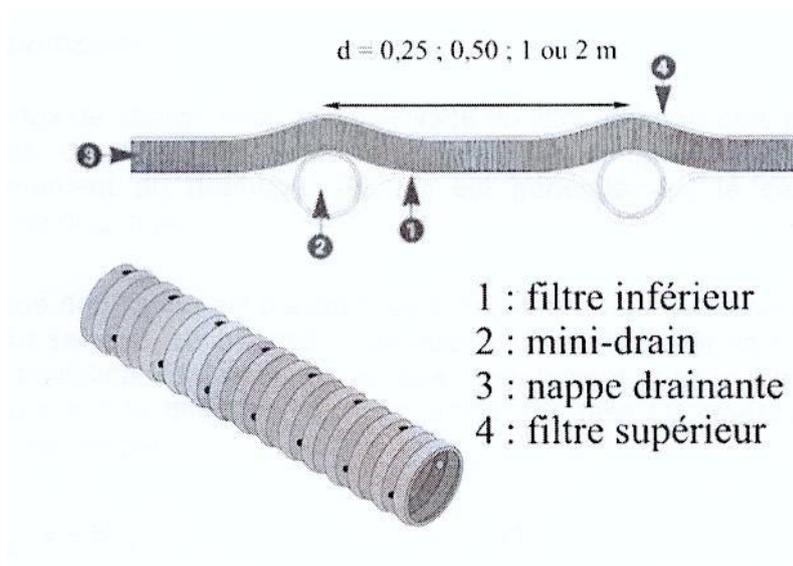


Figure II.13 : Structure du géocomposite de drainage horizontal.

L'espacement entre les mini-drains est variable (0.25 ; 0.5 ; 1 et 2m) et, est en fonction des débits à drainer et des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (R.Arab & al, 2002).

Le critère de fabrication du filtre exige les connaissances sur les propriétés du sol, sa stabilité et les conditions hydrauliques du site (conditions de l'écoulement dynamique, bidirectionnel ou laminaire, unidirectionnel (J.Mlynarek & O.Vermeersch, 1999).

II.9.4 Différences entre les filtres de géotextiles et les filtres granulaires

Les filtres granulaires sont normalement employés dans les barrages en remblai et l'expérience acquise à leur sujet est considérable. Les filtres de géotextiles peuvent remplir le même rôle mais certaines différences dans leur nature et leur action apparaissent lorsqu'on examine la substitution d'un filtre granulaire par un géotextile. Les différences caractéristiques sont les suivantes :

II.9.4.1 Uniformité

Les géotextiles sont sujets à des tolérances de fabrication mais celles-ci sont obtenues dans des conditions d'usine. Les filtres granulaires, non traités, sont sujets à la variabilité inévitable des sols naturels. Ils sont également sujets à la variabilité due à la ségrégation pendant la mise en place.

II.9.4.2 Maintien de la continuité

On doit compter sur l'extensibilité et la résistance d'un géotextile pour maintenir sa continuité pendant la mise en place et les déformations ultérieures. Un filtre granulaire non cohésif ne peut contenir une fissure ouverte lorsqu'il est saturé. Il maintient ainsi sa continuité par effondrement interne.

II.9.4.3 Epaisseur

Un géotextile est beaucoup plus mince qu'un filtre granulaire. Les pertes de charge à travers un géotextile de perméabilité semblable à celle d'un filtre granulaire sont beaucoup plus petites. Les particules en migration peuvent être arrêtées en profondeur dans un filtre granulaire.

En étudiant la probabilité statistique d'un resserrement suffisamment petit pour arrêter la particule, Wittmann (1982) trouva qu'un géotextile (avec des fibres de dimensions semblables à ses pores) nécessite seulement une épaisseur égale à 1/8-1/25 de celle d'un filtre granulaire (avec des particules peut-être 10 fois plus grandes que ses pores) pour la même probabilité d'arrêt de la particule.

Cependant, les filtres granulaires mis en place ont généralement plus de 100 fois l'épaisseur du géotextile équivalent, et ainsi intrinsèquement ils donnent plus de sécurité.

II.9.4.4 Transitions intermédiaires

Un filtre est souvent employé comme transition entre un sol fin et un sol grossier. La transition agit comme filtre pour le sol fin et comme base pour le sol grossier. Lorsqu'un sol granulaire est employé comme transition, les mécanismes aux deux interfaces sont les mêmes. La migration du sol de transition dans le sol grossier, est empêchée par l'arrêt des particules à l'intérieur des pores du sol grossier, et par la formation de voûtes et par l'auto-filtration à l'interface. Ce n'est pas le cas lorsqu'un géotextile est utilisé.

Les fibres d'un géotextile sont de diamètre semblable à ses pores. Le déplacement des fibres du géotextile dans le sol grossier est empêché par la tension des fibres au-dessus des pores du sol grossier, plutôt que par leurs dimensions. L'utilisation du géotextile permet un meilleur règlement de la distribution des pores, sans affecter la stabilité du filtre (CIGB ,1986).

II.9.5 Des progrès remarquables et des outils fiables pour la conception des filtres géotextiles

Au cours de ces vingt dernières années, des progrès remarquables ont été faits dans quatre domaines essentiels concernant les filtres géotextiles:

- 1) Identifier, donc éviter, les sols qui conduisent à de grands risques de colmatage quel que soit le type de filtre utilisé (filtre géotextile ou granulaire);
- 2) Intégrer dans les critères de rétention les paramètres importants qui régissent le comportement du sol en contact avec le filtre;
- 3) Quantifier les paramètres qui régissent les caractéristiques de filtration des géotextiles, ce qui permet de rationaliser la sélection et la fabrication des filtres géotextiles;
- 4) Utiliser les filtres géotextiles correctement, c'est-à-dire à bien les installer et bien les insérer dans l'ouvrage, pour qu'ils puissent assurer leur fonction avec un maximum de sécurité (J.P.Giroud, 1997).

II.9.6 Drainage des terrains et des chaussées

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Les techniques de drainage peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation, on distingue :

Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et autres ouvrages profonds (A.Koudery, 2005).

II.9.6.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

II.9.6.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

II.9.6.3 Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas (figure II.14).

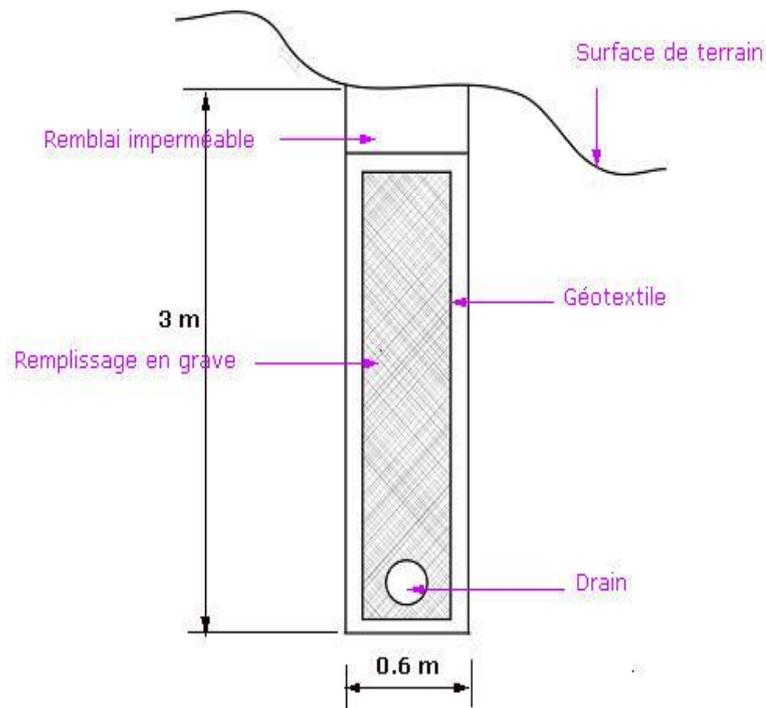


Figure II.14 : Drain subhorizontal.

II.9.6.4 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

II.9.6.5 Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation. Ces drains sont en plastique souple, plats ou cylindriques, ou bien sous forme de colonnes de sable ou de granulats.

Le premier drain vertical était un drain de sable constitué d'un puits rempli de sable. Dastidar et al (1969) introduisent un drain en matière poreuse qui a un avantage par rapport au drain de sable de point de vue la facilité de construction et la continuité du drain. L'apparition en 1970 du PVD originalement développé par Kjellman (1948) remplace le drain en matière poreuse. La première fonction du PVD est de filtrer l'excès d'eau des sols consolidés (filtration) et de drainer ces eaux (drainage) (D.Basu & M.R. Madhav, 2000).

La popularité des PVDs est attribuée à leur avantage de rapidité d'installation, de stockage, de transport et leur coût moins cher (M.R.Hausman, 1990). On cite aussi comme drain vertical de référence le Mebradrain, plus de 200 millions de mètres linéaires ont été installés autour du globe. C'est une marque déposée de geotechnics Holland BV (figure II.15).

Le préchargement classique par la mise en place d'un remblai temporaire est très souvent utilisé en complément du drainage vertical pour atteindre une consolidation primaire totale et une garantie de plusieurs dizaines d'années sur la consolidation secondaire. La consolidation atmosphérique, grâce au procédé Menard Vacuum est encore plus efficace et permet d'économiser temps et matériaux (figure II.16).

Pour le drainage des chaussées, généralement le drainage vertical est associé à un drainage horizontal assurant l'écoulement des eaux vers des fossés latéraux. Le premier consiste en l'installation, en bordure de chaussées, d'un dispositif drainant, le deuxième consiste en l'installation d'un dispositif drainant sur l'ensemble de la surface de l'infrastructure. Ce dernier est généralement constitué d'un géosynthétique ou autres matériaux drainants (R. Arab & al, 2002)



Figure II.15 : Drains verticaux.

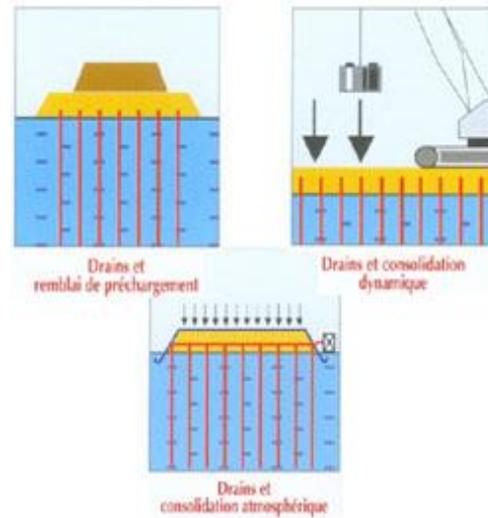


Figure II.16 : Techniques associées au drainage vertical.

II.9.6.6 Drains siphons et drains électropneumatiques

Les drains siphons et les drains électropneumatiques sont deux techniques innovantes dans les moyens de traitement des glissements de terrain par drainage profond.

II.9.6.6.1 Drain siphon

Depuis 1986, le drainage profond gravitaire jusqu'à 10m de profondeur par drain siphon a permis de stabiliser plus d'une centaine de glissements de terrain. Jusqu'à nos jours presque 200 drains siphons ont été installés (figure II.17) (S.Bomont, 2001).



Figure II.17 : Regard de drain siphon.

II.9.6.6.2 Drain électropneumatique

Le drainage profond reste aujourd'hui une technique difficile à maîtriser au-delà de 10m de profondeur, pourtant il est parfois intéressant de pouvoir atteindre des aquifères générateurs de désordres à des profondeurs de quelques dizaines de mètres.

Le drain électropneumatique breveté depuis 1999 est une technique innovante dans le drainage profond, il permet le rabattement de nappe jusqu'à 40m de profondeur et ce pour des débits restant faibles dans des terrains de perméabilité égale ou inférieure à 10^{-5} m/s (S.Bomont, 2001).

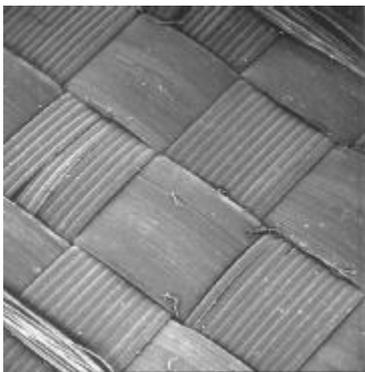
II.9.6.7 Utilisation des géotextiles

Les géotextiles installés dans un ouvrage de géotechnique ou de protection de l'environnement doivent être performants à court terme pour retenir les sols en place, pour filtrer et évacuer des liquides, pour séparer des couches de sols, pour protéger des geomembranes contre le poinçonnement et pour accomplir plusieurs autres fonctions. Ces matériaux doivent être également performants durant une longue période de temps (A.L.Rollin, 1999) (figure II.19).

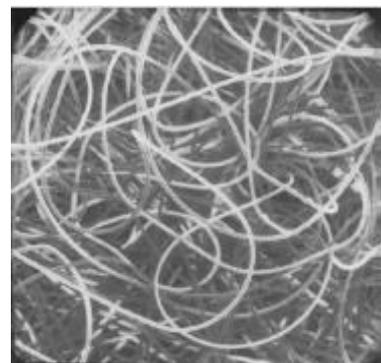
Le colmatage des géotextiles se traduit par une augmentation excessive de la pression interstitielle à l'amont du filtre.

Celle-ci peut provoquer des instabilités par réduction de la résistance au cisaillement du sol (Pente, berges, remblai, chaussée, etc.) (Y.H.Faure & J.J.Fry, 2002).

L'emploi des géotextiles s'accroît d'année en année car ces matériaux peuvent prendre diverses fonctions dans une chaussée. Ils peuvent agir comme tapis drainant, membrane séparatrice entre deux couches de matériaux ou même servir à augmenter la capacité portante d'une fondation sur sol compressible.



(a)



(b)

Figure II.18 : Vue typique en plan des géotextiles : (a) tissé, (b) non-tissé

II.10 Conclusion

La mise en pratique des exigences fondamentales suivantes a permis un développement très important de barrages en terre :

- Il doit être stable,
- Les infiltrations ne doivent pas provoquer d'érosion interne (Renard),
- Il doit être étanche.

Le risque de rupture persiste toujours, des cas de ruptures catastrophiques dans plusieurs pays ont quand même eu lieu, malgré que les statistiques montrent que la probabilité de rupture des barrages de tout type diminue.

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité, ces points vont être développés dans le chapitre qui suit.

CHAPITRE III

METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES TALUS

CHAPITRE III

METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES TALUS

III.1 Introduction

En 1691, le savant PIOLIER a donné la première idée sur la surface de glissement avec un angle d'inclinaison normal.

COULOMB s'est basé sur cette idée pour calculer la pression du sol agissant sur le mur de soutènement, d'où il a exposé son expression universelle en 1773 sous la forme suivante:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (\text{III.1})$$

En 1820 FRANCIER a utilisé la première fois le principe de COULOMB dans l'étude de la stabilité des talus d'où il a abouti à des tableaux permettant la définition de la hauteur limite des talus homogènes, par la suite en 1857 RANKINE a exposé l'idée d'estimer l'équilibre des talus en se basant sur l'étude de l'état des contraintes des matériaux constituant le terrain.

En 1903 COLIRE a essayé de fonder une théorie d'équilibre limite dans les terrains meubles et disloqués et a abouti à l'établissement de l'équation d'équilibre limite, la résolution du problème n'a pas été faite de la manière qui permet une application pratique, par ailleurs pour la première fois PETERSON et COLIRE ont introduit en 1916 le principe des surfaces de glissement dans le calcul de la stabilité des talus, ce principe a été approuvé par la commission suédoise entre 1913 et 1920, développé pour les ruptures circulaires par FELLENIUS en 1927, perfectionné par BISHOP en faisant introduire la pression de l'eau dans le sol en 1954 et généralisé pour les ruptures non circulaires par NONVEILLER en 1965.

Depuis un certain temps, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire aux méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité des ouvrages en terre. Le couplage entre ces deux méthodes ne cesse d'évoluer.

Dans ce chapitre nous présenterons les différentes méthodes d'analyse de stabilité des talus ainsi que des notions et connaissances relatives à la stabilité.

III.2 Notion de coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$1) F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{définition de Bishop})$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$2) F = \frac{\text{effort résistif}}{\text{effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$3) F = \frac{\text{moment résistif}}{\text{moment moteur}} \quad (\text{définition de Fröhlich})$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D).

$$4) F = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{hauteur critique}}{\text{hauteur réelle}}$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F=1$).

La définition 1 est couramment employée. FELLENIUS a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (figure III.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $\tan\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

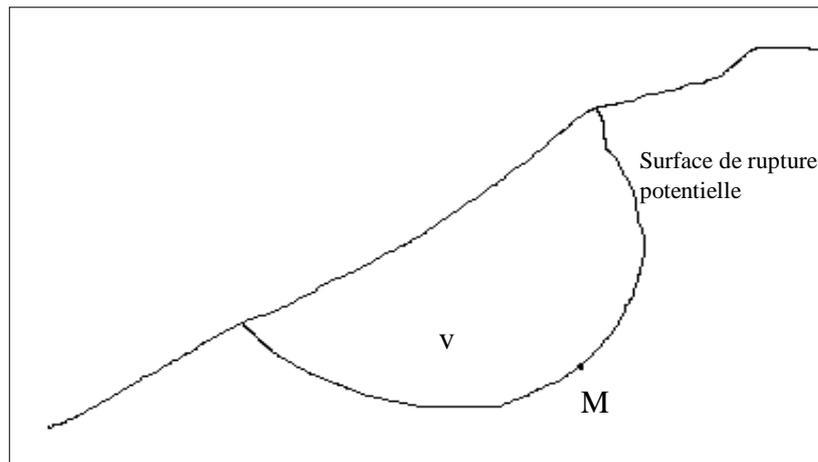


Figure III.1 : Surface de rupture d'un talus.

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogènes et n'est pas compatible avec la notion de " rupture progressive ".

III.3 Calcul à la rupture

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de F_s et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif (A.Koudery, 2005).

III.4 Les méthodes d'analyse de stabilité des talus

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur une constatation d'expérience, à savoir que lorsqu'il y'a glissement général de terrain, il y'a séparation d'une masse de sol du reste du massif et glissement suivant une surface de rupture.

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

On peut classer les méthodes d'analyse de la stabilité des talus schématiquement en 3 groupes (P.Lareal, 1980):

III.4.1 Les méthodes globales

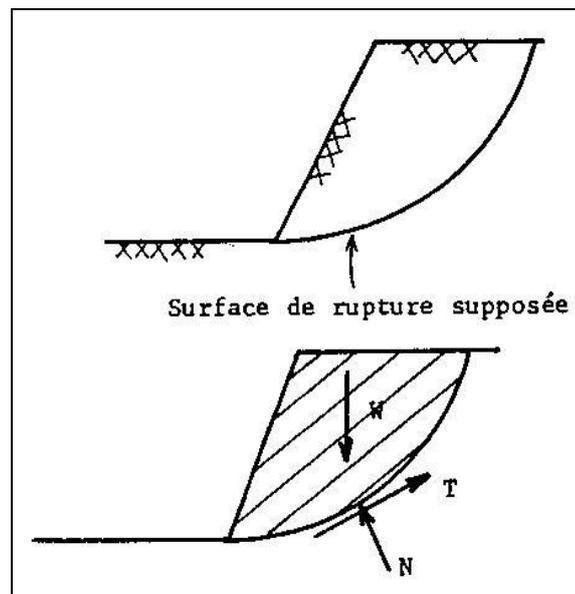
Ces méthodes considèrent la totalité de la "masse libre" en faisant des hypothèses quant à la distribution des contraintes normales le long de la surface de rupture (figure III.2).

Exemples :

Méthode du cercle de frottement (TAYLOR).

Méthode de CAQUOT.

Méthode de BIAREZ.



W : poids total.

N, T : Résultantes des contraintes le long de la surface de rupture.

Figure III.2 : Surface de cisaillement d'un talus.

Ces méthodes sont utilisées seulement avec des surfaces de rupture circulaires, ou de simples lignes droites.

III.4.2 Les méthodes des tranches

La masse libre est divisée en de nombreuses tranches verticales et l'équilibre de chaque tranche est considéré.

Exemples :

Méthode suédoise du cercle FELLENIUS,

Méthode de BISHOP,

Méthode de MORGENSTERN et PRICE.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches) et sont applicables seulement aux surfaces de ruptures circulaires.

Cependant, le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autres formes de surfaces de rupture.

III.4.3 La méthode des Coins

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites (figure III.3).

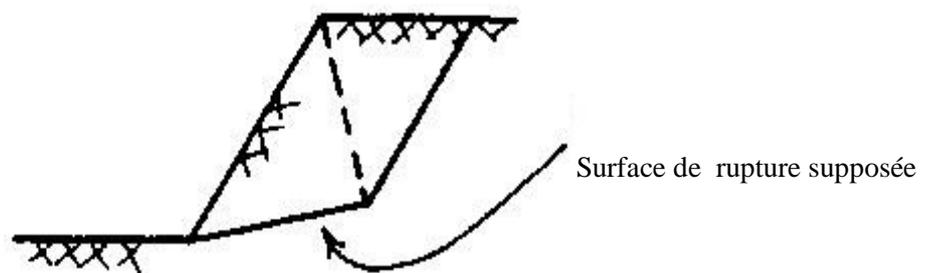


Figure III.3 : Surface de rupture approchée par 2 lignes droites.

Dans le cas de talus homogènes, pour des surfaces de rupture circulaires, les méthodes "globales" de CAQUOT ou BIAREZ semblent intéressantes.

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zonés (Sarma, par exemple).

III.5 Méthode des tranches de BISHOP et FELLENIUS

III.5.1 Exposé du problème

Dans les deux cas (méthodes de Bishop et de Fellenius), on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre, et qu'elle se produit instantanément le long de toute la surface.

On étudie donc l'équilibre des terres situées au-dessus de ce cercle, pour cela, on découpe le terrain en tranches et on calcule les forces pour chaque tranche, il faut alors, calculer par rapport au centre du cercle de glissement le moment des forces ayant tendance à entraîner le glissement et le moment des forces résistantes (cohésion, frottement interne) (G.Philipponnat & B.Hubert, 2000).

La méthode de calcul consiste à calculer la rupture pour tous les cercles possibles, le cercle qui représentera le minimum de coefficient de sécurité sera retenu comme la surface de rupture.

III.5.2 Hypothèses

- 1- Milieu hétérogène;
- 2- Circulation de l'eau (prise en compte des pressions interstitielles);
- 3- On tient compte de l'interaction des tranches entre elles.

III.5.3 Etude de l'équilibre d'un talus par les méthodes de BISHOP et de FELLENIUS

L'exposé ci-dessous consiste à étudier la théorie de FELLENIUS, et la théorie de BISHOP généralisée, puis les hypothèses simplificatrices pour en déduire la théorie de BISHOP simplifiée.

III.5.3.1 Méthode des tranches de FELLENIUS

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques différentes : C_i, γ_i, φ_i (figure III.4) (G.Philipponnat & B.Hubert ,2000).

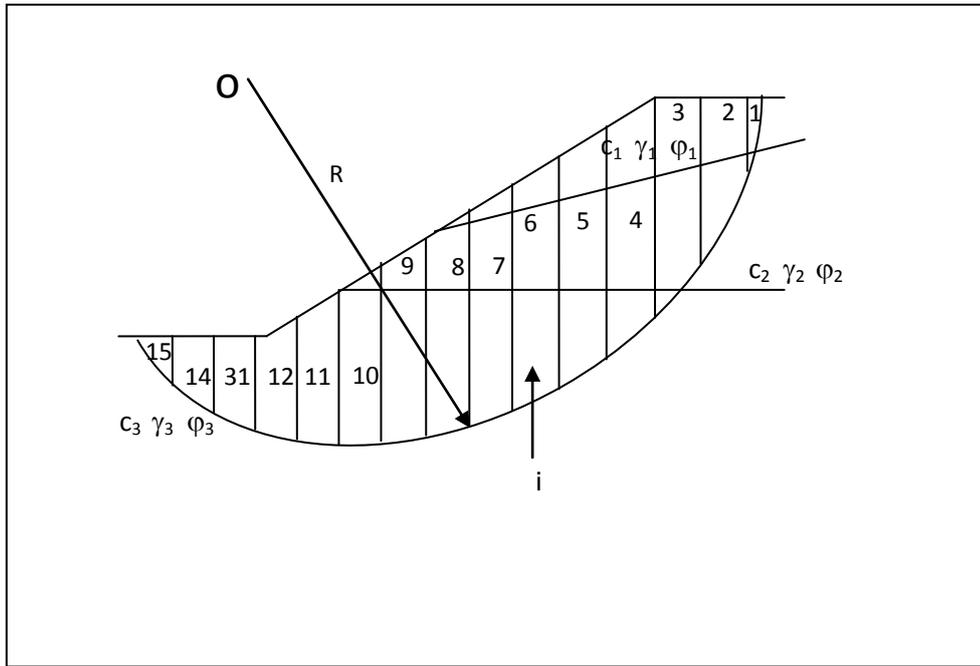


Figure III.4 : Découpage d'un talus en tranches élémentaires.

Si on veut étudier l'équilibre de l'une de ces tranches on prend par exemple la tranche (i), on aura :

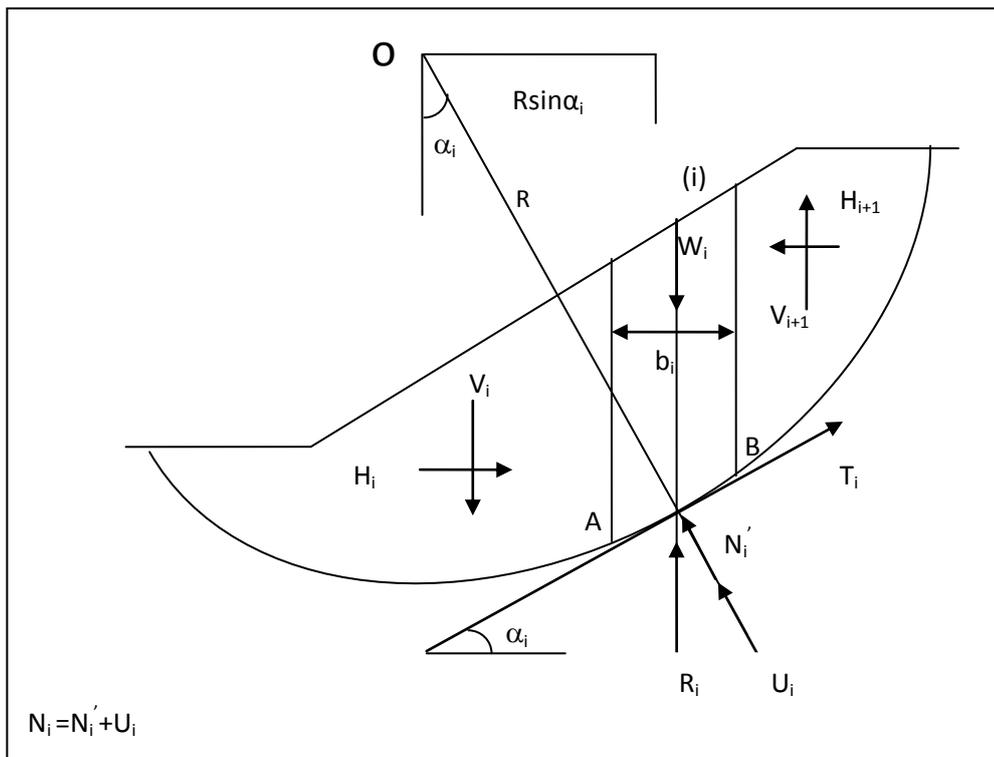


Figure III.5 : Etude de l'équilibre d'une tranche (i).

Les forces qui s'exercent sur la tranche (i) sont:

- W_i : le poids de la tranche.
- R_i : la réaction du milieu sur l'arc de la tranche.
- N_i : la composante normale.
- T_i : la composante tangentielle.
- N'_i : effort normal effectif.
- U_i : la composante interstitielle due à l'eau.
- Les réactions sur les faces verticales de la tranche (i) que l'on peut décomposer en réactions horizontales H_i, H_{i+1} et en réactions verticales V_i, V_{i+1} .

Soit :

$AB = l_i$

AB : Longueur de l'arc de la tranche.

b_i : la largeur de la tranche.

Avec α_i , angle de la normale à l'arc avec la verticale.

- Au niveau de chaque tranche

- Le coefficient de sécurité étant défini par : $F_s = \frac{\int_s \tau_r ds}{\int_s \tau ds}$ (III.4)

$$\int_s \tau ds = \frac{1}{F_s} \int_s \tau_r ds = \int_s \frac{\tau_r}{F_s} ds = \int_s \left(\frac{c'}{F_s} + \sigma' \cdot \frac{tg \varphi'}{F_s} \right) \quad (III.5)$$

On aura donc :

$$T = \frac{c'l_i}{F_s} + N \cdot \frac{\text{tg } \varphi'}{F_s} \quad (\text{III.6})$$

-L'équation des moments par rapport au centre pour l'ensemble des tranches :

- le moment dû au poids "moment moteur" « W_i » :

$$(\text{III.7})$$

- le moment dû à la pression interstitielle « U_i » :

$$(\text{III.8})$$

- le moment dû à la force tangentielle « T_i » :

$$\sum_1^n RT_i = \sum_1^n R \left(\frac{C_i}{F_s} l_i + N_i \frac{\text{tg } \varphi'_i}{F_s} \right) \quad (\text{III.9})$$

- le moment dû à la force normale inter granulaire « N' » :

$$M/O(N')=0 \quad (\text{III.10})$$

-Pour simplifier le calcul FELLENIUS admet l'hypothèse suivante:

$$H_i - H_{i+1} = 0, \quad V_i - V_{i+1} = 0 \quad (\text{III.11})$$

- **Equilibre des moments**

En simplifiant par (R) et en remplaçant (N_i') par sa valeur:

$$(\text{III.12})$$

On obtient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n [C'_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi'_i]}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.13})$$

Ou

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \left[\frac{C'_i b_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'_i}{\cos \alpha_i} \right] \quad (\text{III.14})$$

L'équation (III.13) ou (III.14) est l'expression du coefficient de FELLENIUS.

III.5.3.2 Méthode des tranches de BISHOP

Les composantes V_n , V_{n+1} , H_n , H_{n+1} interviennent dans les efforts appliqués sur (i) (figure III.5).

- **L'équilibre des forces verticales:**

$$W_i + \Delta V_i - (N'_i + U_i l_i) \cos \alpha_i - \left(\frac{C'_i l_i}{F_s} + N'_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F_s} \right) \sin \alpha_i = 0 \quad (\text{III.15})$$

$$N'_i \left(\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i}{F_s} \right) = W_i + \Delta V_i - U_i l_i \cos \alpha_i - \frac{C'_i l_i}{F_s} \sin \alpha_i \quad (\text{III.16})$$

$$N'_i = \frac{W_i + \Delta V_i - U_i l_i \cos \alpha_i - \frac{C'_i l_i}{F_s} \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i}{F_s}} \quad (\text{III.17})$$

- **L'équilibre des moments:**

- Le moment des forces motrices :

$$(\text{III.18})$$

- Le moment des forces résistantes s'opposant au mouvement :

$$\sum_1^n R \left(\frac{C'_i l_i}{F_s} + N'_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F_s} \right) \quad (\text{III.19})$$

En égalant les deux moments et en remplaçant (N_i') par sa valeur et en simplifiant par R :

$$F_s \left(\sum_1^n W_i \sin \alpha_i \right) = \sum_1^n C_i' l_i + \frac{W_i + \Delta V_i - U_i l_i \cos \alpha_i - \frac{C_i' l_i}{F_s} \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i' \sin \alpha_i}{F_s}} tg \varphi_i' \quad (\text{III.20})$$

Le numérateur des termes :

$$(\text{III.21})$$

- Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{C_i' l_i \cos \alpha_i + (W_i + \Delta V_i - U_i l_i \cos \alpha_i) tg \varphi_i'}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} tg \varphi_i' \sin \alpha_i} \quad (\text{III.22})$$

La formule (III.22) s'appelle la formule de BISHOP exacte.

- pour déterminer "F_s" il faut:
 - 1- procéder par itérations successives car "F_s" figure aux deux membres de l'équation (III.22)
 - 2- définir ΔV_i, pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire.

III.5.3.3 Méthode de BISHOP simplifiée

A partir de l'équation (III.22) et en faisant l'hypothèse, l'équation (III.22) devient:

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{C_i' l_i \cos \alpha_i + (W_i - U_i l_i \cos \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi_i'}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \operatorname{tg} \varphi_i' \sin \alpha_i} \quad (\text{III.23})$$

Ou

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \sum_1^n \frac{C_i' b_i + (W_i - U_i b_i) \operatorname{tg} \varphi_i'}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \operatorname{tg} \varphi_i' \sin \alpha_i} \quad (\text{III.24})$$

Dans le cas d'un séisme :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i + \frac{a}{R} \sum_1^n W_i d_i} \sum_1^n \frac{C_i' b_i + (W_i - U_i b_i) \operatorname{tg} \varphi_i'}{\cos \alpha_i + \frac{1}{F_s} \operatorname{tg} \varphi_i' \sin \alpha_i} \quad (\text{III.25})$$

Avec,

a : coefficient de sismicité.

d : bras de levier entre le centre de glissement et le centre de gravité de la tranche considérée.

L'expression de F_s n'est pas explicite. On ne peut donc pas calculer F_s directement. On utilisera donc une méthode implicite de la forme $F_{m+1} = f(F_m)$.

La valeur de F_s de départ peut être prise égale à F_{s0} , la valeur trouvée par la méthode de FELLENIUS. La convergence est en général assez rapide. On s'arrêtera lorsque $(F_{m+1} - F_m)$ est inférieur à un seuil fixé à l'avance.

La méthode de Bishop est plus précise que celle de Fellenius, mais elle nécessite trois à quatre fois plus de calcul (trois itérations); les coefficients de sécurité obtenus sont en général un peu plus élevés. Le plus souvent, pour éviter d'alourdir exagérément la masse de calcul, on détermine le cercle le plus critique par la méthode de Fellenius et on vérifie que la valeur du coefficient de sécurité calculé par la méthode de Bishop est supérieure à celle du coefficient calculé par la méthode de Fellenius. Si ce n'est pas le cas, il faut reprendre la recherche du cercle selon la méthode de Bishop (Philipponnat G. & Hubert B, 2000).

III.6 Les méthodes d'analyse sismique

En complément des analyses de stabilité classiques, et en fonction du projet, des calculs de type sismique sont de plus en plus souvent effectués pour évaluer le niveau de déformations et de

contraintes dans l'ouvrage lors d'un séisme et également pour estimer le potentiel de liquéfaction. Ces calculs comportent généralement deux aspects : d'une part, l'étude du comportement sismique de l'ouvrage et d'autre part l'étude de l'interaction hydrodynamique avec la retenue d'eau.

Les charges sismique peuvent affecter les barrages en remblai en causant l'effondrement du remblai en particulier près de la crête du barrage, l'instabilité des pentes, la réduction du freeboard due au tassement, l'érosion interne qui peut se développer en fissures, liquéfaction ou perte de résistance au cisaillement due à l'augmentation des pressions de pore induites par le tremblement de terre dans le remblai et ses bases (F.Robin et al, 2005).

Les méthodes couramment utilisées pour l'analyse de la stabilité sismique des barrages en terre sont très nombreuses, allant de l'analyse d'équilibre limite la plus simple jusqu'aux techniques de modélisation numérique fortement sophistiqué (ANCOLD, 1998). Elles incluent :

- L'Analyse pseudo-statique.
- Les méthodes simplifiées d'analyse de déformation.
- Les techniques de modélisation numérique :
 - Codes en contraintes totales.
 - Codes en contraintes effectives.

III.6.1 Analyse pseudo-statique

Vers les années 1970, l'analyse pseudo-statique était la méthode standard pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre vis-à-vis des séismes, l'approche a impliqué une analyse conventionnelle de la stabilité d'équilibre limite, incorporation des forces d'inertie horizontales pour représenter l'effet de la charge sismique, cette force est exprimé par le produit d'un coefficient sismique « k » et du poids du sol impliqué « W » (figure III.6).

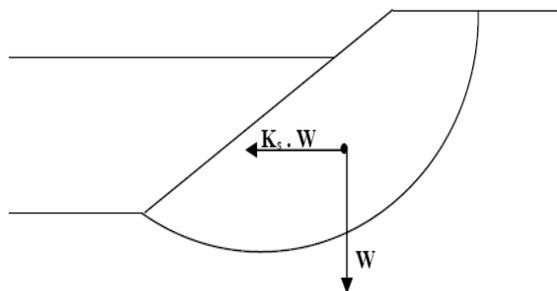


Figure III.6 : Illustration de la méthode pseudo-statique.

Plus la force d'inertie est grande, plus on a un facteur de sécurité petit tout ça sous l'effet des conditions sismiques. Pour cette approche le facteur de sécurité est inférieur à 1 implique la rupture,

et s'il est supérieur à 1 le barrage est stable. La méthode pseudo-statique est utilisée pour l'étude des barrages qui ne sont pas susceptibles à la liquéfaction, et il est recommandé d'utiliser un coefficient sismique égal à la moitié de l'accélération de pic et des conditions non drainées pour les sols cohésifs et drainés pour les matériaux granulaires (USCE, 1984).

La méthode pseudo-statique a été basée sur certains nombre de conditions, par exemple, on suppose que le coefficient sismique agit dans une seule direction, mais en réalité, les accélérations sismiques sont cycliques et agissant dans les deux directions. En plus le concept de rupture utilisé est influencé par celui utilisé dans le cas statique tel que le facteur de sécurité soit inférieur à 1.

III.6.2 L'approche de Newmark

À l'année 1965, Newmark introduit les éléments de base d'une procédure pour l'évaluation de potentiel de déformation d'un barrage sous l'effet de chargement sismique (N.M.Newmark, 1965), Cette méthode peut être considérée comme un développement de la méthode pseudo-statique, elle permet d'évaluer le déplacement d'une masse de sol donnée lors d'un séisme. La méthode originale de Newmark s'applique au déplacement d'un bloc rigide sur un plan. Dans un premier temps, cette méthode permet de calculer l'accélération critique qui provoque une rupture selon une surface de glissement dans le parement étudié, Le déplacement du bloc est obtenu par la double intégration de la partie de l'accélérogramme mesuré au centre du bloc durant lesquels l'accélération critique a_c est dépassée (figure III.7).

Des améliorations ont été introduites à cette technique afin de tenir compte de la variation de l'accélération dans la structure. Suite à l'étude de plusieurs cas de chargement sismiques pour des configurations différentes de barrages, La procédure d'évaluation des déplacements permanents par la méthode de Newmark comporte les étapes suivantes :

1. Détermination de l'accélération critique a_c pour la surface de rupture potentielle considérée.

Cette accélération limite correspond au coefficient sismique k , de la méthode pseudo-statique, qui produit un coefficient de sécurité égale à 1.

2. Détermination d'accélérogramme moyen de la masse au dessus de la surface considérée.

3. Un calcul de la réponse dynamique de la structure est généralement réalisé à cette fin.

4. Calcul du déplacement le long de la surface considérée par double intégration des portions de l'accélérogramme dépassant l'accélération limite a_c .

Cette méthode n'est valable que pour des matériaux dont la résistance n'est pas affectée par la sollicitation sismique.

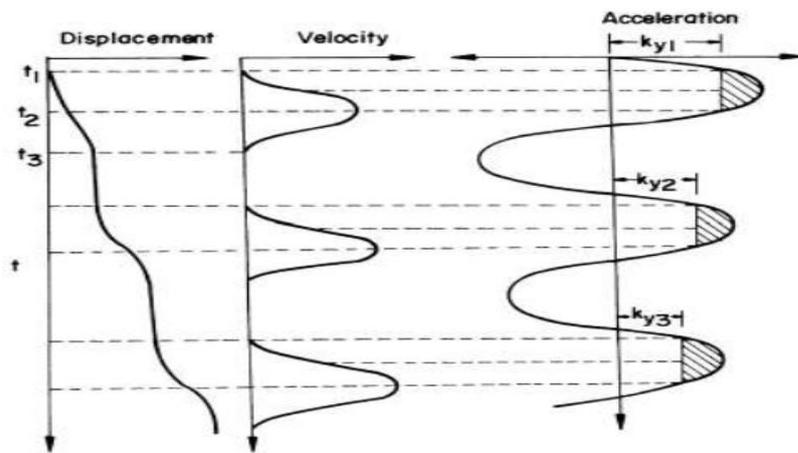


Figure III.7 : Intégration de l'accélérogramme afin de déterminer les vitesses et les déplacements.

III.6.3 L'analyse de Seed-Lee-Idriss

Cette méthode a été améliorée par Seed à l'aide d'autres collaborateurs au cours de ces dernières années. Ces améliorations ont surtout trait à l'introduction de nouvelles méthodes numériques. Les méthodes pseudo statiques et de Newmark ne s'appliquent pas lorsque la résistance du matériau composant le barrage change significativement sous l'action d'une sollicitation sismique. En effet, cette méthode prend en compte le changement de la résistance du sol, bien qu'elle soit restée fondamentalement inchangée.

La procédure de l'analyse, consiste essentiellement en (H.B.Seed, 1979) :

1. La détermination du profil du barrage à utiliser dans le calcul.
2. La détermination de ou des accélérogrammes au niveau de la base de la structure qui représentent le séisme le plus sévère auquel peut être soumise cette structure.
3. La détermination, aussi précise que possible, des contraintes dans le barrage avant le séisme. La meilleure façon de faire est probablement d'utiliser un modèle par éléments finis.
4. La détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux du barrage, telle que le module de cisaillement et les caractéristiques d'amortissement. Puisque les caractéristiques des sols ne sont pas linéaires. Il est nécessaire d'établir de quelle façon elles varient avec la déformation.
5. L'évaluation des contraintes induites dans la structure par l'accélérogramme appliqué à l'aide d'une procédure appropriée utilisant la méthode des éléments finis.

6. Des essais sur échantillons des matériaux (contraintes initiales et contraintes dynamiques supplémentaires) pour étudier la variation des pressions interstitielles et l'évolution des déformations. Ces essais doivent être assez nombreux pour permettre une estimation par interpolation des caractéristiques de l'ensemble des matériaux dans la digue.

7. L'évaluation du coefficient de sécurité contre la rupture de la structure durant ou après le séisme en considérant les contraintes statiques et sismiques, ainsi que la résistance des éléments de sol.

8. Si la stabilité est assurée, reste l'évaluation des déformations statiques et sismiques calculées aux étapes 3 et 5.

Les techniques disponibles pour la réalisation de ces étapes progressent sans cesse. Cependant, chacune des étapes de la procédure Seed-Lee-Idriss peut être réalisée de façons différentes plus ou moins exactes. Cette procédure a été utilisée afin d'étudier plusieurs barrages ayant subi un séisme elle a permis de retrouver à posteriori la bonne tenue ou la rupture de ces ouvrages, ainsi que les traits généraux de la cinématique observée (CIGB, 1986).

III.6.4 Les méthodes numériques

Les techniques de la modélisation numérique comme la méthode des éléments finis, ont été employées la première fois par Clough et Chopra pour l'analyse dynamique des barrages en terre (1966), ensuite par Ghaboussi (1967), Shnabel et al. (1972), Ghaboussi et Wilson (1973), Idriss et al. (1973), Martin et al (1975), Finn et al (1977), Lee et Finn (1978), White et al (1979), Zienkiewicz et Shiomi (1984), Finn et al (1986), Medina et al (1990) et Li et al (1992) (F.Robin et al, 2005).

Les codes numériques de la dynamique qui sont utilisés dans la pratique se divisent en deux catégories :

- **Codes en contraintes totales**

Les codes en contraintes totales, sont basés sur le concept des contraintes totales, et ne tiennent pas compte de la pression des pores dans l'analyse. Ils peuvent être divisés en deux grandes catégories:

-Codes basés sur la méthode linéaire équivalente (EQL). Les codes qui utilisent l'analyse EQL en pratique sont : SHAKE, QUAD-4 et FLUSH.

-Codes non linéaires (Fully non-linéaire codes) DIANA, ANSYS, FLAC, etc.

- **Codes en contraintes effectives**

La majorité des codes en contraintes effectives ont été développées pour répondre au besoin de modéliser la pression des pores générée et dissipée dans les matériaux susceptibles à la liquéfaction.

Tout ça pour avoir une meilleure approximation des déformations permanentes sous l'effet de chargement sismique (F.Robin et al, 2005). Ces codes se divisent en deux catégories :

- Codes complètement couplés, où le sol est traité comme milieu biphasique. On trouve comme code : DNAFLOW, DYNARD, SWANDYNE, et SUMDES.
- Codes semi-couplés, représentent moins de difficulté numérique, mais ils sont moins rigoureux. On cite comme exemple DESRA-2, DSAGE et TARA-3.

III.7 Etude comparative des méthodes de calcul à la rupture

En 1977, Fredlund et Krahn ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. Mise à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu rigoureuse, Morgenstern et Price).

La sensibilité du facteur de sécurité aux hypothèses faites sur les forces inter-tranches et pour lesquelles les conditions d'équilibre sont satisfaites, a été examinée. Les facteurs de sécurité dont l'un est lié à l'équilibre des forces horizontales F_f et l'autre aux moments d'équilibre F_m ont été déterminés en utilisant une fonction des forces inter-tranches $f(x)$ constante et sont reportés en fonction du facteur d'échelle λ sur le graphique ci-après. Le facteur d'échelle se définit par la relation :

$$X / E = \lambda \cdot f(x). \quad (\text{III.26})$$

X : composante verticale de la réaction inter-tranche ;

E : composante horizontale de la réaction inter-tranche ;

$f(x)$: fonction définissant la forme de la ligne d'action dans la zone de rupture potentielle, x étant la coordonnée horizontale.

λ : paramètre détermine la position de la ligne d'action des forces inter-tranches.

Deux cas ont été étudiés : une surface circulaire et une surface non circulaire. La figure (III.8) montre que le facteur de sécurité du moment F_m déterminé à partir des moments d'équilibre est relativement insensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches.

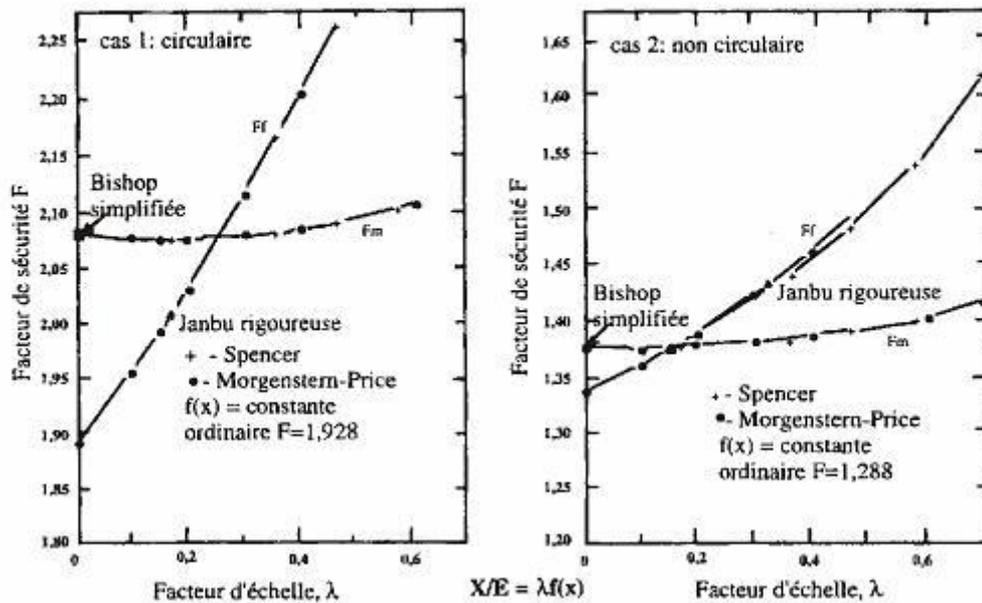


Figure III.8 : La sensibilité du facteur de sécurité aux hypothèses faites sur les forces inter-tranches.

Dans ces cas là, la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par les méthodes de Spencer et Morgenstern-Price (avec λ choisi pour satisfaire les forces et les moments d'équilibre), ne dépasse pas 0.4%. A l'inverse, le facteur de sécurité de la force F_f déterminé en satisfaisant l'équilibre des forces est très sensible à λ .

Par conséquent les méthodes ne satisfaisant que l'équilibre des forces (exemple Janbu simplifiée sans correction, Lowe et Karafiath, etc.) sont moins précises que la méthode de BISHOP qui satisfait les moments d'équilibre. Fredlund et Krahn ont aussi démontré que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

De cette étude comparative des méthodes d'analyse, on en déduit les points suivants :

- Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telles que celle de Janbu rigoureuse, Spencer, Morgenstern et Price donnent des résultats précis.
- La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.

- Quand la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus, le choix de la méthode doit se faire de telle sorte qu'elle donne une distribution correcte des forces inter-tranches.
- Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre peuvent (méthode ordinaire de tranches) être très imprécises.
- Le facteur de sécurité F_f , déterminé à partir de l'équilibre des forces est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches que le facteur de sécurité F_m déterminé par les moments d'équilibre. Pour cette raison, il est préférable d'utiliser une méthode d'analyse où le moment d'équilibre est satisfait (celle de Bishop par exemple).
- Toutes les méthodes sont imprécises dans le cas où un remblai est sur une fondation fortement compressible, car dans cette situation la rupture du remblai ne se fait pas par cisaillement, mais par traction et fissuration (A.Koudery, 2005).

III.8 Programmes de calcul de la sécurité de la stabilité

III.8.1 CLARA

Le code de calcul CLARA est un programme d'analyse de la stabilité des pentes qui permet de calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant, développé par «O.Hungr Geotechnical Research Inc.». Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans CLARA sont: la méthode de Bishop simplifiée (2D et 3D), Janbu simplifiée (2D et 3D), Spencer (2D) et Morgenstern-Price (2D).

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis à vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en un nombre fini de colonnes parallélépipédiques (en 3D) ou en tranches verticales (en 2D). Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

III.8.2 LARIX-4S

LARIX-4S est un programme pour le calcul de la sécurité de la stabilité des pentes, digues, enceintes de fouilles et murs de soutènement selon la méthode des lamelles. La sécurité de la stabilité est déterminée par l'étude de l'équilibre global des efforts agissant sur une tranche verticale

de sol en tenant compte des couches de sol, de la pression d'eau interstitielle, des surcharges, de la résistance des ouvrages, des ancrages et des sollicitations sismiques.

Les méthodes reconnues de KREY et JANBU sont disponibles. La sécurité peut être calculée pour des cercles de glissement, avec ou sans tangentes, ou pour des lignes de glissement polygonales. Le programme permet aussi bien de travailler avec le concept des coefficients de sécurité partiels selon les nouvelles normes qu'avec celui des coefficients de sécurité globaux.

III.8.3 Logiciels utilisés pour les calculs dans la base MOMIS (LCPC)

La plupart des modélisations de remblais décrites dans la base MOMIS (Modèles numériques d'Ouvrages et Mesures In Situ) ont été réalisées avec des logiciels du commerce. Le plus populaire est sans conteste le logiciel SAGE-CRISP (25%) ; derrière viennent les logiciels DACSAR (13,5%), ROSALIE-LCPC et CESAR-LCPC (13,5%), PLAXIS (9,5%), ABAQUS (6%) et AFENA (6%). La figure suivante indique le nombre de références liées à chaque logiciel. Il y en a encore d'autre sans doute comme: Geo-Slope Office, Ansys,...etc.

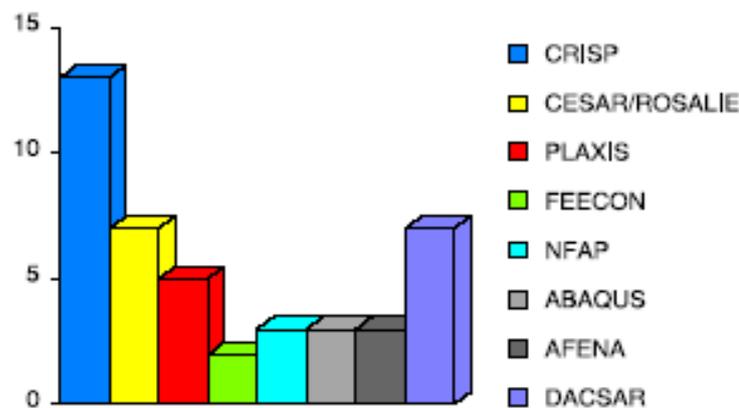


Figure III.9 : Le nombre de référence lié aux logiciels les plus populaires.

III.8.4 FLAC (2D ou 3D) et Géo-slope

Flac et Géo-slope sont des logiciels les plus utilisés actuellement pour résoudre les problèmes en géotechnique. Flac est un programme en deux ou trois dimensions basé sur la méthode des différences finies. Il utilise une méthode explicite. Géo-slope est basé sur la méthode des éléments finis, plusieurs programmes sont intégrés dans sa fenêtre générale.

III.9 Conclusion

Le facteur de sécurité est calculé pour évaluer la stabilité des pentes en utilisant les méthodes d'équilibre limite en se basant sur un ensemble fixe de conditions et de paramètres matériels.

L'expérience a montré que, les talus restent toujours stables si $F_s > 1.5$, le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$ (G.Philipponnat & B.Hubert, 2000). Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), le coefficient de sécurité peut être réduit à 1.2 ou 1.3. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées.

En complément des analyses de stabilité classiques, et en fonction du projet, des calculs de type sismique sont de plus en plus souvent effectués.

Notre choix s'est porté sur le code aux différences finies Flac2D et le logiciel Géo-slope dont leurs descriptions et leurs présentations feront l'objet du chapitre qui suit.

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE

IV.1 Introduction

La modélisation numérique par différentes techniques (éléments finis, différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout points du modèle dans un temps raisonnable (Ho et Rowe 1994, Ling and Leshchinsky 2003, Hatami et Bathurst 2005 et 2006, Skinner et Rowe 2005 ,Al Hattamleh et Muhunthan 2006, Yoo et Song 2006 ,Bergado et Teerawattanasuk 2008).

Dans une première partie de ce chapitre, une présentation du premier outil de simulation utilisé, Flac2d a été faite avec une étude paramétrique sur les drains dans un barrage en terre.

La deuxième partie du chapitre comprend une présentation du deuxième logiciel utilisé, Géo-Slope avec une étude paramétrique sur l'influence de la hauteur du barrage en terre et de la perméabilité du matériau sur le coefficient de sécurité.

IV.2 Présentation de l'outil de simulation Flac2d

IV.2.1 Introduction

Le logiciel Flac2d (Fast Lagrangian Analysis of Continua), développé par la société américaine ITASCA Consulting group, est spécialement conçu pour les problèmes de géomécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier. Le code de calcul Flac2d utilisé dans notre modélisation est basé sur la méthode des différences finies. Les concepteurs de ce code ont utilisé un concept appelé « méthode des éléments lagrangiens ». Il consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites (Billaux, 1993).

IV.2.2 Méthodologie de simulation avec Flac

Flac est un logiciel de modélisation mécanique de problèmes géotechniques. Contrairement à la plupart des autres codes basés sur la méthode des éléments finis, FLAC2d utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires mais un grand nombre d'itérations, (Itasca Consulting Groupe, 2005). Ce code a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique.

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac, trois composants fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

1. Générer le maillage ;
2. Définir les paramètres constitutifs ;
3. Appliquer les conditions initiales aux limites.

La figure IV.1 (Adoptée du manuel Flac) présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser un problème en Flac. La simulation se fait par phase et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

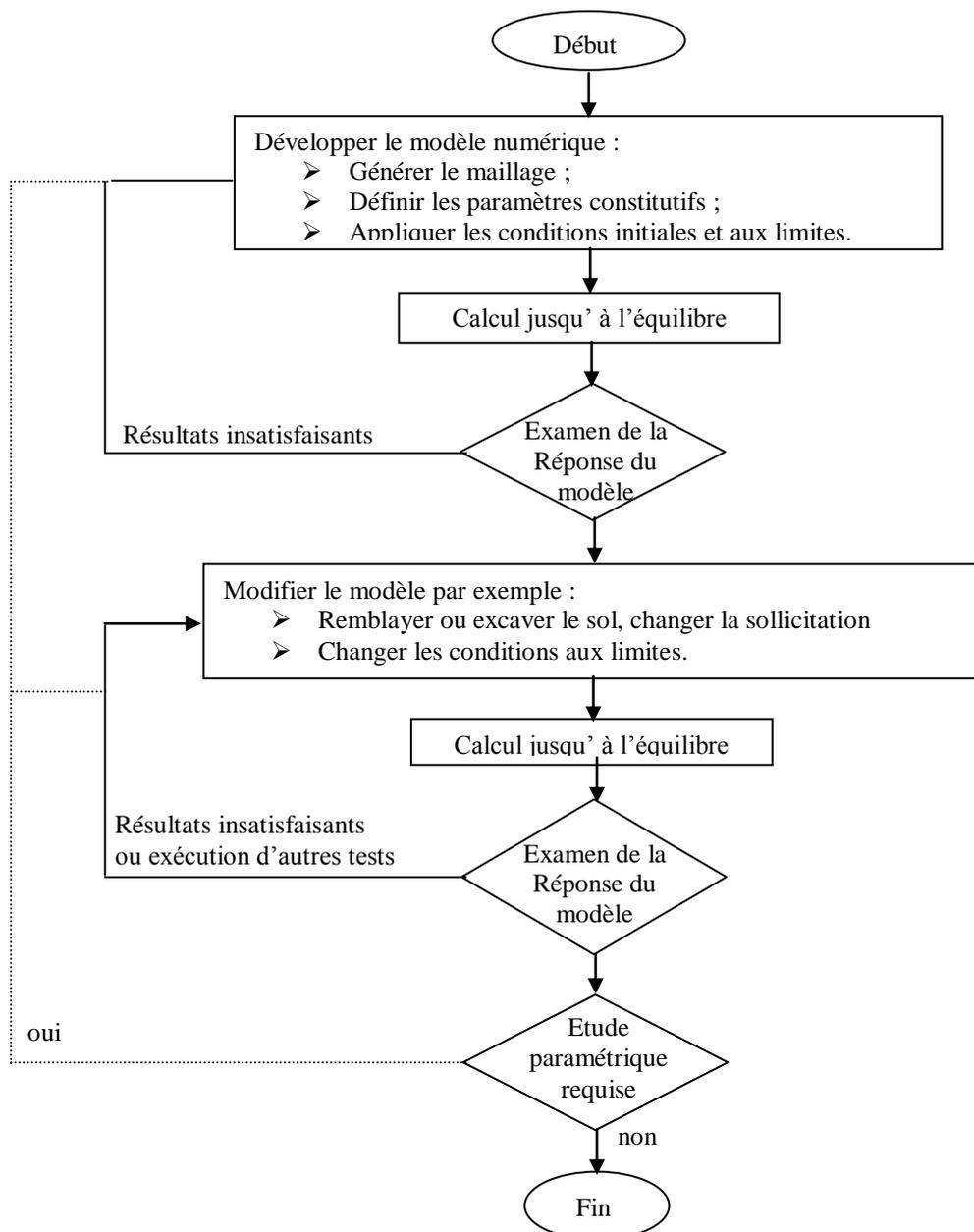


Figure IV.1 : Méthodologie de modélisation numérique avec FLAC (Itasca manuel).

IV.2.3 Méthode des différences finies (MDF)

La méthode des différences finies, comme soulignent Billiaux et Cundall (1993) est l'une des plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles. Dans cette méthode toute dérivée présentée dans le système d'équations est remplacée directement par une expression algébrique écrite en termes de variables du champ (contrainte ou déplacement) aux points discrets de l'espace.

Les programmes en différences finies ne construisent pas de matrice de rigidité globale, car ils peuvent de manière relativement efficace reformuler les équations à chaque pas, la mémoire dans ce cas est minimale (schéma de résolution explicite).

N'ayant pas besoin de matrice de rigidité globale, il est plus facile d'actualiser les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps. Les déplacements incrémentaux sont ajoutés aux coordonnées et le maillage se déforme donc avec le matériau qu'il représente. Ceci est appelé "Formulation Lagrangienne", par opposition à la formulation " Eulérienne " pour laquelle le matériau se déforme et se déplace par rapport à un maillage fixe.

L'approche retenue par ITASCA est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

IV.2.4 Schéma de résolution explicite

Basée sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement.

L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique. La figure IV.2 précise bien la séquence de calcul utilisée.

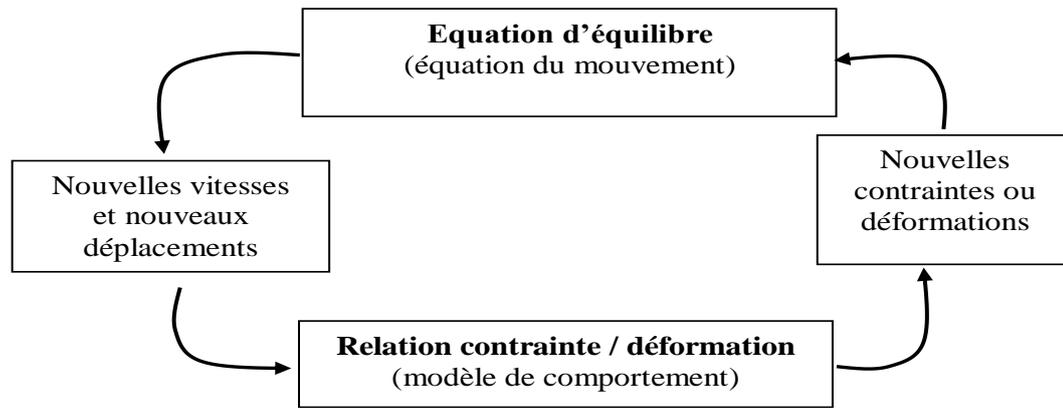


Figure IV.2 : Représentation schématique de la séquence de calculs opérés par le logiciel FLAC.

IV.2.5 Equations du mouvement

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation IV.1.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (\text{IV. 1})$$

Avec :

- ρ : Masse volumique ;
- t : Temps ;
- \dot{u} : Vecteur vitesse ;
- x : Vecteur position ;
- g : Accélération due aux forces de volume.
- σ : contrainte ;

Les taux de déformations \dot{e}_{ij} (Équation IV.2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation IV.3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{IV. 2})$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \varepsilon, k) \quad (\text{IV. 3})$$

Avec :

- σ_n : Nouvelles contraintes
- σ_p : Contraintes du cycle de calcul précédent
- ε : Déformation
- k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau IV.1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations quel que soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

Tableau IV.1 : Méthodes explicites et implicites ((Itasca manuel).

Méthode explicite	Méthode implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité.	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution.
Peu de calculs par pas de temps.	Nombreux calculs par pas de temps.
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques.	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables.
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires.	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires.
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte.	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct.
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum.	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

IV.2.6 Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure IV.3. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

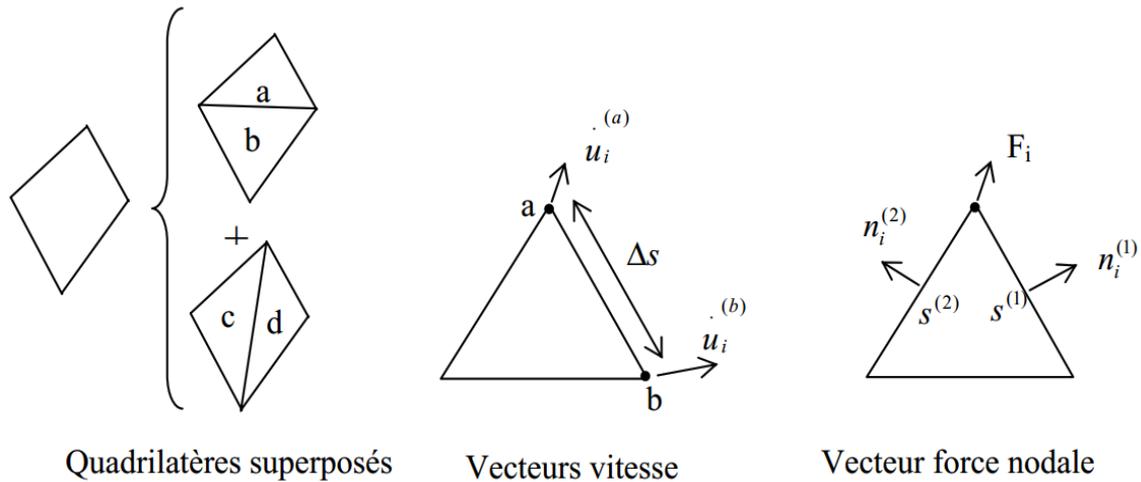


Figure IV.3 : Discrétisation mixte.

A chaque étape de la figure IV.2 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_S \mathbf{n}_i \cdot \mathbf{f} \cdot d\mathbf{s} = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \quad (\text{IV. 4})$$

Où

- s : périmètre de l'élément de surface A ,
- n_i : vecteur unitaire normal à s ,
- f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

a) Le tenseur taux de déformation est donné par l'équation IV.2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure IV.3) :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum (\mathbf{u}_i^{(a)} + \dot{\mathbf{u}}_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad (\text{IV. 5})$$

- Δs : distance du point a au point b,
- A : aire de l'élément.

b) A partir du tenseur des déformations $\dot{\epsilon}_{ij}$, on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation IV.3).

c) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $F_g = g m_g$.

d) ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation IV.1) dont la formulation en différences finies est :

$$\dot{\mathbf{u}}_i\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right) = \dot{\mathbf{u}}_i\left(t-\frac{\Delta t}{2}\right) + \Sigma \mathbf{F}_i(t) \frac{\Delta t}{m} \quad (\text{IV. 6})$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement aux nœuds puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a).

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$\mathbf{x}_i^{(t+\Delta t)} = \mathbf{x}_i^{(t)} + \dot{\mathbf{u}}_i^{(t+\Delta t)} \Delta t \quad (\text{IV. 7})$$

IV.2.6.1 Critère de convergence

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

IV.2.7 Implémentation de modèles de comportement mécaniques dans le logiciel

Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- Les modèles plastiques avec entre autres :
 - Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,
 - Le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Tous les modèles sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac. Cela est possible avec Flac2d par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH).

La procédure générale d'implémentation s'effectue en quatre opérations, appelées aussi en langage Fish « case of mode » :

- La première consiste à initialiser les variables et à mettre à jour éventuellement les propriétés des matériaux ; cette opération n'est appelée qu'une seule fois par élément et par pas de calcul,
- La seconde constitue le corps de la loi de comportement, qui définit les nouvelles contraintes en fonction des anciennes, du taux de déformation tensoriel et des paramètres d'écrouissage ; cette fonction est appelée quatre fois par élément et par pas de calcul, pour chacune des sous-zones triangulaires.
- La troisième consiste à définir le module de cisaillement maximal et le module de compressibilité œdométrique maximal afin de permettre au code numérique FLAC de déterminer, pour un calcul instantané, un pas de temps admissible, qu'il ajuste automatiquement aussi souvent que nécessaire,
- La dernière, uniquement effectuée en mode thermique, permet la gestion du couplage thermomécanique.

IV.2.8 Modèle de Mohr- Coulomb

Les modèles élasto-plastiques parfaits sont définis à partir d'un critère de rupture caractérisant les propriétés de résistance de matériau. Plusieurs critères de rupture initialement développés pour les métaux ont été ensuite utilisés pour représenter la résistance des sols non drainés. On présente ici le modèle de Mohr- Coulomb utilisé dans notre étude.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres.

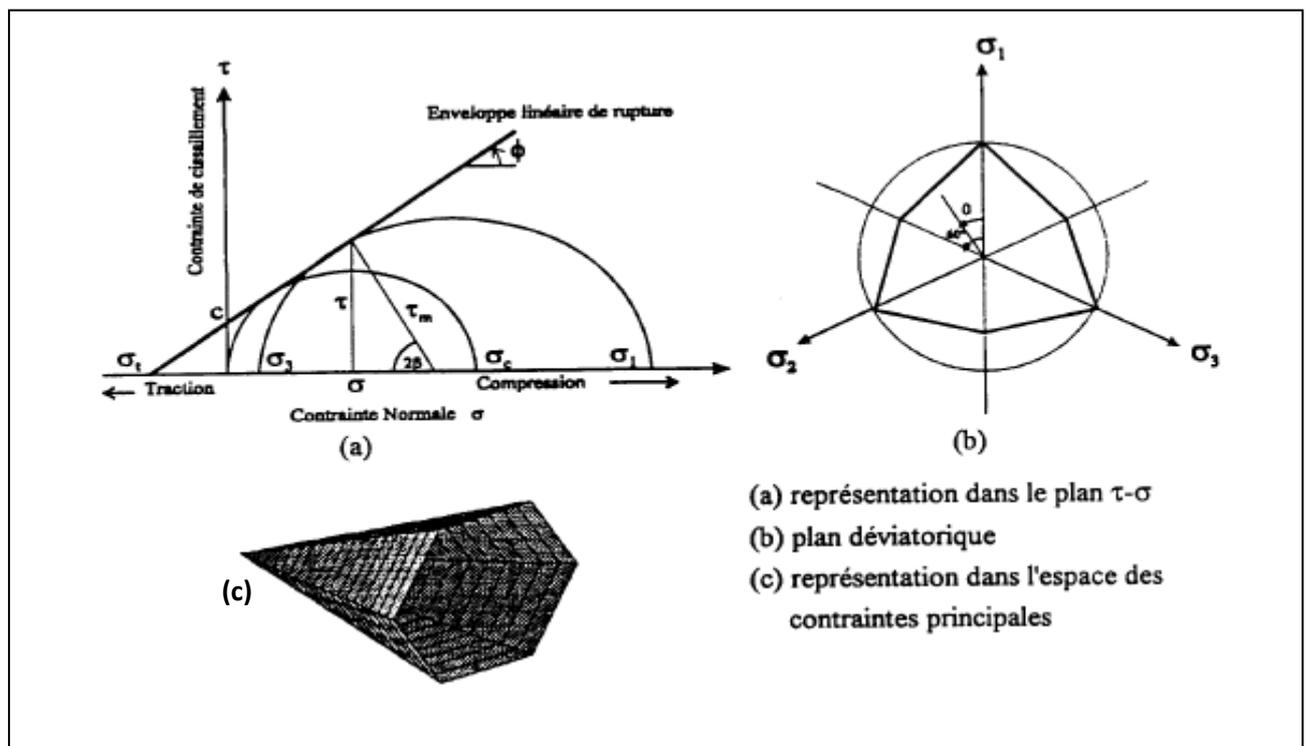


Figure IV.4 : Modèle de Mohr-Coulomb.

La surface de charge pour ce modèle correspond à un critère Mohr-Coulomb (rupture en cisaillement) avec critère supplémentaire de rupture par traction. La position d'un point de contrainte sur cette surface est contrôlée selon une règle non associée pour la rupture en cisaillement et une règle associée pour la rupture en traction. Tout champs de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 , σ_3 et déformations principales ε_1 , ε_2 et ε_3 . La convention de signe dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction.

Le critère de rupture dans le modèle Flac2D est Mohr-Coulomb composé avec critère de rupture en traction. Les contraintes principales sont ordonnées de la manière suivante :

(IV.8)

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure IV.5) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f' = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (\text{IV.9})$$

Du point de B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau σ_t :

(IV.10)

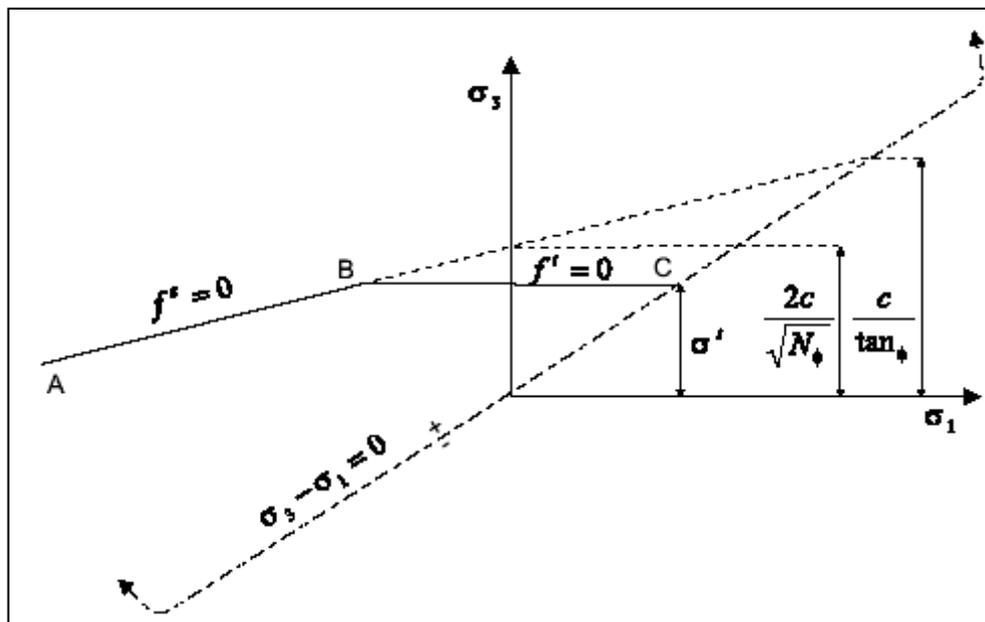


Figure IV.5 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Où φ est l'angle de frottement, c la cohésion, σ_t la résistance à la traction et

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad (\text{IV.11})$$

La résistance à la traction du matériel ne peut pas dépasser la valeur de σ_3 correspondant au point d'intersection des lignes droites dans le plan $f(\sigma_1, \sigma_3)$. On donne cette valeur maximale :

$$\sigma'_{\max} = \frac{c}{\tan \varphi} \quad (\text{IV.12})$$

IV.2.8.1 Paramètres du modèle

Ce modèle est appelé par la commande **Mod M**, les paramètres sont donnés par la commande **prop** comme suit :

1. **density** : densité du sol;
2. **bulk** : module du volume, K ;
3. **shear** : module de cisaillement, G ;
4. **cohésion** : cohésion du sol ;
5. **friction** : angle de frottement interne φ ;
6. **dilatation** : angle de dilatance, ψ ;
7. **tension** : contrainte limite de traction.

IV.2.9 Modélisation de l'écoulement

IV.2.9.1 Modélisation de l'écoulement en Flac

Dans le cas général, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La présence de cette eau dans les espaces interstitiels entre les grains induit des effets mécaniques sur le sol : forces d'écoulement appliquées aux grains, poids déjaugé et consolidation.

Si la perméabilité du sol est élevée, le mouvement de l'eau est instantané et la pression interstitielle n'est pas modifiée. Ainsi, dans le cas d'un remblai construit sur un sol perméable, la pression interstitielle est constamment égale à la pression interstitielle initiale.

En revanche, si la perméabilité du sol est faible par rapport à la vitesse de variation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler de manière instantanée et se met en surpression qui se dissipe dans le temps (le sol se consolide).

Le comportement d'un sol perméable est toujours un comportement à long terme (condition drainée). Alors que le comportement d'un sol peu perméable évolue entre deux comportements extrêmes :

- Un comportement à court terme lorsque le sol vient d'être chargé ou déchargé. Aucune variation de volume n'a encore pu se produire et les variations des contraintes normales sont reportées totalement ou en partie sur l'eau interstitielle (condition non drainée) ;
- Un comportement à long terme lorsque la surpression interstitielle due au chargement du sol s'est dissipée et que le régime d'écoulement de l'eau est devenu permanent (condition drainée).

Duncan (1996) a indiqué que, pour les problèmes faisant intervenir des chargements non exceptionnels, les sols dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10^{-6} m/s peuvent être analysés en conditions drainées et les sols de coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s en condition non drainée.

Flac modélise l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux tel que le sol, soit indépendamment de l'effet mécanique (calcul hydromécanique découplé), soit en tenant compte de l'interaction sol-fluide (hydromécanique couplé). Ce dernier type de comportement induit deux effets mécaniques. Dans le premier, le changement de la pression interstitielle génère un changement en contraintes effectives qui peuvent affecter la réponse du solide. A titre d'exemple, une réduction des contraintes effectives peut induire un écoulement plastique. Dans le deuxième, le fluide réagit par un changement de pressions interstitielles à la variation mécanique du volume.

La formulation de l'écoulement de Flac est basée sur des relations simples, en utilisant la loi de Darcy pour un milieu poreux anisotrope. L'effet de gravité est incorporé dans la formulation afin de permettre à l'eau de migrer en toute zone non totalement saturée.

Avec cette formulation, une surface libre apparaît naturellement dans un calcul d'écoulement.

Dans le cas des problèmes couplés drainés, la convergence au régime statique peut être très lente (plusieurs pas de calcul mécanique sont nécessaire pour garder l'équilibre quasi statique) quand le module volumique de l'eau est très grand par rapport au module de confinement du sol $K + (4/3) G$.

Plusieurs stratégies de modélisation sont disponibles en Flac pour approcher les différents processus couplés. L'une consiste à supposer que les pressions interstitielles nodales soient fixes. Cette approche ne nécessite pas de mémoire supplémentaire dans le calcul. Elle peut être représentative dans le cas des sols grossiers baignés par une nappe statique sans écoulement. Les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure, que le changement est appliqué et que l'on peut considérer que le champ de pressions d'eau est invariant. Ce champ de pression d'eau se traduit par

des actions simples sur le sol et les éléments de structure. Ainsi, le sol se trouve simplement déjaugé tandis que les éléments de structure se trouvent soumis à des champs de pressions simples.

Les autres stratégies de Flac utilisent la configuration **Ground water (Config GW)** pour l'analyse de l'interaction sol - fluide. Les plus élaborées nécessitent plus de temps et de mémoire.

IV.2.9.2 Modélisation de l'écoulement de l'eau avec le calcul de la surface phréatique

Flac2D modélise l'écoulement de l'eau dans lequel une surface phréatique se développe, comme l'écoulement entièrement saturé. Dans ce cas, les pressions interstitielles sont nulles au-dessus de la surface phréatique et la phase d'air est négligée en tant que passive. La logique appliquée aux matériaux suppose que les effets capillaires peuvent être négligés.

Deux lois de transport des liquides sont disponibles correspondant à la perméabilité isotrope et anisotrope. Le modèle nul d'écoulement de l'eau est donné pour indiquer les matériaux imperméables, et les différentes zones peuvent avoir des différents modèles et propriétés de l'écoulement de l'eau.

IV.2.10 Procédure de simulation adoptée pour le calcul de la stabilité des barrages en terre

La procédure de simulation qu'on a adoptée dans notre analyse pour calculer la stabilité des barrages en terre, est basée sur les quatre étapes suivantes:

- Etat de contraintes initiales :

Après la préparation du maillage et les conditions aux limites, on établit un calcul mécanique de l'état de contraintes initiales sous l'effet du poids propre du sol.

A l'équilibre, on garde les contraintes et on annule les déplacements causés par le poids propre du barrage.

- Régime permanent d'écoulement :

Après l'instauration de l'état des contraintes initiales, on applique les conditions aux limites de l'écoulement et on calcul le régime permanent afin d'établir la distribution des pressions interstitielles de l'écoulement permanent correspondant à la charge hydraulique du côté amont.

Ce régime est établi en bloquant le calcul mécanique « mesh off » et en lançant le calcul d'écoulement « flow on ». A l'équilibre le régime permanent peut être contrôlé en comparant les débits entrant et sortant.

- Equilibre mécanique en présence d'écoulement :

Après l'établissement de la distribution des pressions interstitielles régnant en régime permanent, on lance un calcul mécanique. Ceci est fait après le blocage de l'écoulement « flow off » avec un

module volumique nulle de l'eau et l'application d'une pression mécanique représentant l'action de l'eau sur les conditions aux limites.

- Régime transitoire :

Après avoir établi l'écoulement permanent, on procède à des abaissements du plan d'eau amont. On lance un calcul d'écoulement puis on lance un calcul mécanique.

- Détermination du coefficient de sécurité :

Dans la présente analyse, la procédure de détermination du coefficient de sécurité (F_s) est identique à l'une des méthodes basées sur l'équilibre limite où le coefficient de sécurité est appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques (cohésion C' et l'angle de frottement φ'), ainsi:

$$C'^* = C' / F_s ;$$

$$\varphi'^* = \arctan(\tan \varphi' / F_s).$$

Ces caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement (C' et φ') sont remplacées par les caractéristiques réduites (C'^* et φ'^*) dans la loi de résistance au cisaillement de coulomb.

La condition de stabilité du talus en équilibre limite devient:

$$\frac{\sum (C'^* L + N_n \tan(\varphi'^*))}{\sum T_n} > 1 \quad (\text{IV.13})$$

La valeur initiale du coefficient de sécurité (F_{s0}) est choisie de manière que le barrage reste stable et dans le domaine élastique. Puis on augmente le coefficient de sécurité par incrémentation ($F_s^{i+1} = F_s^i + \Delta F_s$) et en testant l'équilibre jusqu'à l'obtention du glissement du talus.

La valeur minimale du coefficient de sécurité qui provoque le glissement est bien le coefficient de sécurité.

IV.2.11 Déclaration des données dans le code FLAC2d

Le logiciel FLAC2d a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus

grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

IV.2.11.1 Générations des grilles

La géométrie des problèmes dans FLAC est définie par des grilles et points nodaux. FLAC organise les grilles et les points nodaux en mode lignes et colonnes, ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en termes de « i » et dans la direction verticale exprimée en termes de « j ».

IV.2.11.2 Conditions aux limites

Elles présentent la possibilité de fixer les vitesses, la saturation, les pressions interstitielles ou les températures. Le gradient de contrainte peut-être appliqué en utilisant l'équation suivante :

$$S = S^{(s)} + \frac{X-X^{(s)}}{X^{(e)}-X^{(s)}} V_x + \frac{Y-Y^{(s)}}{Y^{(e)}-Y^{(s)}} V_y \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

X et Y : Les coordonnées d'un point nodal dans un tracé.

$X^{(s)}, Y^{(s)}$: Les coordonnées initiales d'un point nodal.

$X^{(e)}, Y^{(e)}$: Les coordonnées finales.

V_x, V_y : Gradient de contrainte dans la direction des x et y respectivement.

$S^{(s)}$: La valeur initiale de la contrainte.

S : La valeur finale de la contrainte.

IV.2.11.3 Conditions initiales

Les conditions initiales sont les variables initiales qui sont prescrites au modèle avant n'importe qu'elle construction soit commencée. Elles permettent l'application de forces ponctuelles ou réparties, de déplacements, de vitesses, de pressions mécaniques, de contraintes, de pressions interstitielles, de températures, de flux d'échanges thermiques. L'état initial le plus adapté sera représenté par mesure sur le terrain (par des mesures in situ), en utilisant la commande « *INITIAL* ». Si aucune mesure sur le terrain n'est disponible, les efforts devraient être exécutés pour imiter les conditions au site.

IV.3 Etude paramétrique utilisant le logiciel Flac

Cette section présente un exemple de référence, qui sera suivie par une étude paramétrique.

IV.3.1 Exemple de référence

L'exemple de référence est un barrage en terre homogène reposant sur un substratum (Figure IV.6)

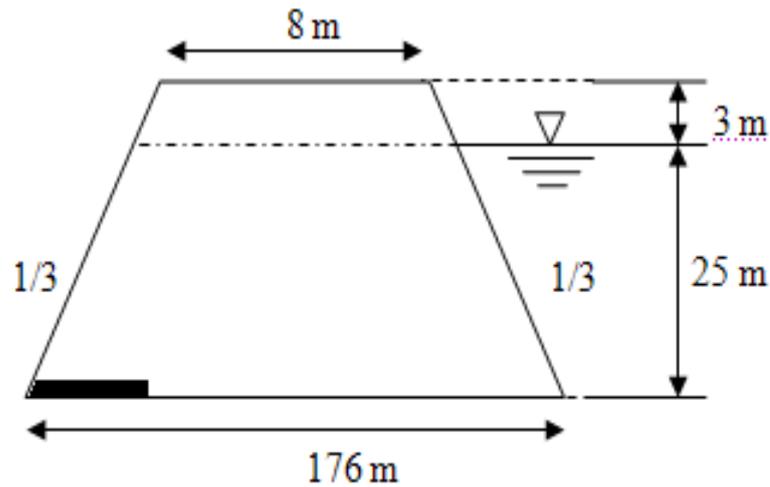


Figure IV.6 : Exemple de référence.

L'exemple étudié est une représentation simplifiée d'une géométrie typique d'un barrage en terre homogène dont les caractéristiques sont les suivantes :

Hauteur du barrage: 28m.

Largeur de la base du barrage: 176m.

Largeur de la crête du barrage: 8m.

Pente du talus amont: 1/3.

Pente du talus aval: 1/3.

Hauteur d'eau à l'amont: 25m.

IV.3.2 Dimensionnement du drain horizontal

Dans l'application suivante, nous avons cherché à déterminer la longueur optimale du drain horizontal pour un barrage homogène reposant sur un substratum (exemple de référence).

La figure V.7 représente le débit de fuite adimensionnel Q/KH à travers le corps du barrage en fonction de la longueur relative du drain L_d/L_b .

K: perméabilité.

H: charge d'eau à l'amont.

L_d : longueur du drain.

L_b : longueur de la base du barrage.

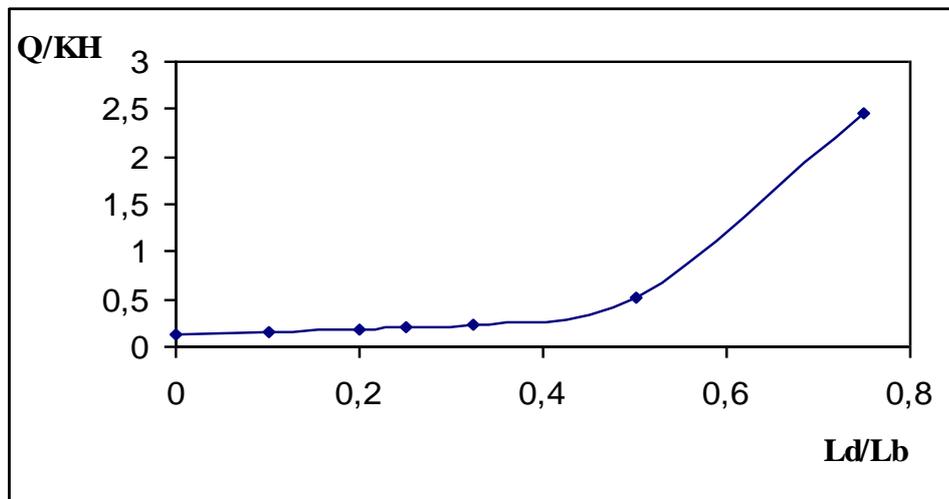
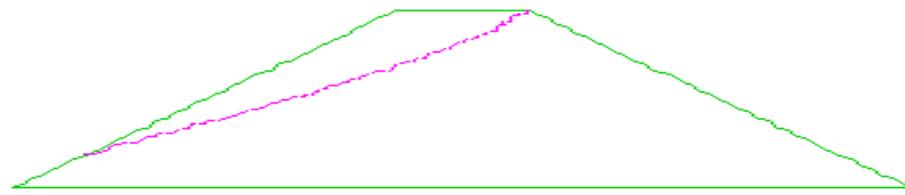
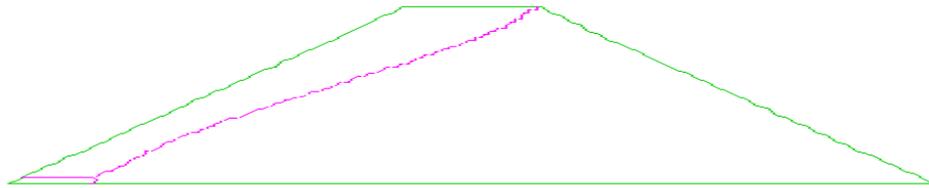


Figure V.7: Variation du débit de fuite en fonction de la longueur du drain.

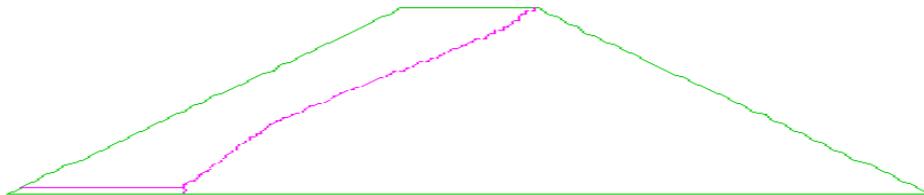
Pour de faibles longueurs de drains, la ligne de saturation coupe encore le talus aval. Au fur et à mesure qu'on introduit le drain plus à l'intérieur, la ligne de saturation s'éloigne du parement aval (figure V.8) et le débit augmente. Au-delà de $L_d/L_b > 1/2$, la pente de la courbe s'accroît et le débit devient plus important.



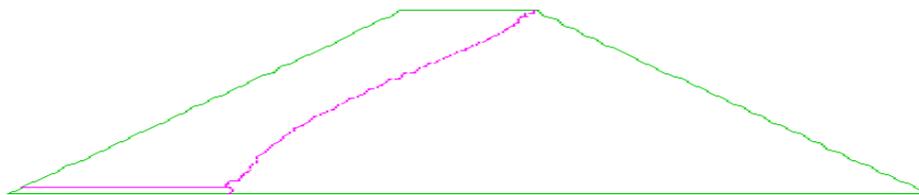
(a) Drain $L_d = 0 L_b$ (sans drain)



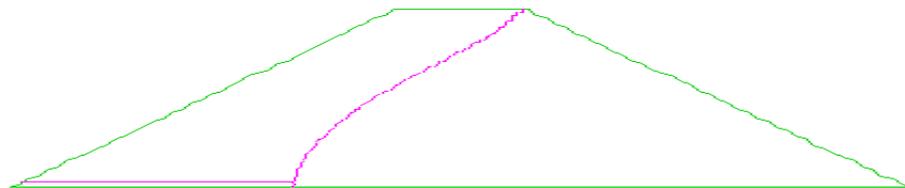
(b) Drain $L_d = 1/10 L_b$



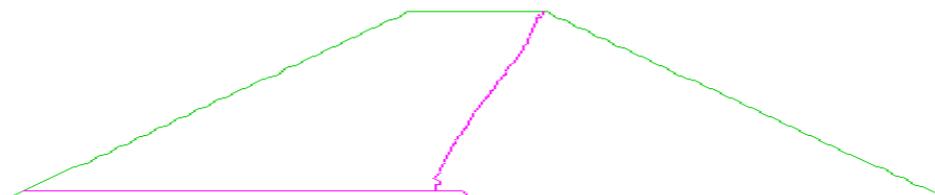
(c) Drain $L_d = 1/5 L_b$



(d) Drain $L_d = 1/4 L_b$



(e) Drain $L_d = 1/3 L_b$



(f) Drain $L_d = 1/2 L_b$

Figure V.8 : Visualisation de la ligne de saturation en fonction de la longueur relative du drain horizontal.

La figure V.9 révèle que dans le cas d'absence de drain, notre barrage est exposé à une instabilité au niveau de son talus aval ($F_s < 1.5$) et à une érosion due à la création d'une surface de suintement causée par la coupure du talus par la ligne phréatique (figure V.8 (a)).

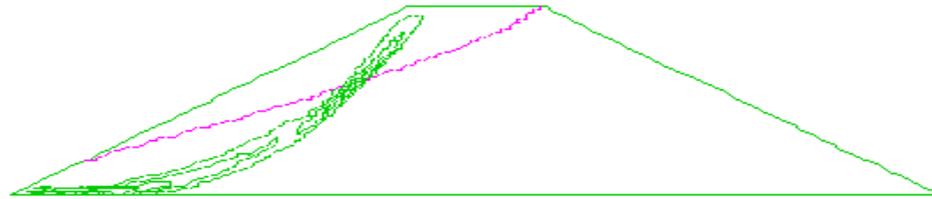
La simulation numérique montre une amélioration du coefficient de sécurité, au fur et à mesure que la longueur du drain augmente. Il se stabilise à une longueur du drain $L_d \geq 1/4 L_b$.

Figure V.9 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du drain.

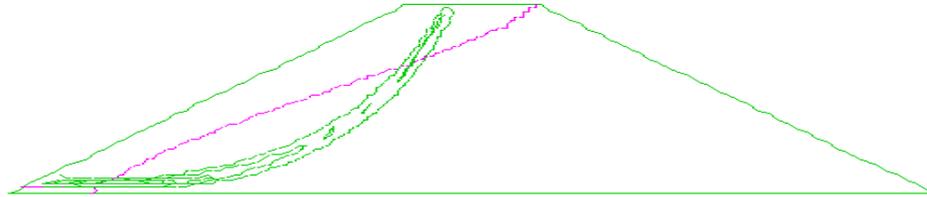
Il est commode de prendre la longueur du drain $L_d = [1/4, 1/3] L_b$ (H.Femmam et N.Benmebarek, 2011).

Ce résultat est en accord avec les études antérieures (M.Cassan 1994, M.E.Harr 1962, R.C.Harry 1968, E.Lane 1975, C.Mallet et J.Pacquant 1951, F.Marcel 1977, G.Schneebeli 1987).

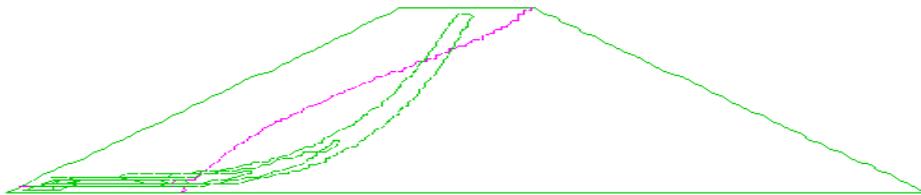
La surface de glissement est fortement influencée par la présence de l'eau. L'introduction de la surface phréatique dans la zone de glissement conduit à une diminution du coefficient de sécurité (figure IV.10).



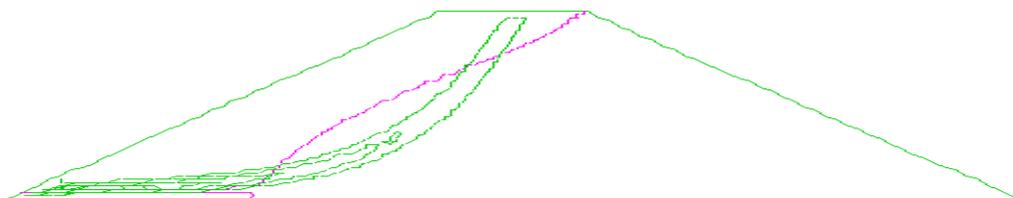
(a) Drain $L_d = 0 L_b$ (sans drain)



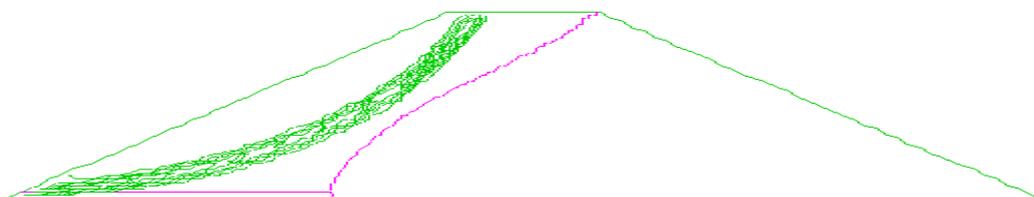
(b) Drain $L_d = 1/10 L_b$



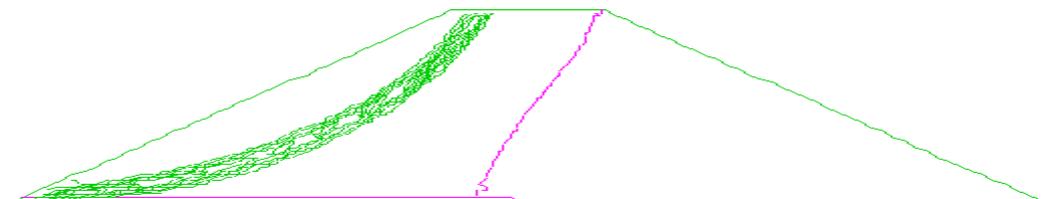
(c) Drain $L_d = 1/5 L_b$



(d) Drain $L_d = 1/4 L_b$



(e) Drain $L_d = 1/3 L_b$



(f) Drain $L_d = 1/2 L_b$

Figure IV. 10 : Visualisation de la ligne de saturation et de la surface de glissement en fonction de la longueur relative du drain horizontal.

IV.3.3 Influence des paramètres du prisme de drainage

Le prisme de drainage est construit au pied du talus aval. D'après la littérature (Ch.Mallet & J.Pacquant, 1951) la hauteur verticale du prisme est de $h_{dp} \approx (0.15-0.2) h_b$, et la pente du talus intérieur est de (1/1-1/1.75). Ces deux paramètres sont indispensables dans l'expérimentation numérique.

L'étude numérique que nous avons entreprise révèle qu'il y a plus de sécurité vis-à-vis du talus aval (tableau IV.2) en diminuant l'angle intérieur du prisme, car la ligne de saturation s'introduit plus à l'intérieur mais le débit de percolation et le volume du matériau du drain augmentent simultanément.

Tableau IV.2 : Variation de F_s en fonction de la géométrie du prisme de drainage.

Angle intérieur (°)	30	45
h_{dp} (m)	4.5	4.5
F_s	1.74	1.66

Le prisme de drainage n'est pas intéressant pour les barrages homogènes car la ligne de saturation est généralement très proche du talus aval ce qui peut induire un degré de saturation élevé en surface cause principale de l'érosion.

IV.3.4 Comportement du talus aval en régime d'écoulement permanent pour différents niveaux du réservoir

En variant le niveau de l'eau dans le réservoir de l'exemple de référence, on détermine le coefficient de sécurité. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Valeurs de F_s en variant la hauteur d'eau dans le réservoir.

Hauteur d'eau dans le réservoir(m)	25	17	10
F_s	2.13	2.34	2.72

Lorsque l'eau dans le réservoir est à son niveau le plus haut, c'est l'état de stabilité le plus critique du talus aval. La figure IV.11 représente la ligne de saturation pour chaque variation d'hauteur d'eau. L'abaissement du niveau d'eau entraîne le rabattement de la ligne de saturation donc son éloignement du parement aval ce qui influe positivement sur le coefficient de sécurité.

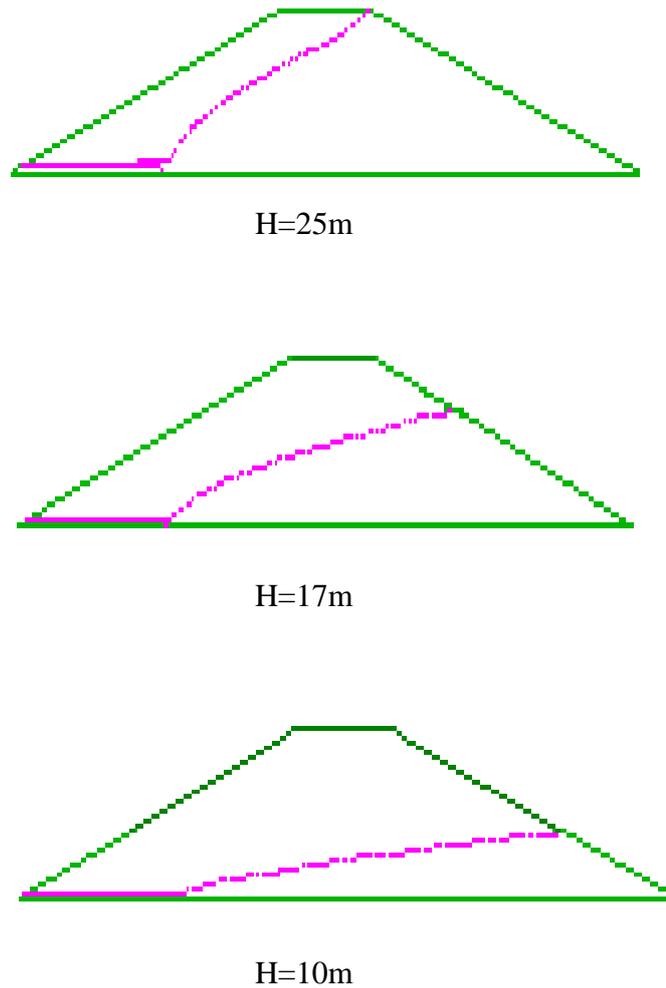


Figure IV.11 : Visualisation de la ligne de saturation en variant la hauteur d'eau dans le réservoir.

Les conditions les plus critiques de stabilité du talus aval correspondent aux périodes où le niveau de l'eau dans le réservoir est le plus haut. En effet, les contraintes totales dans le talus, le long d'une surface potentielle de glissement, ne dépendent pratiquement pas du niveau de l'eau dans le réservoir.

En revanche l'écoulement qui s'établit à travers l'ouvrage génère dans le talus aval des pressions interstitielles d'autant plus importantes que la surface de l'eau dans le réservoir est à une cote plus élevée. Il s'ensuit que la montée de l'eau dans le réservoir se traduit par une diminution des contraintes effectives dans le talus aval. Il en résulte une diminution de la résistance au cisaillement et par suite de F_s .

La figure suivante visualise les pressions d'eau dans le corps du barrage, ces pressions varient entre une valeur maximale de $2.5 \cdot 10^5$ Pa et une valeur minimale nulle.

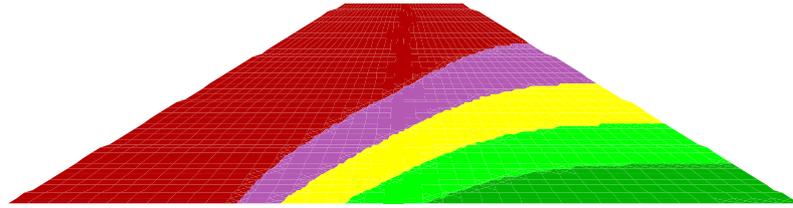


Figure IV.12 : Visualisation des pressions interstitielles régnant dans le corps de la digue.

Le réseau d'écoulement est influencé par la hauteur d'eau à l'amont, la position du drain, les variations du rapport de perméabilité remblai-fondation... Il subit, par ailleurs, des variations dans le temps en relation avec le remplissage ou la vidange du réservoir (figure IV.13).

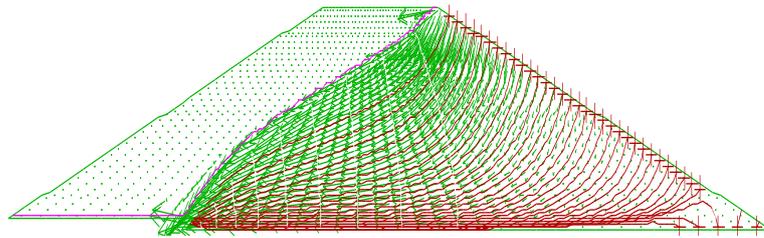


Figure IV.13 : Visualisation du réseau d'écoulement dans la digue.

La figure suivante visualise la surface de glissement en écoulement permanent.

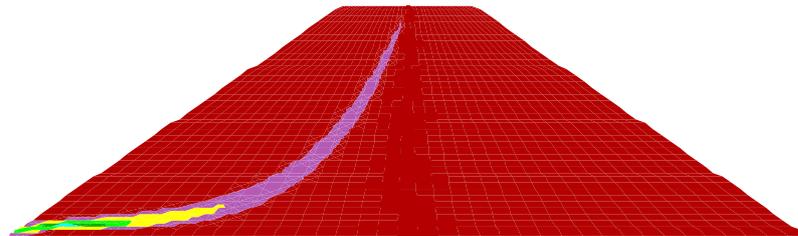


Figure IV.14 : Visualisation de la surface de glissement.

IV.4 Présentation de l'outil de simulation Géo-Slope

IV.4.1 Introduction

Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique. Il permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- SLOPE/W: Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- SEEP/W: Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- SIGMA/W: Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations (Par la méthode des éléments finis).
- QUAKE/W: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- TEMP/W: Permet d'analyser les problèmes géothermiques du sol (par la méthode des éléments finis).

Dans notre étude, on va se limiter aux deux programmes SLOPE/W et SEEP/W utilisés dans l'analyse du comportement des digues en terre.

IV.4.2 SLOPE/W

IV.4.2.1 Présentation

SLOPE/W est un logiciel qui utilise la théorie d'équilibre limite pour calculer le facteur de sécurité des pentes. La formulation complète de SLOPE/W permet d'analyser facilement les problèmes de stabilité des pentes simple et complexe en utilisant différentes méthodes de calcul du facteur de sécurité.

SLOPE/W a des applications dans l'analyse et conception des projets géotechnique, civil, hydrogéologique et minier.

IV.4.2.2 Domaine d'application

SLOPE/W est un puissant programme d'analyse de stabilité des talus. Utilisant la méthode de l'équilibre limite, il est capable de modéliser les sols de types hétérogènes, de stratigraphie complexe avec différentes conditions de pression interstitielle. Des analyses peuvent être exécutées en utilisant des paramètres déterministes ou probabilistes d'entrée. En plus, les forces programmées en utilisant l'analyse des forces en éléments finis peuvent être utilisées dans la programmation en équilibre limite pour la plupart des analyses de stabilité des pentes. La combinaison de tous ces dispositifs signifie que SLOPE/W peut être employé pour analyser presque n'importe quel problème de stabilité de pente rencontré.

IV.4.2.3 Analyse de stabilité des pentes

IV.4.2.3.1 Méthodes d'analyse

La formulation complète de SLOPE/W permet d'analyser la stabilité en utilisant les méthodes suivantes: la méthode ordinaire (ou Fellenius), la méthode Bishop simplifiée, la méthode Janbu simplifiée, la méthode de Spencer, la méthode de Morgenstern-Price, méthode du Corps des ingénieurs, la méthode de Lowe-Karafiath, la méthode d'équilibre limite généralisée (GLE) et la méthode d'élément finis.

IV.4.2.3.2 Analyse probabiliste

SLOPE/W peut effectuer des analyses probabilistes de calcul de stabilité des pentes en tenant compte de la variabilité et l'incertitude associés à l'analyse des paramètres d'entrée. Une analyse probabiliste vous permet de quantifier statistiquement la probabilité de défaillance d'une pente en utilisant la méthode de Monte Carlo.

La méthode de Monte Carlo est une procédure de calcul simple mais polyvalente qui est très convenable pour un ordinateur à grande vitesse. En général, la mise en œuvre de la méthode comprend les étapes suivantes (Yang, Fredlund et Stolte, 1993):

- la sélection d'une procédure de solution déterministe, comme la méthode de Spencer ou la méthode des forces en éléments finis.
- les décisions concernant les paramètres d'entrée doivent être modélisées de façon probabiliste et la représentation de leur variabilité en fonction d'un modèle de distribution normale en utilisant la valeur moyenne et l'écart type.
- l'estimation de nouveaux paramètres d'entrée et de la détermination de nouveaux facteurs de sécurité, de nombreuses fois.
- la détermination du facteur de sécurité calculé, la densité de probabilité et de la distribution de probabilité du problème.

En SLOPE/W, la surface de glissement critique est d'abord déterminée, basée sur la valeur moyenne des paramètres d'entrée, en utilisant les méthodes de l'équilibre limite et le calcul des forces en utilisant l'analyse des forces en éléments finis. L'analyse probabiliste est ensuite effectuée sur la surface de glissement critique, en tenant compte de la variabilité des paramètres d'entrée. La variabilité des paramètres d'entrée est supposée être normalement distribuée avec des valeurs moyennes et des écarts-types spécifiés.

Au cours de chaque essai Monte Carlo, les paramètres d'entrée mis à jour sont basés sur un nombre normalisé aléatoire. Les coefficients de sécurité sont ensuite calculés en fonction de ces paramètres

d'entrée mis à jour. En supposant que les coefficients de sécurité sont également distribués normalement, $SLOPE / W$ détermine la moyenne et les écarts-types des coefficients de sécurité. La fonction de distribution de probabilité est alors obtenue par la courbe normale.

Le nombre d'essais de Monte Carlo dans l'analyse dépend du nombre de variables des paramètres d'entrée et la probabilité attendue du glissement. En général, le nombre d'essais requis augmente avec le nombre de variables d'entrée où la probabilité attendue du glissement devient plus faible. Il n'est pas rare de faire des milliers d'essais en vue d'atteindre un niveau acceptable de confiance dans l'analyse de Monte Carlo (figures IV.15, IV.16) (Mostyn et Li, 1993).

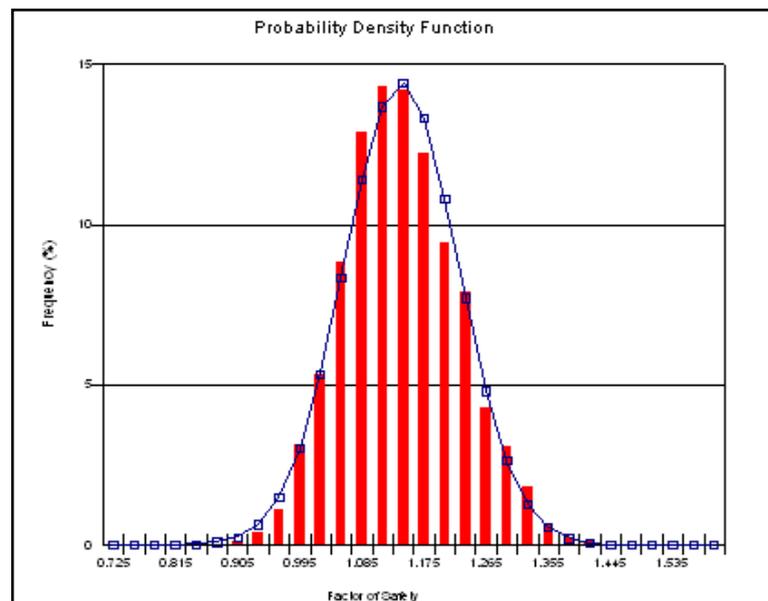


Figure IV.15 : Résultats de l'analyse probabiliste sous forme d'une fonction de densité de probabilité (Geo-slope, 2002).

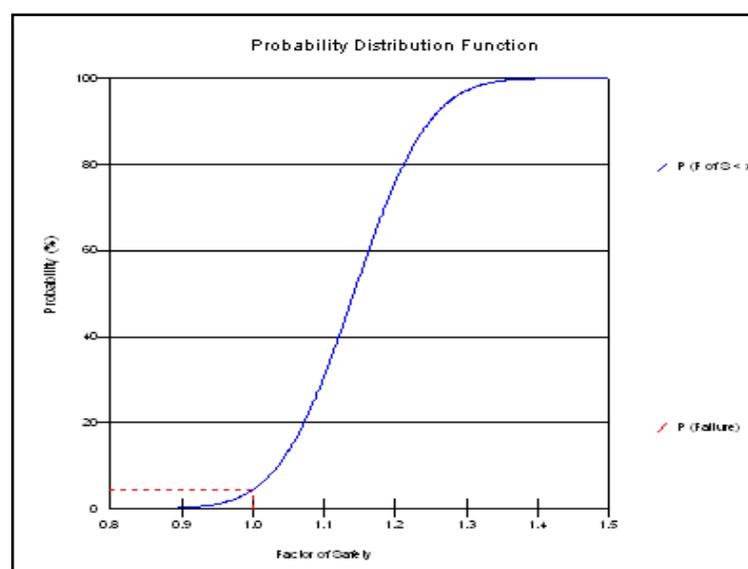


Figure IV.16 : Résultats de l'analyse probabiliste sous forme d'une fonction de distribution de probabilité (Geo-slope, 2002).

IV.4.3 SEEP/W

IV.4.3.1 Présentation

SEEP/W est un logiciel d'éléments finis qui peut être utilisé pour modéliser le mouvement et la distribution de pressions interstitielles dans un milieu poreux tel que le sol. Sa formulation complète permet d'analyser à la fois des problèmes d'infiltration simple et très complexe. SEEP/W est appliqué dans l'analyse et la conception des projets géotechnique, civil, hydrogéologique et minier.

IV.4.3.2 Domaine d'application

SEEP/W est un programme général d'analyse des infiltrations qui modélise l'écoulement saturé et non saturé. Sa capacité à modéliser l'écoulement non saturé permet de traiter un grand nombre de problèmes réels.

L'introduction de l'écoulement non saturé dans la modélisation des eaux souterraines est importante pour obtenir des résultats réels. Dans les sols, la conductivité hydraulique et la teneur en eau, ou l'eau stockée, change en fonction de la pression interstitielle. SEEP/W modélise ces relations comme des fonctions continues. La plupart des autres logiciels d'analyse d'infiltration ne prennent pas ces relations en compte.

IV.4.3.2.1 Écoulement non confiné

SEEP/W peut facilement gérer des problèmes d'écoulement non confiné, car il est formulé pour calculer les écoulements saturés et non saturés. Avec SEEP/W on discrétise le domaine d'écoulement en un maillage en éléments finis.

Après la réalisation d'une solution de convergence, le contour de pression nulle dans la maille est la nappe phréatique, comme l'illustre la figure IV.17. La nappe phréatique n'est pas une limite d'écoulement, mais simplement une ligne de pression zéro. Non seulement cela simplifie l'analyse des écoulements à surface libre, mais il comprend l'écoulement dans la zone capillaire au-dessus de la nappe phréatique, qui est une composante réelle et significative du débit total. Cette partie de l'écoulement est illustrée par les vecteurs d'écoulement au-dessus de la surface phréatique.

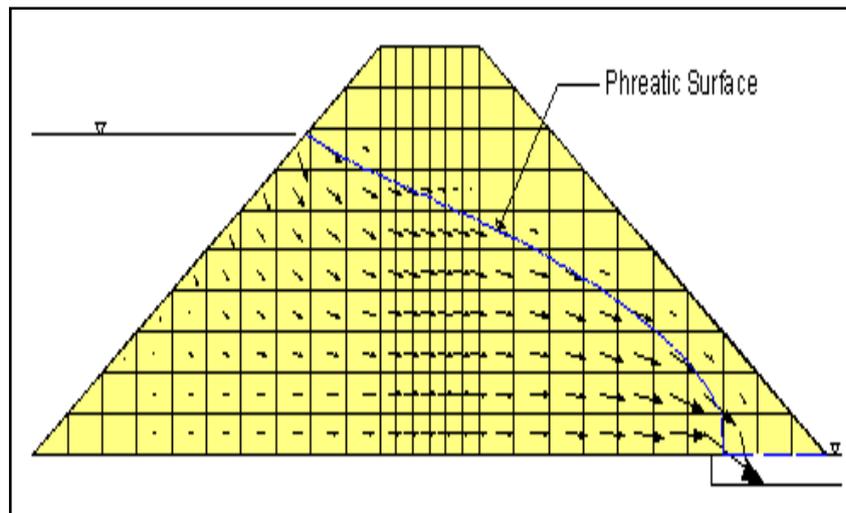


Figure IV.17 : Écoulement non confiné dans un barrage en terre (Geo-slope, 2002).

IV.4.3.2.2 Les pressions interstitielles

SEEP/W peut également être utilisé pour modéliser la dissipation de la pression interstitielle. Un cas typique est la dissipation de la pression interstitielle dans le corps d'un barrage après la vidange. Dans la figure IV.18, un état d'équilibre a pu être atteint après un certain temps puis le réservoir est soudainement vidé. La formulation de SEEP/W saturé ou non saturé permet d'analyser la dissipation des pressions interstitielles.

La modélisation de la dissipation des pressions interstitielles permet d'effectuer des analyses de consolidation.

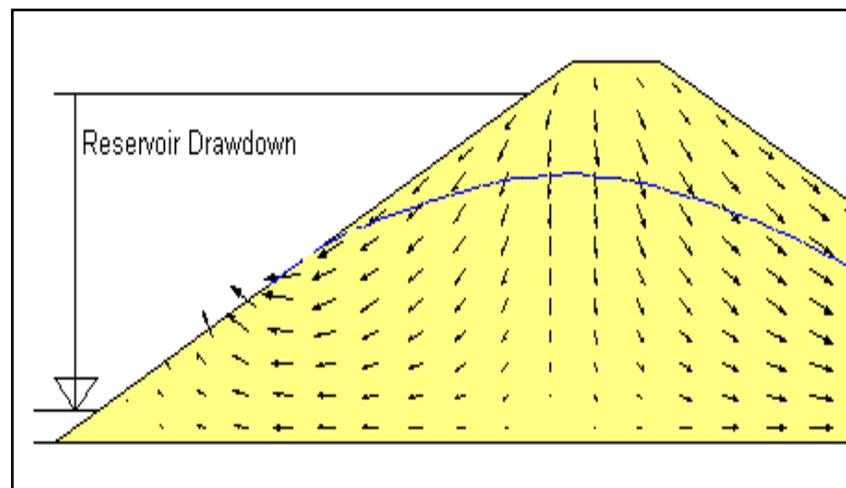


Figure IV.18 : Dissipation des pressions interstitielles dans un barrage en terre après la vidange (Geo-slope, 2002).

IV.4.3.2.3 Infiltration transitoire

Un autre type de problèmes qui peut être analysé à l'aide de SEEP/W est l'infiltration transitoire. SEEP/W peut rendre compte du drainage du sol et les changements de la conductivité hydraulique qui se produisent lors des écoulements d'infiltration transitoire. La figure IV.19 montre la migration du front de mouillage à travers un barrage en terre après le remplissage du réservoir tandis que la figure IV.20 montre l'évolution de la nappe phréatique après une vidange rapide.

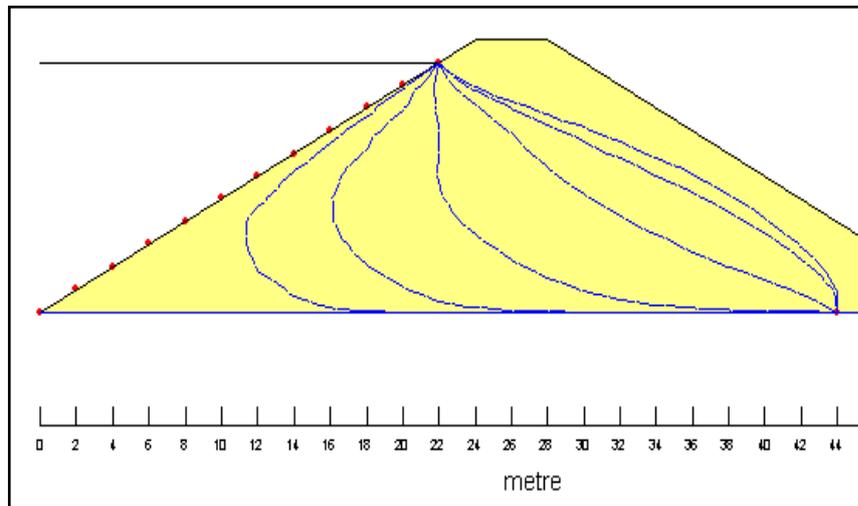


Figure IV.19 : Evolution du front de mouillage à travers le corps d'un barrage lors d'un remplissage rapide (Geo-slope, 2002).

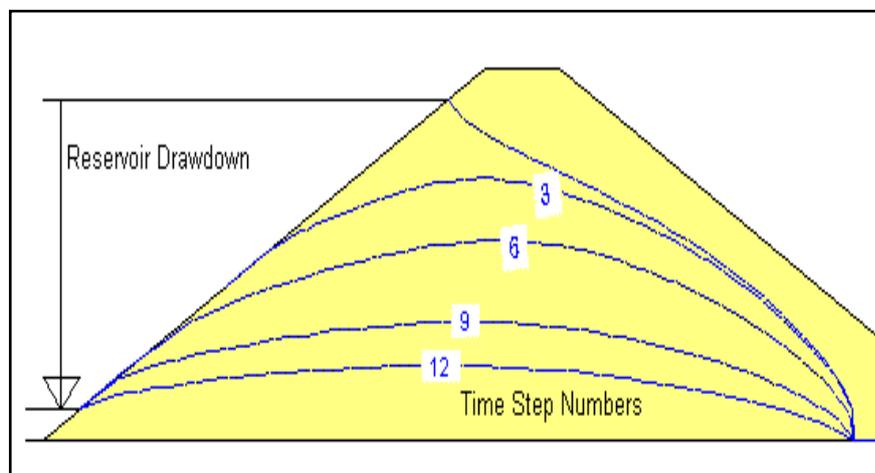


Figure IV.20 : Evolution de la surface de la nappe phréatique dans le corps d'un barrage lors d'une vidange (Geo-slope, 2002).

IV.5 Etude paramétrique utilisant le logiciel Géo-slope

Deux exemples de référence sont présentés dans cette section puis une étude paramétrique a été lancée dans le but de voir l'influence de certains paramètres.

IV.5.1 Influence de la hauteur du barrage et de la perméabilité du matériau sur le coefficient de sécurité

IV.5.1.1 Exemples de référence

Les deux exemples de référence sont des barrages en terre homogènes reposant sur un substratum (figure IV.21)

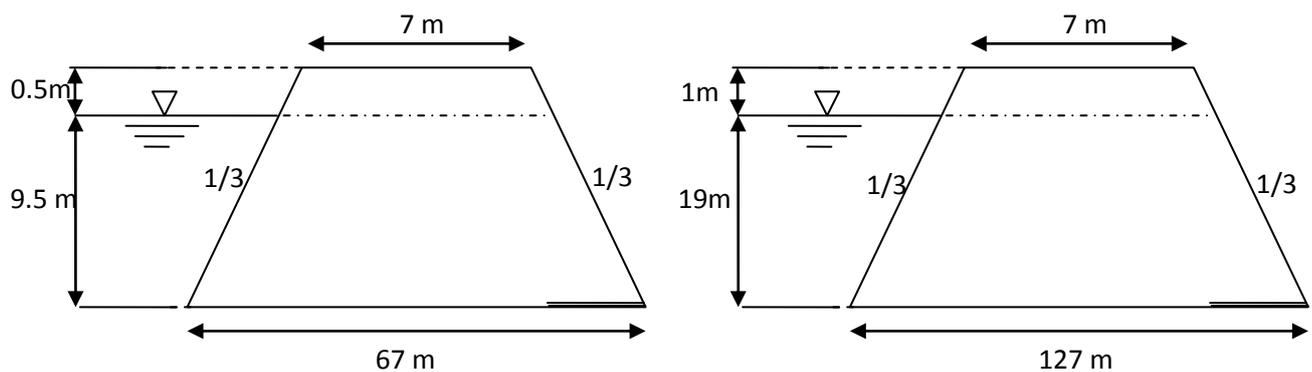


Figure IV.21 : Exemples de référence.

Les caractéristiques géométriques des deux barrages, respectivement de 10m et 20m de hauteur avec un drain horizontal, reposant sur un substratum sont présentées dans le tableau ci-dessus (tableau IV.4) :

Tableau IV.4 : Données géométriques des deux barrages.

Digue	Hauteur de la digue (m)	Largeur de la crête (m)	cote retenue normale	Pentes des talus amont et aval
1	10	7	9.5	1 / 3
2	20	7	19	1/3

Dans cette application, nous avons cherché à déterminer le coefficient de sécurité pour les deux barrages dans les trois conditions de chargements (fin de construction, écoulement permanent et vidange rapide). Pour chaque barrage, on étudie deux cas, perméabilité faible et perméabilité forte.

IV.5.1.2 Barrage homogène de 10m d'hauteur

Le tableau IV.5 et celui IV.6 représentent les valeurs de F_s pour une perméabilité respectivement faible ($K= 1.9 \cdot 10^{-8}$ m/s) et forte ($K=10^{-4}$ m/s).

**Tableau IV.5 : Valeurs de F_s , cas de:
barrage de 10m d'hauteur avec une perméabilité faible.**

Cas	Fin de construction	Régime permanent	Vidange après		
			5 jours	21 jours	4000 jours
Amont	4.38	8.08	3.67	3.74	4.1
Aval	4.38	4.30	4.29	4.31	4.38

**Tableau IV.6: Valeurs de F_s , cas de:
barrage de 10m d'hauteur avec perméabilité forte.**

Cas	Fin de construction	Régime permanent	Vidange après		
			5 jours	21 jours	4000 jours
Amont	4.38	8.08	4.30	4.35	4.38
Aval	4.38	4.30	4.38	4.38	4.38

IV.5.1.3 Barrage homogène de 20 m d'hauteur

Le tableau IV.7 et celui IV.8 représentent les valeurs de F_s pour une perméabilité respectivement faible ($K= 1.9 \cdot 10^{-8}$ m/s) et forte ($K=10^{-4}$ m/s).

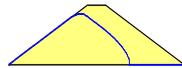
**Tableau IV.7 : Valeurs de F_s , cas de:
barrage de 20 m d'hauteur avec une perméabilité faible.**

Cas	Fin de construction	Régime permanent	Vidange après		
			5 jours	21 jours	4000 jours
Amont	2.82	4.87	2.10	2.18	2.40
Aval	2.82	2.74	2.74	2.75	2.82

**Tableau IV.8 : Valeurs de F_s , cas de:
barrage de 20m d'hauteur avec perméabilité forte.**

Cas	Fin de construction	Régime permanent	Vidange après		
			5 jours	21 jours	4000 jours
Amont	2.82	4.87	2.64	2.77	2.82
Aval	2.82	2.74	2.82	2.82	2.82

La figure suivante visualise respectivement la ligne de saturation dans le cas où la perméabilité est faible puis quand elle devient forte.



a-Perméabilité faible



b-Perméabilité forte

Figure IV.22 : Représentation schématique de l'écoulement dans un barrage homogène pendant une vidange rapide après 5 jours.

Les résultats de modélisation montrent que :

- L'étude de la stabilité concerne les deux cotés en fin de construction, le coté aval en fonctionnement normal et le coté amont en vidange rapide (d'après l'analyse des tableaux), ce qui est confirmé par les études antérieures (G.philipponnant &B.Hubert, 2000).
- Pour un barrage homogène avec un matériau isotrope, la surface libre est indépendante de la valeur de la perméabilité en régime permanent, ce qui est confirmé par l'équation de Laplace, alors le coefficient de sécurité est invariable (tableaux IV.5-IV.6, IV.7-IV.8).
- Les simulations numériques montrent que la hauteur du barrage influence énormément sur le coefficient de sécurité, plus le barrage est élevé moins il est stable. D'après la littérature, les barrages en terre sont les plus particulièrement employés comme barrages de faible hauteur. Selon Marche (2008), la probabilité de rupture d'un barrage en remblai croît avec la hauteur, passant de 0,2 % pour les toutes petites hauteurs (moins de 10 m) à 14 % pour les grands barrages (hauteur supérieure à 50 m).
- En vidange rapide, le coefficient de perméabilité influence sur la position de la nappe phréatique donc sur le débit, alors si la perméabilité est forte les pressions interstitielles se dissipent rapidement, le débit de vidange est élevé et par conséquent le temps de vidange est court, car le niveau de la nappe baisse rapidement contrairement à la perméabilité faible où le barrage devient moins stable (figure IV.22). Mêmes conclusions auxquelles ont abouti LIU et ZHANG (2010) et Souliyavong et al. (2012).
- Lors de la vidange rapide, le coefficient de sécurité baisse en amont, plus le temps de vidange est long plus sa valeur augmente. Le coté aval n'est pratiquement pas influencé.

IV.5.2 Comportement du talus amont en vidange

IV.5.2.1 Influence de la perméabilité sur la stabilité du talus

L'exemple de référence de la figure IV.6 a été utilisé pour analyser l'effet de la conductivité hydraulique sur la stabilité du talus amont en vidange, l'analyse a été faite pour différentes valeurs de perméabilité du matériau de la digue (exp., 10^{-3} , 1.7×10^{-4} , 10^{-5} , 5.8×10^{-6} , 10^{-6} , 10^{-7} et 10^{-8} m/s). Pour cela le taux de vidange utilisé est de 1m/jour. Il est à noter que le taux de vidange est de 0.5 à 1m/jour dans les applications d'ingénierie des barrages (Pinyol et al, 2008).

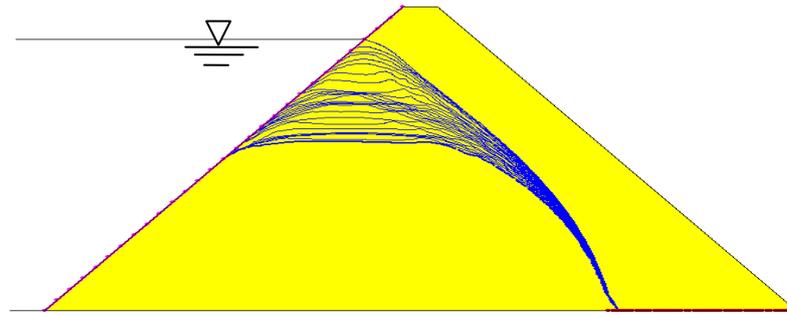
Comme le montre la figure IV.23, pour différentes valeurs de k du matériau de la digue, le coefficient de sécurité change différemment.

Figure IV.23 : Variation de F_s du talus amont en vidange.

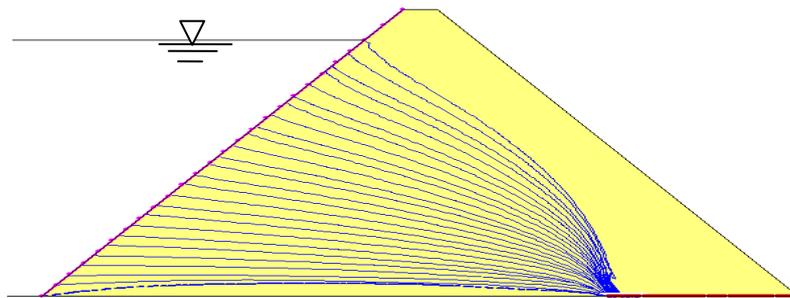
Dans le cas d'une perméabilité, $k=10^{-3}$ m/s et 1.7×10^{-4} m/s, le coefficient de sécurité diminue avec la vidange de la retenue, il atteint une valeur minimale au 3/5 de la hauteur d'eau totale à vidanger puis il augmente jusqu'à la vidange totale, alors que pour des perméabilités faibles le rapport est de 4/5. La condition non drainée temporaire au sein de la digue créée par la vidange a conduit à une diminution dans la résistance au cisaillement des matériaux de la digue qui à leur tour entraînent la diminution dans le facteur de sécurité. a pression interstitielle provoque une diminution dans la résistance au cisaillement. Puis F_s commence à augmenter à partir de sa valeur jusqu'à la vidange totale, dans ce cas la résistance au cisaillement des matériaux de la digue augmentent à cause de la dissipation de l'eau interstitielle analysant la stabilité du talus amont d'un remblai en vidange (la vidange n'est pas totale), ont confirmé les résultats trouvés pour le cas d'une perméabilité forte ($1.7 \cdot 10^{-4}$ m/s), tout en faisant remarquer qu'il existe une valeur critique de la hauteur d'eau totale à vidanger pour laquelle le coefficient de sécurité qui diminuait jusqu'à la fin de la vidange. Alors que dans le cas d'une perméabilité faible ($5.8 \cdot 10^{-6}$), ils soulignent que le facteur de sécurité diminue graduellement avec l'abaissement du niveau d'eau dans le réservoir. Nous pensons que ce résultat est dû à ce que la vidange n'était pas totale, la valeur minimale de F_s n'était pas encore atteinte.

en étudiant un modèle d'un barrage en terre typique en Australie, ont proposé un intervalle de ,de la hauteur totale à vidanger pour laquelle le coefficient de sécurité qui diminuait atteint son minimum et cela pour une forte ou faible perméabilité ($3 \cdot 10^{-3}$ m/s, $3 \cdot 10^{-5}$, $3 \cdot 10^{-7}$).

La figure suivante visualise l'évolution de la ligne de saturation dans le corps du barrage lors de la vidange pour une forte et faible perméabilité. Nous pouvons voir que la surface libre de l'eau dans le talus s'abaisse rapidement lors de la vidange quand le matériau de la digue a une perméabilité forte ce qui veut dire que la pression de l'eau interstitielle se dissipe rapidement.



a-Perméabilité faible (10^{-6} m/s)



b-Perméabilité forte (10^{-3} m/s)

Figure IV.24 : Visualisation de l'évolution de la ligne de saturation lors de la vidange.

IV.5.2.2 Effet du taux de vidange sur la stabilité du talus

Pour étudier l'effet du taux de vidange sur la stabilité du talus amont lors de la vidange, plusieurs rapports ont été retenus (1m/j, 2m/j, 6m/j, et 8m/j). Les résultats de l'analyse sont présentés sur la figure suivante.

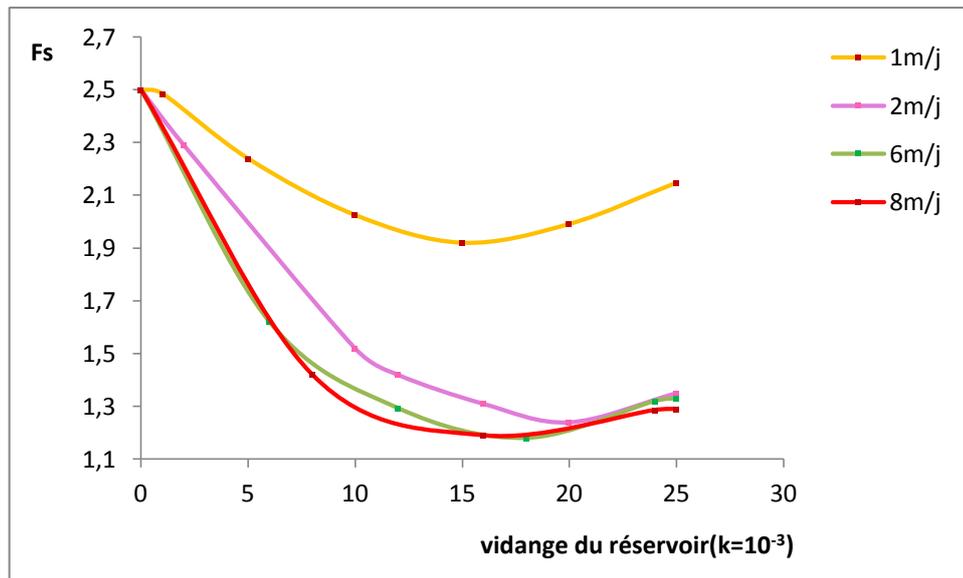


Figure IV.25 : Variation de F_s du talus amont pour différents taux de vidange.

Comme le montre la figure IV.25, les facteurs de sécurité du talus amont du barrage augmentent à mesure que le taux de vidange diminue. Le taux de vidange faible donne plus de temps à la pression de l'eau interstitielle de la zone saturée à se dissiper.

La dissipation de la pression interstitielle augmente la résistance au cisaillement des matériaux du barrage. La pression de l'eau interstitielle peut être réduite à une valeur négative (suction) pendant le processus de dissipation et par conséquent la stabilité du talus amont augmente. En revanche, un taux de vidange élevé (exp. 8m/j) ne procure pas un temps suffisant à la pression de l'eau interstitielle à se dissiper. Par conséquent l'augmentation de la résistance au cisaillement des matériaux du barrage soumis à un taux de vidange élevé est inférieure à celle des matériaux sujets à un faible taux de vidange.

IV.5.2.3 Effet de l'anisotropie sur la stabilité du talus

La sécurité de l'ingénierie des talus devient chose incertaine. Par exemple, l'analyse préliminaire des causes de rupture du barrage Gouhou en Chine montre que son coefficient de perméabilité horizontal est supérieur à celui vertical de 45 fois (Liu et al, 1998). Par conséquent, il est nécessaire d'étudier l'anisotropie des pentes afin de mettre en évidence l'anisotropie des corps hétérogènes et de fournir un fond théorique.

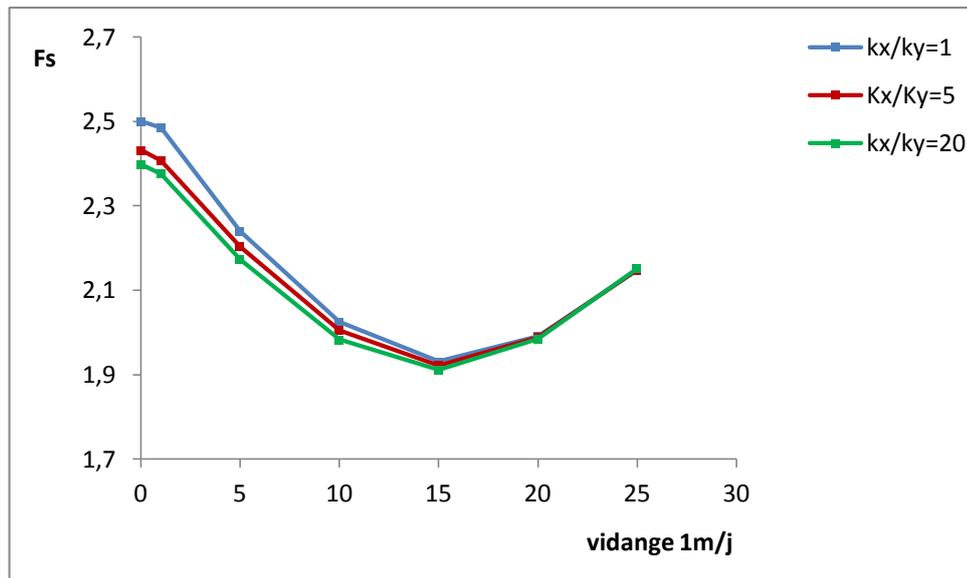


Figure IV.26 : Variation de Fs du talus amont en vidange pour différents rapports de perméabilité.

Dans cette étude trois rapports différents de perméabilité sont pris en compte, les rapports k_x/k_y sont : 1, 5, 20. Comme le montre la figure IV.26, le coefficient de sécurité augmente avec la diminution du rapport de perméabilité, il se stabilise au rapport 3/5 de la hauteur d'eau totale à vidanger (F_s minimal) jusqu'à la vidange totale. Les résultats montrent que l'anisotropie a un impact significatif sur le champ d'infiltration et le facteur de sécurité du talus dans les conditions de vidange.

IV.6 Conclusion

Ce chapitre a été l'occasion de présenter deux logiciels de calcul géotechnique Flac2d et Géo-slope. Ce sont des logiciels respectivement en différences finies et en éléments finis. Des études paramétriques ont été élaborées pour voir l'influence de certains paramètres sur le comportement d'un barrage en terre homogène.

Le rabattement de la ligne de saturation et l'évacuation du débit de fuite dans un barrage en terre homogène peuvent être assurés en installant un drain horizontal dont sa longueur est comprise dans cet intervalle : $L_d = [1/4, 1/3]L_b$.

L'analyse des résultats a montré que l'étude de la stabilité concerne les deux côtés en fin de construction, le côté aval en fonctionnement normal et le côté amont en vidange rapide ce qui est confirmé par les études antérieures.

La surface libre est indépendante de la valeur de la perméabilité du barrage homogène de matériau isotrope en écoulement permanent. Ce cas est plus défavorable à la stabilité du talus aval, par contre le talus amont est stable (retenue pleine) grâce à la présence de la charge d'eau.

Pour ce dernier talus, le risque de rupture par glissement est maximum à la suite d'une vidange rapide lorsque ce talus est constitué d'un sol suffisamment peu perméable pour que la surface libre de l'eau dans le talus s'abaisse beaucoup plus lentement que la surface de l'eau dans le réservoir. A la suite de la vidange, un écoulement dirigé vers l'amont et très grossièrement assimilable à un écoulement horizontal s'établit dans le talus amont.

Dans ces conditions, les contraintes normales totales et les pressions interstitielles en chaque point de la surface potentielle de glissement subissent des variations du même ordre, si bien que les contraintes normales effectives et par la suite la résistance au cisaillement varient peu.

En revanche, la suppression de la poussée stabilisatrice exercée par l'eau du réservoir sur le parement du talus avant la vidange, provoque une importante augmentation des contraintes le long de la surface de glissement, ce qui entraîne une forte diminution de F_s . Ce dernier atteint une valeur critique minimale de la hauteur d'eau totale à vidanger puis augmente jusqu'à la vidange totale, pour une forte ou faible perméabilité du matériau de la digue.

Le coefficient de perméabilité influe sur la position de la nappe phréatique, alors si on est en présence d'un matériau de forte perméabilité, les pressions interstitielles se dissipent rapidement, le débit de vidange est élevé et par conséquent le temps de vidange est court, car le niveau de la nappe baisse rapidement contrairement à un matériau peu perméable où le barrage devient moins stable.

Aussi la diminution du temps de vidange entraîne le risque d'instabilité du fait que les pressions interstitielles n'ont pas eu le temps de se dissiper.

Un taux de vidange faible augmente la stabilité du talus amont du barrage en terre.

L'infiltration dans les sols anisotropes a un effet significatif sur le champ d'infiltration et le facteur de sécurité du talus lors de la vidange, ce dernier augmente avec la diminution du rapport de perméabilité.

CHAPITRE V

APPLICATION SUR LA RETENUE DE OUED EL KOLLA

CHAPITRE V

APPLICATION SUR LA RETENUE DE OUED EL KOLLA

V.1 Introduction

Lors des précipitations survenues en mars-avril de l'année 2007, la retenue collinaire de Oued El-Kolla, dans la commune de Hassasna à 18 km de la ville d'Ain- Tmouchent, a subi des dommages importants ayant occasionné des brèches et des tournants différentiels pouvant engendrer une rupture de la digue au cas où d'autres crues se manifesteraient. Un cri de détresse a été lancé par l'association des irrigants de la R.C de Oued El-Kolla. Il est à rappeler que l'ouvrage en question a été réalisé au titre d'un prêt de la Banque mondiale (BIRD), alloué au secteur des forêts dans le cadre du programme de l'emploi rural (PER) déjà clôturé. Après ce que qualifient certains «de sinistre», l'administration des forêts, en concert avec les responsables de la wilaya, ont opté pour une expertise de l'ouvrage dans son ensemble en vue de déterminer les travaux à entreprendre pour sa réhabilitation (www.lequotidien-oran.com).

C'est dans l'optique de voir les causes des endommagements survenus à cette retenue que, dans ce chapitre, une étude de stabilité a été entreprise ainsi que des études paramétriques ont été envisagées de l'influence des propriétés géométriques, mécaniques et du système de drainage. Les résultats de simulation obtenus dans le chapitre précédent sont pris en considération dans cette application.

L'analyse numérique a été faite à l'aide du code de calcul Flac2d et du logiciel Géo-SlopeV5 (Slope/W et Seep/W).

Une étude pseudo-statique avec une analyse probabiliste a été élaborée à l'aide du logiciel Géo-Slope.

V.2 Présentation du modèle numérique

Le barrage de Oued El-Kolla est un barrage en terre homogène reposant sur une fondation dont les caractéristiques géométriques sont présentées dans la figure V.1. Le réservoir est supposé rempli instantanément. Ainsi la charge hydraulique en amont est égale à 21,5 m.

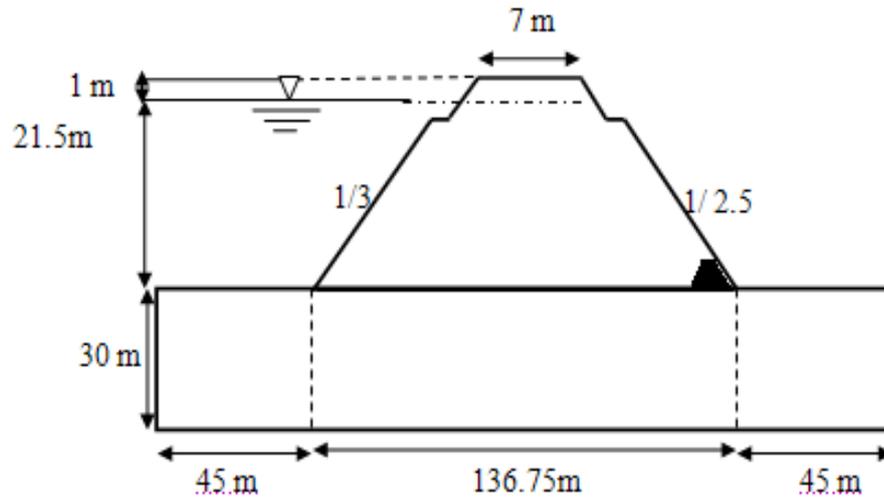


Figure V.1: Géométrie du barrage étudié.

Ce barrage est muni d'un prisme de drainage dont les dimensions sont les suivantes:

- Talus amont : 1 / 1 ;
- Talus aval: 1/2.5 ;
- Hauteur : 4 m ;
- Largeur au sommet : 2m ;
- Les bermes sont exécutées à une hauteur de 15 m, leur largeur est de 3 m.

V.2.1 Propriétés mécaniques et hydrauliques du barrage

Les propriétés mécaniques et hydrauliques du barrage sont récapitulées dans le tableau V.1

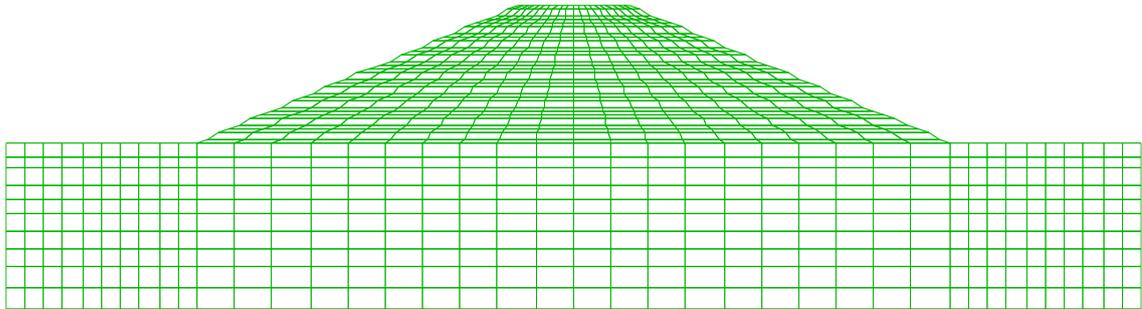
Tableau V.1: Données mécaniques et hydrauliques du barrage.

Paramètres	Corps du barrage	Fondation
φ (°) angle de frottement.	1,5	16,5
C (kPa) cohésion.	,0	1,0
γ_{sat} (kN/m ³) poids volumique du sol saturé.	21,0	20,2
γ_{d} (kN/m ³) poids volumique sec du sol.	17,1	17,7
K (m/s) coefficient de perméabilité.	1	2

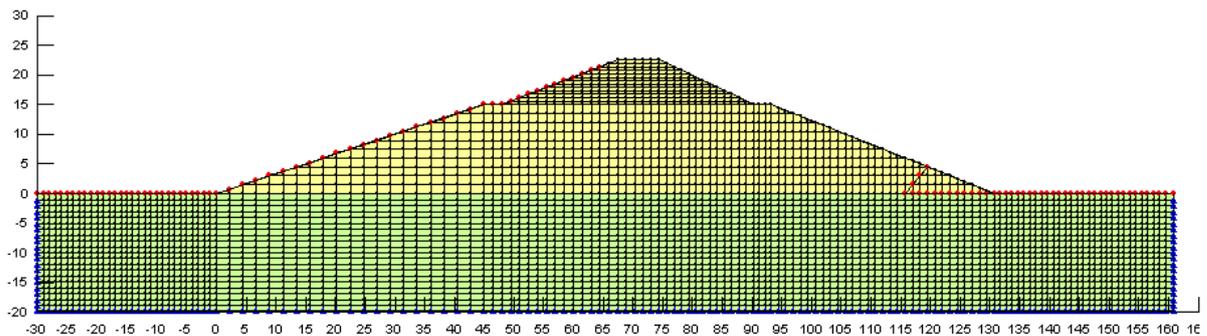
V.2.2 Maillage et conditions aux limites

Plusieurs densités de maillage ont été testées afin de trouver un compromis entre la précision et le temps de calcul.

Pour étudier le barrage avec sa fondation, on a adopté les dimensions de la fondation telle que l'influence des sections extrêmes n'étant plus sensible sur les résultats (figure V.2).



a) Maillage (40*40) utilisé par le logiciel Flac.



b) Maillage assez dense utilisé par le logiciel Géo-Slope.
Figure V.2 : Maillage utilisé.

Les conditions aux limites mécaniques sont:

- La nullité des déplacements verticaux et horizontaux à la base du maillage et ceux horizontaux des frontières verticales de la fondation.

La figure V.3, où ϕ est le potentiel, indique les conditions aux limites hydrauliques considérées dans le calcul, où:

ABCD: ligne de courant (limite imperméable) ;

FGD: ligne équipotentielle de charge H, (charge appliquée en amont);

AE: ligne équipotentielle de charge 0, (charge appliquée en aval);

FJ: ligne de saturation, $\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0, \phi = y$;

JIE: ligne de suintement, $\phi = y$;

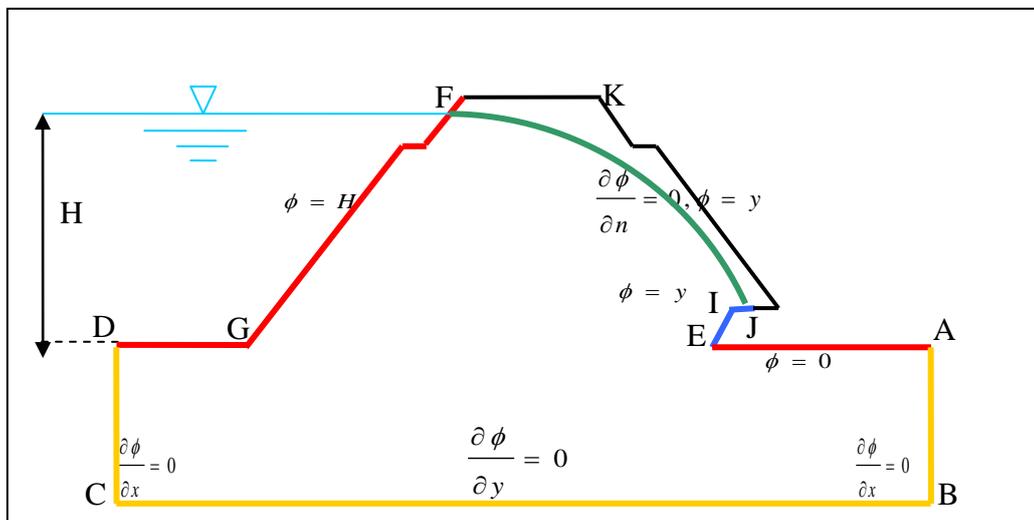


Figure V.3 : Conditions aux limites hydrauliques.

Dans Flac, les calculs hydrauliques sont effectués à l'aide des pressions interstitielles, alors que dans le logiciel Géo-Slope, ils sont effectués à l'aide des charges hydrauliques

Les frontières non déclarées (AB, BC, CD et FK) dans Flac, sont considérées imperméables par défaut.

La surface libre et la surface de suintement ne sont pas fixées, elles sont cherchées par le logiciel.

V.3 Calcul de la stabilité de la digue

Un talus est stable lorsque les moments des forces actives sont inférieurs aux moments des forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité est définie par le rapport des moments résistants sur les moments moteurs.

En général, on considère qu'un coefficient égal à 1,5 assure une marge de sécurité suffisante mais on admet des valeurs plus faibles lorsque les conditions de rupture les plus sévères sont prises en compte dans le calcul : cas des tremblements de terre, de vidange rapide, etc.

Par ailleurs, le coefficient de sécurité augmente de façon continue avec le temps sous l'influence de la consolidation essentiellement de la fondation. Il en résulte ainsi que le coefficient calculé représente un minimum pratiquement toujours dépassé par le coefficient de sécurité réel.

Toutefois, il ne faut pas oublier que les essais de laboratoire qui permettent de déterminer les caractéristiques du sol, servant de base aux calculs, ne peuvent reproduire les conditions exactes du phénomène à l'échelle naturelle. Par conséquent, ces calculs ne doivent être considérés que comme une indication qu'un jugement sûr devra interpréter (Post et Londe, 1953).

V.4 Résultats de l'expérimentation numérique et interprétations

V.4.1 Analyse de la stabilité en modifiant les caractéristiques géométriques du barrage et le système de drainage

V.4.1.1 Organigramme suivi pour le calcul de F_s

L'organigramme suivant (Figure V.4) résume les étapes suivies pour le calcul du coefficient de sécurité et les changements à prévoir en utilisant le code de calcul Flac2d.

Le calcul est effectué pour les trois conditions de chargement à savoir :

- fin de construction;
- Retenue pleine (Régime permanent);
- Lors d'une vidange rapide (Régime transitoire).

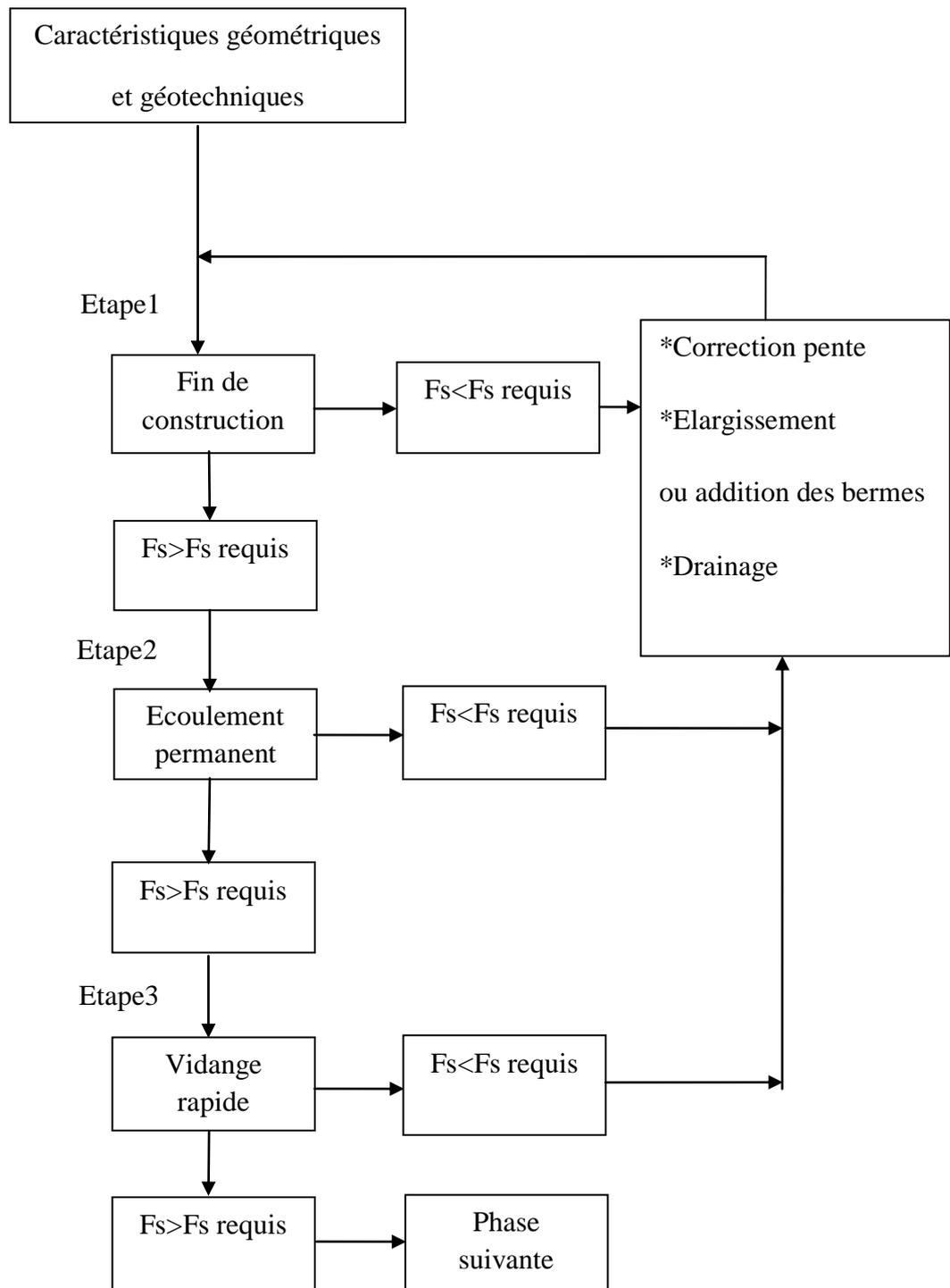


Figure V.4 : Organigramme suivi pour le calcul de F_s .

V.4.1.2 Stabilité en fin construction

Le coefficient de sécurité calculé pour le talus amont et celui aval, est supérieur au F_s requis (tableau V.2), donc pour cette étape de calcul la digue est stable.

Tableau V.2: Valeurs de F_s , cas de fin construction.

F_s min requis	F_s min calculé	
1.4	Talus amont	Talus aval
	1.84	1.75

V.4.1.3 Stabilité en écoulement permanent

V.4.1.3.1 Le drain bouché

En supposant le drain bouché, nous avons obtenu un F_s inférieur au F_s requis. La stabilité du talus aval ne sera donc assurée que si les systèmes de drainage remplissent correctement leurs rôles. Il importe donc que leur réalisation soit très soignée. Les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.3: Valeurs de F_s , cas de l'écoulement permanent (drain bouché).

Talus aval	
F_s min requis	F_s min calculé
1.5	1.22

V.4.1.3.2 Le drain fonctionne convenablement

La valeur de F_s trouvée est donnée dans le tableau V.4. Il se dégage que le F_s calculé pour le (cas1) est inférieur à celui requis. Il faut par conséquent, soit adoucir la pente, soit élargir les bermes, soit modifier le système de drainage.

Tableau V.4: Valeurs de F_s , cas de l'écoulement permanent (drain non bouché).

Talus aval	
F_s min requis	F_s min calculé
1.5	1.29

D'après la littérature, pour des remblais de hauteur supérieure à 15 mètres, il est recommandé de prévoir des bermes. Ces dernières ont le double intérêt :

- de limiter les effets du ruissellement le long de la pente ;
- de permettre un accès au talus, à des piézomètres ainsi que pour les opérations d'épandage de la terre végétale, d'engazonnement et d'entretien ultérieur.

Donc la première solution était d'élargir les bermes de 3m à 6m (cas 2).

Le coefficient de sécurité calculé est meilleur que le cas précédent (cas1) mais est toujours inférieur au F_s requis. Les valeurs sont données dans le tableau V.5.

Suite à ce résultat, la solution de radoucir la pente aval de 2.5 à 3 a été choisie, les bermes sont ramenées à 3m (cas 3). Le F_s calculé est resté inférieur au F_s requis mais est meilleur que le cas 2.

L'étape suivante consistait à élargir les bermes et à radoucir la pente aval (cas 4). Les résultats montrent une légère amélioration du F_s .

Suite à ce résultat, nous avons ramené les bermes à 3m de largeur et adouci la pente amont de 3 à 4 et la pente aval de 2.5 à 3 (cas 5). Les calculs ne nous ont amené à aucune amélioration du F_s par rapport au cas 4.

Enfin en élargissant les bermes et en adoucissant les pentes amont et aval (cas 6), le coefficient de sécurité s'est amélioré mais la digue est toujours dans un état d'instabilité. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau V.5.

Tableau V.5: Valeurs de F_s pour les différents cas étudiés (avec prisme de drainage).

	Cas 2 :	Cas3 :	Cas4 :	Cas5 :	Cas6 :
	Fruit amont=3	Fruit amont =3	Fruit amont =3	Fruit amont=4	Fruit amont =4
	Fruit aval =2.5	Fruit aval =3	Fruit aval =3	Fruit aval =3	Fruit aval =3
	Berme = 6m	Berme = 3m	Berme = 6m	Berme = 3m	Berme = 6m
F_s min calculé	1.33	1.41	1.42	1.42	1.46

V.4.1.3.3 Le prisme de drainage est remplacé par un drain horizontal

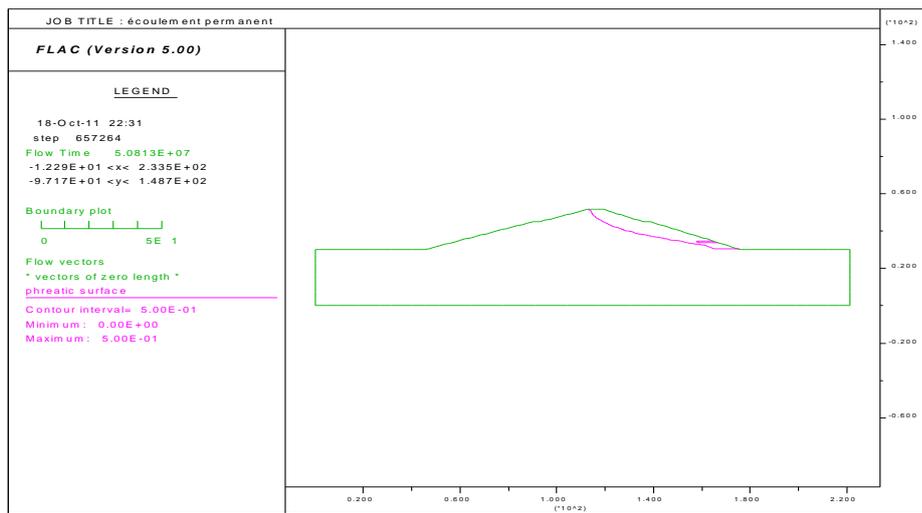
Pour augmenter la stabilité du barrage Oued El-Kolla et d'après les résultats de simulation obtenus dans le chapitre précédent, le prisme de drainage est remplacé par un drain horizontal de longueur égale à 1/4 de la longueur de la base du barrage ($L_d=1/4L_b$).

Le coefficient de sécurité calculé pour ce cas (cas1) est meilleur que celui calculé pour le cas d'un prisme de drainage (sans aucune correction faite au niveau des pentes et des bermes), mais toujours

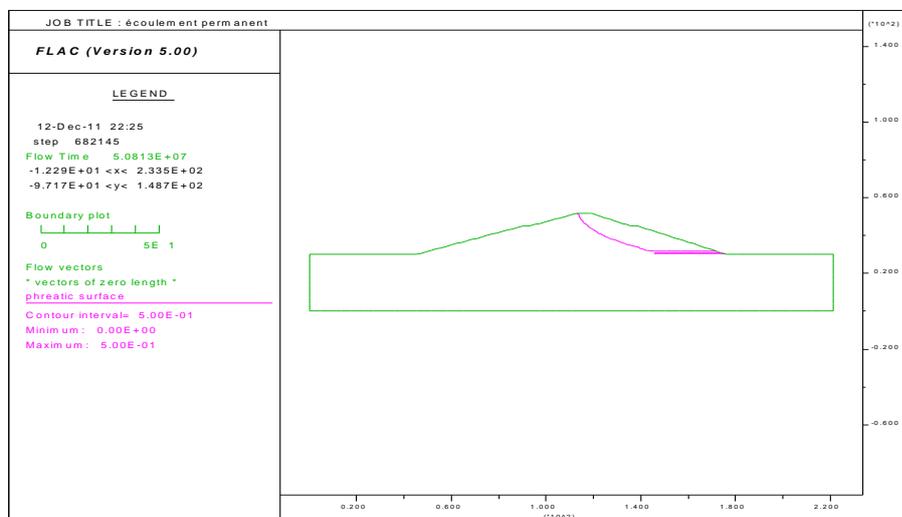
inférieur au F_s requis, les résultats sont présentés dans le tableau V.6. La figure V.5 visualise la ligne de saturation qui est très proche du talus aval si le barrage est muni d'un prisme de drainage. Ceci peut induire une érosion dans cette partie et qui peut causer la rupture de la digue.

Tableau V.6: Valeurs de F_s avant et après le changement du drain.

F_s min calculé Cas : d'un prisme de drainage	F_s min calculé Cas : d'un drain horizontal
1.29	1.38



(a) cas d'un prisme de drainage.



(b) cas d'un drain horizontal.

Figure V.5 : Visualisation de la ligne de saturation.

Pour apporter des remèdes au (cas1), nous avons décidé d'adoucir la pente aval (cas 2), en ramenant le fruit aval à 3, nous avons obtenu un F_s proche du F_s requis.

Le cas3 consistait à adoucir la pente aval de 2.5 à 3 et à élargir les bermes de 3m à 6m, le F_s trouvé est égal au F_s requis, on peut dire que notre digue est stable.

En faisant varier le fruit amont de 3 à 4 et le fruit aval de 2.5 à 3, tout en gardant les bermes égales à 3m (cas 4), la valeur de F_s augmente, elle dépasse celle requise.

Pour une meilleure stabilité nous avons pensé à varier le fruit amont de 3 à 4 et le fruit aval de 2.5 à 3, tout en élargissant les bermes de 3m à 6m (cas5), nous avons obtenu un F_s supérieur au F_s trouvé pour le cas 4, les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.7: Valeurs de F_s pour les différents cas étudiés (avec drain horizontal).

	Cas 2 : Fruit amont=3 Fruit aval =3 Berme = 3m	Cas3 : Fruit amont =3 Fruit aval =3 Berme = 6m	Cas4 : Fruit amont =4 Fruit aval =3 Berme = 3m	Cas5 : Fruit amont=4 Fruit aval =3 Berme = 6m
Fs min calculé	1.49	1.50	1.52	1.55

En conclusion, nous pouvons dire que l'installation d'un drain horizontal est recommandée. Aussi nous pouvons retenir pour le talus amont un fruit de 4 et pour le talus aval un fruit de 3. Pour plus de sécurité, les bermes peuvent être élargies de 6m.

V.4.1.4 Stabilité en cas d'une vidange rapide

Avec les caractéristiques géométriques obtenues suite au calcul de stabilité en écoulement permanent ainsi que l'installation d'un drain horizontal, nous avons procédé au calcul de la stabilité du talus amont au cas où une vidange rapide serait pratiquée. Les résultats sont donnés dans le tableau V.8. On obtient la stabilité dans le cas d'une vidange totale de la réserve d'eau amont.

Tableau V.8: Valeurs de F_s , cas d'une vidange rapide.

F_s min requis	F_s min calculé	
	Fruit amont =4 Fruit aval =3 Berme = 3m	Fruit amont=4 Fruit aval =3 Berme = 6m
1.3	1.40	1.44

V.4.1.5 Influence des bermes sur la stabilité d'une digue

En écoulement permanent et dans le cas où notre barrage est menu d'un prisme de drainage (aucun changement n'est fait au niveau des pentes), en augmentant le nombre de bermes et en les élargissant, les résultats de calcul sont présentés dans le tableau V.9.

En analysant le cas 2 et le cas 3, on remarque que le coefficient de sécurité n'a pas changé significativement, donc nous pouvons dire que le choix d'élargir les bermes ou d'augmenter leur nombre, cela revient à d'autres facteurs de mise en œuvre, économiques...

Tableau V.9: Influence des bermes sur le coefficient de sécurité.

	Cas 1 : Nombre de berme=2 Berme = 3m	Cas 2 : Nombre de berme=2 Berme = 6m	Cas 3 : Nombre de berme=4 Berme = 3m
F_s min calculé	1.29	1.33	1.32

La variation dans la largeur des bermes des talus amont et aval du barrage, affecte directement le facteur de sécurité. Ces résultats d'analyse sont confirmés par et al. (201), en analysant numériquement à l'aide du logiciel Géo-Studio(Géo-Slope) la stabilité d'un barrage en terre (Bhimdi) de 21m de hauteur.

V.4.2 Analyse de la stabilité en modifiant les caractéristiques géotechnique du barrage

D'après Degoutte (1997), les essais triaxiaux consolidés non drainés (ou drainés) permettent d'obtenir les caractéristiques granulaires : cohésion c' et frottement interne φ' . Les matériaux fins intacts ou compactés ont des valeurs de cohésion c' et d'angle de frottement interne φ' rarement hors des limites suivantes : 5 à 30 kPa pour c' et 15° à 40° pour φ' , soit une fourchette de 25 kPa et de 25°. La nature des matériaux a une influence importante sur ces valeurs.

On peut obtenir des caractéristiques qui sont toutes les deux soit très médiocres (exemple : $c' = 10$ kPa et $\varphi' = 20^\circ$), soit excellentes (exemple : $c' = 25$ kPa et $\varphi' = 35^\circ$). Il est à noter toutefois que l'estimation est bien moins précise que celle de φ' .

En fondation, si la couche meuble la plus médiocre (en générale saturée ou presque et donc $\varphi_{uu}=0$ ou très faible) a une valeur de cohésion non drainée c_{uu} de 20, 40, 60, 80, 100 KPa (des valeurs supérieures à 100 KPa sont peu courant), on peut respectivement construire un barrage de hauteur 5, 10, 15, 20, 25 mètres sans avoir à élargir sensiblement sa base, par rapport au même ouvrage qui serait fondé sur du rocher.

Pour entamer une étude paramétrique, à l'aide du logiciel Géo-Slope et avoir une bonne compréhension de l'influence des différents paramètres géotechniques sur la stabilité de ce barrage, les paramètres suivants sont retenus dans cette étude:

Digue : $c' = 0$ KPa, $\varphi' = 30^\circ$. $K = 5 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Fondation: $c' = 0$ KPa, $\varphi' = 0^\circ$.

V.4.2.1 Caractéristiques choisies

V.4.2.1.1 Fonction de conductivité

D'après la figure V.6, la conductivité hydraulique dépend de l'état de saturation du milieu poreux, et donc de la pression. Lorsque l'humidité du milieu poreux augmente, les forces capillaires deviennent plus faibles et les particules du milieu poreux résistent moins à l'écoulement. La conductivité hydraulique diminue lorsque le milieu est partiellement saturé. Elle atteint sa valeur maximale constante dans un milieu saturé.

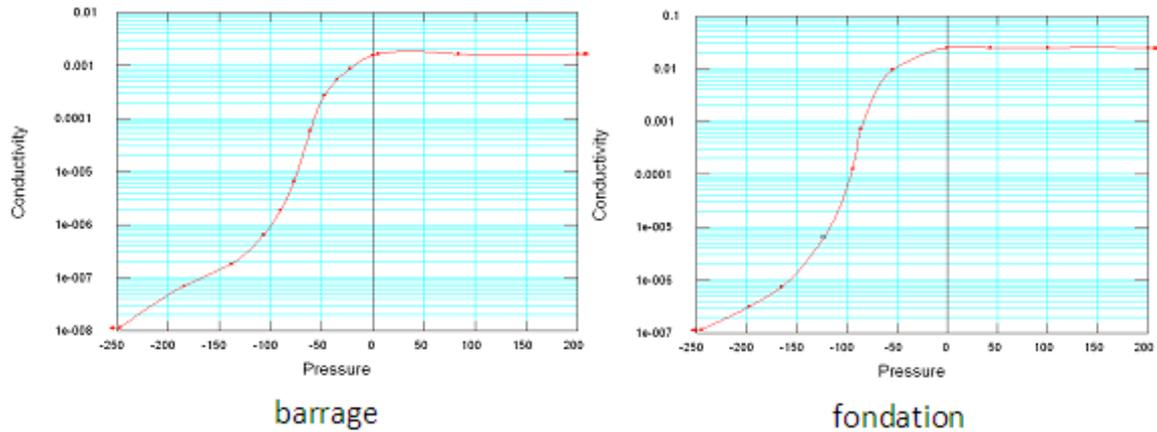


Figure V.6 : Fonction de conductivité hydraulique définie dans SEEP/W (conductivité hydraulique (m /jours), pression (KPa)).

V.4.2.1.2 Fonction de stockage volumique d'eau

D'après la figure IV.7, le stockage volumique de l'eau diminue lorsque le milieu est partiellement saturé. Sa valeur maximale constante est obtenue, quand le milieu est saturé.

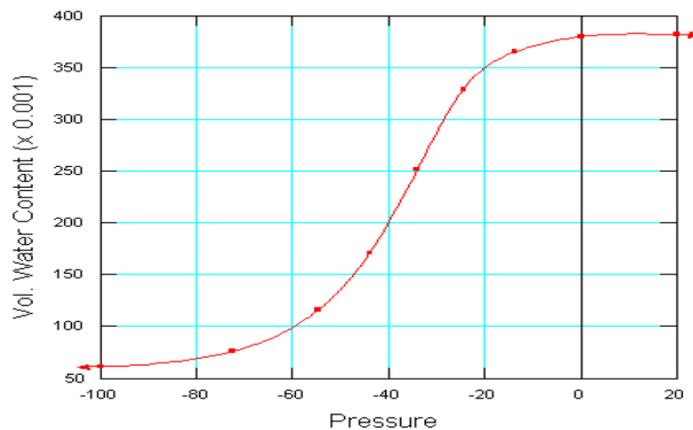


Figure V.7 : Fonction de stockage volumique d'eau définie dans SEEP/W.

V.4.2.1.3 Fonction de vidange

La fonction de vidange exprime la charge hydraulique dans le talus amont en fonction du temps de vidange, cette fonction est représentée dans la figure V.8.

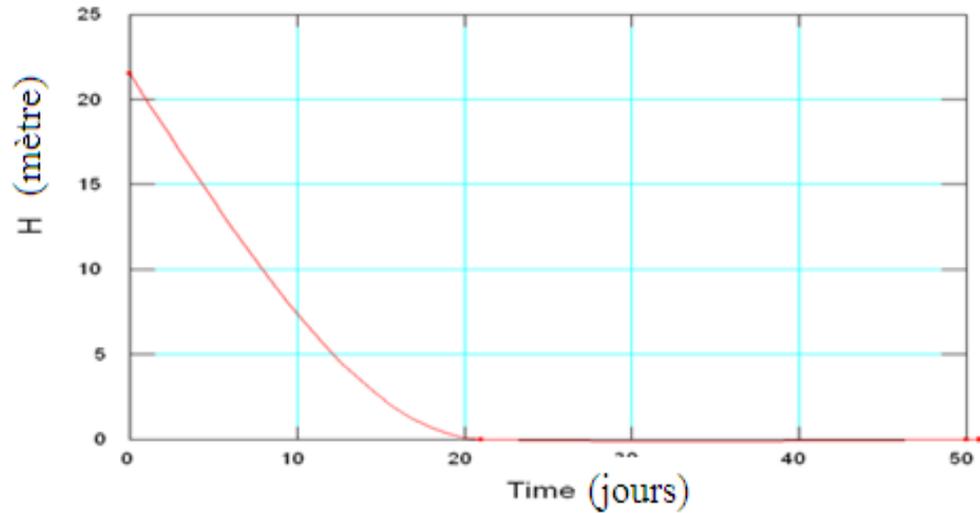


Figure V.8 : Fonction de frontière de la face amont montrant la variation de la charge hydraulique totale en fonction du temps définie dans SEEP/W.

V.4.2.2 Stabilité statique

Les résultats de l'étude statique de la stabilité du barrage avant et après les modifications apportées aux paramètres géotechniques, sont résumés dans les tableaux (V.10 - V.11).

Tableau V.10: Valeurs de F_s en étude statique (méthode de Bishop) avant l'utilisation des nouvelles données.

Talus	Fin de construction		Régime permanent	Régime transitoire (Vidange en 21 jours)
	Sans nappe	Avec nappe		
Amont	1.85	1.53	3.1	1.37
Aval	1.70	1.44	1.23	1.33

Remarque: On suppose que la nappe affleure la surface de la fondation.

Tableau V.11: Valeurs de F_s en étude statique (méthode de Bishop) après l'utilisation des nouvelles données.

Talus	Fin de construction		Régime permanent	Régime transitoire (Vidange en 21 jours)
	Sans nappe	Avec nappe		
Amont	2.68	2.43	3.62	1.89
Aval	2.33	2.24	1.65	1.88

Remarque: On suppose que la nappe affleure la surface de la fondation.

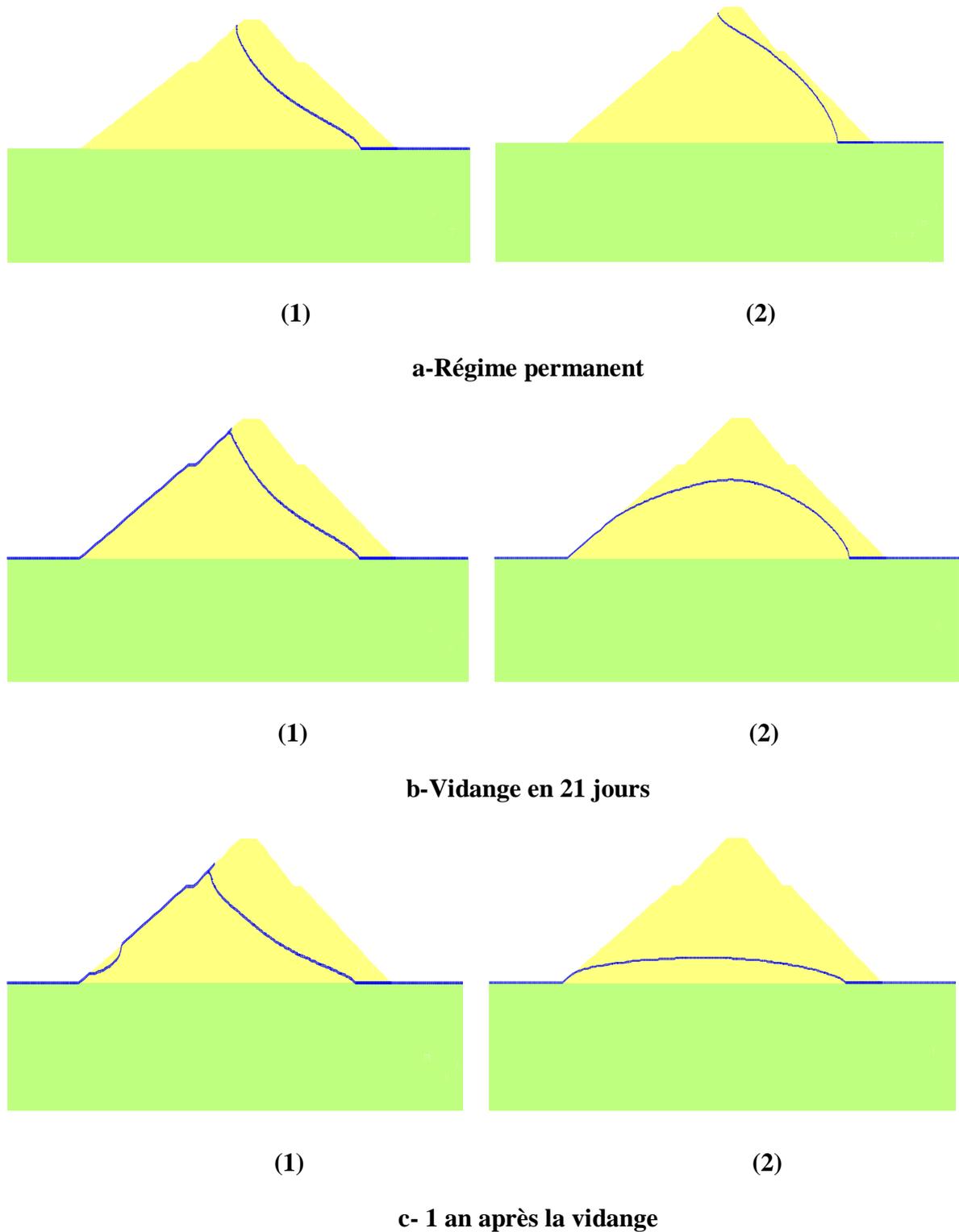


Figure V.9 : Position de la ligne de saturation:

(1) avant l'utilisation des nouvelles données.

(2) après leur utilisation.

L'analyse de ces résultats montre que :

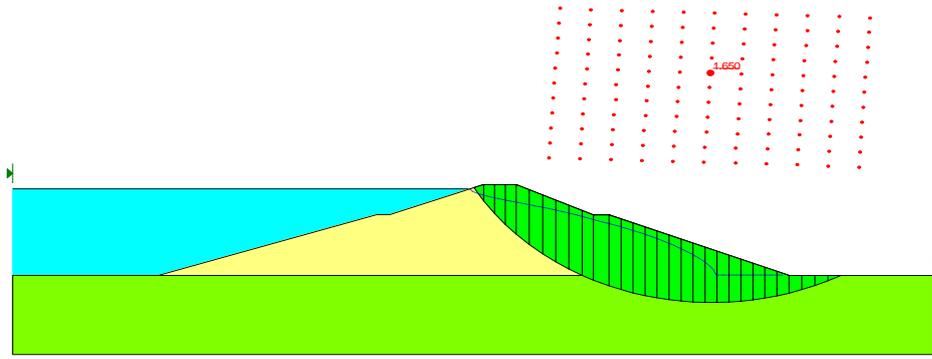
- Avec les nouvelles données, le barrage est stable pour les trois cas de chargement.
- Le coefficient de sécurité obtenu dans la situation de fin de construction pour le talus aval est inférieur à celui du talus amont, ceci est attribué à l'aval (aval 1/2.5, amont 1/3).
- Lorsque la retenue est pleine, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation, un écoulement se produit à travers le barrage, défavorable à la stabilité du talus aval (F_s du talus aval en régime permanent est inférieur au F_s en fin de construction).
- Le talus amont est plus stable dans le régime permanent avec retenue pleine, grâce à la présence de la charge d'eau. Donc les écoulements qui se font vers l'aval sont favorables à sa stabilité.
- La vidange rapide est le cas le plus défavorable pour le talus amont. Si le niveau de la nappe baisse rapidement, il va se créer un écoulement en régime transitoire de l'eau libre contenue dans le corps de la digue (figure V.9).
- Les pressions interstitielles ne peuvent pas mettre en jeu la stabilité d'un barrage réalisé selon les règles de l'art, sauf si les hauteurs piézométriques échappent aux hypothèses de calcul et sont élevées.

Il peut y avoir trois raisons à cela :

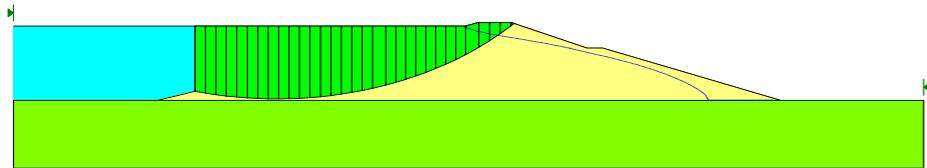
- Un drain insuffisamment dimensionné et, a fortiori, l'absence de drain ;
- Une anisotropie de perméabilité du remblai marquée ;
- Une perte d'efficacité du drainage.

Ainsi le prisme de drainage peut être insuffisant pour les barrages homogènes car la ligne de saturation est généralement très proche du talus aval alors un drain horizontal est plus intéressant pour ce genre de barrage (figure V.9).

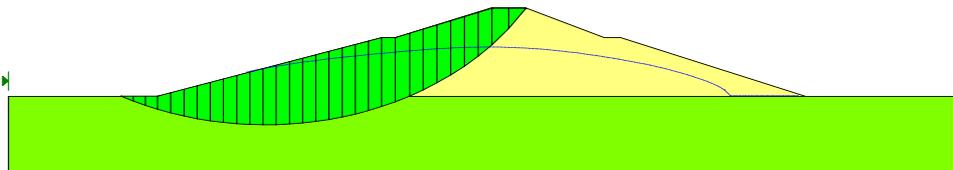
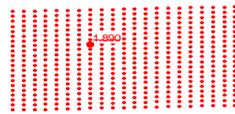
La figure V.10 visualise la ligne de saturation et la surface de glissement correspondant au facteur de sécurité minimal.



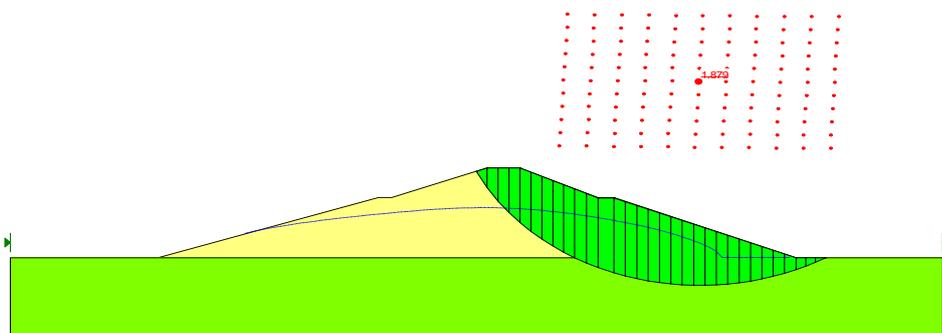
a-régime permanent (talus aval)



b-Régime permanent (talus amont)



c-vidange en 21 jours (talus amont)



d-vidange en 21 jours (talus aval)

Figure V.10 : Visualisation de la ligne de saturation et de la surface de glissement.

V.4.2.2.1 Etude de la stabilité en vidange rapide

On étudie la stabilité du talus amont en vidange rapide (vidange en 21 jours), en fonction du temps. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau V.12:

Tableau V.12: Valeurs du facteur de sécurité après une vidange de 21 jours.

Temps	Etat initial	21 jours	1 an	2 ans	3 ans	4 ans	5 ans
Coefficient de sécurité	3.62	1.89	2.26	2.36	2.40	2.41	2.41

Les résultats du tableau V.12 sont représentés dans une courbe, figure V.11.

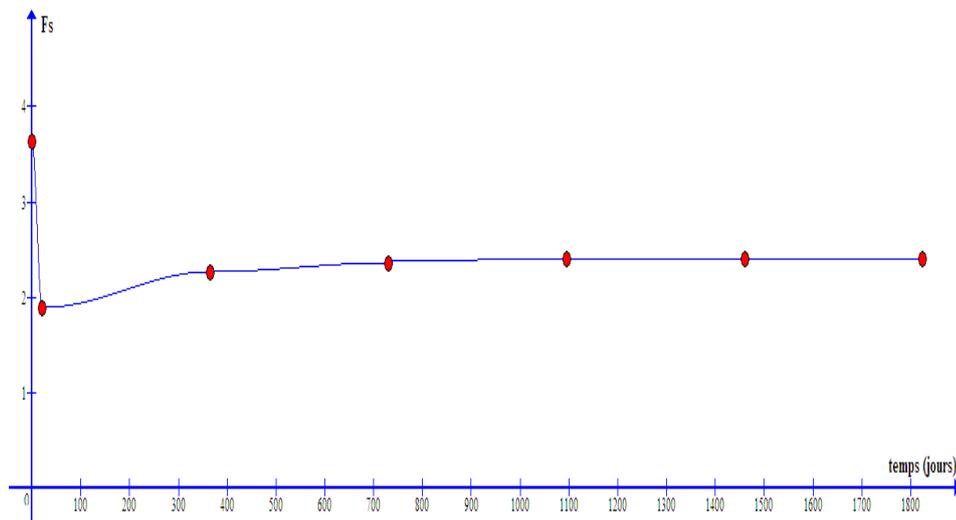


Figure V.11 : Variation du facteur de sécurité pendant et après la vidange.

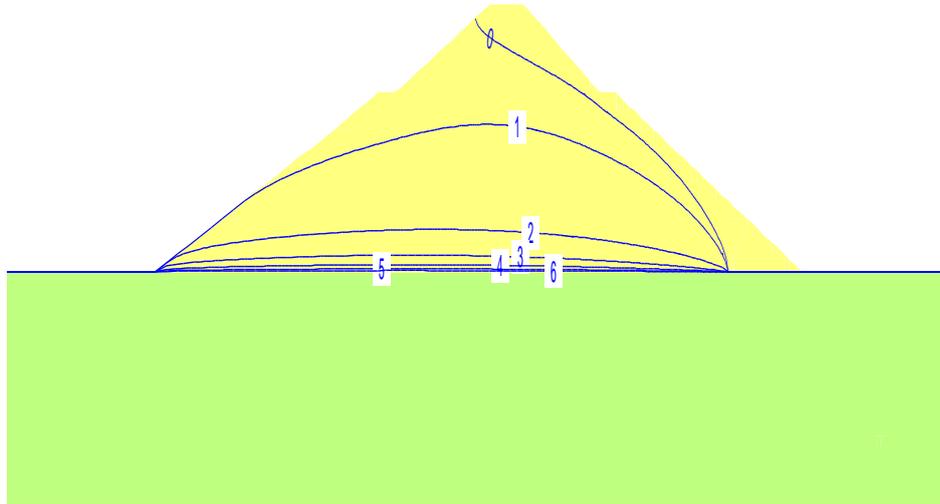


Figure V.12 : Changement de la position de la nappe phréatique induit par la vidange.

(0 :état initial, 1 :vidange en 21jours, 2 :1an après la vidange, 3 :2ans après la vidange, 4 :3ans après la vidange, 5 :4ans après la vidange, 6 :5ans après la vidange).

L'analyse de ces résultats montre que:

- Le coefficient de sécurité prend une valeur minimale dès que le barrage est vidé entièrement. On peut considérer que les moments moteurs sont dus au poids saturé du sol qui n'est plus déjaugé, mais que les pressions interstitielles dans le corps peu perméable de la digue n'ont pas eu le temps de se dissiper.
- La plus grande valeur du coefficient de sécurité se trouve en régime permanent (état initial), puis en fin de vidange atteint une valeur minimale, ensuite il augmente pour enfin se stabiliser.
- Lorsque le niveau de la nappe phréatique baisse, la valeur du facteur de sécurité augmente (figures V.11-V.12) puis il se stabilise.
- La valeur du coefficient de sécurité obtenue après la vidange ne dépasse pas la valeur de coefficient de sécurité en fin de construction.

V.4.2.2.2 Analyse probabiliste de la stabilité

Le calcul de la loi de probabilité des valeurs du coefficient de sécurité, dont on déduira la probabilité de rupture, est effectué par la méthode de Monte Carlo implantée dans le logiciel Géo-Slope.

On étudie la probabilité de la stabilité d'un barrage dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes : $C = C \pm 10$; $\phi = \phi \pm 10$ dans le cas d'un régime permanent (talus aval).

D'après la figure V.13, nous remarquons que:

- Le pourcentage de la valeur du coefficient de sécurité inférieure à 1 est de 1.9% (1.9% est le pourcentage du risque).
- Le pourcentage de la valeur du coefficient de sécurité entre 1 et 1.5 est 25% (25% est le pourcentage probabiliste du risque)

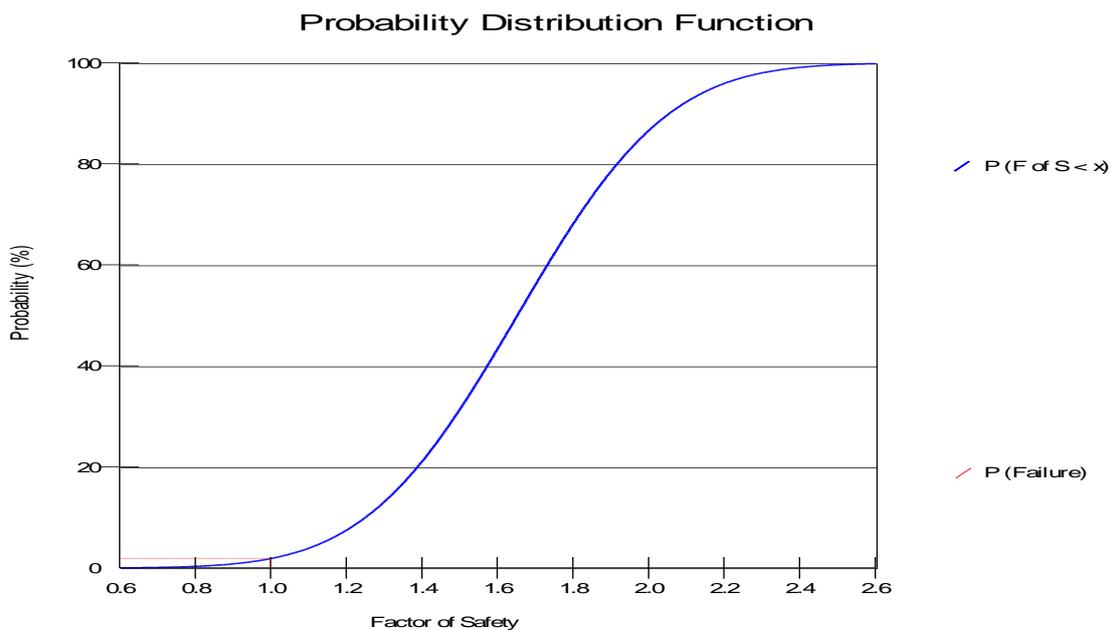


Figure V.13 : Résultats de l'analyse probabiliste "Fonction de distribution de la probabilité du facteur de sécurité".

V.4.2.3 Etude pseudo-statique

D'après Degoutte (1997), la méthode pseudo-statique est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des petits et moyens barrages. L'influence du séisme est représentée par un coefficient sismique horizontal K_h , revenant à appliquer un effort moteur horizontal supplémentaire $K_h \cdot W$ au centre de gravité du volume de terre en glissement potentiel et de poids total W . Les efforts résistants mobilisés sont ceux estimés à partir de la résistance statique (tels que définis dans l'étude de stabilité sans séisme).

Cette notion est bien adaptée aux méthodes de calcul habituelles découpant le volume de terre en tranches verticales. Le plus souvent, on n'utilise pas de coefficient sismique vertical K_v

(l'introduction de l'effort supplémentaire $K_v \cdot W$ conduit à un effort moteur supplémentaire dans le cas d'une accélération dirigée vers le bas). Cette méthode nécessite le choix d'un coefficient sismique, ce qui demeure empirique.

En principe, dans un calcul de stabilité de pente, K_h est pris égal à $\alpha\beta$ où β est un coefficient de réduction défini par l'expérience ($\beta = 1/2$ à $2/3$ si l'on se réfère aux pratiques américaines et japonaises). En règle générale, on peut retenir $\beta = 2/3$ à 1 pour les cas de fonctionnement fréquents tels que le régime permanent, et $\beta = 1/2$ à $2/3$ pour les autres cas (fin de construction et vidange). Les valeurs minimales recommandées du coefficient de sécurité F_s en séisme sont généralement $F_s > 1,1$ en régime permanent et $F_s > 1,0$ dans les autres cas.

En se basant sur une étude sur le nouveau document technique réglementaire DTR BC 248 concernant les règles parasismiques algériennes (RPA99/Version2003), élaboré par le CGS (centre de recherches appliquées au génie parasismique), qui divise le territoire national en quatre zones croissantes, le site étudié se situe dans la zone II.a qui correspond à une région de moyenne sismicité.

Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1B), on peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique α dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien le coefficient d'accélération sismique est : $\alpha=0,2$.

La figure V.14 représente les différentes sollicitations appliquées sur une tranche verticale en étude pseudo-statique selon la méthode de Bishop.

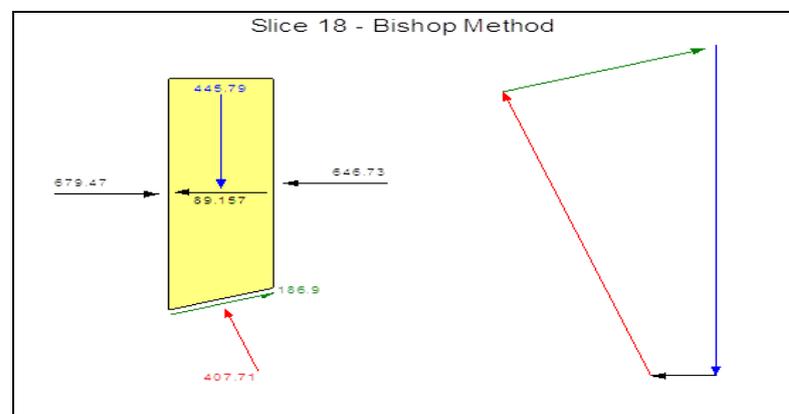


Figure V.14 : Forces appliquées dans une tranche en étude pseudo-statique (Geo-slope, 2002).

Les résultats de l'étude pseudo-statique de la stabilité du barrage avec les nouvelles données sont résumés dans le tableau V.13.

Tableau V.13: Valeurs du facteur de sécurité en étude pseudo-statique.

Talus	Fin de construction		Régime permanent	Régime transitoire (Vidange en 21jours)
	Sans nappe	Avec nappe		
Amont	1.57	1.40	1.82	1.12
Aval	1.44	1.32	1.16	1.17

L'analyse des résultats montre que pour une accélération horizontale de 0,2 g, on obtient un facteur de sécurité supérieure à 1, donc on peut dire que notre barrage est stable selon le code algérien. L'action du séisme sur la stabilité du barrage est défavorable car le coefficient sismique K_h a un effet destructif. En effet, en comparant le tableau V.11 et le tableau V.13, on remarque une diminution du coefficient de sécurité dans les trois cas (fin de construction, fonctionnement normal et vidange rapide).

V.5 Conclusion

Les résultats de cette étude numérique montrent que la stabilité des barrages dépend de leur géométrie, des propriétés des matériaux utilisés et des forces auxquelles ils sont soumis.

Aussi, concernant la stabilité du barrage Oued el Kolla, ils nous ont permis de dire, d'une part que ce barrage est instable ce qui explique les dommages importants qui ont occasionné des brèches pouvant causer la rupture de la digue, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance des propriétés géométriques, mécaniques et du système de drainage dans la stabilité des ouvrages. Les modélisations effectuées ont permis de déduire que :

- Avec un drain bouché, le coefficient de sécurité a diminué, la stabilité du talus ne sera donc assurée que si les systèmes de drainage remplissent correctement leurs rôles. Il importe donc que leur réalisation soit très soignée. Aussi, en remplaçant le prisme de drainage par un drain horizontal, le coefficient de sécurité s'est amélioré, la ligne de saturation s'est rabattue et s'est éloignée du talus aval évitant ainsi d'induire un degré de saturation élevé en surface, cause principale de l'érosion.

- L'adoucissement des pentes a toujours entraîné une amélioration du coefficient de sécurité.

- L'élargissement des bermes augmente la valeur du coefficient de sécurité. Aussi le choix d'élargir les bermes ou d'augmenter leur nombre, cela revient à des facteurs tels que la mise en œuvre, les facteurs économiques...

- Les forces créées par l'eau dans le barrage ne sont pas des forces statiques. Elles peuvent changer d'intensité et d'orientation, précisément sous l'influence des déformations du massif ou de la fondation, d'événements particuliers, de l'exploitation de la retenue...

Les simulations montrent que la plus grande valeur du coefficient de sécurité se trouve en régime permanent (état initial), puis à la fin de vidange, il atteint une valeur minimale, ensuite il augmente au fur et à mesure que les pressions interstitielles se dissipent dans le corps du barrage, pour enfin se stabiliser. Ainsi, après un certain temps plus ou moins long et qui dépend étroitement de la perméabilité du matériau, la valeur du coefficient de sécurité tend vers celle en fin de construction.

- L'action du séisme sur la stabilité du barrage est défavorable car le coefficient sismique α a un effet destructif. En effet, une diminution du coefficient de sécurité a été observée dans les trois conditions de chargement (fin de construction, fonctionnement normal et vidange rapide).

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Un barrage en terre n'est jamais, en effet, un massif inerte. Il vit et il vieillit parce qu'il se tasse et se déforme et parce que les forces créées par l'eau dans l'ouvrage ne sont pas des forces statiques. Elles peuvent changer d'intensité et d'orientation, précisément sous l'influence des déformations du massif ou de la fondation, d'événements particuliers, de l'exploitation de la retenue, de bouleversements accidentels et devenir, de ce fait, des forces nocives.

Pour les ouvrages qui ne sont pas de grande importance, l'ingénieur de bureau d'études est toujours à la recherche d'un équilibre entre le niveau technique et le coût des études et l'importance économique du projet.

Les méthodes d'étude utilisées sont parfois simplistes, ou au contraire disproportionnées avec l'ampleur des problèmes. La première cause en est probablement que chaque étude nouvelle présente des caractères originaux devant lesquels un ingénieur même confirmé ne peut faire jouer utilement toute son expérience. La principale difficulté est toutefois d'ajuster ou de savoir exiger les moyens d'étude les mieux adaptés potentiellement au projet.

La surveillance constante du barrage s'effectue aussi bien pendant la période de mise en eau qu'au cours de la période d'exploitation. Elle s'appuie sur de fréquentes inspections visuelles et des mesures sur le barrage et ses appuis (mesures de déplacement, de fissuration, de tassement, de pression d'eau et de débit de fuite, etc.). Toutes les informations recueillies par la surveillance permettent une analyse et une synthèse rendant compte de l'état du barrage, ainsi que l'établissement, tout au long de son existence, d'un " diagnostic de santé " permanent. Si cela apparaît nécessaire, des travaux d'amélioration ou de confortement sont réalisés.

La présente étude a pour but d'analyser numériquement l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus, la stabilité des pentes intéresse aussi bien les pentes naturelles que les talus artificiels. Alors des simulations numériques sur le comportement des barrages en terre à l'aide des logiciels Flac^{2d} et Géo-slope ont été élaborées avec une application sur le barrage de Oued El Kolla à Ain-Temouchent, ce dernier présente des dommages dans sa digue pouvant causer sa rupture.

Pour analyser l'effet de certains paramètres sur les régimes d'écoulement et la stabilité du barrage, des études paramétriques ont été réalisées ce qui a permis de mettre en évidence l'importance des

propriétés géométriques, des matériaux utilisés et du système de drainage dans la stabilité des ouvrages.

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche a permis de dégager les conclusions suivantes:

Pour limiter l'échec de l'aménagement des barrages, il faut prévoir des études plus approfondies. Les simulations numériques faites sur le barrage de Oued El Kolla ont montré que ce barrage est instable. Les études paramétriques réalisées dont le but d'améliorer sa stabilité ont prouvées leur fiabilité (le changement du système de drainage, l'adoucissement des pentes, l'élargissement des bermes...).

L'étude de la stabilité concerne les deux cotés en fin de construction, le coté aval en fonctionnement normal et le coté amont en vidange rapide ce qui est confirmé par les études antérieures.

La surface libre est indépendante de la valeur de la perméabilité du barrage homogène de matériau isotrope en écoulement permanent. Ce cas est plus défavorable à la stabilité du talus aval, par contre le talus amont est stable (retenue pleine) grâce à la présence de la charge d'eau. Ce qui n'est pas le cas lors de la vidange rapide, les écoulements changent de sens et vont refluer vers le talus amont. Le reflux s'effectue avec un certain décalage qui est lié à la perméabilité des sols généralement trop faible pour que la ligne de saturation du remblai s'abaisse en même temps que le marnage dans la retenue. Le retard qui se traduit par une hauteur d'eau dans le remblai supérieur à la cote de l'eau dans la retenue dépend du coefficient de perméabilité des sols.

A une perméabilité forte, l'ouvrage présente une stabilité meilleure que celle d'une perméabilité faible. Les pressions interstitielles se dissipent rapidement, le débit de vidange est élevé et par conséquent le temps de vidange est court, car le niveau de la nappe baisse rapidement contrairement à un matériau peu perméable où le barrage devient moins stable.

Le coefficient de sécurité lors de la vidange rapide diminue influencée par la condition non drainée temporaire au sein de la digue, il atteint une valeur de la hauteur d'eau totale à vidanger. Puis il augmente progressivement jusqu'à la vidange totale puisque la résistance au cisaillement des matériaux de la digue a augmenté à cause de la dissipation de l'eau interstitielle et ceci pour une forte ou faible perméabilité du matériau de la digue.

Durant l'exploitation du barrage, l'étude a montré que la plus grande valeur du coefficient de sécurité se trouve en régime permanent (état initial), puis à la fin de vidange, il atteint une valeur minimale, ensuite il augmente au fur et à mesure que les pressions interstitielles se dissipent dans le corps du barrage, pour enfin se stabiliser. Ainsi, après un certain temps plus ou moins long et qui

dépend étroitement de la perméabilité du matériau, la valeur du coefficient de sécurité tend vers celle en fin de construction.

A la diminution du temps de vidange, le risque d'instabilité est probable du fait que les pressions interstitielles n'ont pas eu le temps de se dissiper.

Un taux de vidange faible augmente la stabilité du talus amont du barrage en terre.

L'infiltration dans les sols anisotropes a un effet significatif sur le champ d'infiltration et le facteur de sécurité du talus lors de la vidange, ce dernier augmente avec la diminution du rapport de perméabilité.

Les pressions interstitielles ne peuvent donc pas mettre en jeu la stabilité d'un barrage réalisé selon les règles de l'art, sauf si le système de drainage ne remplit pas son rôle par insuffisance ou absence. D'après les simulations faites, le rabattement de la ligne de saturation et l'évacuation du débit de fuite dans un barrage en terre homogène peuvent être assurés en installant un drain horizontal dont sa longueur est comprise dans cet intervalle : $L_d = [1/4, 1/3]L_b$.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Al Hattamleh, O.&Muhunthan, B.**Numerical procedures for deformation calculations in the reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes* 24 (1), 2006, pp.52–57.
- Al-Mukhtar M, Qi Y, Alcover J.F&Bergaya F.** *Can. Geotech. J.*,36, 1999 , pp.675-684.
- Ancey Christophe.** Note de cours : Hydraulique à surface libre.LHE, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Ecublens, CH-1015 Lausanne, 2012.
- ANCOLD.** Guidelines for design of dams for earthquake. Australian National Committee on Large dams, Melbourne, 1998.
- Arab R, Gendrin P&Faure Y.H.** Drainage sous remblai, géocomposite Somtube.Revue Travaux, Paris, 2002, pp.23-26.
- Armbruster H, Döscher H.D & Sartori M.** The infrared thermography, a control system for the efficiency of sealing elements and drains. CIGB 15^{ème} congrès des grands barrages, Lausanne, 1985.
- Basu D & Madhav M.R.**Effet of prefabricated vertical drain clogging on the rate of consolidation, a numerical study.*Geosynthetics International*,vol.7, N°3, 2000,pp.189-215.
- Bergado, D. T.&Teerawattanasuk, C.**2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground *Geotextiles and Geomembranes* 26 (2008), 2008, pp.39–55.
- Berilgen M.Mehmet.** Investigation of stability of slopes under drawdown conditions. Elsevier, *Computers and Geotechnics. Civil Engineering*, Yildiz Technical University, Barbaros Bulvari, Besiktas, Istanbul, Turkey, 2006.
- Bernhard Gilg.** Evolution des infiltrations et sous pressions dans les barrages en bétons et leurs fondations. CIGB 15^{ème} congrès des grands barrages, Lausanne, 1985.
- Blatz J.A&Graham J.** A system for controlled suction in triaxial tests. *Geotechnique*,50, N°4 , 2000, pp.465-469.
- Bomont S.**Le drainage profond pour la stabilisation des glissements de terrain par drains siphons et drains électropneumatiques. Note technique, *Revue française de géotechnique* N°95/96,2^{ème} et 3^{ème} trimestres, 2001.
- Browzin B.S.** Nouvelle méthode d'application de quelques fonctions de la variable complexe aux calculs des sous-pressions agissant sous les ouvrages de retenue. *La Houille Blanche*, vol. 7, 1964, pp.803-814.

- Burland J.B&Ridley A.M.** The importance of suction in soils mechanics. In Twelfth Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, 1996.
- Buzzi O.** Hydromécanique du contact entre Géomatériaux : Expérimentation et Modélisation. Application au stockage de déchets nucléaires. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier Grenoble, 2004.
- Casagrande A.** Control of seepage through foundations and abutments of dams. Géotechnique, 1961.
- Cassan Maurice.** Aide-mémoire d'hydraulique souterraine. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1994.
- CIGB.** Barrage en remblai : filtres et drains granulaires. Bulletin 95, 1995,256p.
- CIGB (ICOLD).** Géotextiles : filtres et transitions pour les barrages en remblai. Bulletin55, 1986 ,129p.
- CIGB (ICOLD).** Méthodes de calcul sismique pour barrages, Bulletin 52, 1986.
- Coussy O.** Mécanique Des Milieux Poreux. Technip, 1991.
- DaganA G.** Linearized solutions of free surface groundwater flow with uniform recharge, J. Geophys. Res., 72,1967, pp.1183-1193.
- Degoutte Gérard.** Petits barrages Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref, 1997.
- Degoutte Gérard&Fry Jean-Jacques.** Les géotextiles dans les barrages-retours d'expérience-. Colloque technique géotextiles et géomembranes dans les barrages, 2002.
- Degoutte Gérard&Royet Paul.** Aide mémoire de mécanique des sols. Réédition 2005, pp.39-40.
- Delage P.** Experimental techniques used in the investigation of coupled THM behaviour of geomaterials. Environmental Geomechanics, Revue Française de Génie Civil, Vol 5 N°6, 2001, pp.777-796.
- Delage P & Y.J. Cui.** L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection : Techniques de l'ingénieur, C301, 2001.
- Dicker D& Servian W.A.** Transient flow through porous medium. Journal of Geophysical Research, 70,1965, pp.5043-5054.
- Faure Y.H, Farkouh B, Delmas Ph& Nancey A.** Analysis of geotextile filter behaviour after 21 years in VaLcros dam. Elsevier, geotextiles and geomembranes17, 1999, pp.353-370.
- Faure Y.H&Fry J.J.** Retention et colmatage des géotextiles. 5^{ème} rencontre géosynthétiques Francophones, 2002.

- Femmam H&Benmebarek N.** Effet des drains sur la stabilité des barrages en terre. Courrier du savoir, N°11, 2011, pp.09-15.
- Fremont M&Nicolas P.** Macroscopic thermodynamics of porous media. Continuum Mech. Thermodyn, 1990, pp.119-139.
- Gens A&Olivella S.** THM phenomena in saturated and unsaturated porous media, Fundamentals and formulation. Environmental Geomechanics, Revue Française de Génie Civil, Vol 5 N°6,2001, pp.693–717.
- Géo-Slope V5 (Slope/W et Seep/W),** Version 5.12: User's Manual", GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alberta, Canada. 2002.
- Giroud J.P.** Filtres géotextiles : Dimensionnement et installation fiables. Géotextiles-géomembranes rencontres 97,1997.
- Guevel P.** A propos des infiltrations au travers des digues en terre. C. R. Acad. Se, 1960, pp. 1714-1716.
- Harr M.E.** Groundwater and Seepage. Mc GRAW – Hill Book Company, New York, 1962.
- Harry R.Cedergren.** Seepage, Drainage and Flow Nets. John Wiley & Sons, 1968.
- Hatami, K.&Bathurst, R. J.** A numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 132(6), 2006, pp.673–684.
- Hatami, K.&Bathurst, R. J.** Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced soil segmental walls under working stress conditions. Can. Geotech. J., 42 (4), 2005, pp.1066–1085.
- Hausman M.R.** Engineering principes of ground modification. Mc GrawHill, Inc., New York, USA, 1996, 632p.
- Ho S.K.&Rowe R.K.** Prediction behavior of two centrifugal model soil walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 120 (10), 1994, pp.1845–1873.
- Itasca Consulting Groupe, Inc.** FLAC^{2D} Manual version 5.00. Minneapolis, Minnesota, 2005.
- Jean M., Paul R., Patrice M.** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. Cemagref, Paris, 1996.
- Jeng G&Wexler A.** Isoparametric, finite element, variational solution of integral equations for threedimensional fields. Int. J. Numer. Methods Eng., vol. 11,1977, pp.1455-1471.
- Koudrey Alaa.** Stabilité des pentes. Cours, Université Halab Syrie, 2005.
- Lambe W.T.** The structure of compacted clay. Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Enginners, N°1654, 1958, pp.1-34.

- Lancellotta R.** Geotechnical Engineering. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1995.
- Lane EW.** Security from underseepage Masonry dams on earth foundations. Trans. ASCE. vol 100, 1975, pp.12-57.
- Lareal P.** Mécanique de sol, Méthodes d'analyse de la stabilité des talus. Département de Génie Civil et Urbanisme, I.N.S.A, Service Géotechnique, Lyon, 1980.
- Ledellou Patrick.** Les barrages : conception et maintenance. Collection ENTPE, 2004.
- Lepetit Luc.** Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction. Thèse de doctorat, Ecole doctorale de Clermont-Ferrand, France, 2002.
- Ling H. I, Leshchinsky D&Tatsuoka F.** Reinforced soil engineering: advances in research and practice. Marcel Dekker, Inc., NY, 2003.
- Lino M.** Hydraulique des sols et barrages. Actes des journées d'étude ENPC sur l'utilisation de la méthode des éléments finis dans les projets de géotechnique. Press de l'ENPC, Paris, 1988, pp.3-9.
- Liu J., Ding L.Q., Miao L.J. & al.** Model test for dam breach of Gouhou concrete face sand y gravel dam. Shuili Xuebao, 1998, pp.69-75.
- Liu Xinting&ZHANG Zhenhua,** Stability of Bank Slope Under Reservoir Water Drawdown. International Symposium on Multi-field Coupling Theory of Rock and Soil Media and its Applications, Chengdu City, China, 2010.
- Louis C&Wittke W.** Etude expérimentale des écoulements d'eau dans un massif rocheux fissuré. Géotechnique 21 N°1, 1971, pp.29-42.
- Mallet C&Pacquant J.** Les barrages en terre. Editions Eyrolles, Paris, 1951.
- Marcel Frenette.** Ecoulement dans les milieux poreux. Note de cours, Université de Laval, Département de Génie Civil, 1977.
- Marche, C.** Barrages, crues de rupture et protection civile. Montréal: Presses internationales polytechniques, 2008.
- Martin W.** Aspects sismiques relatifs aux barrages. Commission international des grands barrages. 21^{ème} Congrès des grands barrages, Montréal, 2003.
- Mathieu P.** Etude de solutions de drainage de barrage en terre. The Ninth European Conference on soil mechanics and fondation engineering, Dublin, 1987.
- Mitchell J.K.** Fundamentals of soils behavior , Second Edition , Wiley Inter Science, 1993.
- Mlynarek J&Vermeersch O.** Filter criteria for geotextile materials in soil filtration and leachate collection systems. CISA, Environmental Sanitary Engineering centre, Cagliari, Italy, 1999.

- Muskat M.** The flow of homogeneous fluids through porous media. J.W. Edwards, Ann Arbor. Michigan, 1946.
- Newmark, N.M.** Effects of earthquakes on dams and embankments. 5th Rankine lecture, Geotechnique, vol.15, No.2, 1965, pp.139-160.
- Ould Amy M.** Modélisation numérique des écoulements et des déformations dans les barrages en terre construits sur des sols mous. Thèse de doctorat de l'école, nationale des ponts et chaussées, 1990.
- Panel Review.** Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils. In Sydney Butterworth, editor, Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils beneath Covered Areas, 1965, pp.7–21.
- Panthulu T.V, Krishnaiah C & Shirke.J.M.** Detection of seepage paths in earth dams using self-potential and electrical resistivity methods. Elsevier, Engineering Geology. Central Water and Power Research Station, Khadakwasla Research Station, Pune 411024, India, 2000.
- Perri J.** Retenues collinaires et mécanique des sols. Bulletin technique du génie rural, N° 53,1961.
- Philipponnat G.&Hubert B.** Fondations et ouvrages en terre. 2^{ème} édition. Editions Eyrolles, France, 2000.
- Pingyu Zhu, Y.B. Leng, Y.Zhou&G.L. Jiang.** Safety Inspection Strategy for Earth Embankment Dams using Fully Distributed Sensing. 2^{ème} International Science, Social Science, Engineering and Energy Conference 2010:Engineering Science and Management Elsevier, Science Direct, 2010.
- Pinyol NM, Alonso EE & Olivella S.** Rapid drawdown in slopes and embankments. Water Resources Research, vol. 44, Sept. 2008, pp.1-22.
- Post G. &Londe P.** Les barrages en terre compactés. Gauthier- Villars, Paris, 1953.
- Rasoloarijaona M.N.** Non linéarités de la loi de Darcy : étude théorique, numérique et expérimentale. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier Grenoble, 1993.
- Reynaga Martin Ramirez.** Internal erosion at “el Batan” Dam. Mexico.Consulting Team National Water Commission, 2003.
- Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon & Graeme Bell.** Geotechnical engineering of dams. A.A.BALKEMA PUBLISHERS Leiden, London, NewYork, Philadelphia, Singapore, 2005.
- Rollin A.L.** N°spécial géosynthétique techniques et applications, Ingénieries-EAT, Université de Québec, Canada, 1999, pp.77-87.

- RPA99/version2003.** Règles parasismiques Algériennes. Document technique réglementaire DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 1997, 117p.
- Schlosser F.** Eléments de mécanique des sols. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1988.
- Schneebeli G.** Hydraulique souterraine. Editions Eyrolles, Paris, 1987.
- Seed H.B.** Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams. Geotechnique, Vol.29, No.3, 1979.
- Sertier Natacha, Bourdeau Jean Charles & Assina Alain.** Cours amélioration des sols. Université de la réunion, 2005/2006.
- Souliyavong, T., Gallage, Chaminda, Egodawatta, Prasanna, & Maher, B.** Factors affecting the stability analysis of earth dam slopes subjected to reservoir drawdown. Second International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment. Kuala Lumpur, Malaysia, 2012, pp.507-512.
- Tatewar S.P. & Pawade Laxman N.** Stability analysis of earth dam by Geo-studio software. International journal of civil engineering and technology (ijciet). Volume 3, Issue 2, July- December 2012, pp.437-446
- Terzaghi K. & Peck R.B.** Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment, Dunod, Paris, 1957.
- Todd D.K.** Groundwater hydrology. John Wiley and Sons, New-York, 1957.
- Touma J. & Vaucelin .M.** Experimental and numerical analysis of two-phase infiltration in a partially saturated soil, Transport in porous media, 1986, pp.27-55.
- Tsung-Ren Peng & Chung-Ho Wang.** Identification of sources and causes of leakage on a zoned earth dam in northern Taiwan: Hydrological and isotopic evidence. Elsevier, Applied Geochemistry, 2008.
- Van Damme H.** Mécanique des sols non saturés - sous la direction de Olivier Coussy et Jean Marie Fleureau - Chapitre 1. Hermès Science Publications, 2002.
- Vaucelin M.M, Haverkamp & Vachaud.** Sous-pressions agissant sous les ouvrages de retenue. La Houille Blanche, vol. 7, 1979, pp.803-814.
- Wilkins M.L.** Fundamental methods in hydrodynamics. Methods in Computational physics. Alder et al. Eds. New York, Academic Press, Vol. 3m, 1964, pp.211-263.
- Yong R.N.** Soil suction and soil water potentials in swelling clays in engineered clay barriers. Engineering Geology, 1999, pp.3-13.

Yoo, S.&Song, A. R. Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: A numerical investigation. *Geosynthet. Int.*, 13 (5), 2006, pp.181–194.

Zomorodian S. M. Ali &Abodollahzadeh S. Mehdi, Shiraz University, Shiraz, Iran. Effect of Horizontal Drains on Upstream Slope Stability During Rapid Drawdown Condition. *International Journal of Geology*, Issue 4, Volume 4, 2010.