



Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

Mémoire de Magister

Option : Matériaux et Structures

AZOUG KAHINA

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics

Diplômée de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Intitulé du mémoire

ANALYSE DE LA STABILITE DES TALUS DES BARRAGES EN TERRE PAR UNE APPROCHE PLURIDISCIPLINAIRE

Soutenu publiquement le 06 avril 2016 devant le jury composé de :

Président	BENAMGHAR Ahcène	MCA	ENSTP
Rapporteur	DERRICHE Zohra	Professeur	ENSTP
Co-encadreur	CHAID Abdelkader	Magister	ITTPB
Examineurs	ZITOUNI Zine-El-Abidine	MCA	U-Blida
	AMIEUR Mohamed	MCA	ENSTP
	LEFKIR Abdelouahab	MCB	ENSTP
Invité	RAHMANI Douadi	MAA	ENSTP

DEDICACES

Je dédie ce travail :

A la mémoire de mes grands parents

A mes parents

A mes frères et sœurs

A mes aimés

REMERCIEMENTS

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination....

La réussite de ce trajet nécessite en premier lieu la bénédiction de Dieu, et ensuite l'aide et le support de plusieurs personnes.

J'aimerais profondément exprimer ma reconnaissance à l'endroit de ma promotrice, le professeur Zohra Derriche, pour m'avoir fait l'honneur de travailler sous sa direction.

Je tiens à remercier sincèrement mon co-promoteur Mr. Abdelkader Chaid, pour ses conseils et accompagnement durant la réalisation de ce mémoire.

J'exprime ma gratitude à mes parents et à toute ma famille, qui m'ont encouragé et m'ont donné la force d'aller jusqu'au bout.

Je voudrais particulièrement remercier le docteur Si-Chaib Abdelghani, pour le temps accordé à l'avancement de mes recherches.

J'aimerais également remercier le président et les membres du jury, pour avoir bien voulu lire, commenter et débattre de mon travail.

Je voudrais remercier l'ensemble du personnel de l'ANBT, le département DCMi ainsi que les chargés de suivi pour l'accueil et l'esprit d'ouverture qu'ils m'ont manifesté tout le long de mon stage au sein de leur établissement.

Je tiens à remercier toute la famille de l'ENSTP particulièrement les enseignants, l'équipe du laboratoire et les responsables de la bibliothèque D. Bouakkaz et Z. Mezzache pour leur aide précieuse et leur gentillesse.

J'adresse également mes plus vifs remerciements à tous mes amis pour l'appui indéfectible qu'ils m'ont témoigné.

Je ne saurai terminer ces remerciements sans adresser mes plus vives et cordiales sympathies à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



ملخص

نظرا للنتائج الوخيمة على حياة البشر و الخسائر الاقتصادية الجسيمة التي يؤدي إليها انهيار السدود، تبقى إلى يومنا هذا مشكلة تصميم و إنشاء السدود محل اهتمام كبير لدى الباحثين في الموضوع.

ينحصر استقرار وثبات السدود الترابية إلى حد كبير على الأداء الجيد للمنحدرين الأمامي و الخلفي للسد و ثباتهما. تخضع منحدرات السد الترابي إلى إجهادات ذات طابع ميكانيكي و أخرى ناجمة عن حركة المياه داخل السد، كذا إلى تأثيرات المناخ (نفوذ مياه الأمطار، التبخر...)، بالإضافة إلى الغطاء النباتي.

نقدم في هذه المذكرة منهجية مطورة 'متعددة التخصصات' لتحليل استقرار و ثبات منحدرات السدود الترابية. على عكس الطرق التقليدية، فإن هذه المنهجية تجمع بين القواعد و القيود الميكانيكية و المائية عوض النظر إلى كل منها على حدة. كما تسمح هذه المنهجية بدراسة الاجهادات و التشوهات البادية في مختلف مراحل حياة السد و الربط بين بعضها البعض (نهاية التشييد، الملء، الاستغلال الطبيعي و التفريغ السريع لحوض السد).

قمنا في هذه المذكرة بأخذ دراسة سد 'تاقصبت' كعينة لتوضيح المنهجية المقترحة و ذلك بعد عرض المبادئ القاعدية و الوسائل الجديدة التي تستند عليها المنهجية.

نبين أن المنهجية المقترحة في هذه المذكرة لديها المقدرة على محاكاة كل الإجهادات و التشوهات المترتبة في مختلف مراحل حياة السد على عكس الطرق التقليدية المألوفة التي لا تأخذ بعين الاعتبار جوانب مهمة من تاريخ حياة السد (عملية ملئ و تفريغ حوض السد...).

كلمات مفتاحية : استقرار، سدود ترابية، ميكانيكي، حركة المياه، منهجية مطورة، متعددة التخصصات، طرق تقليدية، ملئ، تفريغ.

RESUME

Lorsqu'elle survient la rupture d'un barrage a toujours des conséquences lourdes en vies humaines et pertes économiques. On comprend pourquoi le dimensionnement de ces ouvrages continue à susciter encore l'intérêt de la recherche.

La stabilité d'un barrage en terre est largement conditionnée par la bonne tenue de ses talus amont et aval. La stabilité des talus du barrage en terre est l'expression d'un comportement hydromécanique des matériaux du corps du barrage. Cette stabilité dépend tout autant de paramètres relatifs au climat (infiltration pluviale, évapotranspiration...) et au couvert végétal.

On présente dans ce mémoire une approche "pluridisciplinaire" novatrice pour analyser la stabilité des talus des barrages en terre. Cette approche associe les contraintes mécaniques et hydriques au lieu de les considérer séparément comme c'est le cas dans les méthodes conventionnelles. L'approche permet aussi de lier les champs de contraintes et de déformations relatifs aux différentes étapes de la vie du barrage (fin de construction, remplissage, exploitation normale et vidange rapide du réservoir).

Après présentations des principes qui fondent l'approche proposée et des outils novateurs sur lesquels elle se base, une illustration de l'approche est faite sur le cas réel du barrage de Taksebt.

On montre que contrairement aux méthodes conventionnelles qui ne peuvent pas prendre en considération quelques phases de la vie du barrage (processus de remplissage et de la vidange...), l'approche proposée est capable de simuler toutes les facettes du comportement du barrage pendant son histoire.

Mots-clés: Stabilité, Barrage en terre, hydromécanique, approche novatrice, pluridisciplinaire, méthodes conventionnelles, remplissage, vidange.

ABSTRACT

The collapse of a dam when it occurs entails heavy consequences on human lives and economic losses. This explains why the design of such structures continues to arouse a high research interest.

The stability of an earth dam is largely conditioned by the good behavior of its upstream and downstream slopes. The stability of the slopes of an earth dam is in its turn controlled by a hydromechanic behavior of the dam materials. It depends as well on parameters related to climate (infiltration, evapotranspiration...) and vegetal cover.

We introduce in this dissertation the concept of an innovative "pluridisciplinary" approach to analyse the stability of the slopes of earth dams. The approach illustrated associates the mechanical and hydraulic stresses instead of considering them separately as it is the case in the conventional methods. The approach also makes it possible to link the deformation and stress fields related to the various stages of the dam life (end of construction, filling, normal operating and rapid drawdown).

After introducing the principles on which the suggested approach is based and the innovative tools that make the approach feasible, an illustrative example of the approach is presented on the real case of the Taksebt dam.

We show that in contrary to the conventional methods which cannot take account of some phases of the life of the dam (process of filling and drawdown...), the approach suggested is able to simulate all the facets of the behavior of the dam during its whole history.

Key words : Stability, earth dam, hydromechanic, innovative approach, pluridisciplinary, conventional methods, filling, drawdown.

LISTE DES FIGURES

<i>Fig 1.1: Barrage poids en béton (CFBR, 2012).</i>	5
<i>Fig 1.2: Barrage voûte (CFBR, 2012).</i>	5
<i>Fig 1.3: Barrage à contreforts.</i>	5
<i>Fig 1.4: Schématisation d'un barrage souple (CFBR, 2012).</i>	6
<i>Fig 1.5: Poussée hydrostatique et des sédiments.</i>	7
<i>Fig 1.6: Sous-pression dans un barrage.</i>	7
<i>Fig 1.7: Schématisation de l'effet de la houle et du vent.</i>	8
<i>Fig 1.8: Pression dynamique de la houle.</i>	8
<i>Fig 1.9: Barrage en terre homogène (CFBR, 2012).</i>	9
<i>Fig 1.10: Barrage en terre zoné.</i>	10
<i>Fig 1.11: Barrage en terre à masque amont.</i>	10
<i>Fig 1.12: Parties constitutives d'un barrage en terre (USBR, 1987).</i>	11
<i>Fig 1.13: Principe de la surverse (Fauchard et Mériaux, 2004).</i>	12
<i>Fig 1.14: Principe de l'érosion régressive (Fauchard and Mériaux, 2004).</i>	12
<i>Fig 1.15: Renard dans un barrage (Lautrin, 2002).</i>	13
<i>Fig 1.16: Principe de la suffusion (Lafleur, 1999).</i>	13
<i>Fig 1.17: Rupture du barrage de Teton (USA) (Bouhlali, 2006).</i>	14
<i>Fig 1.18: Rupture par glissement du talus du barrage (Bouaicha, 2013).</i>	14
<i>Fig 1.19: Stabilité des talus et de fondation d'une digue.</i>	14
<i>Fig 1.20: Barrage inférieur de San Fernando après le séisme de 1971 (Handra, 2009).</i>	16
<i>Fig 1.21: Scenarios de sollicitation d'un barrage en remblai (Maurice et al., 1999).</i>	18
<i>Fig 2.1: Forces agissant sur la masse de terrain en glissement potentiel.</i>	21
<i>Fig 2.2: Formes de la surface de glissement (Rahmani, 2011).</i>	22
<i>Fig 2.3: Forces agissantes sur une tranche.</i>	23
<i>Fig 2.4: Types de fonctions $f(x)$.</i>	27
<i>Fig 2.5: Fonction de force inter tranche-moitié sinus.</i>	28
<i>Fig 2.6: Facteur de sécurité en fonction de λ (Krahn, 2008).</i>	28
<i>Fig 2.7: Conditions pour une surface de glissement circulaire simple.</i>	30
<i>Fig 2.8: Situation pour une surface de glissement plane.</i>	30
<i>Fig 2.9: Situation pour une surface de glissement composée.</i>	31
<i>Fig 2.10: Sensibilité de F_m et F_f (Benouis, 2010).</i>	32
<i>Fig 3.1: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement (Duncan et Wright, 2005).</i>	34
<i>Fig 3.2: Domaine (frontières) d'étude de stabilité.</i>	37
<i>Fig 3.3: Facteur de sécurité en fonction des frontières choisies.</i>	37
<i>Fig 3.4: Point de calcul des contraintes tangentielles.</i>	38

Fig 3.5: Histogramme des contraintes tangentielles aux frontières (R,L).....	38
Fig 3.6: Cercle de Mohr aux frontières.	38
Fig 3.7: Influence du domaine choisi.	39
Fig 3.8: Géométrie de la pente.....	40
Fig 3.9: Bilan de forces sur une tranche par LEM.	44
Fig 3.10: Contraintes géostatiques par SAM.....	44
Fig 3.11: Contraintes normales dans les tranches.	45
Fig 3.12: Facteurs de sécurité locaux dans les tranches.	45
Fig 3.13: Chargements négligés par LEM.....	46
Fig 3.14: Bilan de forces dans les tranches.	46
Fig 3.15: Mauvaise prise en charge du chargement par LEM.	46
Fig 3.16: Concentration de contrainte capturées par LEM et SAM.....	47
Fig 3.17: Facteur de sécurité en fonction de l'inclinaison du talus.	48
Fig 3.18: Influence de la pente sur l'état de contrainte dans le talus.	48
Fig 3.19: Position de la surface de rupture potentielle.	49
Fig 3.20: Résistance et cisaillement mobilisé en élasticité.	50
Fig 3.21: Facteurs de sécurité locaux inférieur à 1.....	50
Fig 3.22: Dépassement de résistance en élasticité.	51
Fig 3.23: Principe de réduction de résistance (MIDAS GTS NX, 2014).	52
Fig 3.24: Variation de F_s en fonction de SRF.	53
Fig 3.25: Configuration de la pente étudiée.	53
Fig 3. 26: Distribution de Résistance disponible et Cisaillement mobilisé.	54
Fig 3.27: Evaluation des facteurs de sécurité locaux.	55
Fig 3.28: Champ des déplacements dans la pente à l'équilibre limite.	55
Fig 3.29: Résultats de l'approche SRM-LEM.	56

Fig 4.1: Etat de l'eau dans les sols (Philipponnat et Hubert, 2000).	58
Fig 4.2: Représentation des sols non saturés (Delage et al., 2001a).	59
Fig 4.3: Distribution de la pression interstitielle dans un capillaire (Lancellota, 1995).	59
Fig 4.4: Courbe de rétention d'eau d'un sol non saturé en cours de séchage (Li, 2000).	61
Fig 4.5: Perméabilité k_w d'un sol non saturé (Li, 2000).	62
Fig 4.6: Essai sur un limon compacté, (Cui, 1993).	62
Fig 4.7: Variations des modules de Young et de cisaillemen, (Cui, 1993).	63
Fig 4.8: Principe de contrainte effective dans un sol saturé, (Delage et al., 2001b).	63
Fig 4.9: Diagramme de résistance de cisaillement à trois dimensions.	66
Fig 4.10: Illustration de θ_s, θ_r utilisées dans l'équation (4.10), (Krahn, 2013).	67
Fig 4.11: Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau.	68
Fig 4.12: Forces intertranche quand les forces d'écoulement sont considérées (Krahn, 2008).	69
Fig 4.13: Pression interstitielle avec une ligne piézométrique.	70
Fig 4.14: Modélisation de la pression interstitielle par une ligne piézométrique.	70
Fig 4.15: Analyse de résistance au cisaillement du sol non saturé.	71
Fig 4.16: Courbe de rétention d'eau.	71

<i>Fig 4.17: Composantes de résistance au cisaillement du sol non saturé.</i>	72
<i>Fig 4.18: Calculer les pressions interstitielles par un module d'écoulement.</i>	73
<i>Fig 4.19: fonctions de conductivité hydraulique simplifiées.</i>	74
<i>Fig 4.20: Illustration vecteurs vitesses d'écoulement.</i>	75
<i>Fig 4.21: Pressions interstitielles à la base des tranches.</i>	75
<i>Fig 4.22: Contribution des composantes de résistance le long de surface de glissement.</i>	76
<i>Fig 4.23: Surfaces de glissement sans et avec effet de la succion.</i>	76

<i>Fig 5.1: Instabilité hydraulique des barrages en terre (Le Delliou, 2003).</i>	77
<i>Fig 5.2: Variation de la sensibilité au glissement selon la position de la ligne de saturation (Lautrin, 2003).</i>	79
<i>Fig 5.3: Conditions aux limites d'un écoulement dans un barrage.</i>	81
<i>Fig 5.4: Modèle numérique d'un barrage en terre (exemple de référence).</i>	82
<i>Fig 5.5: Caractéristiques hydrauliques du matériau considéré.</i>	83
<i>Fig 5.6: Surface phréatique et de suintement dans un barrage homogène.</i>	83
<i>Fig 5.7: Charges de pression sur le talus aval.</i>	84
<i>Fig 5.8: Profil des pressions interstitielles.</i>	84
<i>Fig 5.9: Chemins et réseau d'écoulement à travers le barrage homogène.</i>	84
<i>Fig 5.10: Débits de fuite à travers le barrage.</i>	85
<i>Fig 5.11: Ecoulement non confiné dans un barrage en terre.</i>	86
<i>Fig 5.12: Ecoulement avec une perméabilité constante.</i>	86
<i>Fig 5.13: Système de drainage dans un barrage en terre (Femmam, 2011).</i>	87
<i>Fig 5.14: Effet du drain sur la surface phréatique.</i>	88
<i>Fig 5.15: Modélisation de la composante réelle du drain.</i>	88
<i>Fig 5.16: Résultat de simulation réelle du drain.</i>	88
<i>Fig 5.17: Débits de fuite dans le drain.</i>	89
<i>Fig 5.18: Effet de la longueur du tapis drainant sur l'écoulement.</i>	89
<i>Fig 5.19: Position de la ligne phréatique dans un barrage homogène à drain cheminée vertical (Lautrin, 2003).</i>	90
<i>Fig 5.20: Barrage homogène équipé d'un drain cheminée combiné avec un tapis drainant.</i>	91
<i>Fig 5.21: Caractéristiques hydrauliques des matériaux du barrage à noyau.</i>	91
<i>Fig 5.22: Effet de la présence du noyau sur les infiltrations.</i>	92
<i>Fig 5.23: Surface de rupture du talus amont et aval du barrage homogène sans tapis drainant.</i>	93
<i>Fig 5.24: Pressions interstitielles le long des surfaces de rupture des talus amont.</i>	93
<i>Fig 5.25: Pressions interstitielles le long des surfaces de rupture des talus aval.</i>	94
<i>Fig 5.26: Résistance apportée par le matériau du drain.</i>	95
<i>Fig 5.27: Surface de rupture à l'aval du barrage à noyau.</i>	96
<i>Fig 5.28: Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis drainant.</i>	96
<i>Fig 5.29: Effet de la longueur du drain sur la stabilité du barrage.</i>	96
<i>Fig 5.30: Effet de la hauteur d'eau dans le réservoir sur la stabilité du barrage.</i>	97
<i>Fig 5.31: Fonction de vidange.</i>	98
<i>Fig 5.32: Propriétés de matériau pour l'analyse transitoire (vidange).</i>	99

<i>Fig 5.33: Coefficient de compressibilité volumique.....</i>	<i>99</i>
<i>Fig 5.34: Comportement de la digue pendant la vidange.....</i>	<i>99</i>
<i>Fig 5.35: Dissipation des pressions interstitielles sur l'amont du barrage au cours de la vidange.....</i>	<i>100</i>
<i>Fig 5.36: Stabilité de l'amont pendant la vidange par étapes.....</i>	<i>100</i>
<i>Fig 5.37: Evolution du facteur de sécurité pendant et après la vidange progressive.....</i>	<i>100</i>
<i>Fig 5.38: Evolution du facteur de sécurité pendant et après la vidange instantanée.....</i>	<i>101</i>
<i>Fig 5.39: Combinaison des positions de la surface phréatique en remplissage et vidange. .</i>	<i>102</i>
<i>Fig 5.40: Variation de F_s du talus amont pour différents taux de vidange.....</i>	<i>102</i>
<i>Fig 5.41: Effet de la perméabilité pendant la vidange.....</i>	<i>103</i>
<i>Fig 5.42: Effet de la perméabilité sur la stabilité du barrage.....</i>	<i>104</i>
<i>Fig 6.1: Présentation du barrage de Taksebt.....</i>	<i>106</i>
<i>Fig 6.2: Coupe type transversale du barrage de Taksebt.....</i>	<i>107</i>
<i>Fig 6.3: Coupe transversale du barrage modélisée.....</i>	<i>109</i>
<i>Fig 6.4: Schématisation d'une phase de construction.....</i>	<i>111</i>
<i>Fig 6.5: Déplacements verticaux dans l'axe du barrage à la fin de construction de chacune des phases.....</i>	<i>112</i>
<i>Fig 6.6: Section horizontale sous la base du noyau.....</i>	<i>112</i>
<i>Fig 6.7: Déplacements verticaux de la section (Fig 6.6) à la fin de chacune des phases. ...</i>	<i>112</i>
<i>Fig 6.8: Cisaillement du noyau auteur de la galerie.....</i>	<i>113</i>
<i>Fig 6.9: Iso-contraintes verticales totales - Fin de construction.....</i>	<i>113</i>
<i>Fig 6.10: Déformée du barrage - Fin de construction (x20).....</i>	<i>114</i>
<i>Fig 6.11: Stabilité amont et aval - Fin de construction.....</i>	<i>114</i>
<i>Fig 6.12: Stabilité amont et aval- Réservoir vide.....</i>	<i>115</i>
<i>Fig 6.13: Stabilité amont et aval par LEM - Réservoir vide.....</i>	<i>115</i>
<i>Fig 6.14: Graphe indiquant l'historique de la mise en eau (ANBT, 2002).....</i>	<i>116</i>
<i>Fig 6.15: Principales étapes de la mise en eau.....</i>	<i>117</i>
<i>Fig 6.16: Fonction de remplissage introduite dans les calculs (Seep/W).....</i>	<i>117</i>
<i>Fig 6.17: Migration de la ligne de saturation pendant le remplissage.....</i>	<i>118</i>
<i>Fig 6.18: Pression interstitielle sur le front amont - Remplissage.....</i>	<i>118</i>
<i>Fig 6.19: Circulation de l'eau dans la digue.....</i>	<i>119</i>
<i>Fig 6. 20: Stabilité pendant remplissage - Talus amont.....</i>	<i>120</i>
<i>Fig 6.21: Variation du coefficient de sécurité pendant le remplissage - Talus amont.....</i>	<i>120</i>
<i>Fig 6.22: Stabilité pendant le remplissage - Talus aval.....</i>	<i>121</i>
<i>Fig 6.23: Stabilité amont et aval par LEM - Retenue partielle.....</i>	<i>121</i>
<i>Fig 6.24: Lignes de saturation en régime transitoire - Retenue pleine.....</i>	<i>122</i>
<i>Fig 6.25: Ligne de saturation en régime permanent - Retenue pleine.....</i>	<i>123</i>
<i>Fig 6.26: Lignes équipotentiels et chemins d'écoulements.....</i>	<i>123</i>
<i>Fig 6.27: Vecteurs de vitesse d'écoulement.....</i>	<i>123</i>
<i>Fig 6.28: Lignes isobariques (m).....</i>	<i>124</i>
<i>Fig 6.29: Importance des drains horizontaux.....</i>	<i>124</i>
<i>Fig 6.30: Débits de fuite sur le front amont.....</i>	<i>124</i>

<i>Fig 6.31: Situation des sections d'évaluation des débits de fuite.</i>	125
<i>Fig 6.32: Retenue pleine - Talus aval.</i>	126
<i>Fig 6.33: Variation du coefficient de sécurité du talus amont en retenue pleine - Régime transitoire.</i>	127
<i>Fig 6.34: Stabilité du talus amont en retenue pleine - Régime permanent.</i>	127
<i>Fig 6.35: Stabilité amont et aval par LEM - Retenue pleine.</i>	128
<i>Fig 6.36: Courbe de vidange rapide de la retenue (ANBT, 2002).</i>	129
<i>Fig 6.37: Fonction de vidange introduite dans le module d'écoulement (Seep/W).</i>	129
<i>Fig 6.38: Lignes de saturation pendant la vidange.</i>	130
<i>Fig 6.39: Dissipation des pressions interstitielles sur le parement amont pendant la vidange.</i>	130
<i>Fig 6.40: Pressions interstitielles au quatrième (4) jour de la vidange.</i>	131
<i>Fig 6.41: Stabilité du talus aval après 4 jours de la vidange.</i>	131
<i>Fig 6.42: Variation de stabilité pendant la vidange - Talus amont.</i>	132
<i>Fig 6.43: Variation du coefficient de sécurité pendant la vidange - Talus amont.</i>	133
<i>Fig 6.44: Stabilité amont et aval par LEM - Vidange rapide.</i>	134
<i>Fig 6.45: Variation de stabilité du talus amont du barrage Taksebt pendant les différentes phases de la vie du barrage.</i>	135

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tab 2.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, Lambe (1973).</i>	21
<i>Tab 2.2: Equations statiques satisfaites et forces inter tranches dans les diverses méthodes.</i>	26
<i>Tab 2.3: Surface de rupture circulaire.</i>	26
<i>Tab 2.4: Surface de rupture quelconque.</i>	26

<i>Tab 3.1: Caractéristiques du matériau.</i>	37
<i>Tab 3.2: Paramètres d'entrée de la SAM et LEM.</i>	39
<i>Tab 3.3: Résultats de F_s sur la pente homogène.</i>	41
<i>Tab 3.4: Résultats de F_s sur la pente hétérogène.</i>	41
<i>Tab 3.5: Données de problème analysé.</i>	42
<i>Tab 3.6: Cas de chargement.</i>	43
<i>Tab 3.7: Comparaison des résultats de la SAM avec LEM.</i>	44
<i>Tab 3.8: Propriétés des pentes étudiées.</i>	47
<i>Tab 3.9: Propriétés de la pente analysée.</i>	53
<i>Tab 3.10: Résultats d'analyse.</i>	54

<i>Tab 4.1: Valeurs du coefficient de perméabilité des sols.</i>	61
<i>Tab 4.2: caractéristiques des matériaux.</i>	74

<i>Tab 5.1: Pressions interstitielles sur la pente aval.</i>	83
<i>Tab 5.2: Propriétés des matériaux pour l'étude de stabilité.</i>	92
<i>Tab 5.3: Résultats d'analyse de stabilité.</i>	93
<i>Tab 5.4: Valeurs de F_s en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir.</i>	97

<i>Tab 6.1: Caractéristiques générales du barrage de Taksebt.</i>	107
<i>Tab 6.2: Caractéristiques hydrauliques des matériaux utilisés.</i>	108
<i>Tab 6.3: Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés.</i>	109
<i>Tab 6.4: Facteurs de sécurité minimum admissibles pour les barrages en remblai (USACE, 2003).</i>	110
<i>Tab 6.5: Débit de fuite à chaque section.</i>	126

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	I
REMERCIEMENTS	II
ملخص	III
RESUME.....	III
ABSTRACT	IV
LISTE DES FIGURES	V
LISTE DES TABLEAUX	X
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1: PRESENTATION DES BARRAGES EN TERRE.....	4
I.1. Introduction.....	4
I.2. Définition et fonction du barrage	4
I.3. Types des barrages	4
I.4.1. Sollicitations statiques.....	6
I.4.2. Sollicitations dynamiques	7
I.5. Barrages en terre	8
I.5.1. Types des barrages en terre	9
I.5.2. Description des parties constitutives d'un barrage en terre zoné.....	11
I.5.3. Principaux modes de rupture des barrages en terre.....	11
I.6. Enjeux de la rupture d'un barrage	16
I.7. Stabilité des barrages en terre	16
I.8. Conclusion	19
CHAPITRE 2: PRESENTATIONS DES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES TALUS.....	20
II.1. Introduction.....	20
II.2. Problème de la stabilité des talus	20
II.3. Méthodes de calcul de la stabilité	21
II.3.1. Méthodes de calcul à la rupture	21
II.3.1.1. Méthodes d'équilibre limite LEM 'Limit Equilibrium Methods'	22
II.4. Différentes Méthodes d'équilibre limite	25
II.4.1. Comparaison des méthodes d'équilibre limite	25
II.4.2. Méthode générale d'équilibre limite GLE 'General limit equilibrium'.....	27
II.4.3. Influence de la forme de surface de glissement	29
II.5. Synthèse de la comparaison des méthodes d'équilibre limite	31
II.6. Méthodes d'éléments finis pour l'analyse de la stabilité des pentes et talus	32
II.7. Conclusion	33

CHAPITRE 3: ANALYSE DES LIMITATIONS DES METHODES D'EQUILIBRE LIMITE	34
III.1. Introduction	34
III.2. Limitations des méthodes d'équilibre limite.....	34
III.3. Possibilités d'amélioration des méthodes d'équilibre limite 'LEM'	35
III.3.1. Présentation de la méthode 'SAM' (Stress Analysis Method)	36
III.3.2. Mise en œuvre de la SAM.....	37
III.3.2.1. Sensibilité de la solution au domaine d'étude choisi	37
III.3.2.2. Sensibilité aux paramètres d'entrée de la SAM	39
III.4. Illustration des limitations des méthodes 'LEM' par la 'SAM'.....	42
III.4.1. Influence de la distribution des contraintes sur la stabilité du talus	43
III.4.2. Influence de la pente du talus	47
III.4.3. Synthèse de la comparaison ente LEM et SAM	49
III.5. Difficultés de la méthode SAM (Redistribution des contraintes).....	49
III.6. Analyse de la stabilité par les méthodes SRM (Strength Reduction Method).	51
III.6.1. Analyse de stabilité par l'approche SRM-LEM.....	52
III.7. Conclusion.....	56
CHAPITRE 4: L'EAU DANS LA STABILITE DES PENTES ET TALUS.....	58
IV.1. Introduction.....	58
IV.2. Différents états de l'eau dans le sol	58
IV.3. Particularités des sols non saturés	59
IV.3.1. Courbes de rétention d'eau	60
IV.3.2. Perméabilité à l'eau	61
IV.3.3. Effet de la succion sur le comportement mécanique des sols	62
IV.3.4. Notion de contrainte effective pour les sols non saturés	63
IV.4. Ecoulement de l'eau dans le sol.....	64
IV.5. Analyse de la stabilité des pentes en présence d'eau	65
IV.5.1. Prise en compte de la succion dans le problème de la stabilité des pentes	65
IV.5.2. Résistance au cisaillement des sols non saturés	66
IV.5.3. Modification de l'analyse de la stabilité des pentes en tenant compte de la succion.....	67
IV.5.4. Prise en charge des forces de l'eau dans la stabilité des pentes	69
IV.6. Prise en charge des pressions interstitielles par LEM	70
IV.6.1. Pressions interstitielles avec des lignes piézométriques.....	70
IV.7. Modélisation des pression interstitielles par le module d'écoulement (SEEP).....	72
IV.7.1. Amélioration des formulations LEM (SEEP-LEM).....	73
IV.8. Conclusion	76

CHAPITRE 5: STABILITE HYDROMECHANIQUE DES TALUS DES BARRAGES EN TERRE	77
V.1. Introduction	77
V.2. Etude de la stabilité hydromécanique des barrages en terre	77
V.2.1. Stabilité hydraulique.....	77
V.2.1.1. Etude des infiltrations dans les barrages en terre.....	78
V.2.2. Stabilité mécanique	78
V.2.2.1. Différentes phases de l'étude de stabilité	79
V.3. Modélisation des barrages en terre	80
V.4. Exemples d'application de l'analyse de stabilité hydromécanique des barrages.....	82
V.4.1. Analyse de la stabilité hydraulique.....	82
V.4.1.1. Partie 01: Barrage homogène sans drain	82
V.4.1.2. Partie 02: Barrage homogène avec drain	86
V.4.1.3. Partie 03: Barrage à noyau.....	91
V.4.2. Analyse de la stabilité hydromécanique des exemples d'application	92
V.4.2.1. Effet de la longueur du drain sur la stabilité hydromécanique	96
V.4.2.2. Effet du niveau de l'eau dans le réservoir sur la stabilité hydromécanique de la digue... ..	97
V.5. Etude de la stabilité des talus des barrages pendant la vidange du réservoir.....	98
V.5.1. Effet du taux de vidange sur la stabilité des talus de barrages	102
V.5.2. Effet de la perméabilité sur la stabilité des talus de barrages	103
V.6. Conclusion.....	104
CHAPITRE 6: ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DU BARRAGE DE TAKSEBT SOUS CHARGE STATIQUE	106
VI.1. Introduction.....	106
VI.2. Barrage de Taksebt.....	106
VI.2.1. Description du barrage	106
VI.2.....	107
2. Caractéristiques géométriques.....	107
VI.2.3. Caractéristiques des matériaux.....	108
VI.2.4. Modélisation du barrage.....	109
VI.3. Analyses de stabilité du barrage.....	110
VI.3.1. Fin de construction.....	111
VI.3.1.1. Evaluation des tassements.....	111
VI.3.1.2. Stabilité des parements en fin de construction	114
VI.3.1.3. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM	115
VI.3.2. Remplissage de la retenue	116

VI.3.2.1. Historique de la mise en eau	116
VI.3.2.2. Infiltrations en phase de remplissage	117
VI.3.2.3. Stabilité des parements en phase de remplissage	119
VI.3.2.4. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM	121
VI.3.3. Du régime transitoire au régime permanent en exploitation normale	122
VI.3.3.1. Infiltrations en retenue pleine.....	122
VI.3.3.2. Stabilité des parements en retenue pleine.....	126
VI.3.3.3. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM	127
VI.3.4. Vidange rapide	128
VI.3.4.1. Infiltration pendant la vidange rapide	129
VI.3.4.2. Stabilité des parements en vidange rapide	131
VI.3.4.3. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM	133
VI.4. Synthèse des analyses	134
VI.5. Conclusion	136
CONCLUSION GENERALE	138
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	141

INTRODUCTION GENERALE

1- Problématique

Les barrages en terre sont souvent considérés comme des ouvrages spécifiques au vu de la variété des phénomènes qui les conditionnent. Ces phénomènes se déclinent sous différentes disciplines; matériaux constitutifs avec leur comportement, sollicitations de nature statique, dynamique, climatique (infiltration pluviale, évapotranspiration,...). Intervient sur la stabilité des versants du barrage, l'érosion hydrique ainsi que le couvert végétal de la région.

Une telle approche globale qui considère tous les aspects cités n'est pas aisée. Elle requiert en plus des outils mathématiques adaptés, l'intervention de plusieurs spécialistes.

De nos jours, la construction des barrages en terre pose de nombreux problèmes aux hydrauliciens et aux géotechniciens qui travaillent presque indépendamment les uns des autres, les autres aspects étant négligés. Les hydrauliciens étudient les écoulements au sein du barrage pour évaluer les débits de fuites. Les géotechniciens analysent la stabilité des talus du barrage. Les deux études étant complètement séparées.

A défaut de considérer tous les paramètres, l'étude de telles structures devrait prendre en compte les plus influents dans une approche pluridisciplinaire.

2- Travail réalisé

A la lumière des avancées constatées sur les nouveaux outils de modélisation, on propose dans le cadre de ce mémoire les grandes lignes d'une approche type pluridisciplinaire pour l'analyse de la stabilité des talus du barrage.

On illustre l'approche par la considération associée des aspects mécanique et hydrique uniquement. On analyse les problèmes relatifs aux écoulements et infiltrations qui se réalisent à travers le corps du remblai. Ces écoulements mettent en danger la stabilité du barrage et provoquent des tassements et des déformations importants.

La stabilité des barrages en terre dépend de leur géométrie, des propriétés des matériaux utilisés et des sollicitations mécaniques et hydrauliques auxquelles ils sont soumis. Les pressions interstitielles subissent des variations importantes pendant les différentes phases de la vie du barrage (fin de construction, remplissage, exploitation normale et lors d'une vidange). La stabilité d'un barrage en terre est fortement conditionnée par celle de ses versants amont et aval. L'étude de stabilité d'un barrage utilise les méthodes générales d'étude de la stabilité des talus. Dans le cas statique, l'étude de stabilité d'un remblai est étroitement liée aux états des pressions interstitielles, et l'évaluation des infiltrations qui s'établissent dans le corps du remblai.

La prise en compte de l'ensemble de ces facteurs (saturation partielles, écoulement en zone saturé et non saturé, dissipation des pressions...) dans le dimensionnement des ouvrages en terre en générale et des barrages en terre en particulier est un problème difficile. Malgré

l'expérience acquise avec la construction des remblais, il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode de calcul globale de ce type de structure, surtout lorsqu'il s'agit de barrages.

Les calculs classiques reposent souvent sur des études découplées et séparées (stabilité hydraulique, mécanique).

On est alors amené dans la plupart des cas à poser des hypothèses peu représentatives du comportement réel de l'ouvrage. Il était donc nécessaire d'envisager des approches de calcul "pluridisciplinaires" permettant l'association entre les différents aspects géotechnique et hydraulique et susceptibles d'analyser son comportement hydromécanique avec une liaison entre les différents facettes de sa vie.

Le travail entrepris dans ce mémoire expose une nouvelle approche pour l'évaluation de la stabilité hydromécanique des barrages en terre et présente une méthodologie de modélisation en vue de simuler son comportement pendant les différentes phases de sa vie, en commençant par analyser au préalable le phasage des travaux de construction de l'ouvrage et d'analyser l'impact de la stabilité globale de la digue sur celle de ses versants.

Avec cette approche l'analyse de stabilité est effectuée avec des liaisons entre les différentes phases de la vie du barrage en faisant intervenir les contraintes, les infiltrations, la distribution des pressions et les déformations. Pour ce faire, on fait appel à des outils de modélisation adaptés (logiciel Geostudio) à une telle démarche.

Afin de faire ressortir l'apport de l'approche présentée dans ce travail, on étudie le cas du barrage en remblai zoné de Taksebt. Les résultats obtenus par l'approche "globale" sont comparés à ceux donnés par les analyses ordinaires par les méthodes d'équilibre limite.

Le calcul de stabilité des talus amont et aval du barrage est effectué pour les différentes phases de sa vie; pendant et en fin de construction, pendant sa première mise en eau et lors du processus de remplissage de la retenue, en exploitation normale et durant une vidange rapide du réservoir.

3- Organisation du mémoire

Le travail réalisé est rapporté dans un mémoire structuré en six (06) chapitres :

Après une introduction générale situant la problématique et les objectifs de l'étude, le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique relative à la définition et présentation des différents types des barrages en terre et les mode de rupture susceptibles de se produire sur ces ouvrages et les dégâts engendrés. On a également rappelé les études de stabilité qui doivent être menées pour les barrages en terre.

Dans le deuxième chapitre, on rappelle les méthodes générales d'étude de la stabilité des talus. Les principes fondamentaux et les hypothèses qui sous-tendent les formulations de l'équilibre limite sont présentés.

Dans le troisième chapitre, on illustre les principales limitations des méthodes d'équilibre limite. On décrit une nouvelle méthode permettant de surmonter ces limitations et d'améliorer ces méthodes en gardant toujours le principe fondamental de l'équilibre limite.

On consacre le quatrième chapitre pour rappeler les notions fondamentales utilisées pour la description du comportement mécanique de l'eau dans les sols (statique ou influencée par des régimes d'écoulements permanents ou transitoires). On présente notamment l'effet de la succion des sols non saturés et les forces d'écoulements de l'eau dans les sols ainsi que leurs effets tels que pris dans les méthodes de stabilité des talus.

Dans le cinquième chapitre, on analyse les différentes facettes du comportement des barrages en terre. On étudie en particulier l'effet des pressions interstitielles sur la stabilité des talus amont et aval du barrage, pendant les différentes phases de sa vie. On réalise des études paramétriques dans le but de faire apparaître les paramètres potentiels qui influencent les régimes d'écoulement et la stabilité hydromécanique du barrage.

Afin d'illustrer les différents principes présentés, on se base sur des exemples. Les exemples utilisés sont souvent empruntés à la littérature du sujet et notamment la documentation de logiciel utilisé. Ces exemples sont complétés et utilisés pour des analyses paramétriques.

Dans le sixième chapitre, on présente la simulation numérique du comportement hydromécanique d'un cas réel de barrage en terre zoné, celui de Taksebt. Afin de faire ressortir l'apport de l'approche présentée dans ce travail, on compare les résultats obtenus par cette approche "globale" à ceux donnés par les analyses ordinaires par les méthodes conventionnelles d'équilibre limite.

Le mémoire se termine par une conclusion générale qui rappelle l'apport de l'approche proposée et présente des perspectives de poursuite du travail.

CHAPITRE 1: PRÉSENTATION DES BARRAGES EN TERRE

I.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente quelques notions sur les barrages. On introduit leurs types et les diverses sollicitations qu'ils subissent. On s'intéresse dans un second lieu à un type particulier, les barrages en terre. Pour cette catégorie de barrages, on met en exergue aussi, les modes de rupture susceptibles de se développer et les conséquences engendrées par ces ruptures.

On arrive enfin à l'objet de ce chapitre, qui est de fournir quelques indications, à même d'illustrer les principes classiquement utilisés pour étudier la stabilité de ces ouvrages.

I.2. Définition et fonction du barrage

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel (causé par l'accumulation de matériaux à la suite de mouvements de terrain) établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau.

Les barrages artificiels doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique à chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche, ou rendue étanche, en amont.

Des ouvrages annexes sont associés au barrage, tels que les évacuateurs de crues, les prises d'eau, les turbines, les vidanges de fond,... (MEDD, 2004).

Un barrage donne à l'homme un réservoir d'eau, susceptible d'être employée pour assurer plusieurs finalités.(CFBR, 2004)

- l'irrigation des terres cultivées,
- l'alimentation en eau potable des collectivités humaines,
- la régularisation des crues,
- la production hydroélectrique,
- l'utilisation touristique et sportive d'un plan d'eau,
- l'élevage de poissons, ...

I.3. Types des barrages

Les barrages peuvent être classés en un certain nombre de catégories, en fonction de l'objet de la classification. Les barrages sont classés en fonction de leur utilisation, de leur conception hydraulique, ou des matériaux utilisés dans leur construction (USBR, 1987).

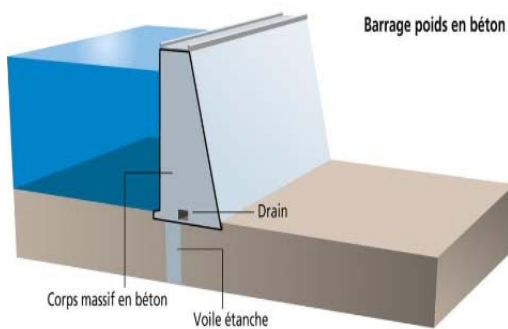
Généralement, et de manière succincte, on peut distinguer deux types de barrages selon les matériaux qui les composent:

□ Barrages rigides

Les barrages rigides sont en béton. Leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses saines et peu déformables et leur coût n'est raisonnable que si la cuvette se ferme sur un verrou de faible largeur, facile à obstruer. Dans cette catégorie (Durand, 1996), on distingue :

- **Barrages-poids**

Les barrages poids (Fig 1.1), à profil généralement triangulaire, utilisés dans les vallées larges, résistent à la poussée de l'eau par leur seul poids.



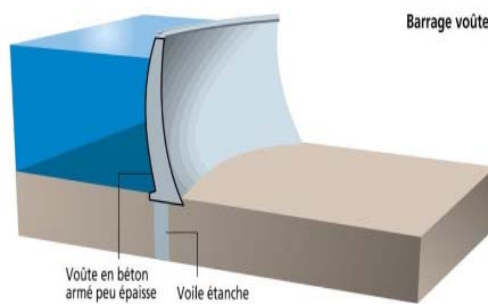
(a) Schématisation d'un barrage poids en béton.

(b) Barrage du Riou (France).

Fig 1.1: Barrage poids en béton (CFBR, 2012).

- **Barrages-voûtes**

Les barrages voûtes (Fig 1.2), sont utilisés dans les vallées étroites. Ils ont une forme convexe tournée vers l'amont, qui permet de reporter la plus grande partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc.



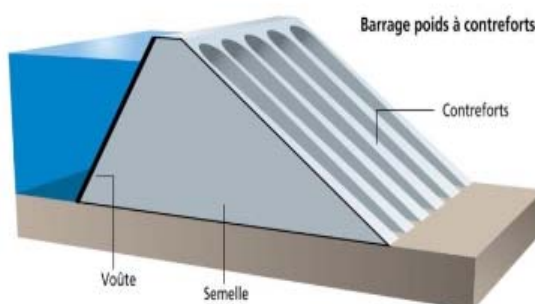
(a) Schématisation d'un Barrage voûte.

(b) Barrage de Bort-Les-Orgues (France).

Fig 1.2: Barrage voûte (CFBR, 2012).

- **Barrages à contreforts**

Les barrages à contreforts (Fig 1.3), sont utilisés généralement dans les vallées trop larges pour accueillir un barrage voûte et dans lesquelles la construction d'un barrage poids, nécessitant beaucoup de matériaux se révélerait trop onéreuse. Les contreforts redirigent l'effort sur la fondation rocheuse de la vallée.



(a) Schématisation d'un Barrage à contreforts.

(b) Barrage de Roselend (France).

Fig 1.3: Barrage à contreforts.

□ Barrages en remblai «souples»

Les barrages souples utilisent des matériaux de construction de différentes natures; terre, enrochements et gabions. Ils sont capables de suivre sans trop de dommages les mouvements de leur substratum (Durand, 1996).

Ce type de barrage s'accommode des fondations moins performantes que pour les barrages en béton. La conception de ces ouvrages est fortement dépendante de la quantité de remblai de qualité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate (les volumes sont tels qu'un gisement éloigné augmenterait fortement le prix du barrage à cause des frais de transport) (CFBR, 2012).

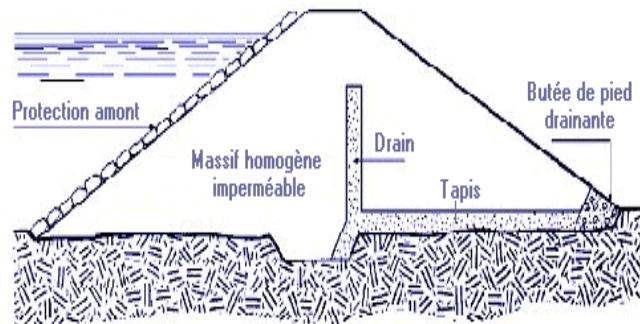


Fig 1.4: Schématisation d'un barrage souple (CFBR, 2012).

I.4. Sollicitations dans un barrage

Comme son nom l'indique, un barrage est une construction édifiée au travers d'une vallée pour des fins plus ou moins diverses. En tant que tel, il est soumis à des forces de natures diverses et complexes.

Ces forces sont à nos jours encore mal connues et sont jusqu'à présent déterminées par des méthodes empiriques ou semi-empiriques. Cependant, on est arrivé à les classer en deux catégories distinctes: les forces d'origine statique et celles d'origine dynamique couvrant aussi bien les effets de la houle que du tremblement de terre (Bocove, 1991).

I.4.1. Sollicitations statiques

Les forces de nature statique peuvent être groupées en quatre (4) catégories :

□ Poussée des eaux et des sédiments saturés

La pression de l'eau sur le barrage est l'une des principales forces qui le sollicitent. La pression hydrostatique varie linéairement, de la pression nulle à la surface de l'eau jusqu'à un maximum au fond du cours d'eau (Fig 1.5.a). A une profondeur h:

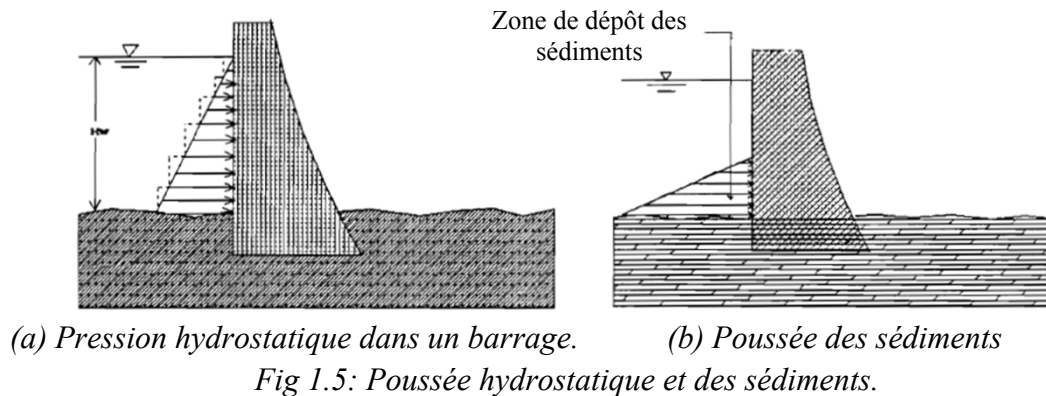
$$P_h = \gamma_w \cdot h \quad [1.1]$$

γ_w est le poids volumique de l'eau.

Du fait de la variation de la profondeur dans le bassin, cette force n'est pas constante dans le temps. Dans la conception d'un barrage, les calculs doivent être faits pour la profondeur maximale prévue par les investigations hydrologiques.

La poussée des terres est une force de même nature que celles hydrostatiques (Fig 1.5.b). Ici, les sédiments qui se déposent suite aux conditions favorables de décantation engendrées par l'ouvrage exercent sur le parement amont du barrage une poussée active.

Le modèle sera identique à celui qui précède mais il s'étend seulement sur la hauteur de dépôt des sédiments.



□ La sous-pression

Lorsque la porosité du sol de fondation le permet, l'eau y pénètre et il en résulte une distribution trapézoïdale de pression à la surface de la base du barrage.

Cette sous-pression (Fig 1.6), a tendance à soulever le barrage et à le tourner autour de la ligne aval de la base du barrage.

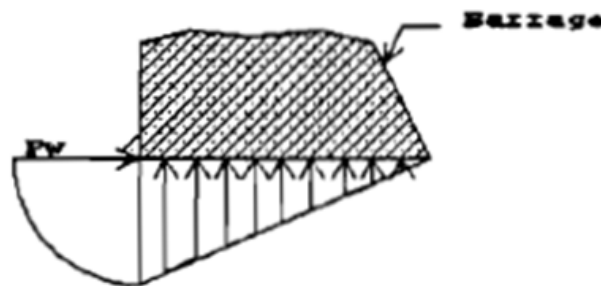


Fig 1.6: Sous-pression dans un barrage.

□ Poids propre du barrage

Le poids propre du barrage agit comme une force stabilisante.

□ Variation de température et tassements

Les variations de température et les tassements sont sources de contraintes dans le massif du barrage. De plus, les variations de température peuvent modifier les propriétés intrinsèques du matériau. Il est donc important, surtout dans les pays à fortes variations de température, de prendre en compte les effets thermiques.

Quant aux tassements, ils ont pour origine un mauvais compactage du sol d'assise (non homogène ou insuffisant). Le cas le plus dangereux est causé par des tassements locaux ou différentiels qui peuvent entraîner une destruction totale du barrage.

En dehors de ces forces, il en existe d'autres, de nature statique mais de moindre importance. Toutefois, leur prise en compte ne pose aucun problème. On pourrait ainsi avoir des surcharges sur le barrage: voies de circulation, poste de commande, etc.

I.4.2. Sollicitations dynamiques

Parmi les forces dynamiques qui peuvent solliciter le barrage, on peut citer :

□ La houle, les vagues et le vent

Sous l'effet du vent, la surface de l'eau est constamment déformée. On assimile, en première approximation, la déformation de la surface de l'eau à une sinusoïde (Fig 1.7). Lorsque la cambrure des vagues ainsi générées atteint une valeur critique, les vagues deviennent instables et s'écrasent contre le parement, générant ainsi une grande perte d'énergie.

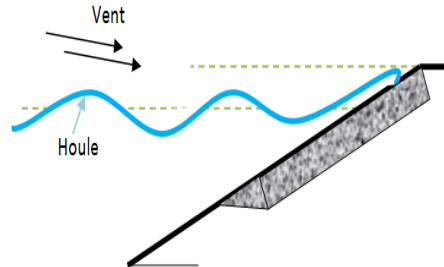


Fig 1.7: Schématisation de l'effet de la houle et du vent.

Si l'ouvrage se situe dans la zone de déferlement, il est soumis à des forces dynamiques (Fig 1.8). Ces forces, qui sont de courte durée (environ 1/10 seconde), résultent de l'emprisonnement des poches d'air entre la structure et la houle.

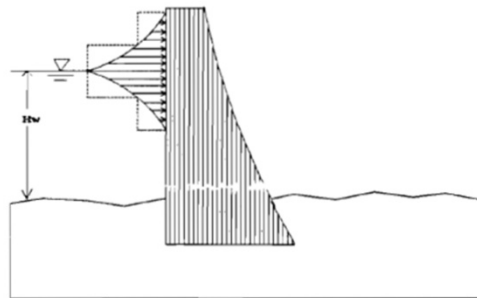


Fig 1.8: Pression dynamique de la houle.

On pourrait aussi considérer l'effet du vent sur le parement aval, mais à noter qu'il agit dans le sens de la sécurité, tant qu'il ne dépasse pas les forces en amont - ce qui n'arrive presque jamais-ou peut être lors des vidanges du réservoir.

□ Les efforts sismiques

Le mouvement de l'écorce terrestre crée à la base des structures, une accélération horizontale et verticale qui, si les dispositions adéquates ne sont pas prises, peuvent conduire à la destruction totale de la structure.

I.5. Barrages en terre

Les barrages en remblai sont majoritaires avec près de 63% du total des barrages enregistrés à travers le monde (<http://www.icold-cigb.org>). Il s'agit évidemment du type de barrage le plus ancien pour lequel des traces datant des civilisations les plus anciennes ont été trouvées. Ce type de barrage peut s'adapter à différents types de fondations.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs sont contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise les roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des schistes et grès tendres etc.

Les barrages en terre sont adaptés aux sites peu encaissés présentant des qualités de terrain médiocres. Ils sont particulièrement employés pour les barrages de faible hauteur, bien qu'on trouve des ouvrages exceptionnels de plus de 100 m de haut (USBR, 1987).

I.5.1. Types des barrages en terre

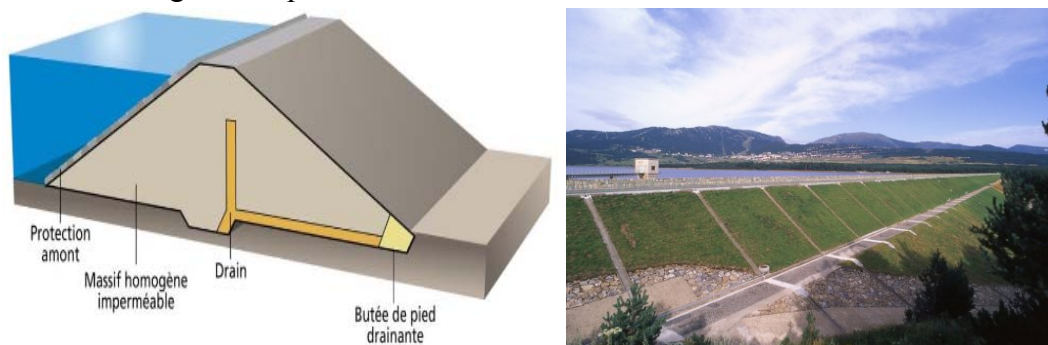
Les barrages en terre sont souvent appelés digues. Ils peuvent être composés d'un seul matériau assurant à la fois la stabilité et l'étanchéité; on parle alors de barrage homogène. Pour les autres digues, la conception consiste à réaliser un noyau ou un parement amont dans des matériaux différents, capables d'assurer la fonction d'étanchéité; argile, béton bitumineux, béton hydraulique ou géomembrane (MEDD, 2004).

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

□ Barrages en terre homogènes

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration (Fig 1.9). Le remblai est constitué de matériaux de type argile, argile sableuse, limons, sable limoneux, sable, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête), il s'agit du type de barrage le plus ancien. Ce type ne supporte pas les variations rapides des niveaux de l'eau (Rodriguez, 2004).

Pour assurer la stabilité des parements amont et aval, on réalise des talus dont la pente dépend des qualités de stabilité et de perméabilité du matériau. L'étanchéité du massif est assurée par l'épaisseur du barrage et l'imperméabilité du matériau.



(a) Schématisation d'un barrage homogène (b) Barrage de Matemale (France).

Fig 1.9: Barrage en terre homogène (CFBR, 2012).

□ Barrages en terre hétérogènes ou zonés

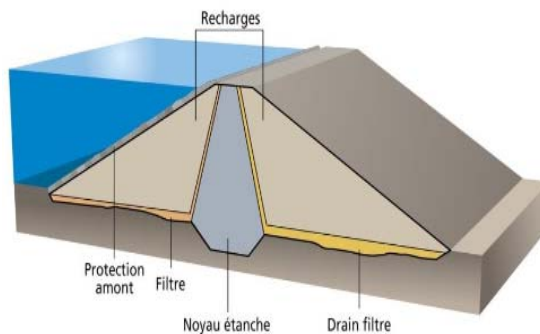
Ce sont des barrages composés de deux types de matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition (Fig 1.10). Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochements, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Le barrage à noyau comporte un noyau central (ou vers l'amont) en argile, épaulé par des recharges constituées de matériaux plus perméables qui ont des granulométries de plus en plus élevées à partir du noyau, ce qui leur confère le rôle de filtres et de drains.

Les recharges peuvent être constituées d'enrochements ou d'alluvions. Elles permettent d'assurer la stabilité du barrage, alors que le noyau assure son étanchéité, (Rodriguez, 2004).

Cette disposition possède au moins deux avantages sur le barrage homogène :

- ✓ Les matériaux de recharge sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides,
- ✓ Cette technique permet de réduire les effets des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus, le risque d'écoulement dans le corps du barrage est plus limité grâce à ces recharges.



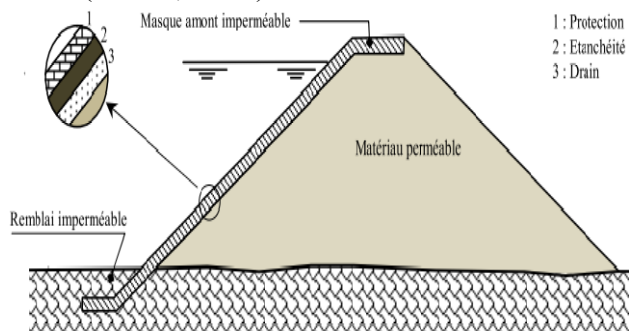
(a) Schématisation d'un barrage en terre zoné. (b) Barrage de Serre-Ponçon (France).
Fig 1.10: Barrage en terre zoné.

□ Barrage à masque amont

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage (Fig 1.11). Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- Une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- Masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant (7 à 9 %) pente 2/1.
- Géomembranes qui doivent être protégées par une couche superficielle (géotextile, petits enrochements, dalles, etc.)

Le problème commun à tous les types de barrages à masque amont est la liaison étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton appelée parafouille ancrée dans la fondation (USBR, 1987).



(a) Schématisation d'un barrage à masque amont (USBR, 1987). (b) Barrage de Monnes (CFBR, 2012).
(masque en béton bitumineux)

Fig 1.11: Barrage en terre à masque amont.

I.5.2. Description des parties constitutives d'un barrage en terre zoné

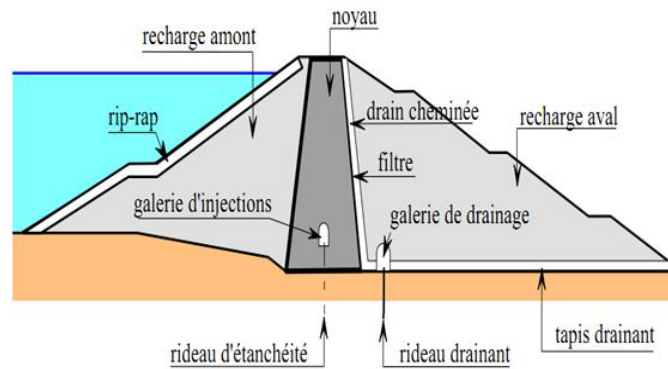


Fig 1.12: Parties constitutives d'un barrage en terre (USBR, 1987).

Dans un barrage zoné, on retrouve les parties suivants (Fig 1.12):

- Le noyau : partie verticale ou inclinée assurant l'étanchéité du barrage disposée au centre du remblai ou vers l'amont.
- Les recharges (amont et aval) : parties construites avec des sols frottants, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau.
- Les drains : zones souvent peu épaisses de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites, donc réduire les pressions interstitielles.
- Les filtres : zones souvent peu épaisses, dont la granulométrie intermédiaire entre celle des parties voisines, s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements. Ils luttent contre l'érosion interne (phénomène de renard).
- Le rip-rap : couche superficielle d'enrochements posés sur un remblai plus fin, et le protégeant des vagues, des courants, etc.
- Le drain cheminée : il est ainsi nommé car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou situé vers le centre d'un remblai homogène). Son épaisseur est de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives.
- Le tapis drainant aval : il couvre environ la moitié aval de la fondation à partir du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval. Son épaisseur est d'au moins =50 cm (USBR, 1987).

I.5.3. Principaux modes de rupture des barrages en terre

Bien que les mécanismes d'endommagement mettent en jeu de nombreux phénomènes physiques différenciables (CFBR, 2005), on peut les résumer généralement par les principaux modes de rupture constatés sur les digues en remblai; la surverse, l'érosion du pied de digue du côté du fleuve (affouillement), l'érosion interne, et le glissement de talus d'un côté ou de l'autre de l'ouvrage (Guidoux, 2007).

□ Erosion externe par surverse

La surverse désigne le débordement de l'eau par dessus la crête de la digue (Fig 1.13.a). Ce débordement peut entraîner l'établissement d'une brèche dans l'ouvrage, qui débute en général en pied de talus côté aval et se propage vers la crête. On sait que la présence de matériaux perméables, et la présence d'hétérogénéités sur l'ouvrage, constituent un facteur aggravant pour la création et l'élargissement d'une brèche, une fois la surverse établie.



(a) Schématisation de la surverse

(b) Rupture du barrage de Bom Conselho (Brésil) en juin 2010 (Haghighi, 2012).

Fig 1.13: Principe de la surverse (Fauchard et Mériaux, 2004).

□ Erosion externe du pied de digue côté amont

Ce mécanisme de déstabilisation du talus côté fleuve apparaît sous l'effet de l'érosion due à l'eau (remous, courant, batillage). Cette érosion du pied entraîne l'augmentation de la pente du talus, et par suite le glissement de celui-ci quand la pente devient trop forte. Ce mécanisme peut également conduire à l'établissement d'une brèche.

□ Erosion interne, renard hydraulique, suffusion

L'érosion interne est l'entraînement des particules d'un sol sous l'effet de l'écoulement qui le traverse. Elle se différencie ainsi de l'érosion externe, pour laquelle le moteur de l'érosion est un écoulement en surface. Cet entraînement peut présenter différentes formes, mais correspond toujours à un écoulement préférentiel dans l'ouvrage, qu'il convient de pouvoir localiser. Un cas particulier de l'érosion interne est constitué par l'érosion interne régressive, ou renard. Dans ce cas précis, l'érosion est initiée à l'aval et progresse vers l'amont, par suite de l'augmentation du gradient hydraulique, lui-même majoré par la progression du phénomène. Une conséquence de ce phénomène est là encore la rupture de l'ouvrage suite à l'établissement d'une brèche (Fig 1.14).

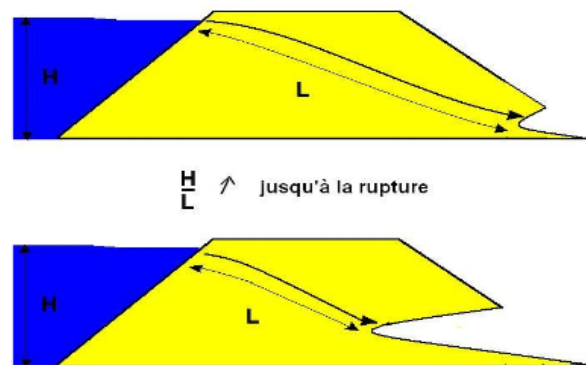


Fig 1.14: Principe de l'érosion régressive (Fauchard and Mériaux, 2004).

L'ampleur de ce phénomène est reliée à la vitesse de l'eau circulant dans la digue, donc au gradient hydraulique et à la perméabilité de la digue.

Entre 1970 et 1997, Fry et al., ont recensé en France 71 manifestations d'érosion interne dont 23 cas de renard hydraulique et 48 cas de suffusion (présenté ci-après), (Chetti et al., 2011).

- **Le renard :**

Ce phénomène est un arrachement régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont, jusqu'à la formation d'un conduit continu (piping). La variation de granulométrie du sol engendre donc une variation de la perméabilité. Ce phénomène de renard est difficilement détectable et évolue très rapidement, ce qui laisse peu de temps pour agir. Généralement l'apparition du phénomène de renard dans les sols cohésifs est favorisée par des défauts de perméabilité (Bendahmane, 2005).



Fig 1.15: Renard dans un barrage (Lautrin, 2002).

- **La suffusion:**

Ce phénomène est une redistribution diffuse des particules dans le sol (Fig 1.16). La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité évolue. Si localement les particules érodées ne peuvent plus migrer, un colmatage apparaît accompagné d'une surpression, ce qui peut engendrer un glissement de sol. Généralement l'évolution très lente du phénomène de suffusion permet sa détection et sa limitation. La suffusion est le résultat d'une redistribution des particules fines dans le sol sans modification du volume solide total du sol. La perméabilité subit ainsi de faibles variations et les conséquences de ce phénomène sont considérées comme bénignes par Garner et Sobkowiez (2002) et Barakat (1991).



Schématisation de la suffusion



*Rupture du barrage d'Ivanovo (Bulgarie)
en février 2012 (Fry et al. 2012).*

Fig 1.16: Principe de la suffusion (Lafleur, 1999).

Plusieurs accidents provoqués par l'érosion, parmi les exemples les plus connus, on a la rupture du barrage de Teton (Idaho, États-Unis, 1976), qui a causé plus de 14 victimes et des centaines de m\$ de dégâts (Bouhlali, 2006), (Fig 1.17).



(a) Avant rupture

(b) Après rupture

Fig 1.17: Rupture du barrage de Teton (USA) (Bouhlali, 2006).

□ Glissement des talus amont et aval du barrage

Le glissement est un type important de dommages qui peut se produire dans des barrages en terre (Fig 1.18). Il s'agit d'une instabilité mécanique. L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. La stabilité de pente des barrages en terre est habituellement évaluée en termes de résistance au cisaillement des sols.

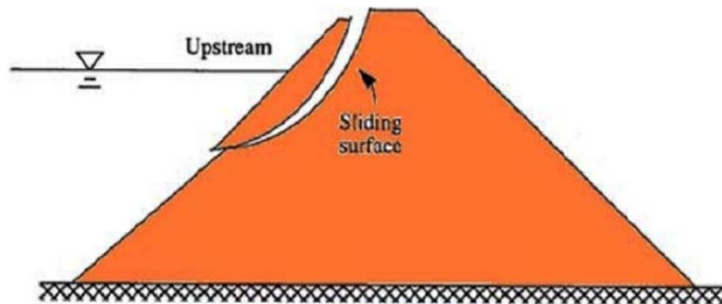
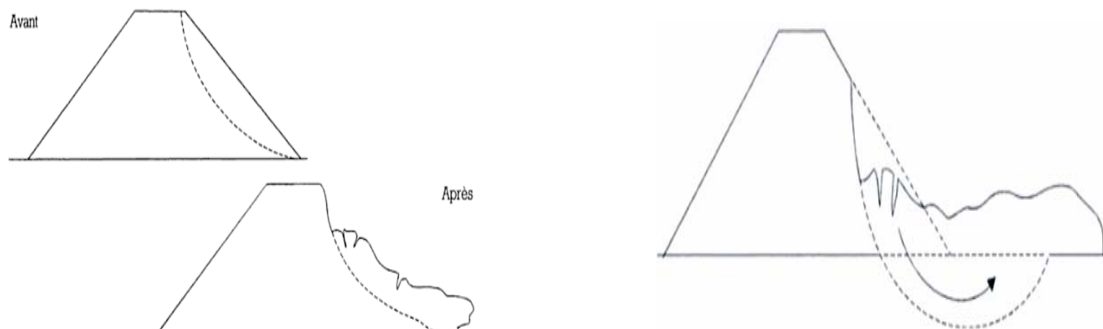


Fig 1.18: Rupture par glissement du talus du barrage (Bouaicha, 2013).

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées dans l'étude de la pathologie des ouvrages en terre :

• Instabilité mécanique des talus

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides (Fig 1.19.a).



(a) Glissement sur un talus du barrage

(b) Glissement dans le cas d'une fondation de faible résistance mécanique.

Fig 1.19: Stabilité des talus et de fondation d'une digue (Maurice et al., 1999).

- **Instabilité mécanique en fondation**

Un barrage en remblai, par nature, sollicite moins sa fondation qu'un ouvrage poids: c'est la raison pour laquelle il est considéré comme le barrage des fondations «meubles». Rappelons, néanmoins, que la résistance mécanique de la fondation peut conditionner la stabilité: en effet, des lignes de glissement affectant les talus, peuvent également recouper la fondation (Fig 1.19.b).

En présence d'eau, les barrages en terre peuvent subir des dommages irréversibles suivant trois mécanismes principaux cités : le glissement, la submersion et l'érosion interne. Foster et al. (2000) précisent après une étude statistique, que sur 11 192 barrages en terre observés, 136 d'entre eux ont subi des accidents dont 5,5% par glissement, 46 % par érosion interne et 48 % par surverse.

Le pourcentage de rupture d'une digue par glissement est faible par rapport aux autres modes de rupture, mais ils peuvent tous conduire en fait à un glissement des parements de la digue provoquant des dégâts tant sur les biens que sur la vie humaine. L'étude de stabilité de ces parements, objet de ce mémoire est indispensable pour assurer la sécurité de l'ouvrage et du public.

- **Chargement sismique**

Les barrages représentent des systèmes constructifs complexes à caractères économiques et stratégiques importants. Leur rupture, sous l'effet des séismes, est en général accompagnée par des conséquences dramatiques sur le double plan, humain et matériel (USBR, 1987).

Les séismes imposent des charges additionnelles aux barrages en terre. Le chargement sismique est de courte durée et cyclique. Il provoque un mouvement dans les directions horizontales et verticales. Les charges sismiques peuvent affecter les barrages en terre en causant: l'effondrement du remblai en particulier près de la crête du barrage, l'instabilité des pentes, la réduction de la revanche 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 interstitielles induites par le tremblement de terre dans le remblai et ses bases (USBR, 1987).

Un séisme peut causer énormément de dégâts, par exemple le barrage inférieur de San Fernando (Los-Angeles, USA) a subi des ruptures après le séisme de 1971 de 0.55 à 0.6g (épicentre 13 km). Durant ce tremblement de terre, un glissement important s'est produit sur le parement amont du barrage (Fig 1.20), emportant sa crête ainsi que 8.5 mètres de matériaux de son talus aval.



Fig 1.20: Barrage inférieur de San Fernando après le séisme de 1971 (Handra, 2009).

I.6. Enjeux de la rupture d'un barrage

Le phénomène de rupture de barrage correspond à sa destruction partielle ou totale. Les enjeux de la rupture d'un barrage sont de trois ordres : humains, économiques et environnementaux. Les différentes modes de ruptures, 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.).

I.7. Stabilité des barrages en terre

Quelle que soit sa structure, pour remplir correctement et durablement ses fonctions, un barrage en terre doit être stable, étanche, bien drainé et protégé des agents extérieurs. C'est dans cet ordre qu'on propose d'analyser la stabilité de ce type du barrage.

Dans l'analyse de la stabilité des barrages en terre, on peut distinguer les trois grands thèmes suivants:

- 1- Choix des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux, à partir d'essais in situ et de laboratoire,
- 2- Analyse de la stabilité statique,
- 3- Etude du comportement dynamique.

Devant l'étendue et la spécificité de chacun de ces sujets, le but du présent travail, consacré au 2^{ème} sujet, est de faire une étude sur l'analyse de la stabilité statique des barrages en remblai.

I.7.1. Facteurs déterminant la stabilité du remblai

□ Caractéristiques des matériaux constitutifs

C'est, bien évidemment, le premier paramètre qui vient à l'esprit dans l'explication de la stabilité d'un remblai. Il s'agit des caractéristiques des matériaux constitutifs:

- d'une part, du remblai proprement dit (sol remanié avec des travaux de terrassement et de compactage destiné justement à améliorer les propriétés mécaniques du matériau initial);
- d'autre part, de sa fondation: le matériau correspondant est alors un sol en place, généralement décapé en surface.

Parmi les caractéristiques intrinsèques de ces matériaux, les propriétés mécaniques jouent, logiquement, un rôle primordial et direct dans la stabilité de l'ouvrage: La cohésion et l'angle du frottement des matériaux de remblai et de fondation déterminent la résistance au cisaillement et, donc, au glissement des talus sur leur fondation. Il n'y a, à l'évidence, pas d'étude de stabilité possible sans détermination préalable des caractéristiques des matériaux constitutifs de l'ouvrage.

□ Profil du remblai

La largeur en crête du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication d'une rive à l'autre. La configuration du noyau éventuel est généralement fixée par des questions d'étanchéité et de gradient hydraulique. Les pentes des talus amont et aval apparaissent comme les paramètres déterminants de la stabilité du remblai sur sa fondation.

□ Hydraulique interne

Au plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol au sens large réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent, et par la cohésion entre particules dans le cas de matériaux fins. Tandis que ces paramètres augmentent la résistance des sols, la pression interstitielle réduit leurs capacité de résister aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser.

La configuration de la ligne de saturation dans le remblai, ainsi que les écoulements qui s'y réalisent influencent grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité (Maurice et al., 1999).

□ Cas de charge

La détermination des cas de charge constitue une approche classique et incontournable dans les études de dimensionnement en génie civil. Il s'agit d'inventorier et de décrire les différents scénarios de sollicitation auxquels l'ouvrage projeté sera soumis successivement au cours de sa vie. Le calcul de stabilité consiste alors à vérifier que les coefficients de sécurité sont satisfaisants pour chaque scénario -cas de charge-envisagé.

Dans le domaine particulier des barrages en terre, on peut imaginer les principaux cas de charges illustrés par la figure (Fig 1.21).

La stabilité d'une digue en terre doit être vérifiée à différents stades de son histoire :

- pendant sa construction et en fin de construction, (1)
- 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, (2).

- lorsque l'on abaisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide), (3). Pratiquement, toute vidange durant moins d'un mois doit être considérée comme rapide (Durand, 1996).

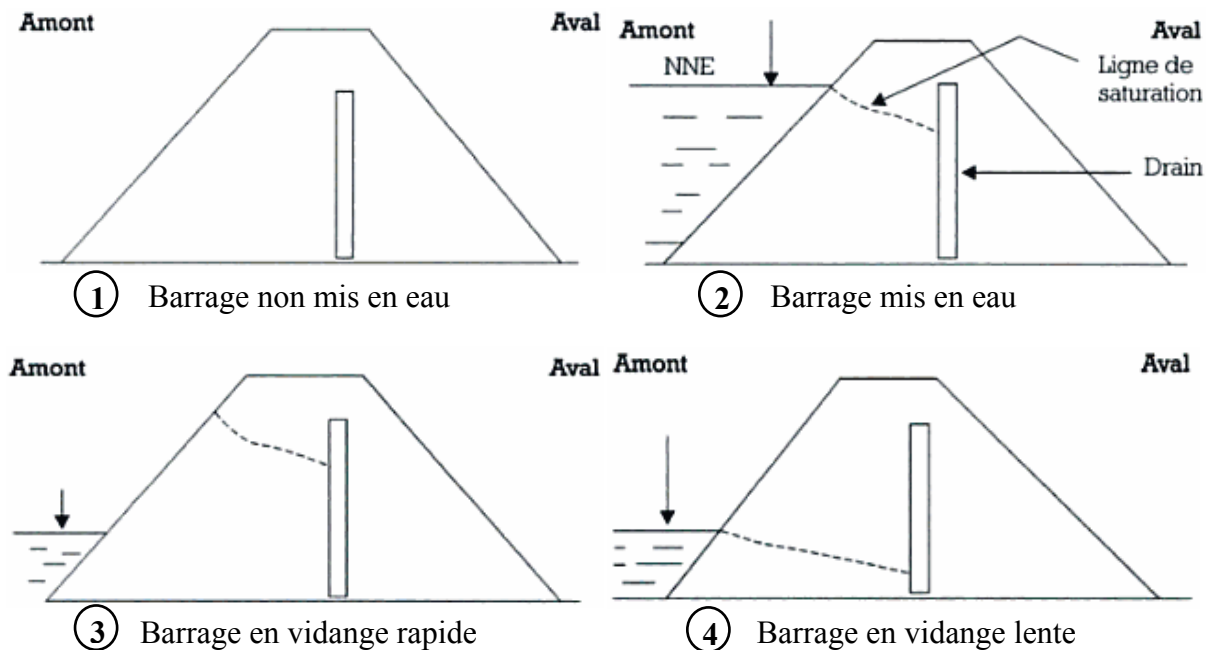


Fig 1.21: Scénarios de sollicitation d'un barrage en remblai (Maurice et al., 1999).

En outre, à l'examen de ces schémas, on remarque que:

- les cas de charges (1) et (4) sollicitent de façon équivalente les talus amont et aval;
- le cas (3) sollicite fortement le talus amont (ou la ligne de saturation est très élevée) mais pas le talus aval
- le cas (2) sollicite beaucoup plus le talus aval.

En pratique, les calculs montrent que, dans les cas les plus courants, on peut ramener l'étude de la stabilité à la prise en compte des deux cas de charge (2) et (3), respectivement pour l'aval et l'amont.

On remarque ainsi que la stabilité mécanique du barrage dépend dans une grande partie des états de l'eau dans l'ouvrage. La détermination des pressions interstitielles, est indispensable pour l'étude de stabilité. Les estimations nécessaires pour les analyses sont de deux types:

- a) la pression interstitielle est une variable indépendante du champ des contraintes, dans le cas des écoulements en milieu poreux, où n'interviennent que des conditions hydrauliques aux limites: c'est le cas du régime permanent,
- b) la pression interstitielle est une variable dépendant du champ des contraintes ou de la variation des dites contraintes, en fonction des variations rapides des charges ou du temps: ce sont les cas de fin de construction, de vidange rapide et de séismes: c'est le cas du régime transitoire.

L'étude de la stabilité mécanique du barrage est liée de façon intégrale avec sa stabilité hydraulique. Il s'agit d'un comportement hydromécanique du barrage.

Les deux types de stabilité (mécanique et hydraulique) ne doivent pas être menés séparément (indépendamment), comme c'est le cas couramment. Il est plus rationnel d'adopter des analyses globales permettant d'associer simultanément les aspects mécanique et hydraulique du barrage.

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre consacré à la présentation des barrages en terre, on a présenté les types de barrages en insistant sur les barrages en terre objet de ce travail. On a aussi introduit les types de ruptures susceptibles de se produire sur les barrages en terre et les dégâts engendrés.

On a rappelé enfin les études de stabilité qui doivent être menées pour les barrages en terre. Ces études étant menées séparément, alors que la stabilité des talus est liée à la stabilité hydraulique de l'ensemble. On pense que leur étude devrait être considérée selon une approche globale hydromécanique. L'illustration de cette approche globale est d'ailleurs l'objet de ce mémoire.

CHAPITRE 2: PRESENTATIONS DES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES TALUS

II.1. Introduction

Connaitre les différents facteurs qui contrôlent un phénomène permet de comprendre le phénomène en vue de le prendre en charge correctement.

On expose dans la première partie de ce chapitre des généralités sur les mouvements de terrain et les problèmes de stabilité des pentes et talus.

Dans la deuxième partie, on discute les principes fondamentaux qui sous-tendent les formulations de l'équilibre limite. Chaque méthode de résolution utilise un nombre différent d'équations d'équilibre statique et introduit diverses hypothèses pour annuler l'indétermination statique du problème. Les résultats obtenus diffèrent d'une méthode à une autre.

A la fin de ce chapitre, on introduit brièvement d'autres approches que l'équilibre limite pour l'analyse de stabilité des talus. Ces approches sont basées sur la mécanique rationnelle et utilisent généralement les éléments finis pour la résolution des équations.

II.2. Problème de la stabilité des talus

La rupture d'un talus peut être catastrophique et provoque des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

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.

Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie) des terrains.

Une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures. Il donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul de stabilité.

Par ailleurs, l'instabilité 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, 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 le facteur déclenchant de la plupart des mouvements, c'est un facteur variable dans le temps.

Les problèmes de la stabilité de talus et pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont, ou peuvent devenir, instables à l'occasion de la réalisation d'une infrastructure ou de la survenance d'un séisme.

II.3. Méthodes de calcul de la stabilité

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 et d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité F_s sur cette surface de glissement.

Ce coefficient de sécurité peut être un rapport de forces, de moments, ou de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau (2.1).

Tab 2.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, Lambe (1973).

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{résist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F_s = M_{résist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex: H / H_{max}

Selon les situations, on distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, ou il est entrain de se faire. Pour ces cas le coefficient a une valeur égale à 1. La surface exacte est connue et on cherche à déterminer par analyse inverse les caractéristiques correspondantes du sol à $F_s=1$.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

II.3.1. Méthodes de calcul à la rupture

La quasi totalité des méthodes utilisées dans la pratique font partie de cette catégorie. Ces méthodes se basent sur le principe qui consiste à considérer l'ensemble des forces qui assurent l'équilibre d'un certain volume du sol délimité dans le talus (Fig 2.1).

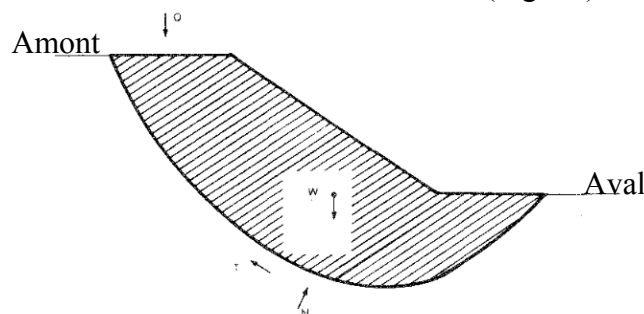


Fig 2.1: Forces agissant sur la masse de terrain en glissement potentiel.

Ces forces se divisent en deux groupes;

- le poids (W) et les surcharges (Q) qui tendent à entraîner le volume vers l'aval,
- la réaction du talus (T, N) le long de la surface de glissement et qui se mobilise et tend à retenir ce même volume et empêcher son entraînement.

Ainsi tant que la réaction, essentiellement la force de cisaillement T, reste inférieure à la résistance maximale que peut mobiliser le sol, le talus est stable. Il est instable dans le cas contraire.

II.3.1.1. Méthodes d'équilibre limite LEM 'Limit Equilibrium Methods'

Dans ces méthodes, le facteur de sécurité est calculé en utilisant une ou plusieurs équations de l'équilibre statique appliquées à la masse du sol susceptible de glisser.

Les méthodes d'équilibre limite 'LEM' nécessitent de définir au préalable la surface pour laquelle le coefficient de sécurité sera évalué. Les calculs du coefficient de sécurité sont répétés pour un nombre de surfaces jusqu'à trouver celle ayant le facteur de sécurité minimal.

La forme de la surface de glissement dépend de la géométrie du talus, des caractéristiques des matériaux, et des possibilités du procédé d'analyse utilisé. Les formes de la surface de glissement peuvent être circulaires ou non circulaires (Fig 2.2). Les méthodes de l'équilibre limite décomposent la masse du sol, au dessus de la surface de glissement, en équilibre statique, en un nombre fini de tranches, d'où le nom 'méthodes d'équilibre limite des tranches'.

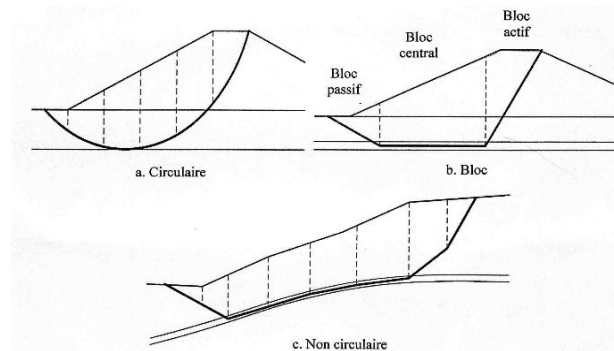


Fig 2.2: Formes de la surface de glissement (Rahmani, 2011).

□ Critère de rupture

Bien que plusieurs critères de rupture peuvent être appliqués par les méthodes d'équilibre limite, le critère de rupture du sol le plus adopté est le critère de Mohr- Coulomb,

$$\tau \leq c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad [2.1]$$

Dans lequel; τ et σ' désignent les contraintes tangentielle et normale effectives sur une surface donnée, c' et φ' la cohésion et le frottement du sol au point considéré.

Le coefficient de sécurité adopté pour les méthodes d'équilibre limite est:

$$F_s = \frac{\tau}{\tau_m} \quad [2.2]$$

où: τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb: $\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'$

dont σ est la contrainte normale totale et u est la pression interstitielle de l'eau dans le sol.

τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée.

On voit que $F_s = 1$, lorsque la contrainte de cisaillement mobilisée est égale à la résistance maximale mobilisable par le sol. On est dans cette situation à l'état d'équilibre limite.

□ Mise en œuvre des méthodes d'équilibre limite

Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode d'équilibre limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul du facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume du sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces qui sollicitent les tranches comme le montre à titre indicatif la figure (2.3). Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

- ✓ La surface de glissement critique;
- ✓ Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- ✓ les forces intertranches.

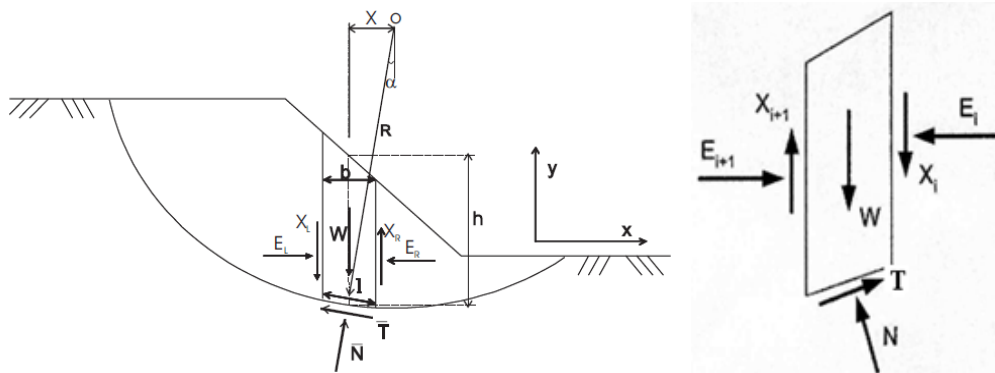


Fig 2.3: Forces agissantes sur une tranche.

Comme on peut le voir sur la figure (2.3), les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

- W: poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h .
- N , T: composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche.
- X, E: composantes verticale et horizontale des forces intertranches.
- b : épaisseur de la tranche ($b = l \cos \alpha$).
- α : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale.
- R: rayon du cercle de rupture de centre O.
- l : longueur du plan de glissement de la tranche..
- x = bras de levier du poids des terres / centre de la tranche au centre O.

A l'exception du poids de la tranche, toutes les forces sont inconnues et doivent être calculées de telle sorte qu'elles satisfassent l'équilibre statique de la tranche.

□ Hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Dans l'hypothèse de déformation plane, on peut écrire pour chaque tranche, trois équations d'équilibre. Le nombre total d'équations disponibles, correspondant aux n tranches, dans lesquelles est divisé le massif qui glisse, est donc de $3n$. Les inconnues du problème sont :

- les valeurs de la force N à la base de chaque tranche (n inconnues);
- les valeurs des forces X et E agissant sur chaque ligne de séparation entre les tranches ($2(n-1)$ inconnues);

- les valeurs des ordonnées qui définissent la position des forces E sur la ligne de séparation entre les tranches (n-1) inconnues);
- la valeur du facteur de sécurité au glissement, F_s (1 inconnue).

Le nombre total d'inconnues est donc de (4n- 2). Il en résulte que pour plus de deux tranches, le nombre d'inconnues dépasse le nombre d'équations disponibles. Le problème de l'étude de la stabilité par la méthode de l'équilibre limite est de ce fait statiquement indéterminé.

Pour rendre le problème statiquement déterminé, il est nécessaire d'introduire (n-2) hypothèses supplémentaires.

□ Calcul de l'équilibre

En se référant à la figure (2.3), on peut définir les efforts comme suit:

$$N = \sigma l \quad \text{et} \quad T = \tau_m l; \quad \text{Or : } \tau_m = \frac{\tau}{F_s}$$

Il vient alors:

$$T = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \varphi'] \Rightarrow T = \frac{1}{F_s} [c'l + (N - ul) \tan \varphi'] \quad [2.3]$$

Pour une tranche:

✓ **En projetant verticalement toutes les forces, on obtient:**

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad [2.4]$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [2.3]), on obtient:

$$N = \left[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - ul \tan \varphi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad [2.5]$$

$$\text{où; } m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_s} \right) \quad [2.6]$$

✓ **En projetant horizontalement toutes les forces:**

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \quad [2.7]$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [2.3]), on obtient:

$$E_R - E_L = N \sin \alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (N - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha \quad [2.8]$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre des moments de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;

2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

• **Equilibre global des moments (F_m):**

$\sum W \cdot x = \sum T \cdot R$, si on remplace T par sa valeur (l'équation [2.3]) et x par $R \sin \alpha$:

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha} \quad [2.9]$$

- **Equilibre global des forces (F_f):**

En absence de tout chargement de la masse du sol étudiée:

$\sum E_R - E_L = 0$, $\sum X_R - X_L = 0$. L'équation [2.8] donne:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad [2.10]$$

II.4. Différentes Méthodes d'équilibre limite

Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. Ces méthodes se distinguent entre elles par les conditions d'équilibre qui sont satisfaites, par la forme de la surface de rupture supposée et par l'hypothèse faite sur les réactions intertranches.

A titre indicatif, les principales méthodes d'analyse sont les suivantes:

- 1) Fellenius (méthode suédoise) ou O.M.S. (Ordinary Method of Slices) [1927],
- 2) Bishop simplifiée [1955],
- 3) F.E.M. (Force equilibrium methods) dans lesquelles on retrouve les méthodes de l'U.S. Army Corps of Engineers [1970], Lowe-Karafiath, etc.
- 4) Janbu [1956]
- 5) Morgenstern & Price [1965],
- 6) Spencer [1967]

II.4.1. Comparaison des méthodes d'équilibre limite

Toutes les méthodes basées sur la théorie d'équilibre limite introduisent certaines hypothèses supplémentaires pour annuler l'indétermination statique du problème. De plus, quelques unes de ces méthodes n'utilisent pas toutes les équations d'équilibre statique disponibles (Chowdhury, 1978; Popescu, 1978).

Fondamentalement, toutes les méthodes sont semblables. La différence primaire parmi toutes ces méthodes se situe dans: quelles équations de la statique sont considérées et satisfaites, quelles forces (normale et de cisaillement) intertranches sont considérées, et quel est le rapport adopté entre le cisaillement et les forces normales intertranches?.

✓ La méthode ordinaire, ou de Fellenius était la première méthode développée. La méthode a ignoré toutes les forces intertranches et a satisfait seulement l'équilibre des moments. Adopter ces hypothèses a permis de calculer un facteur de sécurité en utilisant un calcul manuel. La méthode était importante puisqu'il n'y avait aucun ordinateur disponible alors.

✓ Plus tard Bishop a conçu une approche qui inclut les forces normales intertranches, mais ignore les forces de cisaillement intertranches. La méthode simplifiée de Bishop satisfait seulement l'équilibre des moments. L'intérêt de cette méthode est le fait qu'en incluant les forces normales intertranches, l'équation du facteur de sécurité est devenu non-linéaire et un procédé itératif est alors requis pour calculer ce facteur.

✓ La méthode simplifiée de Janbu est semblable à la méthode simplifiée de Bishop parce qu'elle inclut les forces normales intertranches et ignore les forces de cisaillement intertranches. La différence entre les deux méthodes est que la méthode simplifiée de Janbu satisfait seulement l'équilibre des forces horizontales.

✓ Plus tard, les ordinateurs ont rendu plus aisément possible la poignée des procédures itératives propres à la méthode d'équilibre limite, et ceci a mené à des formulations mathématiquement plus rigoureuses qui incluent toutes les forces intertranches et satisfont toutes les équations de la statique, telles que les deux méthodes de Morgenstern-Price et de Spencer.

Les tableaux (2.2, 2.3 et 2.4) donnent un récapitulatif des caractéristiques de chacune des méthodes et des hypothèses d'équilibre retenues.

Tab 2.2: Equations statiques satisfaites et forces inter tranches dans les diverses méthodes.

Procédure	Forme de surface de rupture	Conditions d'équilibre satisfaites				Equations	
		Moment général	Moment tranche	Vertical	Horizontal		
Fellenius	Circulaire	oui	non	non	non	1	Incomplètes
Bishop		oui	non	oui	non	n+1	
F.E.M	Quelconque	non	non	oui	oui	2n	Complètes(*)
Janbu		oui	oui	oui	oui	3n	
Morgenstern & Price		oui	oui	oui	oui	3n	
Spencer		oui	oui	oui	oui	3n	

(*) Méthodes complètes: où toutes les conditions d'équilibre sont satisfaites moyennant des hypothèses sur la répartition des forces intertranches propres à chaque méthodes particulière.

Tab 2.3: Méthodes à surface de rupture circulaire.

Méthode	Fellenius	Bishop
Forces intertranches	Parallèle à la base de la tranche (implicite)	Horizontale quelle que soit la tranche ($X/E=0$)
Résolution des forces	Incomplète	
	Projection sur la normale à la base	Projection sur la verticale
Force normale totale sur base de tranche	$N = W \cos \alpha$	$N = \left[W - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha$

Tab 2.4: Méthodes à surface de rupture quelconque.

Méthode	Janbu	Spencer	Morgenstern Price	F.E.M.
Forces intertranches	$\frac{X}{E}$ variable (*) suivant 'ligne de pousée'	$\frac{X}{E} = \tan \theta$ quelque soit la tranche	$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$	$\frac{X}{E} = \tan \left(\frac{\alpha + \theta}{2} \right)$
Résolution des forces	Complete			
Force normale totale sur base de tranche	$N = \left[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha$ (**)			

(*) hypothese à faire sur le point d'application des forces inter-tranches; (**) m_α : (eqt[2.6])

II.4.2. Méthode générale d'équilibre limite GLE 'General limit equilibrium'

Une formulation générale de l'équilibre limite 'GLE' (General limit equilibrium) a été proposée par Fredlund à l'université de Saskatchewan (Canada) dans les années 70 (Fredlund et Krahn 1977 ; Fredlund et al. 1981).

Cette méthode englobe les éléments principaux de toutes les méthodes énumérées dans le tableau (2.2). La formulation GLE est basée sur deux équations de facteur de sécurité et tient compte d'une gamme d'états de force normale et de cisaillement intertranches. Une équation donne le facteur de sécurité en ce qui concerne l'équilibre de moment (F_m), alors que l'autre équation donne le facteur de sécurité en ce qui concerne l'équilibre horizontal de force (F_f). La première idée d'employer deux équations de facteur de sécurité était réellement éditée, pour la première fois par Spencer (1967). Les forces de cisaillement intertranches dans la méthode GLE sont manipulées avec une équation proposée par Morgenstern et Price (1965). L'équation est:

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad [2.11]$$

où :

$f(x)$ = une fonction de variation de force intertranches par rapport à la distance x (coordonnée horizontale) le long de la surface de glissement.

λ = le pourcentage de la fonction utilisée (facteur d'échelle).

Concernant la fonction $f(x)$, la méthode GLE peut adapter différentes formes; constante, moitié-sinus, trapézoïdal, etc. La figure (2.4) représente les types de fonctions $f(x)$ introduites dans les programmes de calcul automatique. Pour $f(x)=1$, la méthode Morgenstern-Price est identique à la méthode Spencer.

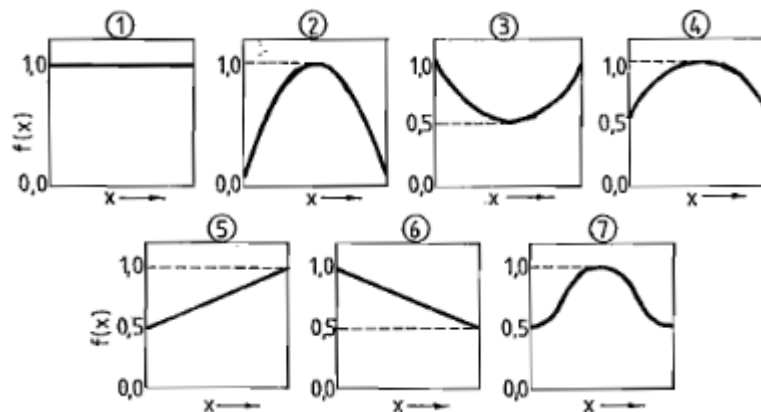


Fig 2.4: Types de fonctions $f(x)$.

La figure (2.5) montre une fonction typique de moitié-sinus (half sine). La courbe supérieure dans cette figure est la fonction réelle indiquée. La courbe inférieure est la fonction réellement utilisée. Le rapport entre les deux courbes représente λ . Il est de 0.43 dans l'exemple présenté. À la tranche 10, $f(x) = 0.83$. Si, par exemple, $E = 100$ kN alors,
 $X = E \lambda f(x) = 100 \times 0.43 \times 0.83 = 35.7$ kN.
 $\text{Arc tan}(35.7/100) = 19.6$ degrés. Ceci signifie que la force résultante intertranche est inclinée à 19.6 degrés à l'horizontale de la tranche 10.

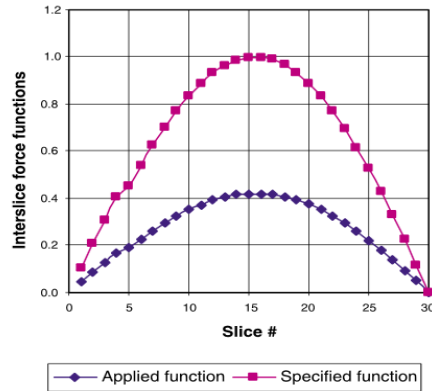


Fig 2.5: Fonction de force inter tranche-moitié sinus.

La réaction normale N à la base des tranches dépend des forces de cisaillement intertranches X_R et X_L (eqt [2.5]). N est par conséquent différente pour les diverses méthodes selon la façon avec laquelle chaque méthode traite les forces de cisaillement intertranches.

La méthode GLE calcule F_m et F_f pour une gamme des valeurs de λ . Avec ces valeurs calculées, on peut dessiner un diagramme comme illustré dans la figure (2.6) qui montre la variation de F_m et F_f avec le λ .

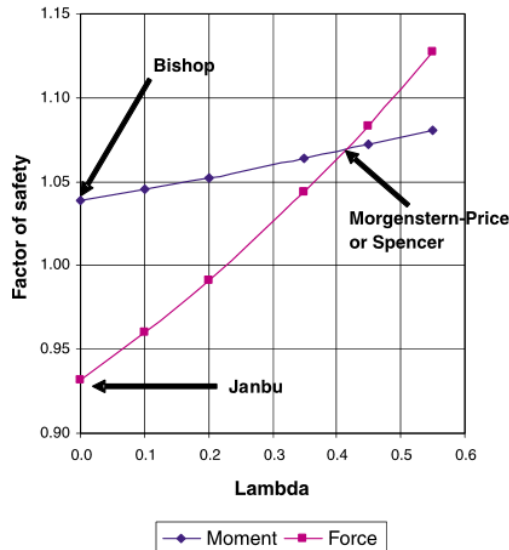


Fig 2.6: Facteur de sécurité en fonction de λ (Krahn, 2008).

Dans le graphe de la figure (2.6), on peut retrouver représentées les méthodes d'équilibre limite qui considèrent les efforts intertranches non nuls.

La méthode de Fellenius ignore toutes les forces intertranches. Par conséquent le facteur de sécurité de Fellenius ne peut pas être tracé sur le graphe de facteur de sécurité en fonction de lambda dans la méthode GLE puisque le lambda est non défini.

La méthode de Bishop ignore les forces de cisaillement intertranches ($X=0$) et satisfait seulement l'équilibre de moment. Dans la terminologie de GLE, négliger les forces de cisaillement inter tranche c.-à-d. λ vaut zéro. En conséquence, le facteur de sécurité de Bishop tombe sur la courbe des moments avec lambda (λ) zéro.

La méthode de Janbu ignore également les forces de cisaillement intertranches et satisfait seulement l'équilibre des forces. Le facteur de sécurité de Janbu tombe par conséquent sur la courbe de l'équilibre des forces avec λ zéro.

Les facteurs de sécurité de Spencer et de Morgenstern-Price (MP) sont déterminés au point où les deux courbes se croisent (Fig 2.6). Dans cette condition, le facteur de sécurité satisfait les deux équilibres de moments et des forces.

Le point de croisement est le facteur de sécurité de Spencer ou de MP qui dépend de la fonction de force intertranches utilisée. La méthode de Spencer considère une fonction intertranche constante. Morgenstern peut utiliser n'importe laquelle des fonction citées précédemment.

Pour les autres méthodes de tableau (2.2) comme Corps of Engineers et de Lowe-Karafiath leurs F_s tombent sur la courbe de l'équilibre des forces.

Par la formulation GLE, les méthodes ne sont pas limitées par la forme de la surface de glissement. La méthode simplifiée de Bishop a été au commencement développée pour les surfaces circulaires de glissement. Elle peut être appliquée à n'importe quelle surface non circulaire de glissement. Avec la formulation GLE, toutes les méthodes énumérées dans le tableau (2.2) peuvent être employées pour analyser n'importe quelle forme cinématiquement admissible de la surface de glissement.

En conclusion, la méthode GLE est très utile pour expliquer la différence entre les diverses méthodes et pour déterminer comment les fonctions des forces intertranches influencent le facteur de sécurité calculé. À la fin il y a seulement un facteur de sécurité pour la pente globale. F_m et F_f sont identiques quand l'équilibre des moments et l'équilibre des forces sont satisfaits.

II.4.3. Influence de la forme de surface de glissement

L'importance de la fonction de force intertranches $f(x)$ dépend largement de la quantité de contorsion que le potentiel de la masse glissante doit subir pour se déplacer. La fonction n'est pas importante pour quelques types de mouvement tandis que la fonction peut de manière significative influencer le facteur de sécurité pour d'autres types de mouvement. On présente ci-après des exemples pour illustrer cette sensibilité.

□ Exemple à surface de glissement circulaire

La figure (2.7) schématise une surface de glissement circulaire simple ainsi que le diagramme de F_s en fonction de λ . Dans ce cas-ci l'équilibre des moments est complètement indépendant des forces de cisaillement intertranches, comme indiqué par la courbe horizontale de l'équilibre des moments. L'équilibre des forces, cependant, dépend des forces de cisaillement d'intertranches.

L'équilibre des moments n'est pas influencé par les forces de cisaillement parce que la masse coulissante comme corps libre peut tourner sans patinage entre les tranches. Cependant, le patinage substantiel d'intertranches est nécessaire pour le déplacement latéral de la masse

coulissante, par conséquent l'équilibre horizontal des forces est sensible au cisaillement intertranches.

En ignorant le cisaillement d'intertranches quand seulement l'équilibre horizontal de force est satisfait pour une surface circulaire de glissement a comme conséquence un facteur de sécurité sensiblement différent que quand l'équilibre des forces et celui des moments sont tous les deux satisfaits. C'est pourquoi les facteurs de sécurité de Bishop et de Morgenstern-Price sont souvent semblables pour les surfaces de glissement circulaires.

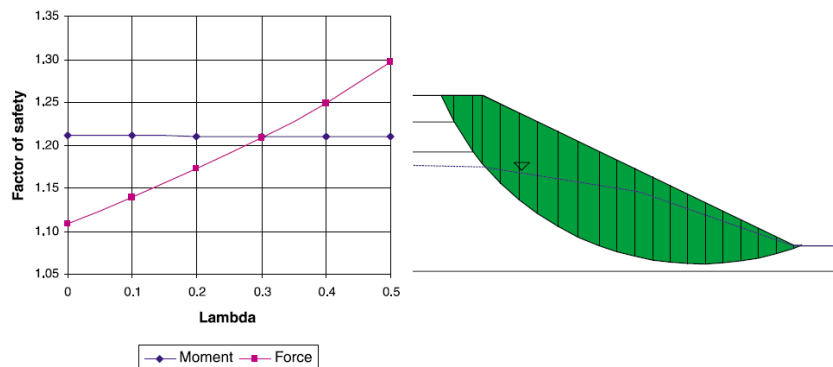


Fig 2.7: Conditions pour une surface de glissement circulaire simple.

□ Exemple à surface de glissement plane

La figure (2.8) illustre une surface de glissement plane. Les courbes d'équilibre des moments et des forces ont maintenant des positions différentes de celles pour une surface de glissement circulaire. Maintenant l'équilibre des forces est complètement indépendant du cisaillement intertranches, alors que l'équilibre des moments est assez sensible au cisaillement intertranches.

La tranche du sol sur la surface de glissement plane peut se déplacer sans patinage entre les tranches. Le patinage considérable est cependant exigé pour que la tranche puisse tourner.

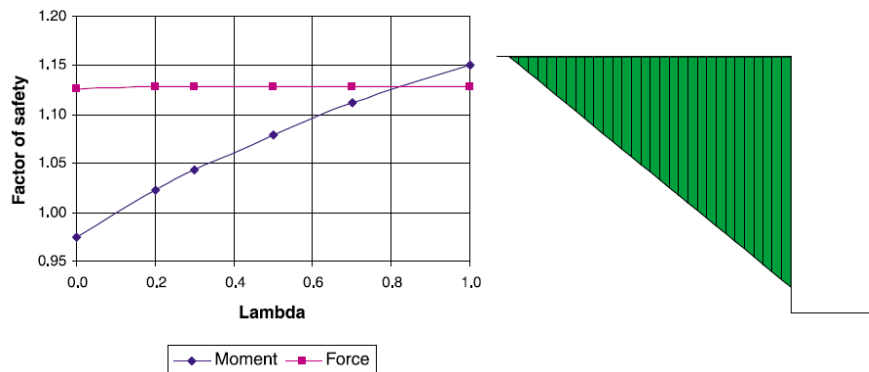


Fig 2.8: Situation pour une surface de glissement plane.

□ Exemple à surface de glissement composite

Une surface de glissement composée est telle que la surface de glissement est en partie sur l'arc d'un cercle et une autre partie sur une surface plane, comme illustré sur la figure (2.9). La partie plane dans cet exemple suit une couche faible, une situation courante dans beaucoup de situations stratigraphiques. Dans ce cas-ci, les deux types d'équilibre des moments et des forces sont influencés par les forces de cisaillement d'intertranches. Les facteurs de sécurité

d'équilibre de force augmentent, alors que les facteurs d'équilibre des moments diminuent à mesure que les forces de cisaillement d'intertranches augmentent (des valeurs plus élevées de λ).

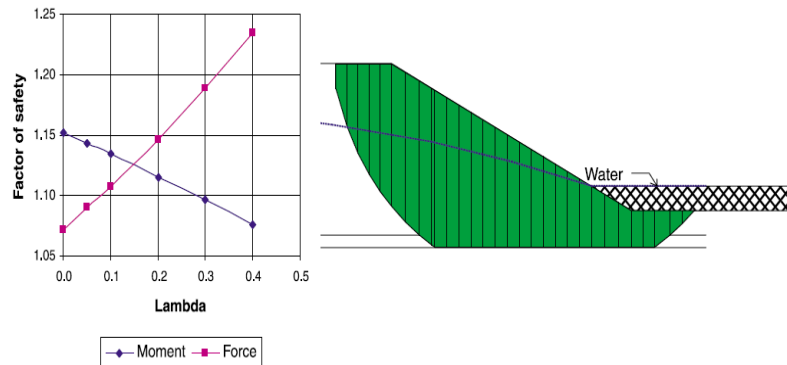


Fig 2.9: Situation pour une surface de glissement composée.

Ceci illustre que l'analyse par la méthode de Bishop n'est pas toujours du côté de la sécurité. Une formulation plus rigoureuse telle que la méthode de Morgenstern-Price ou de Spencer donnera un F_s inférieur à celui de Bishop.

II.5. Synthèse de la comparaison des méthodes d'équilibre limite

Il est entendu que la comparaison concerne les coefficients de sécurité minimaux obtenus par chacune des méthodes (pour une surface de glissement donnée le coefficient de sécurité est variable d'une méthode à l'autre).

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

- Les méthodes dites complètes, satisfaisant toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) sont les plus rigoureuses. Fredlund et al. (1977) montrent que les hypothèses faites sur les forces intertranches n'ont pas d'effet significatif sur le coefficient de sécurité; elles donnent des coefficients de sécurité $F_{\min}$ qui ne diffèrent entre eux que de $\pm 5\%$ (Duncan et Wright, 1979).
- Les méthodes incomplètes qui satisfont uniquement l'équilibre des moments sont relativement insensibles aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches (Fig 2.11). Ceci explique que la méthode de Bishop (équilibre des forces horizontales non vérifié) donne des résultats généralement très voisins de ceux obtenus par application des méthodes complètes sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.
- Les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces (équilibre de moment non vérifié), le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces intertranches (Fig 2.10). Ce qui est le cas de la méthode de Janbu et de la méthode F.E.M. (U.S. Army Corps of Eng. par exemple). Ces méthodes sont moins imprécises que les méthodes satisfaisant l'équilibre des moments.
- Fredlund et Krahn (1977) 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. Cette étude montre que la difficulté de toutes les méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces intertranches et par conséquent sur l'équilibre.

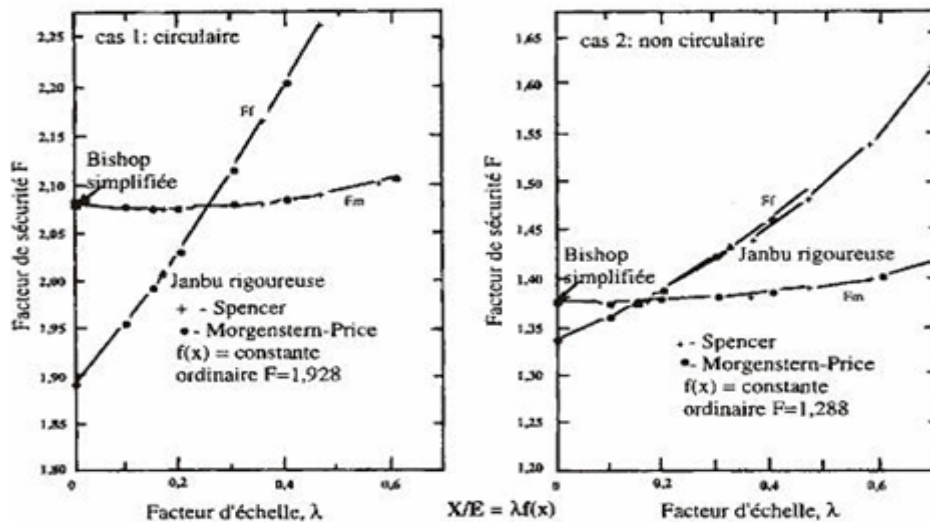


Fig 2.10: Sensibilité de F_m et F_f (Benouis, 2010).

II.6. Méthodes d'éléments finis pour l'analyse de la stabilité des pentes et talus

Le calcul de la stabilité des pentes et talus a longtemps été abordé selon l'approche LEM, dans laquelle le comportement des matériaux est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite sans déformation élastique). Cette approche a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des matériaux (élasticité non-linéaire, élasto-plasticité).

La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. La disponibilité de ces outils, a rendu possible l'exécution des analyses rationnelles des contraintes et mouvements des pentes dans les sols.

Le principe de base des approches basée sur la modélisation numérique, consiste à discrétiser la structure en sous domaines de formes relativement simples appelées éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des noeuds. La discrétisation de l'objet se nomme le maillage.

Ces méthodes de résolution des problèmes géotechniques, sont des approches basées sur les lois de la mécanique rationnelle, et la complexité des équations (MMC) à résoudre nécessite l'utilisation des méthodes numériques (éléments finis, différence finies) pour avoir des solutions approchées du problème.

Ces approches rationnelles exigent l'introduction de plusieurs paramètres:

- ✓ La géométrie du milieu à modéliser (un domaine).
- ✓ La détermination de l'état initial et des chargements à appliquer. (conditions aux limites)
- ✓ Le choix d'un critère de rupture et d'une loi de comportement pour chaque matériau.

Contrairement aux méthodes d'équilibre limite, l'analyse de stabilité des massifs du sol par la théorie de calcul en contraintes – déformation ne considère aucune hypothèse sur la ligne de

rupture. Elle requiert par contre de prendre en compte les lois rhéologiques des matériaux (relations entre les contraintes et les déformations).

La résolution de la stabilité des talus par ces approches rationnelles utilisant en général (MEF) donne les champs de contraintes et celui de déformations dans le domaine modélisé. Ces méthodes ne donnent, ni la ligne de rupture potentielle, ni le coefficient de sécurité qui lui est attaché. L'approche de la réduction de résistance SSR (Strength reduction method), présentée dans le chapitre suivant, a été introduite pour régler ce manque.

II.7. Conclusion

Les méthodes qui considèrent l'équilibre limite, admettent la formation brusque, i.e. sans déformation (rigide plastique) d'une surface de rupture dans le massif. Elles opèrent par la division du massif qui glisse en tranches verticales. Ces méthodes sont les plus utilisées, grâce à leur capacité de prendre en considération, des géométries variées et des conditions complexes de la stratification et de chargement.

Ces méthodes ne diffèrent essentiellement que par les conditions de l'équilibre statique utilisées et par les hypothèses complémentaires admises pour annuler l'indétermination statique du problème (Blondeau, 1976).

Le coefficient de sécurité est lié :

- à l'approche adoptée pour calculer ce coefficient,
- aux propriétés du milieu,
- à l'hypothèse de la forme de la surface de rupture

Il est donc important de bien choisir la méthode utilisée ainsi que les valeurs accordées aux paramètres mécaniques des différents matériaux.

Pour ces méthodes, on ne doit pas se limiter à regarder juste des facteurs de sécurité. Regarder un F_s en fonction de λ , par exemple, est d'une grande aide à la compréhension des mécanismes de rupture.

La méthode LEM adéquate devrait satisfaire toutes les équations de la statique, et devrait considérer les forces normales et de cisaillement intertranches (Morgenstern-Price ou de Spencer).

Maintenant avec les outils et logiciel disponibles, il est aisé d'employer une des méthodes mathématiquement plus rigoureuses complètes que d'employer les méthodes les plus simples dites incomplètes.

Les méthodes d'équilibre limite sont basées purement sur les équations de la statique, il existe d'autres méthodes qui utilisent les lois de la mécanique pour l'analyse de la stabilité, telle que les méthodes rationnelles utilisant la mécanique des milieux continus (MMC) et la résolution des équations par éléments finis, qui tendent à s'imposer dans la pratique de la stabilité des pentes et talus.

CHAPITRE 3: ANALYSE DES LIMITATIONS DES METHODES D'EQUILIBRE LIMITE

III.1. Introduction

Les méthodes de type équilibre limite 'LEM' ordinaires ont été utilisées depuis longtemps en géotechnique et sont maintenant utilisées de façon routinière dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Les outils informatiques graphiques modernes ont permis d'obtenir une meilleure compréhension des détails numériques internes de la méthode. Un examen plus poussé des détails révèle que la méthode d'équilibre limite des tranches comporte de sérieuses limitations.

Des nouvelles approches sont proposées pour régler et dépasser ces limites. Ces approches utilisent des nouveaux procédés basés sur les concepts de la mécanique rationnelle permettant l'améliorations des méthodes d'équilibre limite ordinaires.

L'objet de ce chapitre est d'illustrer les principales limitations des méthodes d'équilibre limite et de décrire les nouvelles approches permettant de surmonter ces limitations et d'améliorer ces méthodes en gardant toujours le principe fondamental de l'équilibre limite.

III.2. Limitations des méthodes d'équilibre limite

Le coefficient de sécurité F_s des méthodes LEM est supposé identique en chaque point du plan de glissement. De ce fait cette hypothèse est contraire aux aspects fondamentaux de la mobilisation de la résistance au cisaillement dans les sols. La figure (3.1) montre clairement que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.

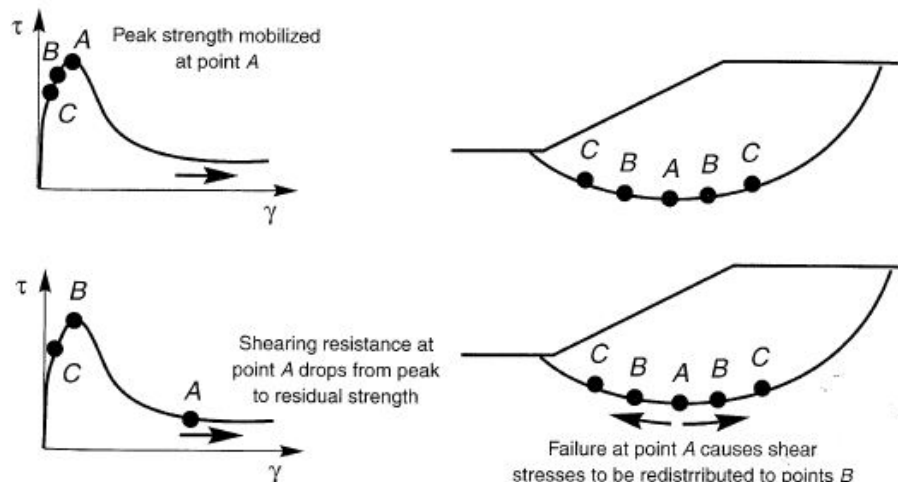


Fig 3.1: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement (Duncan et Wright, 2005).

Il s'ensuit que considérer la déformation constante le long de la courbe de rupture n'est pas réaliste. Les déformations apparentes qui précèdent les glissements sont souvent des fissures de traction en tête de talus et/ou un gonflement au pied, des déformations qu'on ne retrouve pas en tout point de la ligne de glissement.

En effet, les méthodes d'équilibre limite supposent un comportement rigide plastique du sol i.e. initiation de la rupture sans déformation avant la rupture. Cette hypothèse n'est pas réaliste, étant donné que les sols sont des matériaux déformables.

Ainsi, on remarque que les méthodes d'équilibre limite;

- Supposent un comportement des matériaux rigide parfaitement plastique. Cette approche, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des matériaux (élasticité non-linéaire, élasto-plasticité).
- Ne permettent pas la prise en compte des phénomènes de progressivité de la rupture, qui nécessite des modèles rhéologiques faisant intervenir les paramètres de fluage reliant les déformations et les paramètres de cisaillement.
- Il reste néanmoins que le défaut fondamental des méthodes d'équilibre limite 'LEM', est qu'elles ne satisfont que les équations de la statique, et qu'elles ne prennent pas en compte de ce fait la compatibilité entre la déformation et le déplacement.
- Par ailleurs les méthodes d'équilibre limite, ne permettent pas de résoudre le problème de la détermination des pressions interstitielles au moment de la rupture.

III.3. Possibilités d'amélioration des méthodes d'équilibre limite 'LEM'

Les hypothèses des méthodes 'LEM' signifient qu'il n'est pas possible d'obtenir des distributions réalistes de contraintes le long de la surface de glissement ou dans la masse susceptible de glisser. Une possibilité d'amélioration des méthodes d'équilibre limite nécessiterait de développer une procédure permettant:

- ❖ D'estimer le tenseur des contraintes dans le massif et d'utiliser ses composantes pour la détermination de la forme et de la position de la surface de rupture.
- ❖ En partant des contraintes obtenues par une approche basée sur la MMC, on peut calculer le long de la surface de glissement, la résistance totale au cisaillement de même que le cisaillement mobilisée et les utiliser pour déterminer le coefficient de sécurité.
- ❖ De prendre en considération une mobilisation de la résistance au cisaillement des sols qui tiennent compte des chemins de contraintes suivis jusqu'à la rupture.

La nouvelle approche qui se dessine dans la littérature (Krahn (2009), Duncan et al. (2005)) se propose de :

1. faire appel à des méthodes basées sur la mécanique rationnelle utilisant la méthode numérique pour la détermination du champ des contraintes-déformations dans le talus.
2. introduire le champ des contraintes ainsi déterminé dans les méthodes LEM pour apprécier le facteur de sécurité du talus étudié.

Cette nouvelle approche se décline comme SAM-LEM (Stress Analysis Method - Limit Equilibrium Method). Elle permet une analyse plus mécaniquement rigoureuse de la stabilité des talus. Elle écarte aussi la nécessité de recourir aux différentes hypothèses sur les efforts intertranches telles que présentées dans le chapitre précédent (Krahn, 2009).

□ Disponibilité des outils

Les outils informatiques qui rendent faisables et pratiques ces analyses sont maintenant disponibles et offrent de grandes possibilités pour faire avancer la technologie d'analyse de la stabilité des structures en terre.

L'idée d'établir la distribution des contraintes en éléments finis, et utiliser ces résultats dans une analyse de stabilité a été mise en œuvre dans de nombreux logiciels. Parmi lesquels on cite le logiciel de 'Geostudio 2007, V.7.10', utilisé dans le présent travail pour sa simplicité et la facilité d'intégration des résultats entres ses différents produits (Slope, Sigma, Seep, etc.).

III.3.1. Présentation de la méthode 'SAM' (Stress Analysis Method)

Le procédé d'analyse, nommé dans le présent travail par la méthode 'SAM' (Stress Analysis Method), est présenté ci-après.

Selon cette méthode, les contraintes dans le sol peuvent être calculées en utilisant le module contraintes-deformations 'Sigma/W'. Ce champ de contrainte est introduit dans le module de calcul de stabilité 'Slope/W', pour déterminer la ligne de glissement critique et le facteur de sécurité qui lui est associé.

L'information de base obtenue à partir d'une analyse de contrainte en éléments finis est σ_x , σ_y et τ_{xy} dans chaque élément du maillage. De cette information la normale et les efforts de cisaillement mobilisés peuvent être calculés au point médian à la base de chaque tranche (Krahn, 2009). Le procédé est réalisé comme suit :

1. Calculer σ_x , σ_y et τ_{xy} aux points d'intégration numérique de Gauss dans chaque élément. Les projeter aux nœuds et puis ramener à une moyenne à chaque nœud. Si σ_x , σ_y et τ_{xy} sont connus aux nœuds, ils peuvent être calculés à n'importe quel autre point dans l'élément.
2. Pour la tranche 1, trouver l'élément pour lequel ses coordonnées x, y sont au milieu de la base de la tranche.
3. Calculer σ_x , σ_y et τ_{xy} au point médian de la base de la tranche.
4. L'inclinaison (α) de la base de la tranche est connue de la discrétisation de l'équilibre limite.
5. Calculer la contrainte normale et de cisaillement à la base de la tranche en utilisant les techniques ordinaires du cercle de Mohr.
6. Calculer la résistance au cisaillement disponible à partir de la contrainte normale calculée en 5.
7. Multiplier le cisaillement mobilisé et la résistance disponible par la longueur de la base de la tranche pour convertir les contraintes en forces.
8. Répéter le procédé pour chaque tranche successivement jusqu'à la tranche n.

Une fois que les forces de cisaillement mobilisées et de résistances sont disponibles pour chaque tranche, les forces peuvent être intégrées le long de la longueur de la surface de glissement pour déterminer le facteur de sécurité global. Le facteur de sécurité est défini comme :

$$F_s = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad [3.1]$$

ou; S_r est la résistance totale au cisaillement disponible,

S_m est le cisaillement mobilisé sur la longueur entière de la surface de glissement.

III.3.2. Mise en œuvre de la SAM

Ce procédé de calcul est basé sur les lois de la mécanique rationnelle et nécessite par principe de base, la détermination de:

1. Domaine, pour l'étude de la stabilité
2. Critère de rupture (Mohr - Coulomb), pour rester dans le cadre d'équilibre limite utilisant ce même principe.
3. Lois de comportement des matériaux, élasticité (E : module de young , ν :coefficient du poisson), elasto-plasticité (E , ν , ψ : angle de dilatance).

III.3.2.1. Sensibilité de la solution au domaine d'étude choisi

Pour le calcul de la stabilité d'une pente, les frontières du modèle devraient être déterminées premièrement. Le choix du domaine aura un impact direct sur le niveau d'exactitude du calcul (Zegen et Xiaoyong, 2012).

L'objectif de cette analyse est d'illustrer l'influence du choix de domaine d'étude de stabilité en utilisant la SAM. Pour ce faire, on étudie la stabilité d'un talus en fixant la même ligne de rupture et en faisant bouger ses frontières (R,L) de $0.5H$ à $5H$ simultanément. La distance, du pied de pente à la fin de frontière droite est L , de tête de la pente à la fin de frontière gauche est R , de pied au fond du talus est B . H est la hauteur de la pente (Fig 3.2).

Tab 3.1: Caractéristiques du matériau.

Propriétés	Grandeurs
Poids volumique	20 kN/m^3
cohésion	8 kPa
Angle de frottement	30°
Module de Young	100000 kPa
Coefficient de Poisson	0.4
Modèle	Linéaire élastique

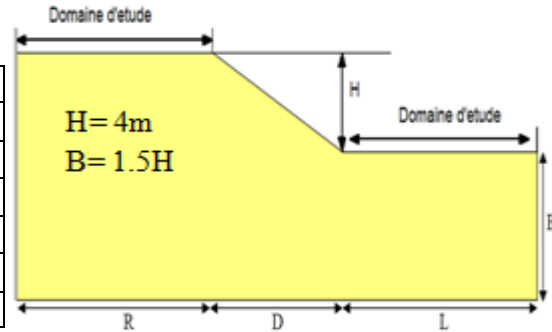


Fig 3.2: Domaine (frontières) d'étude de stabilité.

Les résultats de cette analyse sont présentés par le graphe de la figure (3.3), qui donne la variation de F_s en fonction du domaine choisi.

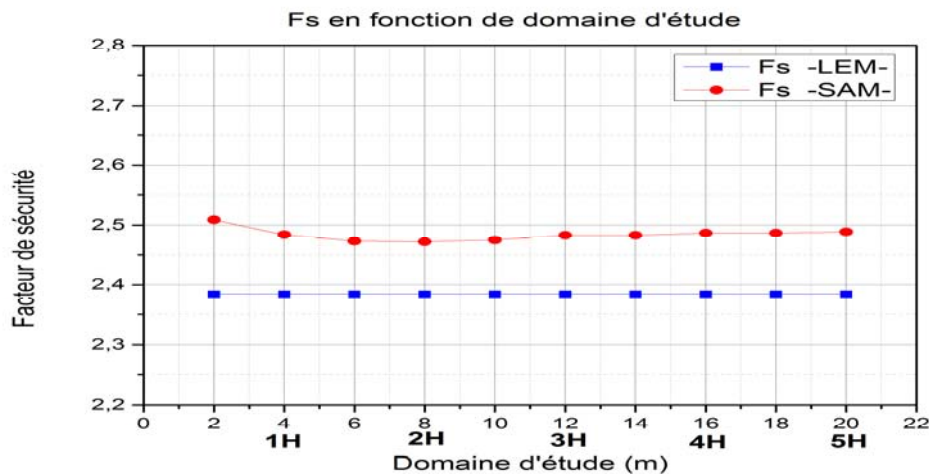


Fig 3.3: Facteur de sécurité en fonction des frontières choisies.

Par LEM, F_s est sous forme d'une droite horizontale, le facteur de sécurité est indépendant des frontières choisies, ce qui est un résultat évident. Alors que par la SAM, F_s passe d'une valeur

de 2.51 à une valeur de 2.47 (différence de 0.04). A partir de la frontière 3H les différences entre les F_s sont négligeables. La différence est due aux contraintes de cisaillement sur la pente du talus (zone d'influence de la pente). Ce phénomène ne peut pas être pris en charge par LEM ($\sigma_v = \gamma \cdot h$ et $\tau_{xy} = 0$). Pour mieux illustrer cette influence, on trace aux points schématisés sur la figure (3.4), l'histogramme des contraintes tangentielles (Fig 3.5).

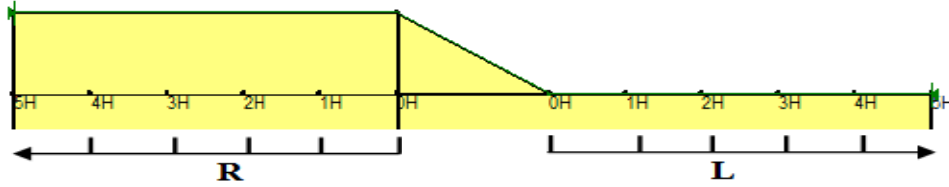


Fig 3.4: Point de calcul des contraintes tangentielles.

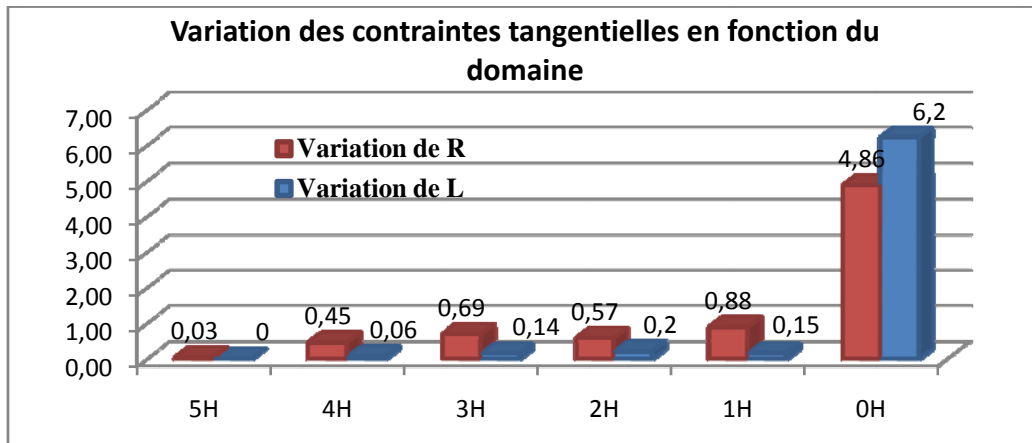


Fig 3.5: Histogramme des contraintes tangentielles aux frontières (R,L).

Dans ce cas, on remarque que malgré que la concentration de la contrainte se localise au pied du talus, l'influence de la pente sur les contraintes tangentielles est beaucoup plus importante pour la frontière gauche du côté de la tête (R), que pour la frontière droite du côté du pied (L).

Les cercles de Mohr montrent qu'à la frontière R au point 3H, la contrainte tangentielle est presque nulle ($\tau_{xy} \approx 0$), c.à.d. que l'influence de la pente est négligeable en comparaison avec la contrainte tangentielle de la projection de la tête de talus au point 0H.

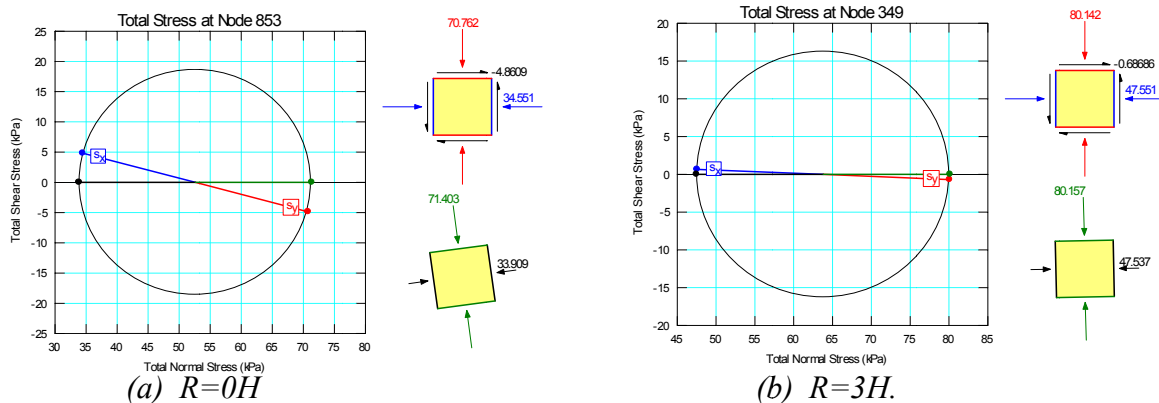


Fig 3.6: Cercle de Mohr aux frontières.

Ces résultats montrent que le domaine d'étude de stabilité choisi a un impact sur le calcul de stabilité. Le domaine doit être choisi raisonnablement suivant le principe de contenir entièrement la zone d'influence de la pente. Si les frontières sont aussi petites, la zone

d'influence de la pente n'est pas prise en considération entièrement, les résultats d'analyse de stabilité seront influencée par ce choix. Si la frontière est trop grande, il y aura grande quantité de redondance de données dans le travail de la division de grille (discrétisation). Afin de ne pas influencer l'état de contraintes dans le massif, de préférence avoir un domaine moyen d'environ 3 fois la hauteur de la pente.

Zheng Y.r. et al., (2010) et Zegen et Xiaoyong (2012), ont trouvé les mêmes résultats approximativement; ($L/H=1.5$, $R/H=2.0$ et $B/H=1.0$). Ces travaux montrent aussi qu'avec des rapports $L/H=3$ et $R/H=3$, on retrouve exactement le même facteur de sécurité.

Ces résultats ne peuvent pas être généralisés à tous les cas. L'existence d'un chargement en tête et/ou au pied de talus (Fig 3.7), influence le domaine d'étude de stabilité et change les résultats de l'analyse. Le domaine d'étude de stabilité choisi doit se faire correctement (prendre en compte toute la zone d'influence) pour éviter lors d'interprétations des résultats du calcul de stabilité l'influence des frontières sur les résultats trouvés.

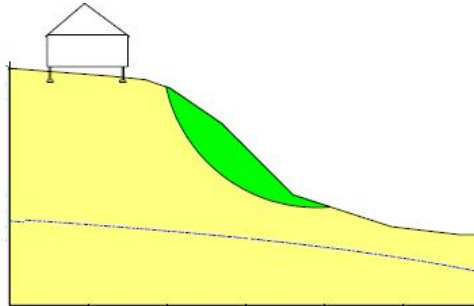


Fig 3.7: Influence du domaine choisi.

III.3.2.2. Sensibilité aux paramètres d'entrée de la SAM

En utilisant la SAM, qui est une méthode de calcul par éléments finis, on a besoin d'introduire des lois de comportement du sol, élastique ou élasto-plastique ou autres, qui nécessitent par conséquent en plus des propriétés mécaniques du sol (γ , c , ϕ), l'introduction de nouveaux paramètres d'entrée tels que le module de Young E , le coefficient de Poisson ν (modèles élastiques linéaires) et rajouter l'angle de dilatance ψ en modèles élasto plastiques (Tab 3.2).

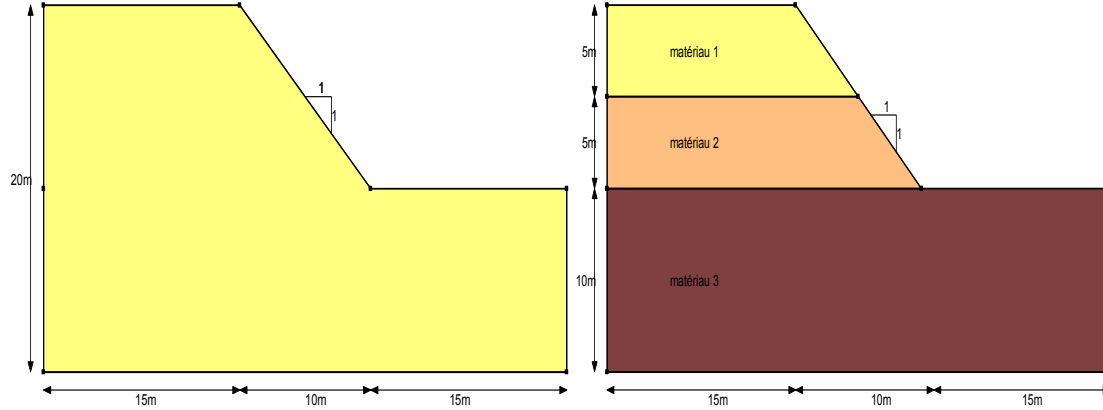
Tab 3.2: Paramètres d'entrée de la SAM et LEM.

Paramètres d'entrée	Poids propre	Cohésion	Angle de frottement	Module de Young	Coefficient de Poisson	Angle de dilatance
LEM	X	X	X			
SAM	X	X	X	X	X	X

On procède à l'étude de l'influence de chacun de ces nouveaux paramètres (E , ν , ψ), sur les résultats du calcul de stabilité. Il est avantageux d'établir l'influence de ces paramètres, puisqu'ils sont absents dans l'analyse d'équilibre limite. Ces études aident également à identifier des hypothèses implicites dans l'analyse d'équilibre limite.

□ Exemple étudié

Pour examiner l'influence de ces paramètres sur la stabilité, deux pentes simples ont été analysées (Fig 3.8). La première pente est homogène composée d'un matériau Mohr-Coulomb (critère de rupture), alors que la seconde comporte trois couches horizontales des matériaux Mohr-Coulomb différents.



(a) Pente homogène

(b) Pente hétérogène (trois matériaux).

Fig 3.8: Géométrie de la pente.

Dans toutes les analyses, les mêmes propriétés mécaniques sont employées pour tous les matériaux. Le poids propre est de 20 kN/m^3 , la cohésion égale à 5 kPa , alors que l'angle de frottement a une valeur de 32° . Pour les deux pentes le facteur de sécurité calculé par la méthode de Bishop (avec Slope/W) était de 1.27. Ce facteur de sécurité est employé comme repère pour évaluer les écarts dans les réponses de la SAM pour des modèles élastiques et elasto-plastiques.

□ Gammes de variation des paramètres (E , ν , ψ)

Pour les matériaux géotechniques, le module élastique des matériaux géotechniques varie de $1.0 \times 10^3 \sim 1.0 \times 10^7 \text{ kPa}$. L'expérience a montré que la valeur du coefficient du Poisson est dans la gamme de 0.15 à 0.50. L'angle de dilatance des sols est comprise entre $0 \leq \psi \leq \varphi$.

Dans le cas de la pente homogène, on propose trois valeurs différentes pour chaque paramètre. Les valeurs de E utilisées sont $2,000 \text{ kPa}$, $20,000 \text{ kPa}$ et $200,000 \text{ kPa}$. De même, pour ν et ψ , trois valeurs différentes ont été employées dans les analyses:

$$\nu_1 = 0.2, \nu_2 = 0.35 \text{ et } \nu_3 = 0.48 \quad ; \quad \psi_1 = 0^\circ, \psi_2 = 17.5^\circ \text{ et } \psi_3 = 30^\circ.$$

Dans le cas de la pente hétérogène, pour maintenir l'analyse simple, des combinaisons différentes de E et ν ont été considérées. Une valeur additionnelle du E de $2,000,000 \text{ kPa}$ a été également appliquée à ce cas pour aider à accentuer l'uniformité des résultats du facteur de sécurité même lorsque des variations élevées de module de Young sont considérées pour les pentes hétérogènes.

□ Résultats de l'analyse de sensibilité de (E , ν , ψ)

Les deux exemples considérés ont permis l'exploration de l'impact des différents modules de Young, de coefficient de Poisson et l'angle de dilatance pour les différents matériaux sur la solution. Les résultats des analyses sont récapitulés dans les tableaux (3.3 et 3.4).

Le tableau (3.3) représente les résultats sur l'exemple de la pente homogène et le tableau (3.4) pour la pente hétérogène.

Tab 3.3: Résultats de F_s sur la pente homogène.

Paramètres	No.	Exemple pente homogène			Facteur de sécurité	
		E (kPa)	ν	ψ	Elastique	Elasto-plastique
Module de Young	1	2,000	0.35	0	1.37	1.320
	2	20,000	0.35	0	1.37	1.320
	3	200,000	0.35	0	1.37	1.320
Coefficient de Poisson	4	2,000	0.2	0	1.362	1.400
	6	2,000	0.48	0	1.367	1.350
Angle de dilatance	8	2,000	0.35	17.5	-	1.253
	9	2,000	0.35	30	-	1.202

Tab 3.4: Résultats de F_s sur la pente hétérogène.

Paramètres	No.	Exemple pente hétérogène						Facteur de sécurité	
		Matériau 1		Matériau 2		Matériau 3		Elastique	Elasto-plastique
		E (kPa)	ν	E (kPa)	ν	E (kPa)	ν		
Module de Young	1	2,000	0.35	2,000	0.35	2,000	0.35	1.363*	1.350*
	2	2,000	0.35	20,000	0.35	200,000	0.35	1.363	1.250
	3	200,000	0.35	20,000	0.35	2,000	0.35	1.363	1.180
	4	2,000	0.35	200,000	0.35	2,000,000	0.35	1.363	1.25
Coefficient de Poisson	5	2,000	0.2	2,000	0.35	2,000	0.48	1.304	1.45
	6	2,000	0.48	2,000	0.35	2,000	0.2	1.415	1.25

*La différence de facteur de sécurité à celle dans la ligne 1 du tableau (3.3) est un résultat de discrétisation en élément finis.

Les résultats trouvés montrent que:

- **Module de Young E**

- Pour les modèles élastiques linéaires, le module du Young n'a aucune influence sur les valeurs de coefficients de sécurité pour les deux pentes homogène et hétérogène. Les contraintes dans le sol sont indépendantes de module de Young.
- Pour les modèles elasto-plastiques, le module élastique n'a pas d'influence sur la pente homogène, et a peu d'effet sur le facteur de sécurité de la pente hétérogène. Les deux valeurs extrêmes du module de Young (2,000 et 2,000,000) ont provoqué des changements de 10% de la réponse (1.25 contre 1.35 respectivement).

Pour les modèles elasto-plastique, les valeurs des facteurs de sécurité vont de 1.18 à 1.35, une différence de -7% à +6% de la solution d'équilibre limite de repère (Bishop: $F_s=1.27$). Bien que dans certains cas la couche la plus rigide a été 1,000 fois plus rigide que le matériau le plus mou (la ligne 4 du tableau 3.4), les facteurs de sécurité calculés demeurent toujours dans la même marge de différence.

- **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson reflète le rétrécissement ou expansion des matériaux par le serrage ou l'étirage. La compressibilité du sol et de la roche est petite sous l'effet du poids propre. Du tableau (3.3), on peut arriver à une conclusion que le coefficient de Poisson fondamentalement a une légère influence sur le facteur de sécurité en modèles élastiques et une plus grande influence en modèles elasto-plastique, entre les deux valeurs extrêmes de

ν (0.2 à 0.48), la différence est de 5%. L'influence du coefficient de Poisson augmente avec l'hétérogénéité des matériaux (Tab 3.4).

Pour ce cas, les valeurs des facteurs de sécurité vont de 1.25 à 1.45, une différence de -1% à +14% de la solution d'équilibre limite de repère (Bishop: $F_s=1.27$).

- **Angle de dilatance**

L'impact de l'angle de dilatance a été examiné sur le cas de la pente homogène. Les résultats des facteurs de sécurité sont données dans les lignes (8, 9 et 1) du tableau (3.3).

Les facteurs de sécurité varient de 1.202 à 1.32. Ces valeurs minimum et maximum sont moins de ($\pm 5\%$) loin de la valeur de repère d'équilibre limite de 1.27. Ceci est conforme aux résultats indiqués par d'autres auteurs (Griffith et Lane, 1999), l'angle de dilatance n'a pas d'impact significatif dans des problèmes de pente dus généralement à des faibles confinements des couches géologiques.

L'influence de l'angle de dilatance peut être visible dans les cas de pente plus raides avec des propriétés de matériaux médiocres faisant rentrer ces matériaux en forte plasticité.

Cette étude paramétrique a confirmé les résultats d'autre travaux (Zegen et Xiaoyong, 2012). Il est important de noter, cependant, que les rapports de rigidité des matériaux affectent les déformations, et parfois produisent des mécanismes de rupture qui diffèrent de manière significative de la solution d'équilibre limite de référence. Ceci laisse entendre que dans des cas des matériaux multiples impliquant le renforcement, les facteurs de sécurité pourraient être tout à fait différents pour différents rapports de rigidité. L'influence des paramètres considérés affecte beaucoup plus les déformations que les contraintes dans le sol et donc les résultats en terme de coefficient de sécurité sont faiblement influencés.

III.4. Illustration des limitations des méthodes 'LEM' par la 'SAM'

Dans l'objectif d'illustrer quelques limitations des méthodes d'équilibre limite ordinaires et de montrer l'utilité de cette nouvelle approche SAM, on étudie la stabilité de quelques exemples des talus théoriques en mettant en parallèle les deux types d'analyses LEM et SAM.

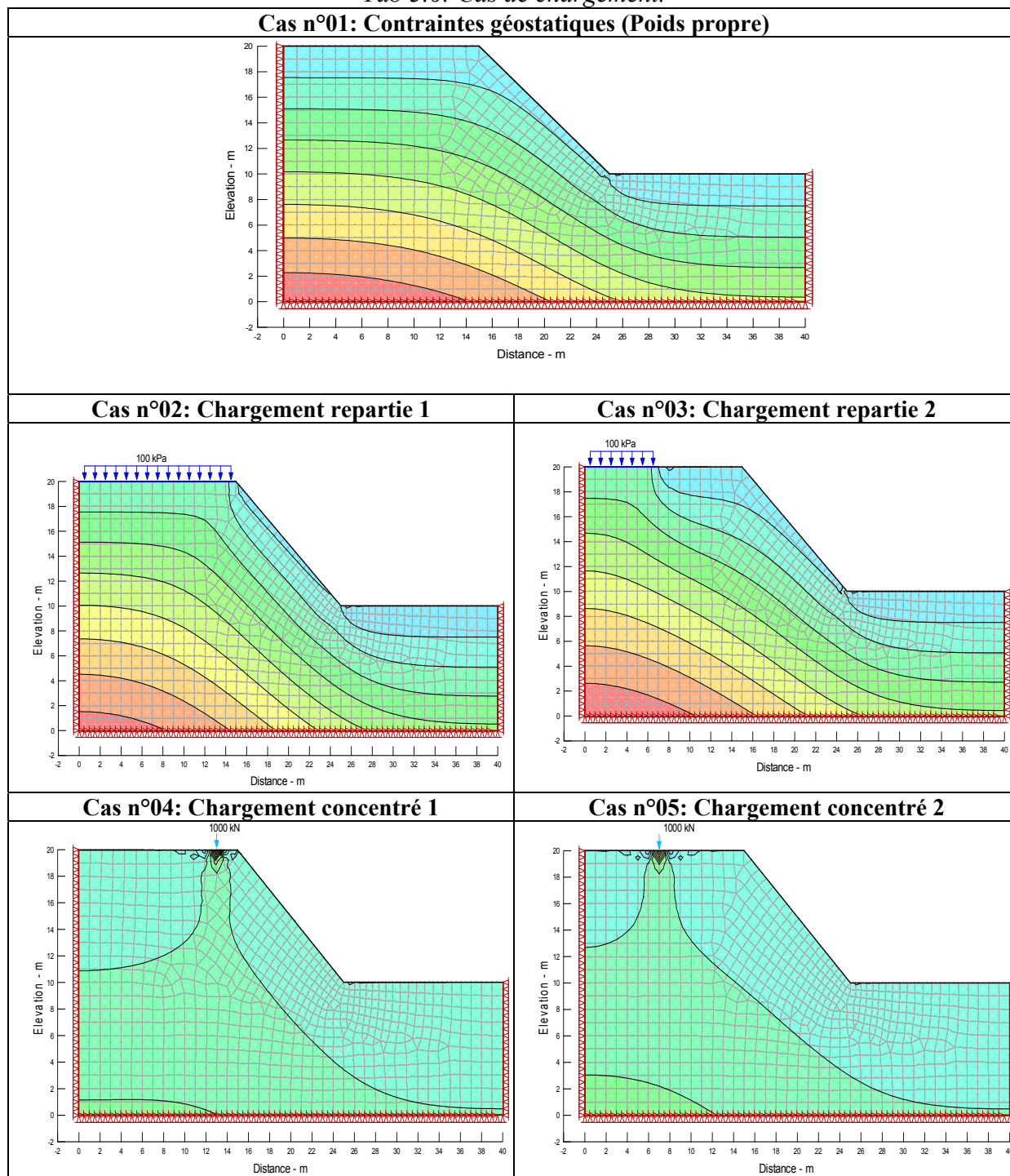
On procède à l'étude d'un talus d'une pente de 45° avec différents cas de chargement. Les propriétés du talus sont résumées dans le tableau (3.5):

Tab 3.5: Données de problème analysé.

Propriétés	Grandeurs
Pente	45°
Poids volumique	20 kN/m ³
cohésion	5 kPa
Angle de frottement	32°
Module de young	10000 kPa
Coefficient de poisson	0.3334
Modèle	Elastique linéaire

On illustre dans le tableau (3.6), les différents cas de chargement analysés :

Tab 3.6: Cas de chargement.



III.4.1. Influence de la distribution des contraintes sur la stabilité du talus

Les valeurs du coefficient de sécurité F_s obtenus par les deux types d'analyses sur la même ligne de glissement sont présentés dans le tableau (3.7):

Tab 3.7: Comparaison des résultats de la SAM avec LEM.

Cas de chargement	F_s -LEM-	F_s -SAM-
Cas 01: Contraintes géostatiques	1.138	1.210
Cas 02: chargement repartie 1	0.926	0.988
Cas 03: chargement repartie 2	1.138	1.215
Cas 04: chargement concentré 1	0.760	0.807
Cas 05: chargement concentré 2	1.138	1.242

Selon ces résultats; les valeurs du coefficient de sécurité F_s obtenus avec LEM et SAM sont différents pour tous les cas de chargement. Les remarques suivantes peuvent expliquer ces différences:

❖ **1/ Cas 01: contraintes géostatiques;** la différence entre les deux coefficients de sécurité est d'environ 7%. La méthode LEM considère dans le calcul le poids de la tranche verticale, la contrainte normale à la base de la tranche est dérivée principalement du poids de la tranche ($\sigma_v = \gamma \cdot h$), (Fig 3.9).

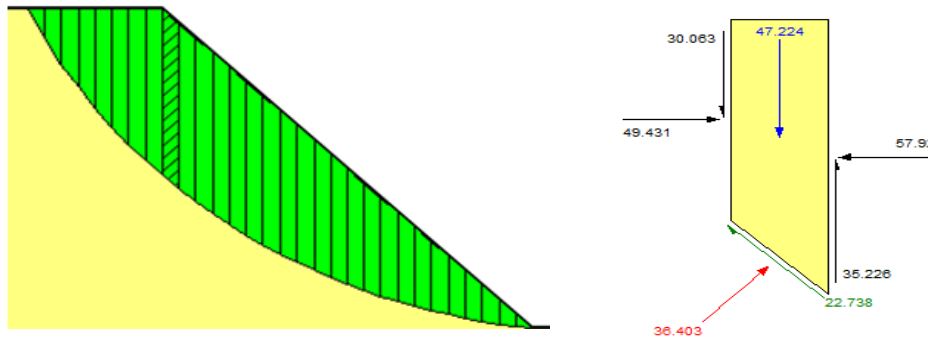


Fig 3.9: Bilan de forces sur une tranche par LEM.

Par contre il est intéressant de noter qu'en utilisant la SAM, le profil des contraintes dues au poids propre n'est pas une distance constante à la surface du sol. Le profil est plus près de la surface sous la pente et surtout au droit du pied de talus avec une concentration localisée de contraintes (Fig 3.10). Le principe utilisé dans LEM n'est plus valable.

A la surface horizontale l'analyse SAM donne une valeurs de 50 kPa (Fig 3.10); on peut la déduire simplement en multipliant le poids volumique de matériaux par l'épaisseur de la couche en dessus: $\sigma_v = 20 \text{ kN/m}^3 \times 2.5 \text{ m} = 50 \text{ kPa}$. Par contre le long de la pente, la contrainte n'est pas constante. Ceci signifie que l'effort vertical n'est pas simplement influencé par les poids de terrains de recouvrement. Il est également affecté par l'effort de cisaillement dû à la pente.

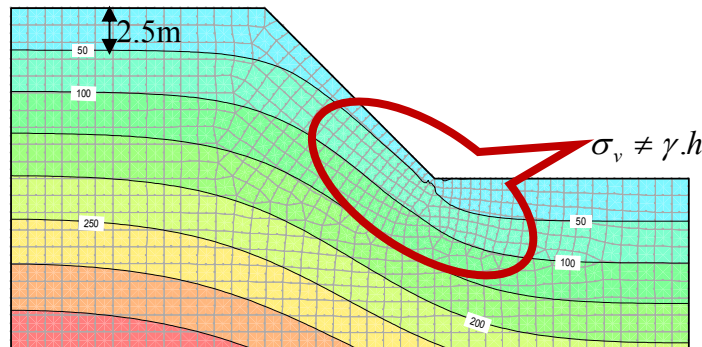


Fig 3.10: Contraintes géostatiques par SAM.

On peut montrer la différence entre les deux analyses par le graphe qui donne la distribution des contraintes normales le long de cette surface particulière de glissement (Fig 3.11). On remarque une certaine différence entre les contraintes normales calculées avec les deux analyses qui devient très importante à la tranche n°30 qui correspond au pied du talus.

La différence dans la marge de facteur de sécurité est principalement liée aux distributions de contraintes normales le long de la surface de glissement. La grande différence des contraintes normales au pied résulte de la concentration de contrainte de cisaillement dans cette section. Des concentrations localisées de contrainte ne sont pas naturellement considérées dans la méthode d'équilibre limite où la normale à la base de la tranche est dérivée principalement du poids de la tranche.

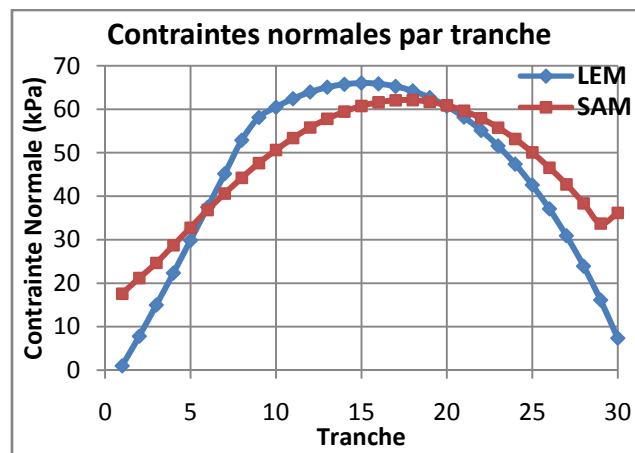


Fig 3.11: Contraintes normales dans les tranches.

Un avantage supplémentaire de l'approche SAM est qu'elle donne la possibilité de regarder des facteurs de sécurité locaux pour chaque tranche. La figure (3.12) montre la variation du facteur de sécurité par tranche le long de la surface de glissement. La même figure inclut le facteur de sécurité en utilisant l'équilibre limite, qui est par hypothèse le même pour toutes les tranches.

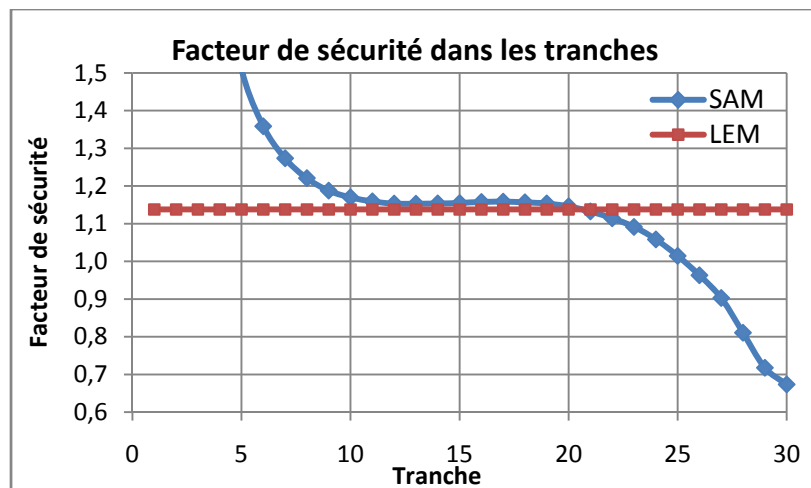


Fig 3.12: Facteurs de sécurité locaux dans les tranches.

❖ **2/ Cas 03 et 05:** le résultat de LEM est le même que pour le cas en contraintes géostatiques malgré la présence d'une charge répartie au cas (03) et d'une charge concentrée dans le cas (05), alors qu'il diffère d'un cas à l'autre avec la SAM. Par LEM, on retrouve le même bilan des forces sur la même tranche dans les deux cas (Fig 3.13) avec chargement non

pris en charge. Les chargements ne sont pas pris en considération car ils sont en dehors de la ligne de glissement fixée.

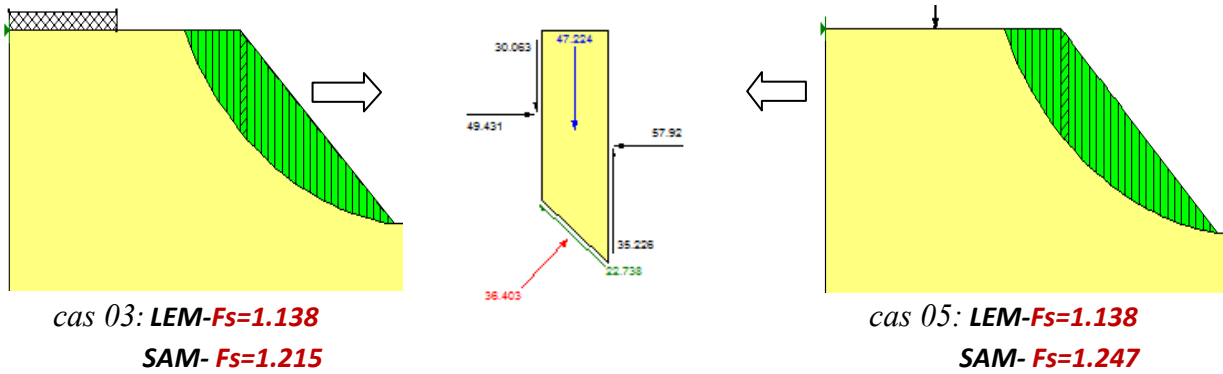


Fig 3.13: Chargements négligés par LEM.

❖ 3/ Cas 02: **chargement reparté 1**, la méthode LEM donne un résultat ($F_s=0.926$) différant de la SAM ($F_s=0.988$). Dans LEM, comme le montre le bilan des forces dans les tranches (Fig 3.14); cette charge repartée est considérée comme des forces ponctuelles (F_i) seulement au niveau des tranches (i) sur lesquelles elle est appliquée et non pas pour le reste des tranches. Cette force est calculée comme suit:

$$F_i = \text{Charge repartie kPa (kN/m}^3) \times \text{Epaisseur de la charge repartie (m)} \times \text{Largeur de la tranche(m)}$$

Exemples: $F_6 = 100 \text{ kPa} \times 1 \text{ m} \times 0.45256 \text{ m} = 45.256 \text{ kN}$.

$$F_{11} = 0 \text{ kPa} \times 1 \text{ m} \times 0.45256 \text{ m} = 0 \text{ kN}.$$

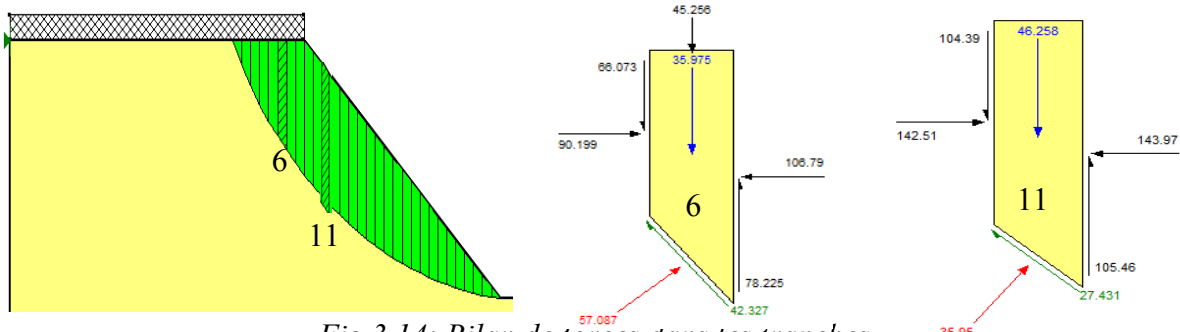


Fig 3.14: Bilan de forces dans les tranches.

4/ Cas 04: **chargement concentré 01**, avec LEM, la charge concentrée est prise en considération seulement au droit de la tranche où elle est appliquée. Contrairement à la tranche qui est juste à côté, elle n'est soumise qu'à son poids propre (Fig 3.15).

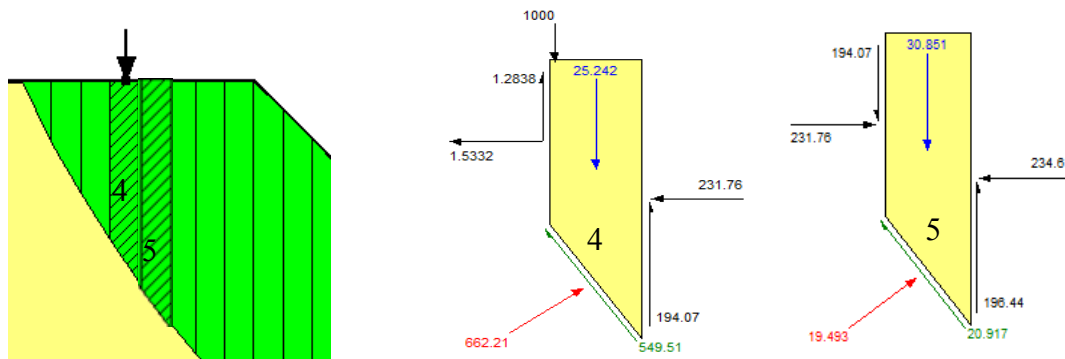


Fig 3.15: Mauvaise prise en charge du chargement par LEM.

On présente dans ce cas, la distribution des contraintes normales dans les tranches avec les deux analyses (Fig 3.16). Il y a des différences significatives entre les résultats, en particulier pour les tranches qui incluent les charges. La SAM montre une certaine augmentation des efforts normaux dans les tranches proches du chargement (distribution de contraintes), mais pas aussi dramatiques que LEM considérant que la charge est entièrement reprise par une seule tranche.

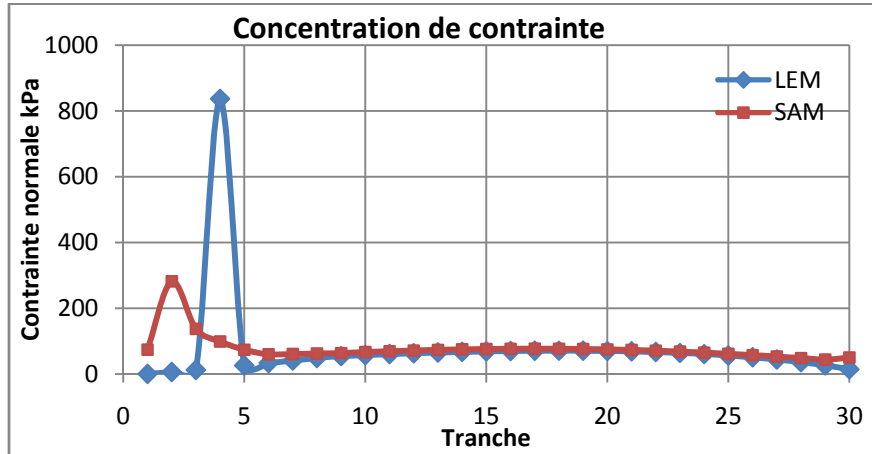


Fig 3.16: Concentration de contrainte capturées par LEM et SAM.

Cet exemple prouve que les efforts calculés par une analyse d'équilibre limite ordinaire peuvent être énormément différents des efforts calculés par la SAM. Les efforts obtenus par éléments finis sont plus réalistes et beaucoup plus proches des conditions réelles de la pente. L'implication est que les efforts calculés par équilibre limite ne sont pas représentatifs des états réels de champ des contraintes. Ces résultats demeurent très importants et suggèrent que la reprise des efforts de renforcements (clous,...) telles que évaluées par les méthodes LEM n'est pas correcte.

III.4.2. Influence de la pente du talus

L'objectif ici, est d'illustrer l'influence de la pente du talus sur les résultats de l'étude de stabilité, en termes de coefficient de sécurité F_s et position de la ligne de rupture. On procède à l'analyse d'un talus, dans lequel on fait varier la pente, d'une pente plus au moins douce ($\alpha=20^\circ$) vers une pente plus raide ($\alpha=60^\circ$) en passant par des pentes intermédiaires par un pas de (10°) . On résume dans le tableau (3.8), les données des cas traités.

Tab 3.8: Propriétés des pentes étudiées.

Propriétés	Grandeurs
Pente	$20^\circ - 60^\circ$ pas (10°)
Poids volumique	20 kN/m^3
cohésion	8 kPa
Angle de frottement	30°
Module de Young	100000 kPa
Coefficient de Poisson	0.4
Modèle	Elastique linéaire

Cette analyse est subdivisée en deux parties;

□ Partie 01: Différence en termes de valeurs de F_s

Dans cette partie, on veut montrer la différence entre les deux analyses LEM et SAM en termes de coefficient de sécurité. La position de la surface de rupture est fixée. Les résultats obtenus par cette analyse sont représentés par le graphe de la figure (3.17).

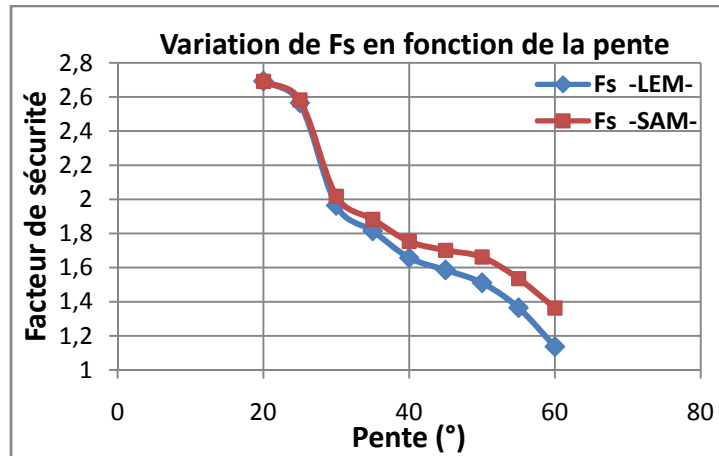


Fig 3.17: Facteur de sécurité en fonction de l'inclinaison du talus.

On remarque que plus la pente augmente au delà de 30° (pour l'exemple considéré) plus l'écart de coefficient de sécurité F_s entre les deux analyses augmente. En augmentant la pente les profils de contrainte ne gardent pas la même distance à la surface du sol le long de la pente à cause de la concentration des contraintes qui se localisent de plus en plus que la pente augmente (Fig 3.18).

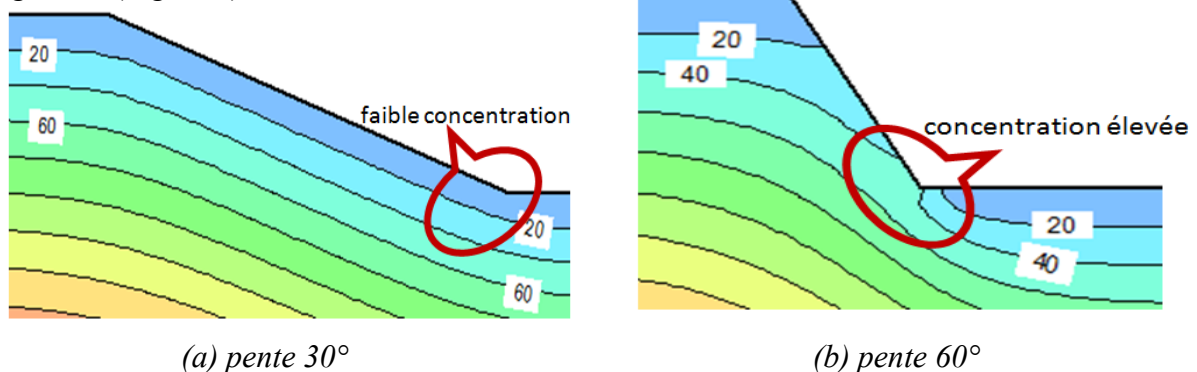


Fig 3.18: Influence de la pente sur l'état de contrainte dans le talus.

□ Partie 02: Différence en termes de position de surface de glissement potentielle

Pour cette analyse, on cherche la surface de glissement la plus critique par chacune des méthodes indépendamment et on compare les résultats obtenus. On présente dans la figure (3.19), les deux surfaces de rupture obtenues par LEM (en vert) et celle obtenue avec la SAM (en noir). Pour une pente de 30°, on remarque que les deux surfaces sont très proches l'une de l'autre (3.19.a). Par contre en augmentant la pente, pour une pente de 60° par exemple, on voit que les deux surfaces sont plus éloignées l'une de l'autre (3.19.b).

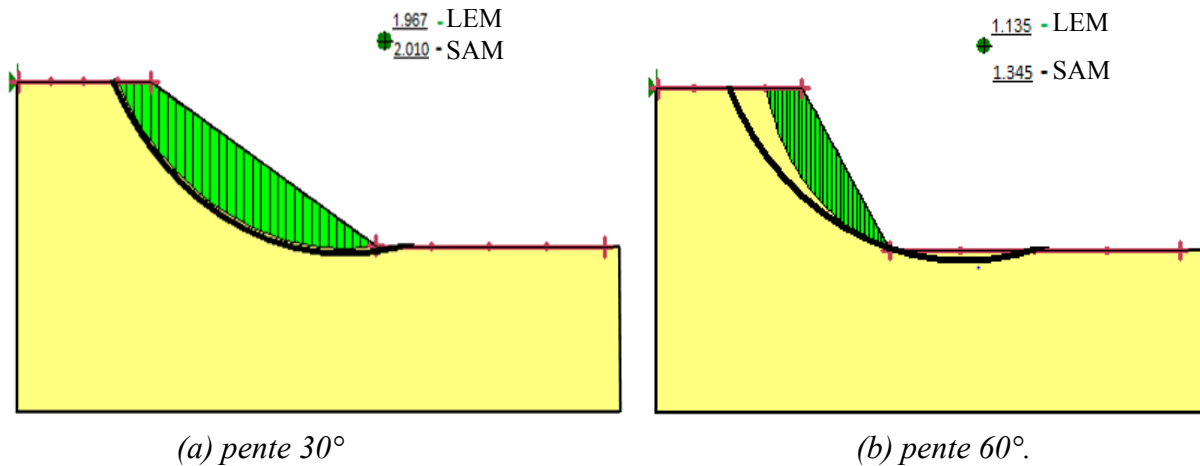


Fig 3.19: Position de la surface de rupture potentielle.

III.4.3. Synthèse de la comparaison entre LEM et SAM

La raison des différences dans la distribution de contraintes et les facteurs de sécurité résultants entre LEM et SAM se situe dans la considération par LEM des poids propres des tranches pour estimer les contraintes. De ce fait, le calcul des contraintes par éléments finis dans le cadre d'équilibre limite pour évaluer la stabilité des talus a beaucoup d'avantages. Certains sont comme suit :

- Difficultés des méthodes LEM réglées:

- Il n'y a aucun besoin de faire des hypothèses au sujet des forces inter-tranches.
- Le choix entre les méthodes LEM n'est plus nécessaire.
- Le facteur de sécurité est déterministe une fois que les efforts ont été calculés, et par conséquent, il n'y a aucun problème itératif de convergence.
- La question de la compatibilité de déplacement est satisfaite.

- Bénéfices apportés aux LEM:

- Les efforts calculés sont beaucoup plus près de la réalité.
 - Des concentrations d'efforts sont indirectement considérées dans l'analyse de stabilité.
- On peut rajouter d'autres points qui ne sont pas traités dans ce mémoire;
- Des effets d'interaction sol-structure sont aisément manipulés dans l'analyse de stabilité.
 - Les efforts dynamiques résultant de secousse de tremblement de terre peuvent être directement considérés dans une analyse de stabilité.

III.5. Difficultés de la méthode SAM (Redistribution des contraintes)

La SAM est une approche qui surmonte plusieurs limitations de l'analyse d'équilibre limite. En même temps, elle soulève quelques nouvelles questions.

Avec la SAM on peut adopter plusieurs lois de comportement des matériaux, élastique linéaire ou élasto-plastique ou d'autres. Une analyse élastique linéaire est plus adéquate dans beaucoup de cas pour obtenir une image raisonnable de l'état des contraintes. Elle donne certainement une distribution d'efforts beaucoup plus réaliste que celle obtenue à partir d'une analyse statique par LEM.

Le comportement constitutif non-linéaire est souvent essentiel, si l'intérêt principal est de trouver les déformations, mais pas si l'intérêt principal est une distribution des contraintes

(stabilité). Dans certains cas les déformations peuvent devenir importantes et la structure ne peut pas remplir sa fonction prévue avant d'atteindre le point d'effondrement. Autrement dit, l'utilité de la structure est perdue tandis que le facteur de sécurité est supérieur à 1.0.

Pour montrer l'influence des lois de comportement des matériaux sur l'étude de stabilité avec la SAM, on revient à détailler les résultats d'analyse du cas en contraintes géostatiques présenté précédemment au (§ IV). On illustre dans la figure (3.20), la variation de la résistance au cisaillement disponible ainsi que le cisaillement mobilisé le long de toute la surface de glissement. On remarque que les résultats d'une analyse élastique linéaire simple peuvent signifier que les contraintes calculées dans certaines zones de la pente sont plus grandes que la résistance disponible du sol.

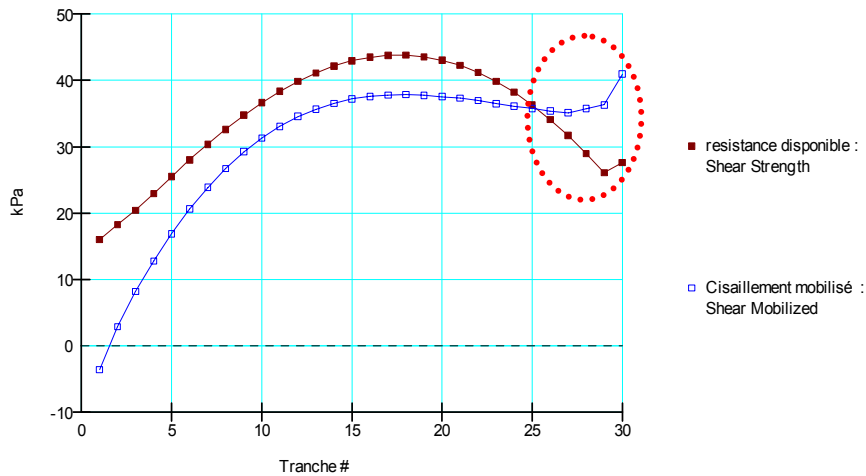


Fig 3.20: Resistance et cisaillement mobilisé en élasticité.

Dans les quatre dernières tranches (de la tranche n°26 jusqu'à la tranche n°30), le cisaillement mobilisé est plus grand que la résistance disponible du sol à ces endroits. Etant donné que les facteurs de sécurité locaux sont les rapports entre la résistance disponible et le cisaillement mobilisé, et qui ne sont pas constants pour toute les tranches, implique des facteurs de sécurité inférieur à 1.0 pour ces tranches (Fig 3.21).

$$\tau_{mob} > \tau_{max} \rightarrow F_{S(local)} = \frac{\tau_{max}}{\tau_{mob}} < 1$$

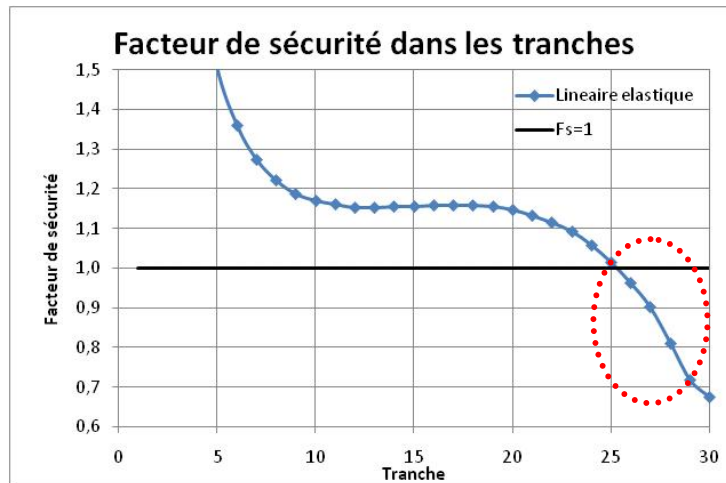


Fig 3.21: Facteurs de sécurité locaux inférieur à 1.

Des facteurs de sécurité locaux inférieurs à 1.0, n'ont pas de sens physique parce qu'il n'est pas possible de trouver un état de contrainte au dessus de la courbe enveloppe du sol. Numériquement cet état de contrainte c.-à-d. un dépassement de résistance, se manipule comme un facteur de sécurité local inférieurs à 1. Cela se produit pour plusieurs raisons, dont:

- L'utilisation d'une analyse élastique linéaire qui ne considère pas la résistance du sol et par conséquence des états surchargés de contrainte sont calculés (fausse distribution de contraintes).
- L'augmentation soudaine des pressions d'eau pendant un séisme, ce qui réduit les contraintes effectives et mènent à la diminution de la résistance du sol.
- La perte brusque de la résistance due à la destruction de la structure des grains de sable par exemple durant un tremblement de terre.

Numériquement lorsque cet état de distribution de contrainte existe, il y'a besoin de le redistribuer de sorte que tout état de contrainte sera ramené au dessous ou bien sur la courbe enveloppe du matériau pour avoir une distribution d'efforts plus près de la réalité (Fig 3.22).

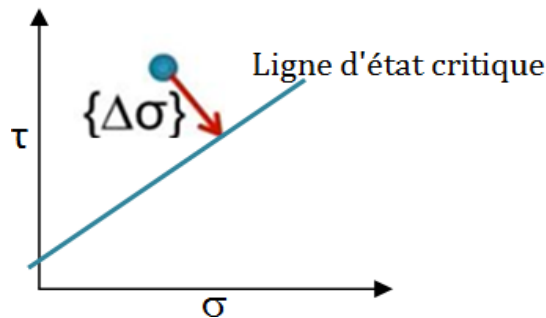


Fig 3.22: Dépassement de résistance en élasticité.

Lorsqu'une mauvaise distribution de contraintes est obtenue en analyse élastique-linéaire, des modèles constitutifs non-linéaires (élasto-plastique) devraient être employés pour redistribuer les contraintes de telle manière que les efforts appliqués n'excèdent pas la résistance du sol. La redistribution de contrainte est possible dans la SAM en employant, l'option d'analyse de 'redistribution de contrainte' pour changer et redistribuer les efforts de sorte qu'il n'y ait aucun dépassement de résistance.

III.6. Analyse de la stabilité par les méthodes SRM (Strength Reduction Method).

Le principe de réduction de la résistance (Strength Reduction Method) a été proposé pour repérer l'état d'équilibre limite dans le cadre de l'analyse de la stabilité des talus par la méthode des éléments finis.

Cette méthode procède par affaiblissements du sol (la résistance du sol est artificiellement réduite) par étapes dans une modélisation en éléments finis, jusqu'à ce qu'il ne soit plus possible de réaliser la convergence de la solution c.-à-d. que la pente atteigne la rupture. Le facteur de sécurité est considéré comme le facteur par lequel la résistance du sol doit être réduite pour atteindre la rupture (Dawson et al., 1999 ; Griffiths et al, 1999).

Une manière alternative de définir la "rupture" est le point auquel les déformations deviennent excessives. C'est un critère beaucoup plus subjectif que le critère de non-convergence.

□ Principe de base de la réduction de la résistance SSR (Shear Strength Reduction)

La technique de réduction de résistance SSR, consiste à ajuster constamment les paramètres de résistance au cisaillement de la masse du sol, en utilisant un facteur de réduction de résistance SRF (Strength Reduction Factor) (Fig 3.23). Ce facteur de réduction de résistance SRF est appliqué sur la résistance au cisaillement τ_f ; l'effort de cisaillement disponible est défini pendant que la résistance au cisaillement est divisée par ce facteur. Puisque la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb est donnée par: $\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi$

La résistance au cisaillement disponible (c.-à-d., la résistance au cisaillement divisée par le facteur SRF) devient :

$$\tau = \frac{\tau_f}{SRF} = \frac{c}{SRF} + \sigma \cdot \left(\frac{\tan \varphi}{SRF} \right) \quad [3.2]$$

Les signes (*) indiquent les paramètres réduits.

$$SRF = \frac{c}{c^*} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi^*} \quad [3.3]$$

Pendant ce processus numérique, la réduction de la résistance par l'augmentation de facteur de division SRF fait tendre l'état de la pente graduellement vers l'état critique d'équilibre limite. Si la réduction continuait, la pente deviendrait instable et la rupture se produirait. Ce facteur sera le facteur de sécurité de stabilité correspondant à cette pente.

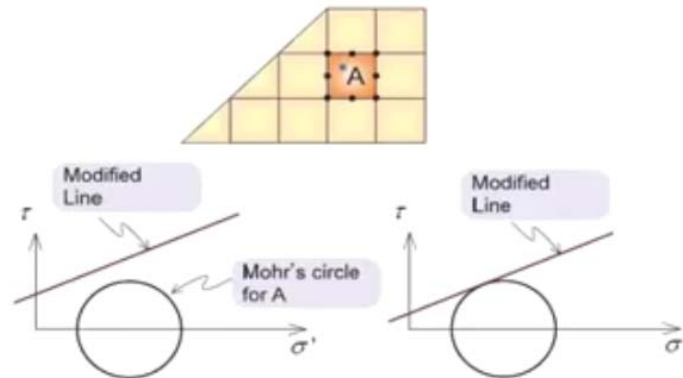


Fig 3.23: Principe de réduction de résistance (MIDAS GTS NX, 2014).

III.6.1. Analyse de stabilité par l'approche SRM-LEM

La méthode 'SRM-LEM' offre la possibilité d'utiliser la technique de la réduction de résistance couramment utilisée par les logiciels de calcul de stabilité en éléments finis; pour l'analyse de stabilité des pentes dans le cadre d'équilibre limite.

La particularité de l'approche (SRM-LEM) est qu'elle garde toujours les principes de base des méthodes LEM cités précédemment (subdivisions en tranches, facteurs de sécurité locaux, etc.) et utilise simultanément le principe de base de réduction de résistance. Par conséquent la ligne de rupture sera bien définie, contrairement aux autres méthodes SRM (strength reduction method) habituelles qui ne permettent d'obtenir aucune surface de rupture bien définies mais juste de l'estimer en regardant les déplacements et les déformations à l'intérieur de la pente.

Avec cette approche on regroupe donc les deux résultats; des surfaces bien définies avec leurs coefficients de sécurité correspondants en plus de la possibilité de voir l'ensemble des

déplacements et déformations à l'intérieur de la pente. Alors que avec LEM on peut pas obtenir ni les facteurs de sécurité locaux (progressivité de rupture) ni la déformabilité de la pente, et avec les méthodes SRM habituelles, on ne peut pas obtenir une surface de rupture claire et bien déterminée. Aussi par l'approche (SRM-LEM), les facteurs de réduction de résistance SRF n'ont pas un algorithme intégré automatiquement dans le logiciel mais manuellement attribués à l'analyse, d'où la nécessité d'un grand soin dans le choix des SRF.

Pour chaque pas de réduction de la résistance, on détermine le champ de contrainte et de déformation par le module de contrainte-déformation 'Sigma/W'. On introduit les résultats obtenus dans le module de calcul de stabilité 'Slope/W', pour déterminer le coefficient de sécurité qui correspond à cette situation de résistance. Pour différents niveaux de réduction SRF correspond un facteur de sécurité

Le facteur de sécurité recherché est le SRF qui correspond à un facteur de sécurité de 1. On trace alors la courbe de variation de F_s en fonction de SRF (Fig 3.24)

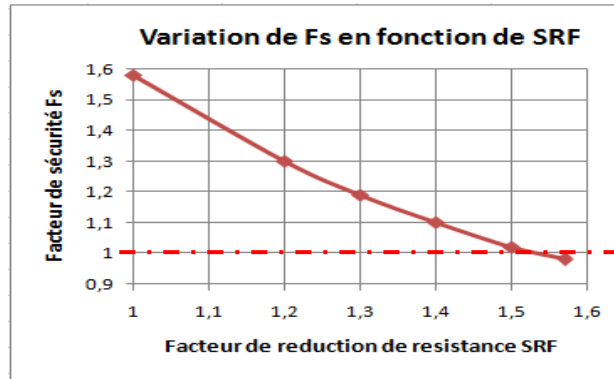


Fig 3.24: Variation de F_s en fonction de SRF.

□ Exemple d'une analyse SRM-LEM

On analyse le cas de la figure (3.25). Les propriétés de cas considéré sont résumées dans le (Tab 3.9).

Tab 3.9: Propriétés de la pente analysée.

Propriétés	Grandeurs
Poids volumique	20 kN/m ³
cohésion	5 kPa
Angle de frottement	30°
Module de young	1000 kPa
Coefficient de poisson	0.334
Angle de dilatation	0°
Modèle	Elasto-plastique

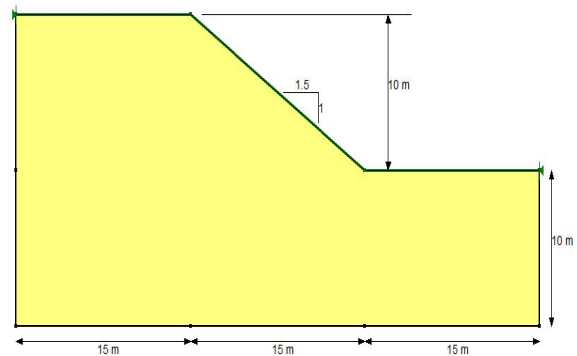


Fig 3.25: Configuration de la pente étudiée.

La première étape consiste à faire une analyse insitu (géostatique) pour établir l'état de contrainte initial. La résistance du sol est alors réduite par étapes. Pour chaque cas de résistance, le facteur de sécurité est calculé en équilibre limite. Chaque analyse de réduction de résistance emploie l'analyse précédente ou "parent" en tant que conditions initiales.

Les paramètres de résistance réduits utilisés pour cet exemple et leurs résultats de facteur de sécurité sont récapitulés dans le tableau (3.10):

Tab 3.10: Résultats d'analyse.

Cas	φ'	c'	SRF	F_s
Base	30.00	5.00	1.00	1.516
01	27.69	4.54	1.10	1.365
02	25.69	4.17	1.20	1.272
03	23.95	3.85	1.30	1.110
04	22.41	3.57	1.40	1.051
05	21.05	3.33	1.50	1.021
06	19.84	3.125	1.55	0.98

Les graphes de la figure (3.26), montrent les distributions de la résistance disponible et de cisaillement mobilisé pour le cas initial (Base) et chacun des cas (1,3,6) pendant la réduction de la résistance du sol.

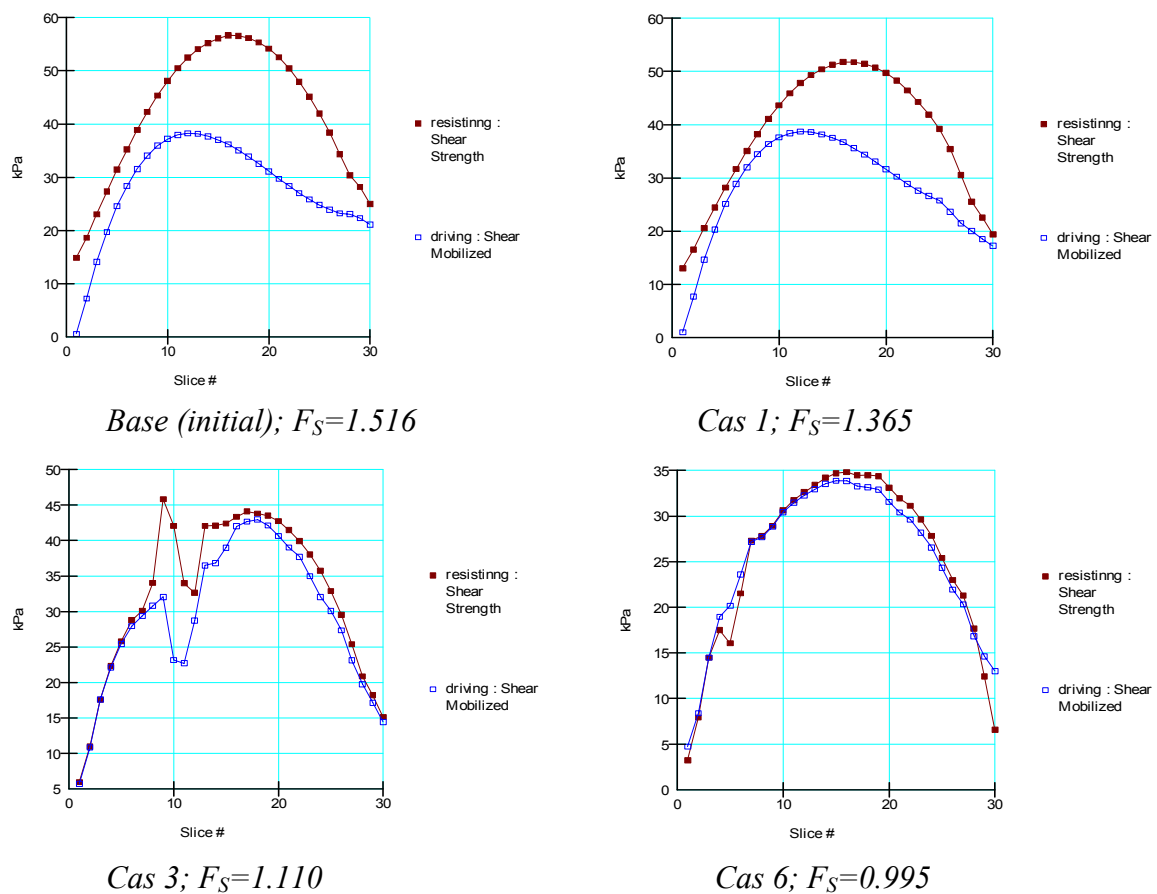


Fig 3. 26: Distribution de Résistance disponible et Cisaillement mobilisé.

Initialement la résistance au cisaillement est localement plus grande que le cisaillement mobilisé le long de la surface potentielle du glissement. Le facteur de sécurité global est l'aire sous la courbe de résistance divisée par l'aire sous la courbe de cisaillement mobilisée. D'après le facteur de sécurité calculé, l'aire sous la courbe de résistance est 1.516 fois plus grande que l'aire sous la courbe de cisaillement mobilisé. Les deux courbes se rapprochent progressivement par étapes de réduction de résistance jusqu'à se qu'elles deviennent essentiellement identiques pendant que le facteur de sécurité tend graduellement pour toutes les tranches vers l'unité.

Pour mieux apprécier les résultats, on peut tracer le graphe d'évaluation des facteurs de sécurité locaux le long de la surface de glissement. On présente par le graphe de la figure (3.27) celui des cas précédents (base, 1,3,6)

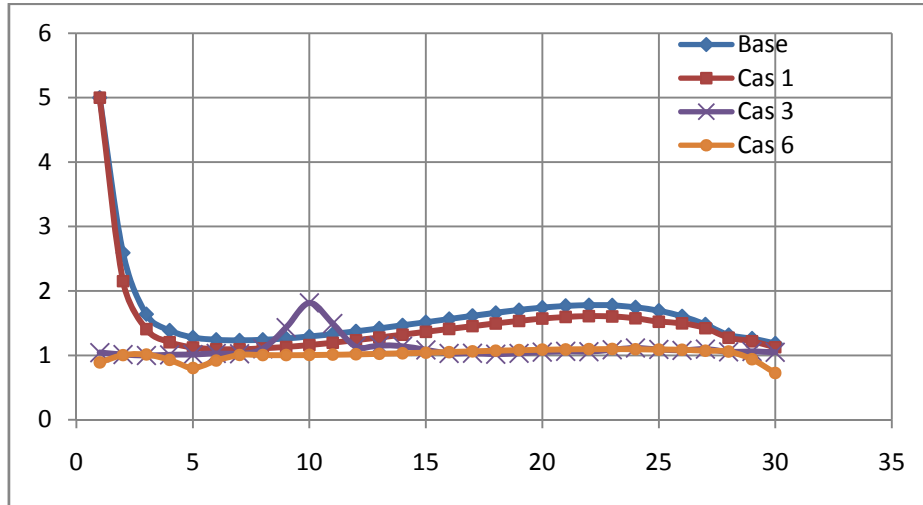


Fig 3.27: Evaluation des facteurs de sécurité locaux.

De plus, ce procédé permet de voir la déformée de la pente à chaque étape. Pour le dernier cas d'équilibre limite (cas 06), on peut montrer le champ des déplacements à la rupture (Fig 3.28).

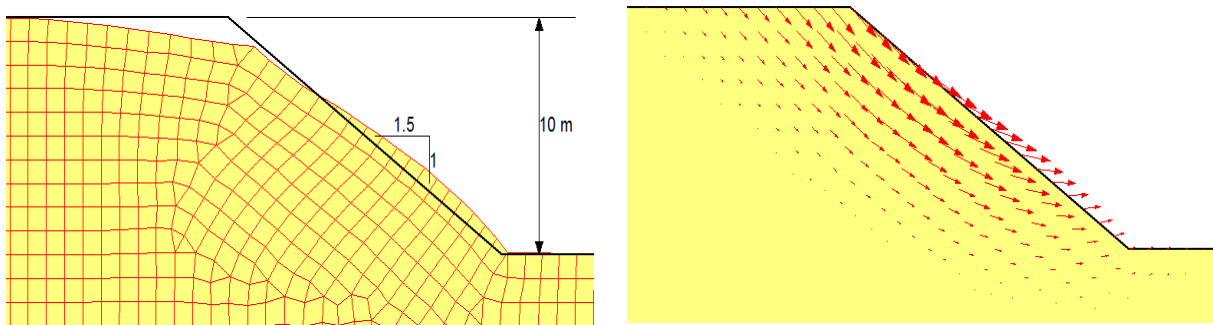
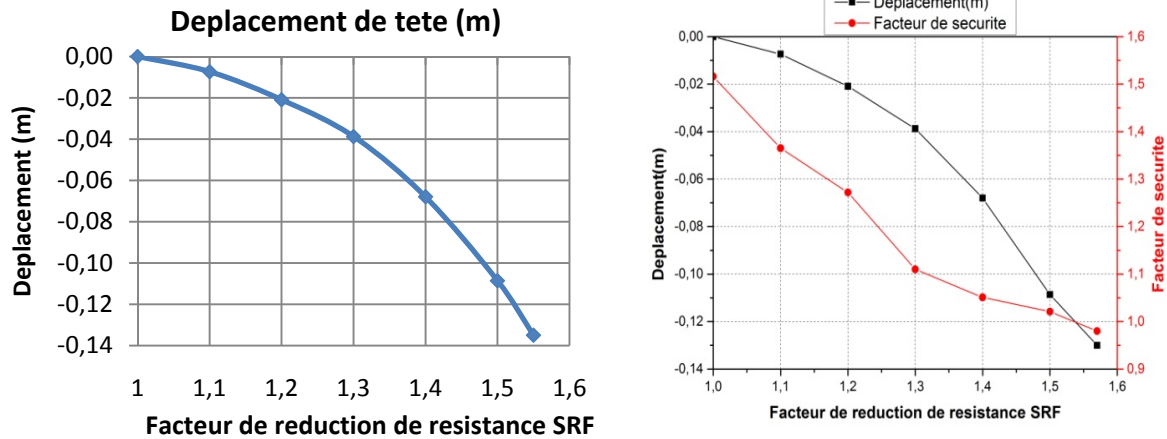


Fig 3.28: Champ des déplacements dans la pente à l'équilibre limite.

□ **Avantage de l'approche 'SRM-LEM'**

On peut illustrer son avantage par l'étude de stabilité de la même pente avec la technique SRM isolée, le cas utilisé par les méthodes purement en éléments finis. L'état de rupture est estimé à partir de variation importante des déplacements. Le graphe de la figure (3.29.a) montre que le taux des déplacements de tête de pente augmente avec les augmentations de SRF, mais aucune coupure distincte dans la courbe des déplacements pour nous aider à décider le point du "rupture". Dans ce cas l'état d'équilibre limite est difficilement détectable (peut être dépassé d'une étape à l'autre) et peut être même erroné puisque la non-convergence peut être provoquée par beaucoup de facteurs qui ne correspondent pas nécessairement à la rupture. Donc il est plus facile et plus fiable de combiner la technique SRM avec LEM que pour adopter l'approche de réduction de résistance isolée. Cette nouvelle approche permet de combiner entre les deux résultats, le facteurs de sécurité correspondant à la rupture peut être déterminés plus précisément par l'intersection de la courbe des déplacements avec celle de variation de F_s en fonction de SRF (Fig 3.29.b).



(a) Résultats de la méthode SRM isolée

(b) Résultats de l'approche SRM-LEM.

Fig 3.29: Résultats de l'approche SRM-LEM.

Ce procédé est plus utile pour fournir une image raisonnable des déformations permanentes résultantes de la perte de résistance réelle qui apparaît et qui n'a pas mené à un effondrement total de la structure. L'exemple pratique correspond aux cas des renforcements de pente (géotextiles par exemple) qui représentent des rigidités importantes par rapport aux matériaux de pente pouvant subir de grande déformation.

III.7. Conclusion

Les méthodes LEM sont basées purement sur les principes de la statique et n'indiquent rien au sujet des déplacements qui se réalisent dans le sol. Il n'est pas toujours possible d'obtenir des distributions réalistes des efforts et particulièrement lors d'existence de concentrations de contraintes (interaction sol-structure,...). Dans un effort de surmonter ces limitations, il a été proposé le principe de la SAM.

Les méthodes telles que la SAM est un pas important en avant. En plus qu'elle surmonte plusieurs limitations des méthodes traditionnelles d'équilibre limite, elle fournit également un ancrage à la connaissance de ces méthodes tellement utilisées par habitude dans la pratique (influence de la pente, du domaine choisi et des lois de comportement des matériaux,...).

La méthode SAM avec une analyse élastique linéaire conduit parfois à des états de contraintes non réalistes (la limite élastique est violée). Cela peut être corrigé par la réalisation d'une redistribution des contraintes.

L'utilisation des modèles élasto-plastiques complique considérablement l'analyse, elle requiert une plus grande capacité de calcul et peuvent montrer des problèmes de convergence.

Les facteurs globaux de sécurité entre une analyse élastique linéaire et élasto-plastique sont, cependant, presque identiques. Lorsque on cherche à évaluer la stabilité, l'analyse en élastique-linéaire est la plus adéquate. Lorsque on cherche à évaluer les déformations, on peut recourir aux modèles élasto-plastiques.

La méthode de réduction de la résistance SRM dans son utilisation en éléments finis isolée souffre des critères imprécis pour définir la rupture, qui est représenté par un état de non-

convergence. La convergence est un issu numérique difficile, car la structure se déplace vers le point d'instabilité.

Il est plus facile et plus fiable de combiner la technique SRM avec LEM pour aboutir à des solutions plus précises.

Pour l'étude de stabilité des structures en terre, on a montré par ce chapitre, l'avantage et l'utilité d'utilisation des méthodes de calcul rationnelles en éléments finis dans le cadre de l'équilibre limite par rapport aux méthodes purement en éléments finis ou seulement en équilibre limite.

CHAPITRE 4: L'EAU DANS LA STABILITE DES PENTES ET TALUS

IV.1. Introduction

La stabilité des pentes et talus est manifestement conditionnée par la présence de l'eau. L'eau circule à travers le massif de la pente et ses états dans le sol sont en changement permanent (écoulement), par conséquent la modélisation des nappes phréatiques en statique dans les modèles de stabilité conventionnels n'est pas tout à fait rigoureuse.

Les pentes peuvent être entièrement submergées par la nappe phréatique. On parle des conditions de sol saturé, mais dans la plupart des cas; on est devant des situations de pentes partiellement submergée (sol non saturé).

Les mouvements de l'eau peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs du 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 des pressions interstitielles dans les massifs et son évolution au cours du temps est donc une donnée dont il faut tenir compte dans le calcul de stabilité des ouvrages en terre.

On introduit dans ce chapitre, les notions fondamentales utilisées pour la description du comportement mécanique de l'eau dans les sols (statique ou influencé par des écoulements). On présente notamment, la loi de Darcy, base de l'analyse des écoulements de l'eau dans les milieux poreux naturels; l'équation fondamentale des écoulements permanents et transitoires dans les sols.

L'évaluation de la stabilité des pentes en présence d'eau (saturé, non saturé) est réalisée dans le présent travail, en premier lieu par les méthodes d'équilibre limite ordinaire, ensuite en introduisant les approches rationnelles (éléments finis) qui permettent de simuler les écoulements et d'intégrer leurs résultats pour l'analyse de la stabilité.

IV.2. Différents états de l'eau dans le sol

Dans les ouvrages de géotechnique (Philipponnat et Hubert, 2000; Schlosser, 1988), on distingue généralement outre l'eau entrant dans la composition chimique des grains (Fig 4.1) :

- L'eau interstitielle (eau libre de circuler dans l'espace poreux ou eau capillaire) qualifiée d'eau libre selon (Lambe, 1958). L'eau interstitielle se présente sous forme;

- ✓ Eau libre lorsque le sol est saturé et baigne dans une nappe phréatique. Cette eau est soumise aux lois des écoulements hydrauliques.

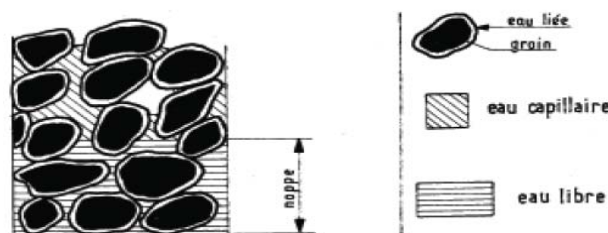


Fig 4.1: Etat de l'eau dans les sols (Philipponnat et Hubert, 2000).

✓ Eau capillaire dont les propriétés sont modifiées par la présence d'une interface liquide-vapeur. L'eau capillaire se trouve au-dessus de la nappe. Elle est en équilibre, d'une part sous l'action de la gravité et, d'autre part, sous l'action des forces de tension qui se développent à l'interface eau/air/solide.

L'eau capillaire ne peut pas 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.

IV.3. Particularités 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. On y voit l'air présent dans l'espace poreux ainsi que les interfaces liquide/vapeur, appelées communément ménisques capillaires (Fig 4.2). La présence de cette troisième phase rend nécessaire la définition d'un paramètre pour quantifier la quantité d'eau présente dans le sol.

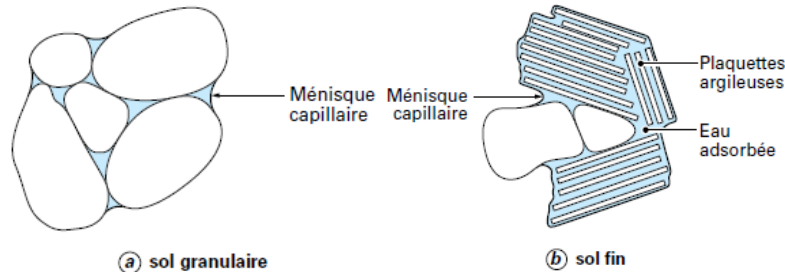


Fig 4.2: Représentation des sols non saturés (Delage et al., 2001a).

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 (Fig 4.3). La remontée est due à la tension superficielle de l'eau qui équilibre le poids de la colonne d'eau.

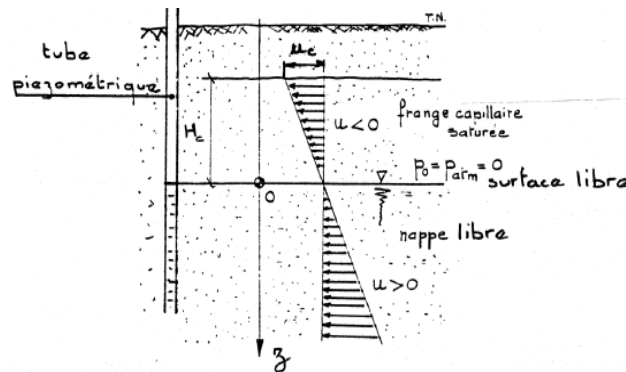


Fig 4.3: Distribution de la pression interstitielle dans un capillaire (Lancellota, 1995).

On conçoit donc que dans les sols, et en particulier dans les sols fins où les interstices entre les grains solides sont de très faibles dimensions, des quantités importantes d'eau peuvent être retenues sous forme d'eau capillaire.

On définit alors la pression capillaire comme la différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau (Eq [4.1]).

$$P_c = P_a - P_w \quad [4.1]$$

Une autre approche permet d'expliquer dans quel état se trouve le fluide dans un milieu non saturé: il s'agit de raisonner en termes de potentiel de l'eau (Panel, 1965). On considère 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 [4.2]:

$$\psi_T = \psi_g + \psi_p + \psi_m + \psi_o \quad [4.2]$$

- ψ_g : potentiel gravitaire (en cas de différence 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).

La succion est par définition 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. Elle se définit comme la somme de plusieurs composants (Delage et al., 2001a).

On définit, à partir des potentiels de l'eau, la succion osmotique (S_o) et la succion matricielle (S_m) :

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

La succion matricielle correspond à la pression capillaire P_c définie précédemment (Eq [4.1]), tandis que la succion osmotique est due aux différences de concentrations chimiques de solutions présentes dans le sol non saturé. Gens et al., (2001) expliquent que seules les composantes matricielles et osmotiques affectent le comportement mécanique du sol 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 :

$$S_T = S_o + S_m$$

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).

De nombreuses techniques expérimentales de mesure de la 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 en cours des essais (Blatz et al., 2000; Masekanya, 2008).

IV.3.1. Courbes de rétention d'eau

La capacité des sols non saturés à attirer et retenir l'eau est quantifiée par la détermination des courbes de rétention d'eau, qui en constituent une caractéristique essentielle. Ces courbes sont déterminées en soumettant un échantillon du sol à un cycle de séchage et de remouillage. Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en reportant les valeurs de teneur en eau dans un diagramme "logarithme de la succion/teneur en eau" (Fig 4.10). On peut également les représenter en reportant le degré de saturation en abscisse, ce qui permet d'observer une valeur de saturation résiduelle pour des succions très élevées (Fig 4.4).

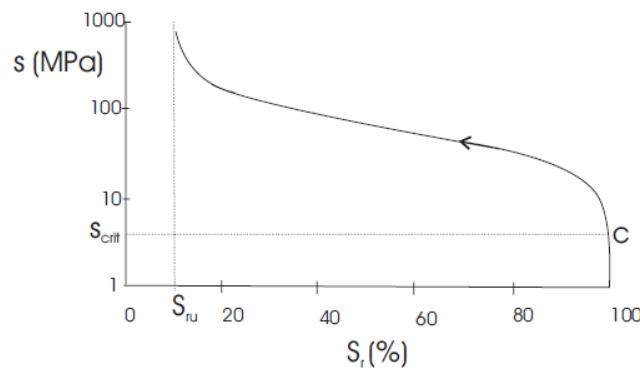


Fig 4.4: Courbe de rétention d'eau d'un sol non saturé en cours de séchage (Li, 2000).

Le point c (Fig 4.4) indique une valeur de succion critique s_{crit} . Si l'on impose une succion inférieure à celle-ci, on observe qu'il n'y a presque pas d'eau qui sort du sol. Il n'y a pas d'air qui pénètre dans le sol avant que la succion n'atteigne la succion critique. Dès que la succion dépasse cette valeur critique, la saturation diminue. Cette valeur critique est en fait une mesure de la taille maximale des pores d'un sol, car ce sont les plus grands pores qui se drainent les premiers. Cette valeur critique de la succion est souvent appelée pression d'entrée d'air.

Si le séchage continue, on observe qu'une certaine quantité d'eau reste dans le sol même si la succion est très grande. Cette eau reste dans le sol sous forme de ménisques isolés ou de couches immobiles adsorbées sur les particules de sol. L'écoulement d'eau est tellement difficile que l'on n'arrive pas à extraire cette quantité d'eau. Aussi l'appelle-t-on teneur en eau résiduelle (θ_r) (Fig 4.10), et la saturation correspondante est la saturation résiduelle notée S_{ru} .

La courbe de rétention d'eau varie selon les types de sols. Plus le sol est fin, plus la pression d'entrée d'air est grande et plus la succion pour désaturer le sol est importante.

IV.3.2. Perméabilité à l'eau

□ Coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité d'un sol saturé dépend à la fois des caractéristiques du sol et de celles de l'eau.

Le coefficient de perméabilité (appelé aussi «conductivité hydraulique») varie largement avec la nature et l'état du sol. Il est donné généralement en puissances de 10 (10^n ou 2×10^n ou $3,5 \times 10^n$, etc.). Ses valeurs vont de 1 m/s pour les graviers très perméables à 10^{-11} m/s pour les argiles très peu perméables (Tab 4.1).

Tab 4.1: Valeurs du coefficient de perméabilité des sols.

Type de sol	Gravier	Sables	Limons (silts)	Argiles
k (m/s)	10^0	10^{-3}	10^{-6}	10^{-9} à 10^{-11}
Méthode de mesure en laboratoire	Perméamètre à charge constante		Perméamètre à charge variable	

□ Fonction de perméabilité (Conductivité hydraulique)

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique du sol (i.e. distribution des dimensions des pores). Mais, dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation du sol.

Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores, de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la perméabilité diminue fortement lorsque la saturation diminue. La perméabilité est fortement influencée par la variation de la succion. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte sur la saturation est également secondaire par rapport à l'effet de la succion. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même, (Fredlund et al., 1993).

La figure (4.5) montre schématiquement l'allure de la fonction de perméabilité d'un sol non saturé. Eu égard aux difficultés inhérentes à la détermination expérimentale de la perméabilité des sols non saturés, diverses lois empiriques ont été proposées pour décrire la fonction de perméabilité des sols non saturés (Li, 2000).

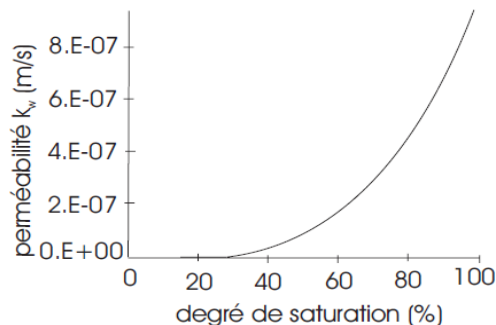


Fig 4.5: Perméabilité k_w d'un sol non saturé (Li, 2000).

IV.3.3. Effet de la succion sur le comportement mécanique des sols

La succion influence le comportement mécanique des sols, et son influence fait l'objet de recherches toujours en cours en mécanique des sols. Beaucoup de travaux ont été réalisés ces dernières années en contrôlant ou en imposant la succion à des échantillons de sols.

Les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée (Cui, 1993) montrent que la résistance au cisaillement augmente avec la succion (Fig 4.6). On remarque que la cohésion augmente linéairement avec la succion, ce qui correspond à d'autres résultats disponibles (Fredlund et al. (1978), Escario et al. (1986), Delage et al. (1987)). Quant à l'angle de frottement, il varie en fonction de la succion mais de manière un peu moins claire, et en fonction du type de sol (Fig 4.8).

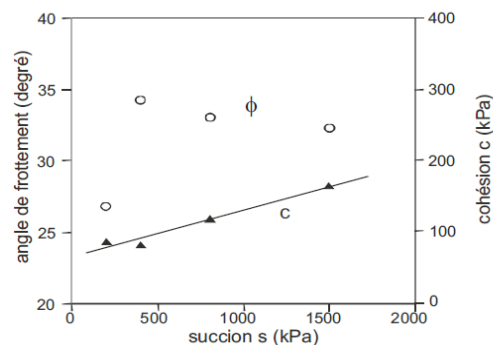


Fig 4.6: Essai sur un limon compacté, (Cui, 1993).

Les modules de cisaillement et celui de Young varient aussi en fonction de la succion. Cui (1993) a fait une série d'essais sur un limon compacté et a montré que globalement les deux modules augmentent avec la succion et la contrainte de confinement (Fig 4.7).

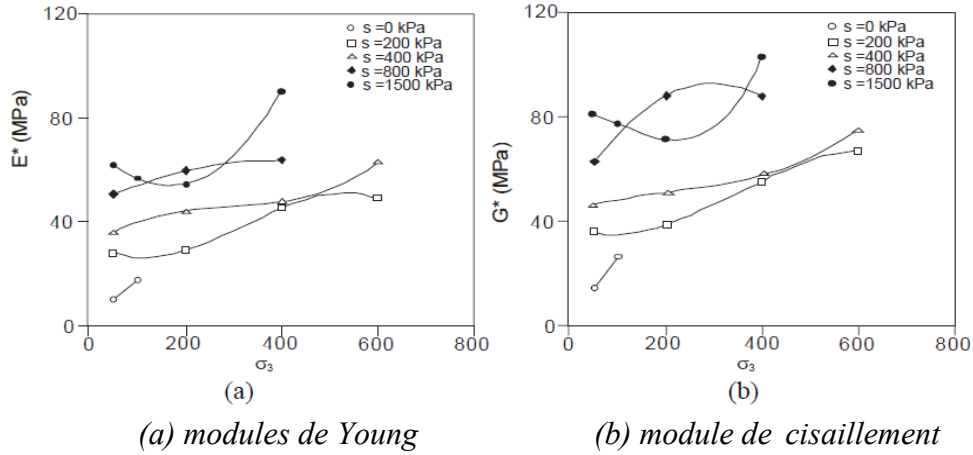


Fig 4.7: Variations des modules de Young et de cisaillement, (Cui, 1993).

IV.3.4. Notion de contrainte effective pour les sols non saturés

Dans le cas des sols saturés, l'expression bien connue de la contrainte effective est interprétée classiquement par la figure (4.8), où l'on représente une facette du milieu biphasique caractéristique d'un sol granulaire.

Dans ce cas, la grandeur physique u est la contrainte neutre, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions. La figure (4.8) illustre l'additivité de la contrainte effective et de la pression interstitielle. On a:

$$\sigma' = F(\sigma, u) = \sigma - u$$

Cette relation est valable dans le cas des sols saturés où généralement u est positive ou nulle.

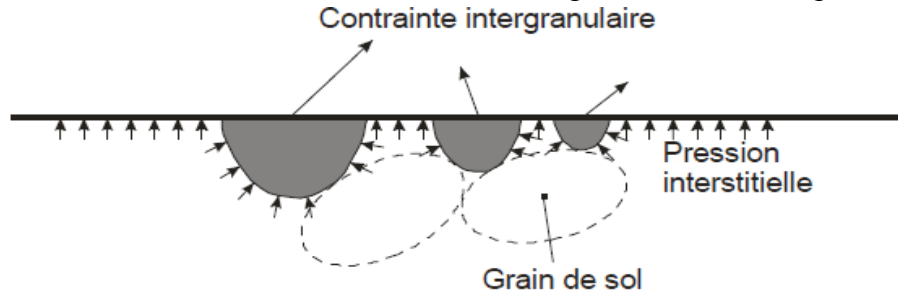


Fig 4.8: Principe de contrainte effective dans un sol saturé, (Delage et al., 2001b).

Les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont tenté d'étendre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte totale et de la succion, qui permettrait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés. Le phénomène d'effondrement (encore appelé affaissement) des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique.

Diverses tentatives d'étendre la notion de contrainte effective aux sols non saturés ont été effectuées.

Une première expression proposée pour la contrainte effective dans le cas d'un sol dont les vides sont remplis d'eau et d'air (partiellement saturé) est celle de Bishop (1960):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad [4.3]$$

où: u_a = pression interstitielle de l'air,

u_w = pression interstitielle de l'eau,

$u_a - u_w$ = succion matricielle,

χ = paramètre de Bishop (= 1 pour les sols saturés et = 0 pour les sols secs). Les valeurs intermédiaires du paramètre de Bishop dépendent principalement du degré de saturation S_r .

D'autres expressions de la contrainte effective ont été proposées par plusieurs auteurs pour décrire le comportement des sols non saturés, (Jennings (1960), Fredlund et al. (1993), Khalili et al. (1995)).

IV.4. Écoulement de l'eau dans le sol

La description mathématique de l'écoulement vertical de l'eau dans le sol est obtenue en considérant :

D'une part l'équation dite de continuité (Eq [4.4]) qui exprime la conservation de la masse d'eau dans un volume élémentaire représentatif du sol. Elle s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial z} \quad [4.4]$$

où θ est la teneur en eau volumique (volume d'eau par volume total du sol), q est la densité de flux volumique, t est le temps et z est la profondeur mesurée positivement vers le bas.

D'autre part l'équation [4.5] de conservation de la quantité de mouvement (équation de Darcy, 1856) :

$$q = K(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \Leftrightarrow \vec{q} = K(\theta) \vec{i} \quad [4.5]$$

où: H est la charge hydraulique.

K est la conductivité hydraulique.

La loi de Darcy permet de décrire les écoulements dans un milieu poreux saturé : elle exprime la proportionnalité entre le flux d'eau, ou vitesse de filtration q traversant une colonne et l'opposé du gradient de charge hydraulique (i). Bien qu'elle fut conçue à l'origine pour les écoulements en milieux saturés, elle fut étendue par Richards en (1931) à l'écoulement en zone non saturée en stipulant que la constante de proportionnalité K (conductivité hydraulique) est fonction de la teneur en eau du sol.

La combinaison de ces deux équations donne l'équation différentielle qui gouverne les écoulements en milieux poreux non saturés à deux dimensions qui prend la forme (équation de Richards [4.6]).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K(\theta) \frac{\partial H}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \right] + Q \quad [4.6]$$

Q : Terme spécifique aux conditions aux limites.

Le principe de base des écoulements stationnaires est la conservation de la masse; tous les débits qui s'infiltreront à travers la section du sol se retrouvent à la sortie c.à.d. il n'y a pas de stockage de l'eau à travers le sol ($\frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$).

A l'inverse, dans les écoulements transitoires ce terme est différent de zéro ($\frac{\partial \theta}{\partial t} \neq 0$).

On peut exprimer le terme $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ en fonction de la charge totale qui peut montrer la variation des pressions interstitielles en fonction de temps:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = m_v \gamma_w \frac{\partial H}{\partial t} \quad [4.7]$$

où, m_v est le coefficient de compressibilité volumique. Cette grandeur est déterminée à partir de la courbe de la teneur en eau volumétrique (par exemple déterminée par l'essai de consolidation à l'oedomètre).

IV.5. Analyse de la stabilité des pentes en présence d'eau

IV.5.1. Prise en compte de la succion dans le problème de la stabilité des pentes

Tel que indiqué plus haut, la non saturation peut modifier à la fois les caractéristiques élastiques et plastiques des sols. La succion du sol ou les pressions de l'eau négatives ont l'effet d'ajouter de la résistance au sol. De la même manière les pressions d'eau positives diminuent les contraintes effectives, et de cette façon diminuent la résistance.

L'augmentation de la résistance se mesure principalement sur la cohésion. Toutefois, pour les problèmes de stabilité des pentes, c'est surtout la résistance au cisaillement qui importe et l'on peut donc se contenter de prendre uniquement en compte l'influence de la succion sur la cohésion pour étudier le problème.

L'écriture générale de la cohésion totale est la suivante: $c = c_i + dc$, où dc est le supplément de cohésion apporté par la succion; c_i est la cohésion initiale, i.e. du sol saturé.

La première approche développée a consisté à supposer une valeur empirique (dc) constante. Pour un sol sableux de Suède, Oberg (1996) propose par exemple une valeur empirique de $dc = 15$ à 25 kPa afin d'expliquer la tenue de nombreuses pentes de ce type de sols. Cette approche a l'inconvénient évident de ne pas prendre en compte l'effet du profil de succion existant dans le massif de sol.

Une autre approche consiste à utiliser le concept des contraintes effectives étendu aux sols non saturés, proposé par Fredlund et al. (1978). En effet, le critère de rupture définit la contrainte de cisaillement de rupture:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad [4.8]$$

où: φ^b : angle indiquant le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction de la succion ($u_a - u_w$).

Par rapport à la première approche, cette relation présente l'avantage de faire apparaître la succion. C'est la raison pour laquelle elle est largement utilisée dans les travaux développés récemment. On remarque que ce critère correspond à:

$$dc = (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad [4.9]$$

IV.5.2. Résistance au cisaillement des sols non saturés

L'angle φ^b est une propriété du matériau. Le paramètre φ^b est une façon de modéliser l'augmentation de la résistance au cisaillement due à la succion dans les sols non saturés. Il existe deux manières de modéliser l'augmentation de la résistance au cisaillement due à la succion du sol :

- 1 - utilisation d'un paramètre φ^b constant,
- 2 - utilisation de paramètre φ^b en fonction de la teneur en eau volumétrique (courbe de rétention d'eau).

□ φ_b Valeur constante

La recherche sur le sujet a montré sur la base d'essai au laboratoire que la plupart des valeurs de φ^b s'étendent de 15 à 20 degrés. Pour des buts pratiques, φ^b peut être pris environ $\frac{1}{2}\varphi'$ (Krahn, 2008).

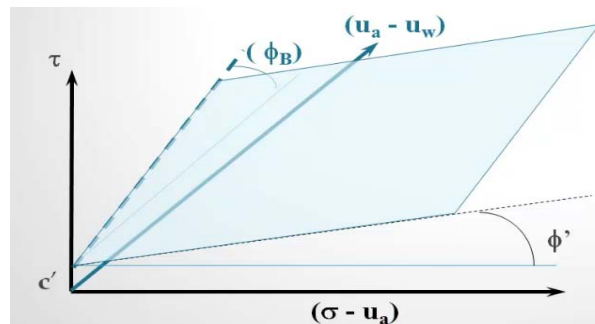


Fig 4.9: Diagramme de résistance de cisaillement à trois dimensions.

□ φ_b Valeur non constante

L'utilisation de critère de rupture proposé par Fredlund et al. (1978) est complexe dans la mesure où l'angle φ^b n'est pas constant, car l'enveloppe de rupture dans le plan $\tau/(u_a - u_w)$ n'est pas linéaire. En effet ce paramètre φ^b change en fonction du degré de saturation. φ^b est en relation avec la courbe de rétention d'eau. La détermination de l'angle φ^b se fait en réalisant des essais de cisaillement triaxiaux à succion contrôlée.

Des recherches considérables ont été faites pour mieux mesurer la résistance au cisaillement des sols non saturés en utilisant la courbe de rétention d'eau et les paramètres de résistance au cisaillement saturés (c' et φ'). En particulier, Fredlund et al. (1996) et Vanapalli et al. (1996) ont développé des équations simples pour prévoir la résistance au cisaillement des sols non saturés. Dans leur étude, la résistance du sol non saturé de plusieurs sols est raisonnablement bien conformes aux résultats mesurés au laboratoire.

Comme meilleure alternative à l'utilisation de φ^b constant, l'équation suivante proposée par Vanapalli et al. (1996) :

$$\tau_f = \underbrace{c'}_{\text{cohésion}} + \underbrace{(\sigma - u_a) \tan \varphi'}_{\text{résistance frictionnelle}} + \underbrace{(u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \varphi' \right]}_{\text{résistance de succion}} \quad [4.10]$$

θ est la teneur en eau volumétrique, θ_s est la teneur en eau volumétriques saturé et θ_r est la teneur en eau volumétrique résiduelle (Fig 4.10).

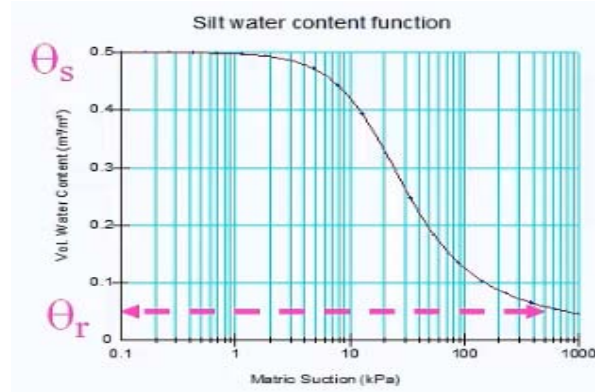


Fig 4.10: Illustration de θ_s, θ_r utilisées dans l'équation (4.10), (Krahn, 2013).

Lorsque on considère la résistance au cisaillement d'un sol le long de la surface de glissement, on notera trois composantes de résistance (Eq [4.10]); une composante cohésive due à la cohésion du sol, une composante frictionnelle due à l'angle de frottement et une autre due à la succion.

La composante de cohésion est une constante qui dépend seulement des propriétés du matériau, la résistance frictionnelle dépend de la force normale agissant à la base de la tranche, et la composante de succion dépend des pressions interstitielles et leurs variations.

IV.5.3. Modification de l'analyse de la stabilité des pentes en tenant compte de la succion

Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes dites d'équilibre limite, l'effet de la succion dans le calcul du coefficient de sécurité se traduit par une prise en compte de la résistance au cisaillement du sol non saturé.

L'enjeu consiste à élargir la méthode d'équilibre limite des sols saturés en y incorporant la résistance au cisaillement des sols non saturés dans les deux formules de composantes tangentielle et normale (T,N) de la force agissante à la base de la tranche en sol saturé présentées en chapitre II; par les équations [2.3] et [2.5].

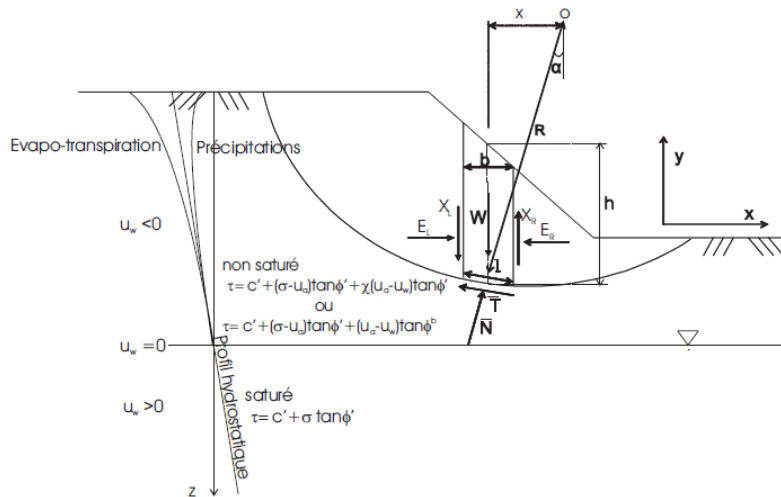


Fig 4.11: Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau.

Dans le sol non saturé deux approches peuvent être utilisées pour obtenir le coefficient de sécurité, Fredlund (1981a):

- Premièrement, on peut considérer que la succion augmente la cohésion selon l'expression:

$$c = c' + (u_a - u_\omega) \tan \varphi^b \quad [4.11]$$

La force de cisaillement mobilisée T à la base de la tranche garde la même forme que dans l'équation [2.3] à part que la cohésion est donnée cette fois-ci par (Eq [4.11]).

Cette approche a l'avantage de garder la forme conventionnelle de l'équation de la force de cisaillement, et il est possible de développer un même programme pour résoudre le problème des sols saturés et non saturés, Fredlund et al. (1981b).

- Deuxièmement, il est possible de définir un coefficient de sécurité utilisant l'équation de la contrainte de cisaillement des sols non saturés:

La force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche devient:

$$T = \frac{\tau}{F_c} l = \frac{l}{F_c} [c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b] \quad [4.12]$$

Comme il a été fait dans le chapitre II, en sommant toutes les forces dans la direction verticale on obtient la force normale à la base de la tranche N :

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' l \sin \alpha}{F_s} + u_a \frac{l \sin \alpha}{F_s} (\tan \varphi' - \tan \varphi^b) + u_\omega \frac{l \sin \alpha}{F_s} \tan \varphi^b}{\cos \alpha (1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F_s})} \quad [4.13]$$

Le plus souvent, dans l'analyse, la pression d'air u_a est prise égal à zéro et l'équation devient:

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' l \sin \alpha}{F_s} + u_\omega \frac{l \sin \alpha}{F_s} \tan \varphi^b}{\cos \alpha (1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F_s})} \quad [4.14]$$

Quand le sol devient saturé, on peut considérer que φ^b est égal à φ' . L'équation (4.14) est équivalente à l'équation ([2.5], Ch2).

On peut écrire aussi deux équations indépendantes du coefficient de sécurité :

Une qui respecte l'équilibre global des moments :

$$F_m = \frac{\sum \left\{ c'l + [N - u_\omega l \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'} - u_a l (1 - \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'})] \tan \varphi' \right\}}{\sum W \sin \alpha} \quad [4.15]$$

Et l'autre qui respecte l'équilibre global des forces:

$$F_f = \frac{\sum \left\{ c'l \cos \alpha + [N - u_\omega l \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'} - u_a l (1 - \frac{\tan \varphi^b}{\tan \varphi'})] \cos \alpha \tan \varphi' \right\}}{\sum N \sin \alpha} \quad [4.16]$$

De même, quand la pression de l'air u_a est égale à la pression atmosphérique et que le sol est saturé $\varphi^b = \varphi'$, les formules de F_m et F_f du cas non saturé sont les mêmes que pour le cas saturé (Eq [2.9] et [2.10], Ch2).

IV.5.4. Prise en charge des forces de l'eau dans la stabilité des pentes

On considère la tranche de la figure (4.12) où la surface phréatique traverse la tranche. La différence dans les forces de l'eau d'un côté à l'autre de la tranche est connue comme force d'écoulement. La force d'écoulement est proportionnelle à la perte d'énergie pendant que l'eau coule à travers la tranche.

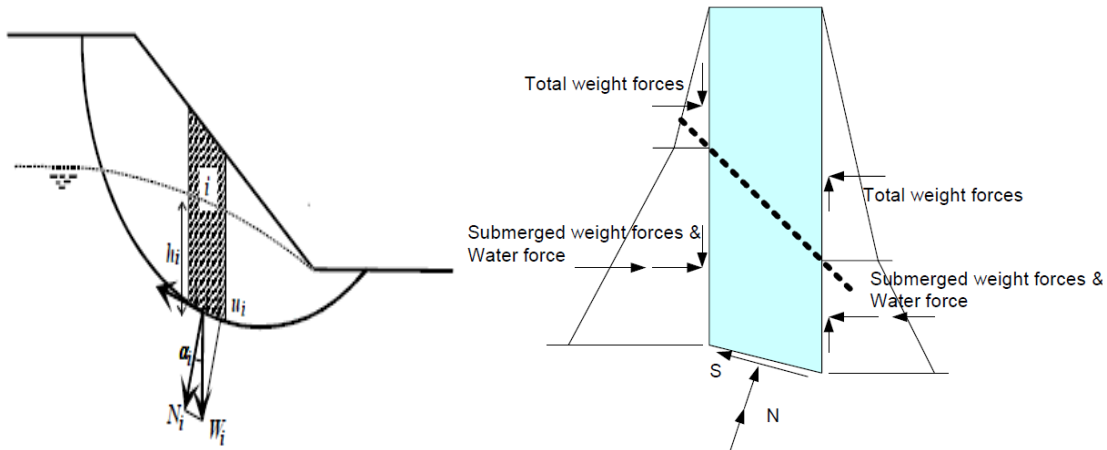


Fig 4.12: Forces intertranche quand les forces d'écoulement sont considérées (Krahn, 2008).

Toutes les forces de la tranche sont des forces totales, aucune force d'écoulement d'eau n'est illustrée. Les pressions interstitielles rentrent dans le calcul de la résistance au cisaillement à la base de la tranche, mais les forces d'écoulement de l'eau n'entrent pas en tant que telles dans les calculs de l'équilibre de la tranche.

Il est évident qu'analyser la stabilité des pentes considérant des nappes statiques comme le cas des formulations LEM n'est pas tout à fait rigoureux. L'eau est en circulation permanente dans le sol. Introduire les forces d'infiltration ou d'écoulement dans une analyse de stabilité est nécessaire pour mieux simuler la réalité. Il n'est pas possible d'ajouter manuellement les forces d'écoulement par l'intermédiaire des charges concentrées, d'où la nécessité de calculer explicitement ces forces.

Le défaut des formulations LEM, négligeant les forces d'écoulement et les infiltrations de l'eau dans le sol, peut être dépassé aussi par le calcul de ces forces avec un module d'écoulement en élément finis 'Seep/w' par exemple. Le module est capable de considérer ces forces et permet l'intégration de ses résultats de calcul dans les formulations LEM pour l'analyse de stabilité.

IV.6. Prise en charge des pressions interstitielles par LEM

Les pressions interstitielles sont aussi importantes pour établir une résistance au cisaillement correcte que les paramètres de résistance au cisaillement eux-mêmes.

Dans les formulations LEM, il existe diverses manières pour définir et indiquer les conditions de pression interstitielle. Les options les plus utilisées sont:

- par ligne(s) piézométrique; il s'agit de définir une ou plusieurs lignes piézométriques selon le cas. C'est la méthode la plus connue.
- par une distribution spatiale par des points discrets; utile pour des distributions irrégulières de la pression interstitielle.

IV.6.1. Pressions interstitielles avec des lignes piézométriques

Avec cette option, la pression interstitielle à la base de la tranche est calculée simplement par la distance verticale du point médian de base de la tranche jusqu'à la ligne piézométrique, multiplié par le poids volumique de l'eau (Fig 4.13).

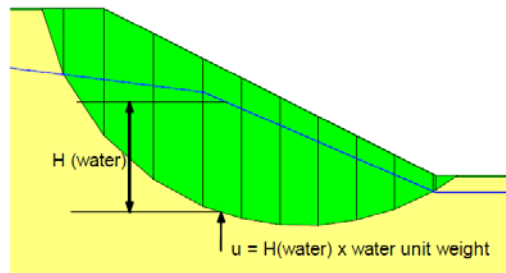


Fig 4.13: Pression interstitielle avec une ligne piézométrique.

Dans ces modèles les pressions interstitielles peuvent être positives ou négatives selon la position de la ligne par rapport à la base de la tranche (dessus ou dessous). Les pressions calculées rentrent en jeu seulement dans le calcul de la résistance au cisaillement à la base de chaque tranche et non pas dans les calculs des forces intertranches.

□ Exemple d'application du principe de la ligne piézométrique

Soit le cas montré dans la figure (4.14). La ligne piézométrique est au contact de la couche d'argile avec la couche de sable. La couche d'argile est immergée dans l'eau.

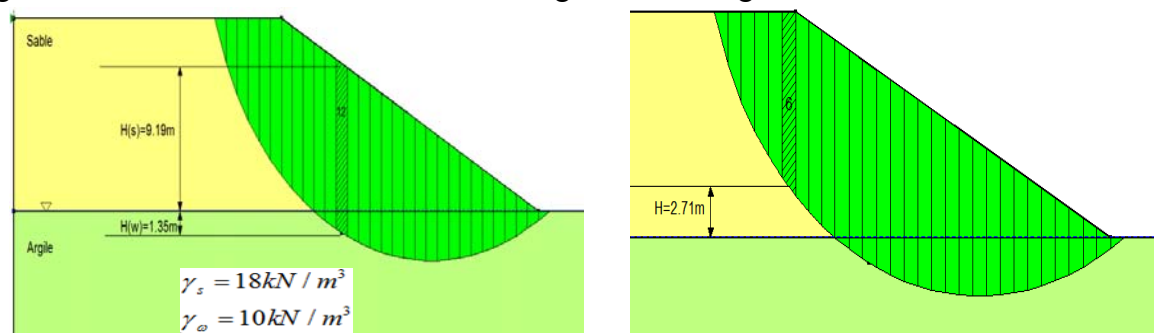


Fig 4.14: Modélisation de la pression interstitielle par une ligne piézométrique.

En utilisant le principe de la ligne piézométrique pour le calcul des pressions interstitielles dans la pente.

- Pour la tranche n°12 (Fig 4.14): la pression interstitielle à la base de la tranche est $(1.35 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = + 13.50 \text{ kPa})$. (+): la base de la tranche est au dessous de la ligne piézométrique.
- Pour la tranche n°06 (Fig 4.14): la pression interstitielle est $(-2.71 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = -27.12 \text{ kPa})$. (-): la base de la tranche est au dessus de la ligne piézométrique.

Ces calculs sont plus ou moins corrects dans le cas d'une nappe phréatique horizontale (exemple considéré). Dans un profil en pente, l'écoulement de l'eau est habituellement dans la direction de la pente. Dans Les conditions d'un écoulement, les lignes équipotentielles ne sont pas à la verticale mais perpendiculaire aux lignes de courants. Par conséquent l'hypothèse de relier la pression interstitielle à la distance verticale; de la base de tranche à la ligne piézométrique n'est pas strictement correcte. Un facteur de correction phréatique peut être appliqué pour représenter plus exactement la pression interstitielle (Krahn, 2008).

IV.6.2. Prise en charge de la succion par les formulation LEM

Dans les formulations LEM, on peut modéliser l'augmentation de la résistance au cisaillement due à la succion dans les sols non saturés, en utilisant le paramètre ϕ^b , soit par des valeurs constantes ou en fonction des courbes de rétention d'eau pour chaque matériau.

Dans cet objectif, on considère l'exemple d'une pente homogène (Fig 4.15). On analyse la stabilité de cette pente selon deux cas, sans et avec considération de l'effet de la succion.

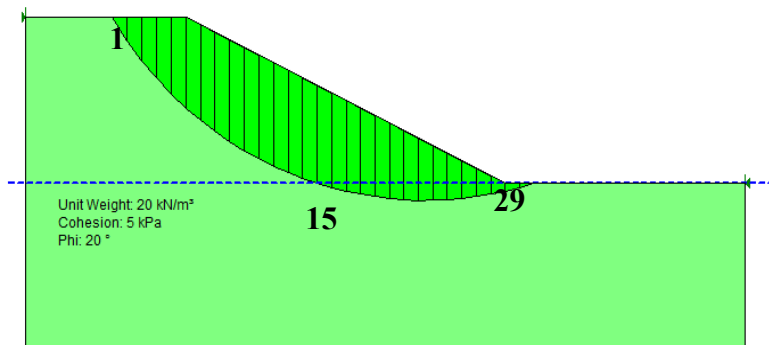


Fig 4.15: Analyse de résistance au cisaillement du sol non saturé.

L'effet de la succion est considéré en fonction de la courbe de rétention d'eau. La courbe de rétention d'eau du matériau considéré est présentée dans la figure (4.16).

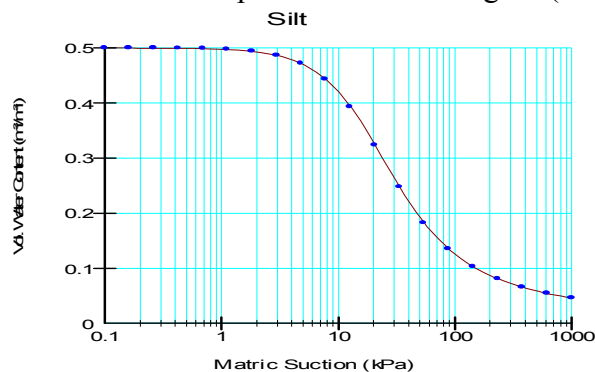
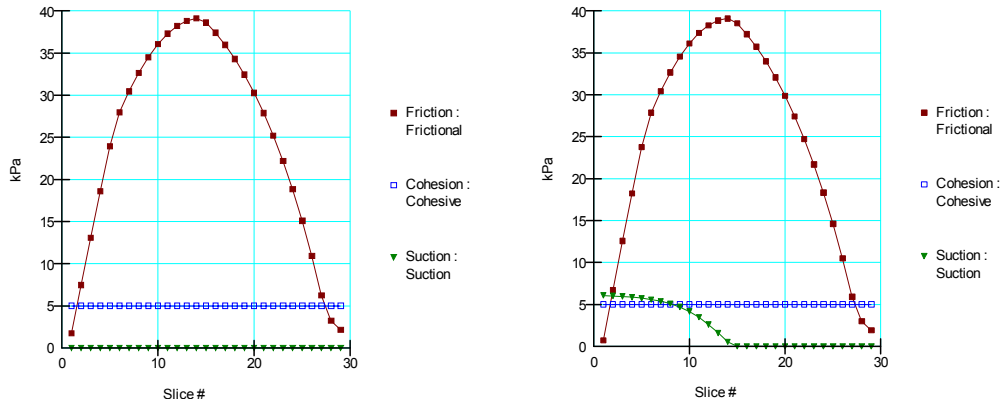


Fig 4.16: Courbe de rétention d'eau.

On montre dans la figure (4.17), la variation des trois composantes de la résistance du sol (cohésive, frictionnelle et celle de la succion) pour les deux cas analysés. Pour le premier cas sans considération de la succion, la succion est nulle. Pour le deuxième cas, les pressions interstitielles dans les tranches au dessus de la ligne piézométrique (de la tête de la pente jusqu'à la tranche n°15) sont négatives par conséquent la succion est non nulle. Pour le reste des tranches dans la zone saturée au dessous de la ligne piézométrique, les pressions sont positives, la succion est nulle.



(a): Sans considération de la succion

(b): Avec considération de la succion

Fig 4.17: Composantes de résistance au cisaillement du sol non saturé.

Les résultats d'analyse de stabilité donne un facteur de sécurité de ($F_s=1.167$) au premier cas sans considération de la succion et une valeur de ($F_s=1.259$) avec la considération de la succion. La pente est plus stable par la considération de la succion qui tend à augmenter la résistance du sol.

L'introduction de la succion dans une analyse de stabilité peut être très utile pour expliquer les mécanismes et les comportements observés dans les pentes. Par exemple, un glissement peu profond pendant les événements de précipitations qui font disparaître la succion par la saturation du sol. Protéger les pentes pendant la période de construction par un recouvrement en plastique pour maintenir la succion est recommandé pour maintenir la stabilité des pentes.

IV.7. Modélisation des pressions interstitielles par le module d'écoulement (SEEP)

Dans les paragraphes précédents, on a montré que pour des situations simples de pression interstitielle, il y a plusieurs options qui peuvent être employées directement dans les formulations LEM. Cependant, si les pressions interstitielles deviennent plus complexes et irrégulières, la modélisation des pressions interstitielles avec les formulations LEM ne peut pas représenter les états réels dans le sol. Il sera utile d'employer le calcul en éléments finis pour conduire une analyse des infiltrations pour calculer le profil réel des pressions interstitielles.

L'analyse de la stabilité dans ces situations peut être déterminée d'une façon plus rigoureuse en utilisant un module d'écoulement en éléments finis ('Seep/W' par exemple) permettant l'analyse des infiltrations et les écoulements de l'eau dans le sol et l'intégration de ses résultats pour l'analyse de stabilité par le module de calcul de stabilité 'Slope/w'. Ce procédé quasi couplé est une manière efficace pour améliorer les formulations LEM qui ne peuvent considérer que des nappes statiques.

IV.7.1. Amélioration des formulations LEM (SEEP-LEM)

Employer Seep/W pour calculer les pressions interstitielles, se conçoit suivant le même principe que celui utilisé pour Sigma/W. Ceci est réalisé en résolvant les équations d'éléments finis pour chaque nœud dans une maille d'éléments finis. Une fois les équations d'éléments finis ont été résolues, Slope/W peut être utilisé pour déterminer la surface critique de glissement en employant les pressions interstitielles qui existent dans la maille d'éléments finis à la base de chaque tranche.

L'objectif de ce type d'analyse est de déterminer plus précisément les conditions réelles de pressions et les utiliser dans une analyse de stabilité. Autrement dit, on combine les aspects hydrauliques et mécaniques des matériaux. Ce quasi couplage permet d'évaluer la stabilité et le comportement hydromécanique du problème analysé. Il est particulièrement indiqué pour :

- La stabilité des talus amont et aval des barrages en terre.
- Les analyses multiples et pluridisciplinaires.

L'étude d'infiltration possède deux types d'analyse. L'analyse stationnaire ou permanente, correspond à des charges hydrauliques et des perméabilités constantes durant le temps et qui peut être considéré comme une situation d'équilibre lorsque le temps tend vers l'infini. En revanche dans l'analyse transitoire la charge hydraulique (et éventuellement le coefficient de perméabilité) varie par rapport au temps (variation de la teneur en eau du sol dans le temps).

Les points principaux de la modélisation avec Seep/W incluent :

- ✓ Définition d'un domaine d'écoulement,
- ✓ Types d'analyse considérées,
- ✓ Conditions aux limites du domaine,
- ✓ Propriétés du sol telles que la courbe de perméabilité (conductivité hydraulique) et la courbe de rétention d'eau du sol.

On présente ci-après un exemple pour illustrer ce principe.

IV.7.2. Exemple d'une analyse de stabilité (SEEP-LEM)

Pour cette application, on traite l'exemple illustré dans la figure (4.18). L'objectif de cet exemple est d'illustrer l'avantage du nouveau procédé d'analyse de stabilité pour déterminer la surface critique de glissement et le facteur de sécurité en se basant sur les résultats d'analyse de l'infiltration en utilisant les éléments finis pour déterminer le profil des pressions interstitielles qui se développent dans la pente à analyser. Cet exemple est emprunté à la référence (Krahn, 2008).

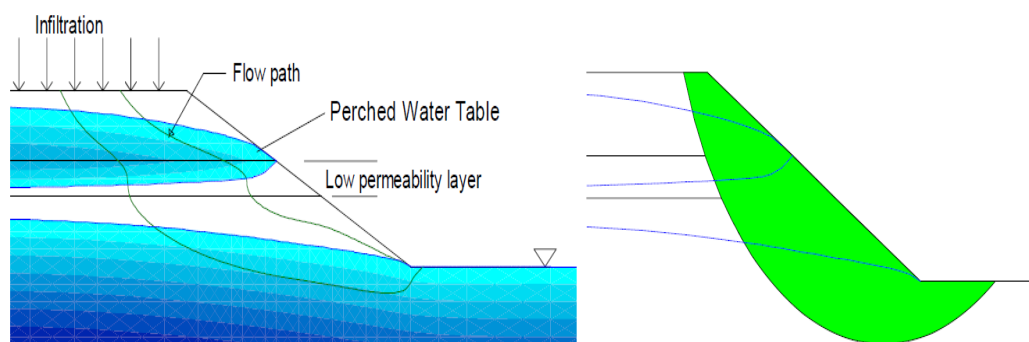


Fig 4.18: Calculer les pressions interstitielles par un module d'écoulement.

Dans la figure (4.18), des infiltrations en tête de talus sont considérées, ce type d'analyse (SEEP-LEM) peut aussi introduire l'effet des infiltrations pluviales dans l'analyse de stabilité.

□ Géométrie et conditions aux limites

La partie de l'analyse d'infiltration est illustrée sur la figure (4.20). Cette pente est composée de couches multiples; une couche d'argile de faible perméabilité ($K_{sat}=10^{-5}$ m/s) située entre deux couches de sable qui ont les mêmes propriétés hydrauliques ($K_{sat}=10^{-3}$ m/s). En outre, une vitesse d'infiltration pluviale constante $q = 3.0 \times 10^{-5}$ m/s est appliquée en tête de la pente, avec une condition de pression égale à zéro sur la surface horizontale de la pente. Un écoulement potentiel est appliqué le long de la face descendante de la pente.

□ Propriétés des matériaux

Les propriétés mécaniques des matériaux sont résumées dans le tableau (4.2).

Tab 4.2: caractéristiques des matériaux.

Couche	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	ϕ_b (°)
Sable	18	25	5	15
Argile	19	20	5	15

Les fonctions hydrauliques des matériaux considérés sont illustrées sur la figure (4.19). Ces fonctions sont représentées par des droites, et montrent l'abaissement de la conductivité pendant que la succion augmente (ou pendant que le sol se dessèche). Une fonction droite n'est pas réaliste pour tous les cas, mais elle est la plus simple et la plus adéquate pour illustrer écoulement saturé/non saturé.

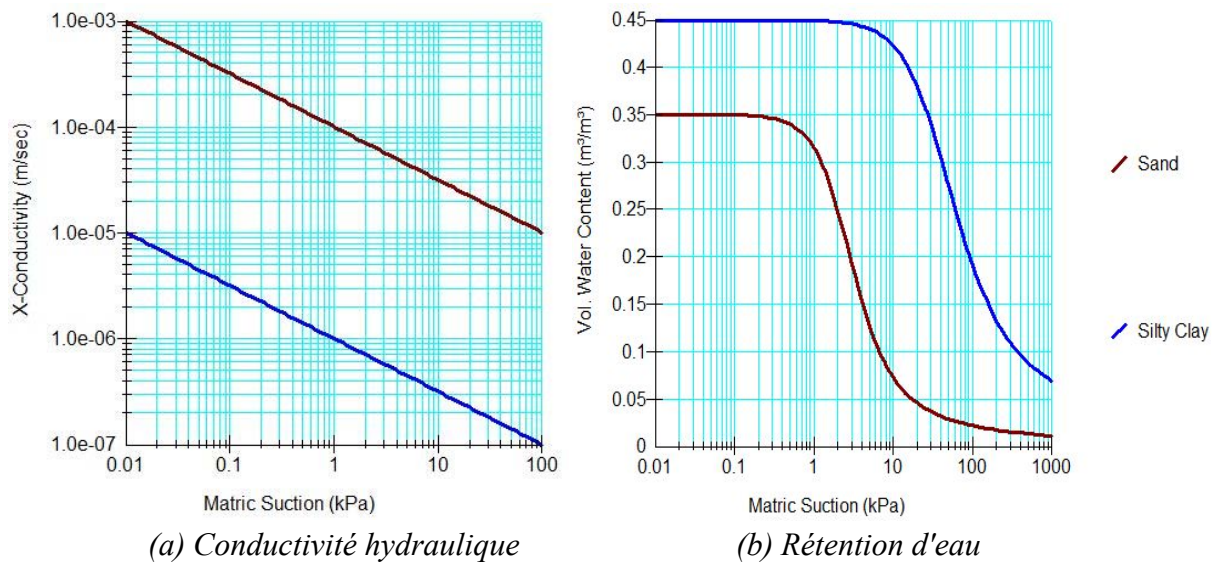


Fig 4.19: fonctions de conductivité hydraulique simplifiées.

□ Résultats et discussions

Trois analyses ont été considérées dans cette application. Il y a l'analyse stationnaire d'infiltration suivie par deux analyses de stabilité par la méthode GLE. Dans l'une, les effets de la résistance supplémentaire due à la "suction" est incluse ($\phi_b=15^\circ$) et dans l'autre non.

L'analyse stationnaire de l'infiltration révèle qu'il existe une nappe d'eau perchée dans le remblai (Fig 4.18 et 4.20). Le taux d'infiltration au dessus de la pente est assez important pour

construire une zone perchée de pression d'eau positive dans la couche d'argile de faible conductivité. Sur le côté droit de cette couche, un point singulier de fuites d'eau s'est développé sur la pente.

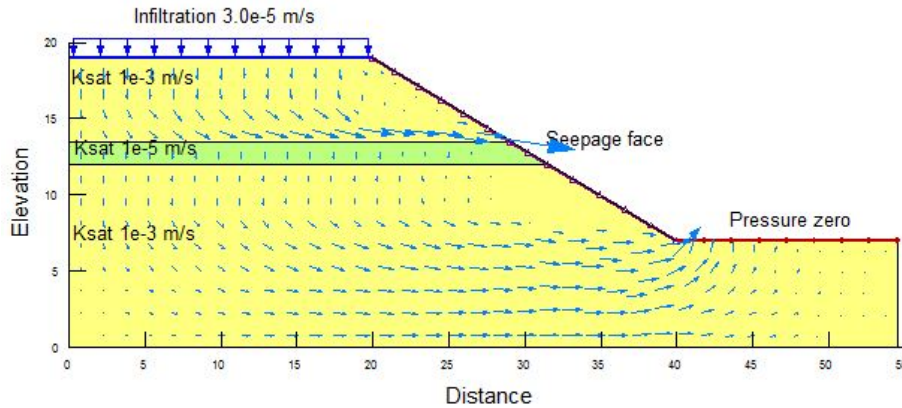
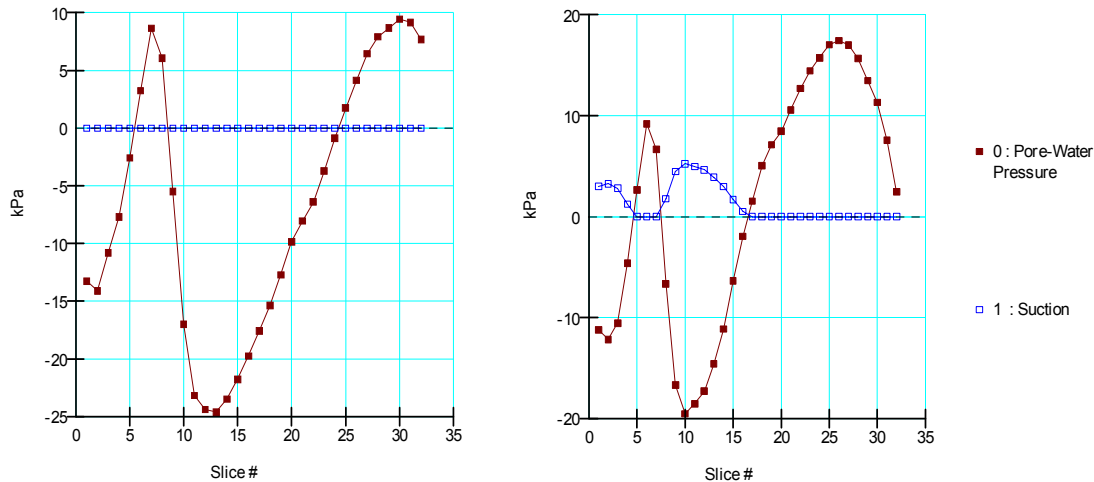


Fig 4.20: Illustration vecteurs vitesses d'écoulement.

La figure (4.21) illustre la distribution des pressions interstitielles et les valeurs de la succion sur chaque tranche le long de la surface de glissement pour les deux cas. La pression interstitielle commence avec des valeurs négatives à la crête, puis devient positive dans la zone d'eau perchée, devient négative encore dans la zone non saturée et ensuite elle est positive dans la zone saturée à la base. Il est intéressant de regarder la contribution de la résistance de succion et de la comparer aux infiltrations des pressions interstitielles. Il n'y a aucune composante de résistance de succion là où les pressions interstitielles sont positives.

Il n'aurait pas été possible d'établir exactement ce type de condition de pression interstitielles sans utilisation de module d'écoulement (éléments finis) par un modèle rigoureux d'écoulement saturé-non saturé.

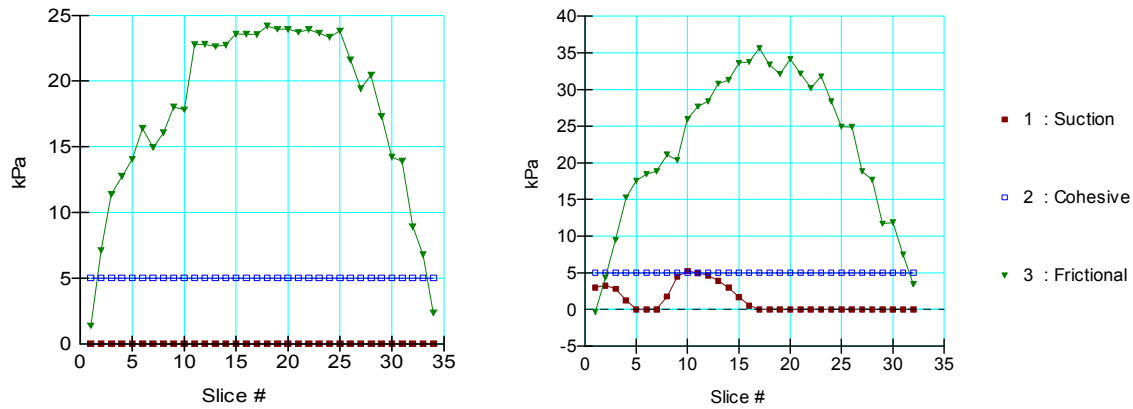


(a): Sans considération de la succion

(b): Avec considération de la succion

Fig 4.21: Pressions interstitielles à la base des tranches.

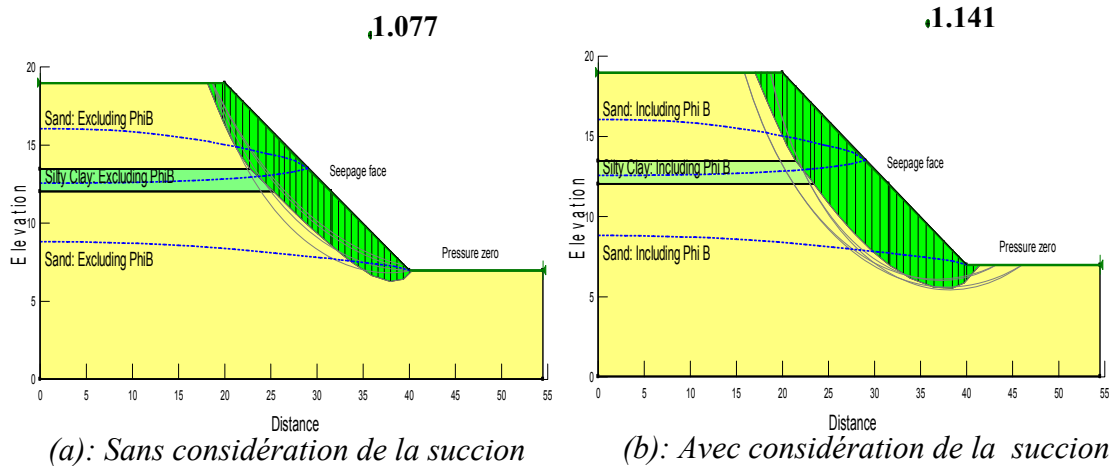
La figure (4.22) montre la contribution des différentes composantes de la résistance pour les deux analyses (sans et avec considération de la succion). La cohésion est une propriété de matériau fixée à une constante de 5 kPa. La composante frictionnelle dépend de la force normale à la base de la tranche et la composante de succion dépend de la pression interstitielle et ses variations à travers la pente.



(a): Sans considération de la succion (b): Avec considération de la succion

Fig 4.22: Contribution des composantes de résistance le long de surface de glissement.

L'analyse de la stabilité montre les surfaces de glissement et les facteurs de sécurité calculés pour les deux cas (Fig 4.23). On remarque que la surface de glissement la plus critique (en vert) n'est pas tout à fait circulaire parce qu'on utilise une option qui permet de chercher des surfaces de glissement de forme quelconque qui dépend des caractéristiques et de résistance de la pente. Le facteur de sécurité global est réduit de 1.141 (avec succion) à 1.077 (sans succion).



(a): Sans considération de la succion

(b): Avec considération de la succion

Fig 4.23: Surfaces de glissement sans et avec effet de la succion.

IV.8. Conclusion

La présence de l'eau statique ou en mouvement dans le sol commande la stabilité de nombreux ouvrages. Dans ce chapitre, on a montré l'effet de la présence d'eau sur la stabilité des pentes, notamment l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol sous l'effet de la succion due aux pressions interstitielles négatives.

Le calcul des pressions interstitielles par les méthodes d'équilibre limite LEM peut s'effectuer par plusieurs options dans des situations simples, mais lorsque il s'agit des cas complexes, ces méthodes sont insuffisantes pour représenter les conditions réelles des pressions dans la pente. Ces méthodes traditionnelles ne donnent pas d'informations sur les mouvements de l'eau et les forces d'écoulement à l'intérieur de la pente. On montre qu'il est nécessaire de déterminer plus précisément les états réels et le profil des pressions par les analyses d'infiltration en éléments finis et les utiliser dans une analyse de stabilité.

CHAPITRE 5: STABILITE HYDROMECANIQUE DES TALUS DES BARRAGES EN TERRE

V.1. Introduction

Les barrages en terre présentent des avantages tant techniques qu'économiques (disponibilité des matériaux de construction, flexibilité). Ils présentent néanmoins une prédisposition plus élevée aux dommages ou au glissement en comparaison avec d'autres types de barrages (Stephens, 2010).

Lorsqu'elle survient, la rupture des digues, 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 études de la stabilité de ces ouvrages 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 les différentes phases de la vie du barrage.

Dans ce chapitre, on analyse les différentes facettes du comportement des barrages en terre. On étudie en particulier l'effet des pressions interstitielles sur la stabilité de ses talus, amont et aval pendant différentes phases de la vie du barrage. On réalise enfin des études paramétriques dans le but de faire apparaître l'influence de certains paramètres du barrage sur les régimes d'écoulement et sur la stabilité hydromécanique du barrage.

V.2. Etude de la stabilité hydromécanique des barrages en terre

V.2.1. Stabilité hydraulique

On a exposé dans le chapitre (1), que les vitesses d'écoulement de l'eau dans les barrages en terre peuvent conduire à plusieurs mécanismes d'instabilités hydrauliques (Fig 5.1), tels que le renard, la suffusion et l'érosion interne et externe. Des facteurs tels que l'absence de système de drainage, la présence de terriers d'animaux, la présence de conduite traversante ou de racines d'arbres favorisent le développement de ces mécanismes de rupture sur les digues.

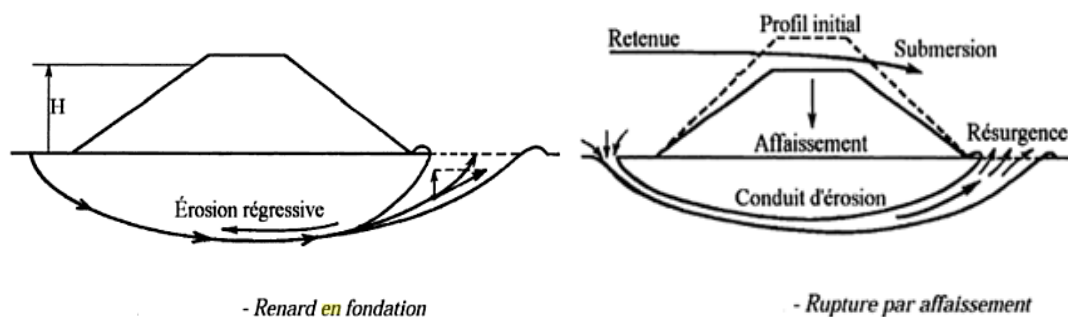


Fig 5.1: Instabilité hydraulique des barrages en terre (Le Delliou, 2003).

V.2.1.1. Etude des infiltrations dans les barrages en terre

Aussi faible que soit la perméabilité du barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau. Ces infiltrations conditionnent la stabilité du barrage. Il faut être capable de les déterminer pour pouvoir les combattre.

L'étude des infiltrations consiste essentiellement, en la détermination des équipotentiels et des lignes de courant qui permettent ensuite de trouver les éléments suivants:

- La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage, ou plus exactement elle représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentiels. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité. Elle peut être notamment la cause d'apparition de renard dans la partie amont du barrage et d'autres types d'instabilités.
- Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de lignes de courant, orthogonales aux équipotentiels. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne remplit plus sa fonction, il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de la digue. La connaissance des débits permet aussi de dimensionner les systèmes drainants du barrage.

Pour optimiser la forme d'un barrage, la simple connaissance des infiltrations ne suffit pas, il faut ajouter une étude de stabilité, qui permet de dire si les systèmes choisis pour lutter contre les infiltrations sont suffisants et ne détériorent pas la stabilité.

V.2.2. Stabilité mécanique

Au plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol au sens large réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent, et par la cohésion entre particules dans le cas des matériaux fins.

Or, la pression interstitielle c'est-à-dire la pression de l'eau présente entre les grains influe sur la résistance des sols et diminue leur capacité de résistance aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser suivant des surfaces de rupture privilégiées.

On conçoit, dès lors, aisément que la configuration de la ligne de saturation dans le remblai influence grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité (Fig 5.2).

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de ses versants amont et aval sur la fondation. La stabilité mécanique du barrage est en relation directe avec sa stabilité hydraulique. Il est plus rigoureux de parler de la stabilité hydromécanique du barrage.

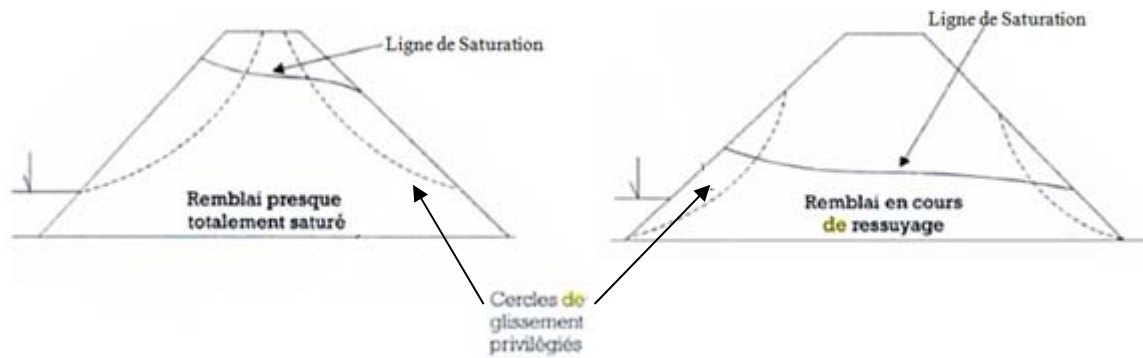


Fig 5.2: Variation de la sensibilité au glissement selon la position de la ligne de saturation (Lautrin, 2003).

V.2.2.1. Différentes phases de l'étude de stabilité

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre met en jeu les méthodes générales d'étude de la stabilité des talus. 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 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 du barrage 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.

□ 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, lorsque le barrage est constitué en grande partie de sols fins argileux la construction augmente les pressions interstitielles, l'eau ne pouvant pas se drainer rapidement (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 (1957) recommandent cependant de ne pas descendre au dessous de $F_s = 1.30$.

□ Comportement de l'ouvrage en service

Lors du remplissage de la retenue, après un écoulement transitoire, 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 ($F_s = 1.5$), mais également que le débit de fuite reste inférieur à une valeur admissible.

Lorsque le régime permanent est établi, les pressions interstitielles dans le corps de la digue et sa fondation sont totalement indépendantes des contraintes totales 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.

□ 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. On parle de vidange rapide dès qu'il y a un décalage des niveaux d'eau dans le remblai et la retenue. 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 lui.

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 la digue dépend de la perméabilité des matériaux qui le constituent.

Plusieurs ruptures de talus naturels et artificiels ont été observés dans le passé, le barrage Pilarcitos sud de San Francisco, le barrage Walter Boudin en Alabama (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 $F_s = 1.3$).

V.3. Modélisation des barrages en terre

Les études de stabilité (mécanique, hydraulique et sismique) des barrages en terre se menaient presque indépendamment les unes des autres. Pour un barrage en terre, on parle de stabilité hydromécanique. L'analyse de stabilité hydromécanique des barrages en terre consiste en premier lieu à l'étude des écoulements et des infiltrations dans ce barrage et ensuite l'introduction des résultats obtenus pour réaliser les analyses de stabilité mécanique. Avec la puissance actuelles des outils de modélisation, ce type d'analyse peut être établi par l'approche

(SEEP-LEM) utilisée dans le présent travail avec le calcul d'infiltration par le module d'écoulement 'Seep/W' et le calcul de facteur de sécurité par le module de calcul de stabilité 'Slope/W'.

Dans une analyse d'infiltration du barrage, les points essentiels dont on doit tenir compte en plus de la géométrie et les propriétés hydrauliques des matériaux (perméabilité et rétention d'eau) sont les conditions aux limites et les types d'analyses appropriées aux régimes d'écoulement établis.

□ Géométrie, conditions aux limites et types d'analyses

Généralement la stabilité des talus d'un barrage dépend de la hauteur de barrage (H_b), de l'angle d'inclinaison des pente (β) (paramètres moteurs) et des paramètres de résistance au cisaillement tels que la cohésion (c) et l'angle de frottement (φ) (paramètres stabilisateurs) (Fig 5.3).

Les principales conditions aux limites des écoulements sont au nombre de quatre (Fig 5.3) :

- AB surface filtrante en contact avec l'eau libre (pas de perte de charge), surface équipotentielle, sur laquelle la charge hydraulique est constante. Le vecteur vitesse d'écoulement est normal à cette surface équipotentielle;

$$H = \frac{u}{\gamma_w} + z = h + z$$

où: h est la charge de pression.

- AF surface imperméable, à travers laquelle le débit est nul. On en déduit que le gradient hydraulique selon la direction perpendiculaire est nul, et que le vecteur de vitesse d'écoulement est parallèle à cette surface (Cas de fondation imperméable).

- BE surface libre d'écoulement, aucun débit ne la traverse et qui vérifie simultanément deux conditions : elle est tangente au vecteur de vitesse d'écoulement et la pression interstitielle y est égale à la pression atmosphérique (c'est-à-dire à zéro) :

$$u = 0 \text{ ou } H = z$$

- EF surface de suintement, sur laquelle la pression de l'eau est nulle mais le vecteur de vitesse d'écoulement est dirigé vers l'extérieur du massif : $u = 0$ ou $H = z$

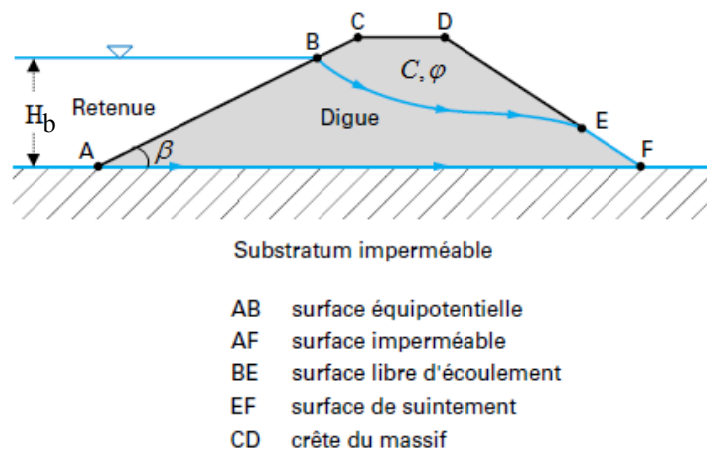


Fig 5.3: Conditions aux limites d'un écoulement dans un barrage.

Il n'est pas facile de convertir les problèmes pratiques d'infiltration en modèles numériques en raison de l'hétérogénéité des sols constituant le remblai et la variation des conditions aux

limites. Généralement les conditions aux limites d'un problème d'infiltration n'étant jamais les mêmes que celles trouvées à l'étape initiale. Par conséquent l'analyse d'infiltration dans un barrage est subdivisée en deux catégories, Analyse permanente (exploitation normale) et analyse transitoire (remplissage, vidange).

V.4. Exemples d'application de l'analyse de stabilité hydromécanique des barrages

On tente de montrer dans cette section sur la base d'exemples, les aspects du comportement hydromécanique des talus du barrage. On considère de ce fait un exemple de référence d'un barrage en terre tel que schématisé sur la figure (5.4).

Pour l'application des notions citées, l'étude de cet exemple est subdivisée en trois parties. La première consiste à étudier le cas le plus simple de ce barrage c.à.d. un barrage homogène en lui affectant le même matériau pour le noyau et les recharges et sans considération de drain. Dans la deuxième partie, on refait la même analyse avec la présence du drain. Dans la dernière partie, on examine le cas d'un barrage à noyau en affectant au noyau central un matériau différent de celui des recharges.

Très souvent la perméabilité de la couche de fondation peut être négligée par rapport à la perméabilité du ou des sols constituant le corps de la digue. Dans ces conditions, l'écoulement à travers le corps de digue peut être étudié indépendamment de l'écoulement à travers le sol de fondation (Josseaume, 1968). On se place dans ces conditions pour réaliser cette étude.

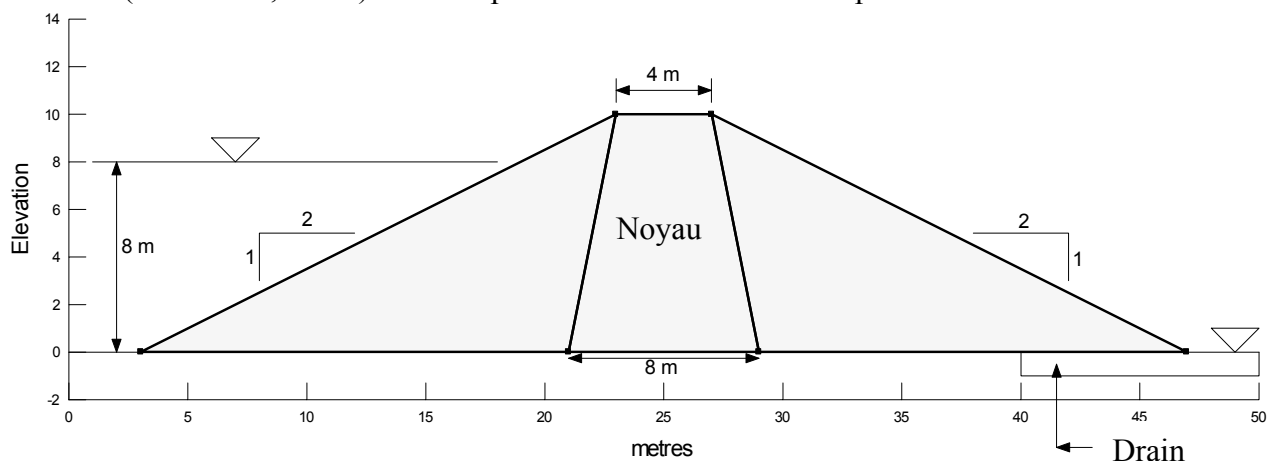


Fig 5.4: Modèle numérique d'un barrage en terre (exemple de référence).

V.4.1. Analyse de la stabilité hydraulique

V.4.1.1. Partie 01: Barrage homogène sans drain

Pour ce cas (barrage homogène), un seul matériau (un limon) est affecté aux noyau et recharges (garder les limites de noyau pour conserver le même maillage). L'analyse d'infiltration en régime permanent nécessite l'introduction de la fonction de conductivité hydraulique pour le matériau considéré (Fig 5.5.a) avec une perméabilité saturée $K_{sat}=1 \times 10^{-5}$ m/s, et la courbe de rétention d'eau correspondante (porosité $n=0.45$) (Fig 5.5.b).

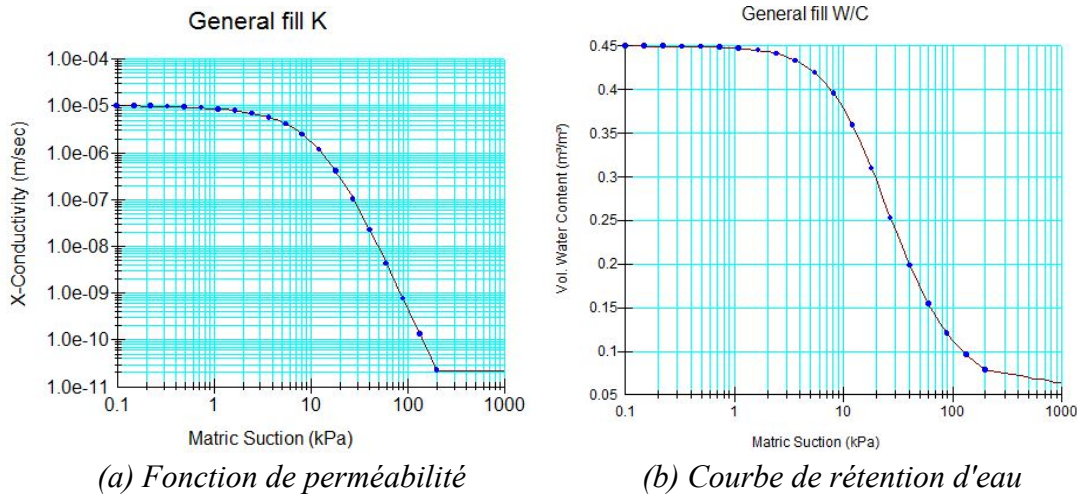


Fig 5.5: Caractéristiques hydrauliques du matériau considéré.

Après l'introduction des données du problème, sa résolution par une analyse stationnaire permet de déterminer les résultats suivants:

□ Ligne de saturation et surface de suintement

La surface phréatique ou la ligne de saturation est une ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle (Fig 5.6.a), mais ce n'est pas une ligne de courant. Cette ligne permet de terminer les dimensions de la surface de suintement sur le talus aval. Le long de cette surface, la pression interstitielle (u) est nulle et la charge totale (H) égale à l'élévation du point (y) mais les débits (Q) ne sont pas nuls (Tab 5.1). Sur la même ligne au dessus de la surface de suintement la pression interstitielle est différente de zéro et a des valeurs négatives mais le débit est nul (Fig 5.6.b).

Tab 5.1: Pressions interstitielles sur la pente aval.

Nœud (Fig 5.17)	Y(m)	H (m)	u (kPa)	h(m)	Q (m³/sec)
282	0	0	0	0	-1.14E-06
265	3.18	3.18	0	0	-8.20E-08
261	3.64	3.54	-0.98	-0.1	0
161	10	6.48	-34.53	-3.52	0

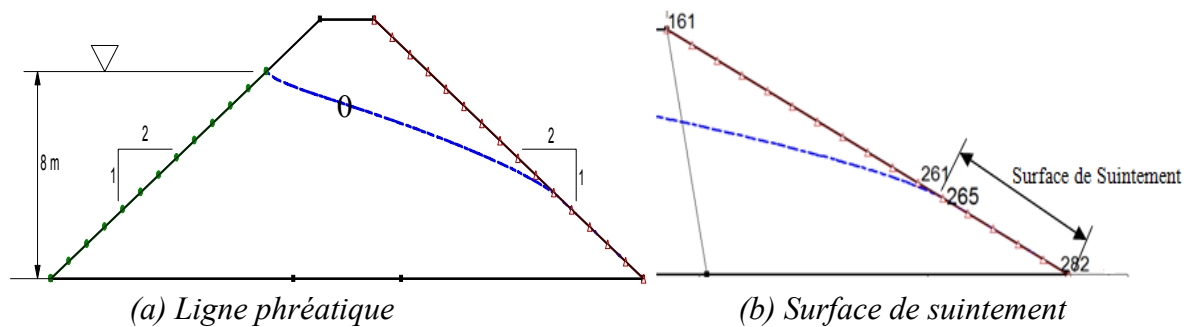


Fig 5.6: Surface phréatique et de suintement dans un barrage homogène.

On peut déterminer les charges piézométriques dans n'importe quelle section du barrage. Cette charge hydraulique qui peut être matérialisée par la hauteur d'eau dans un piézomètre correspond à la hauteur d'eau dans la retenue moins la perte de charge provoquée par la résistance des grains à l'écoulement. Les charges piézométrique ou de pression le long de talus aval (de la crête au pied) sont présentées par le graphe de la figure (5.7). Les pressions

sont négatives de la crête du barrage jusqu'à une distance de (15m environ) à partir de laquelle la pression est nulle jusqu'au pied aval, cette distance représente la surface de suintement.

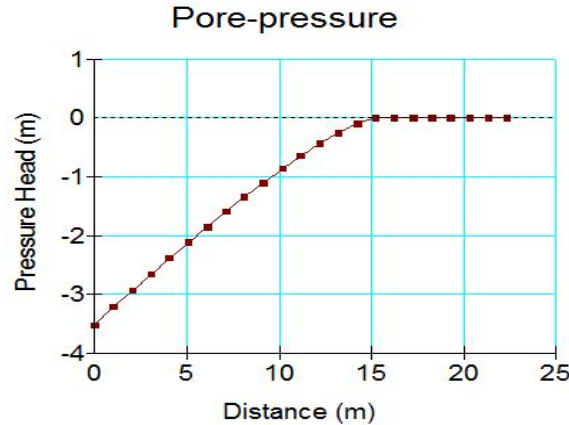


Fig 5.7: Charges de pression sur le talus aval.

□ Profil des pressions interstitielles

La surface phréatique délimite la partie saturée d'eau du barrage en dessous, dans laquelle les pressions sont positives, de la partie sèche ou humide (non saturée) au dessus, appelée aussi zone capillaire où règnent des pressions négatives. La figure (5.8) représente le profil des pressions interstitielles dans le barrage.

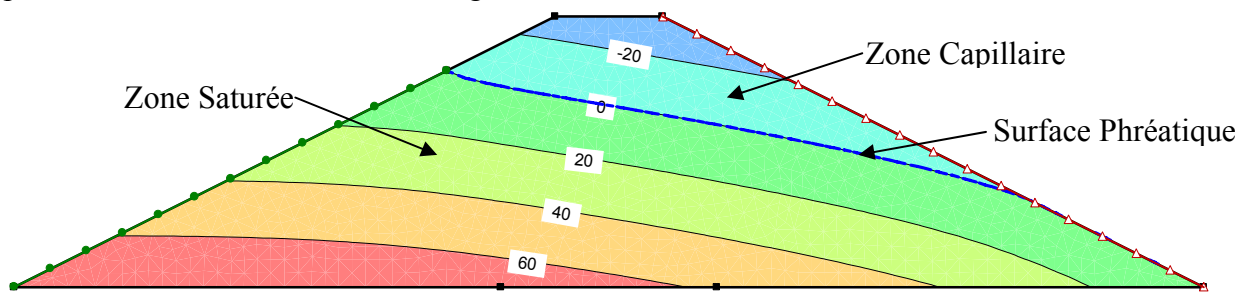


Fig 5.8: Profil des pressions interstitielles.

□ Chemins et réseau d'écoulement

La figure (5.9) indique les chemins d'écoulement à travers le corps du barrage par les vecteurs d'écoulement qui illustrent la direction de l'écoulement et la longueur de ces vecteurs représente la vitesse d'écoulement. La longueur de ces vecteurs est importante au pied du talus aval à l'inverse du talus amont ce qui signifie l'importance de l'écoulement à l'aval du barrage. Cette situation peut engendrer des risques d'érosion sur la partie aval du barrage.

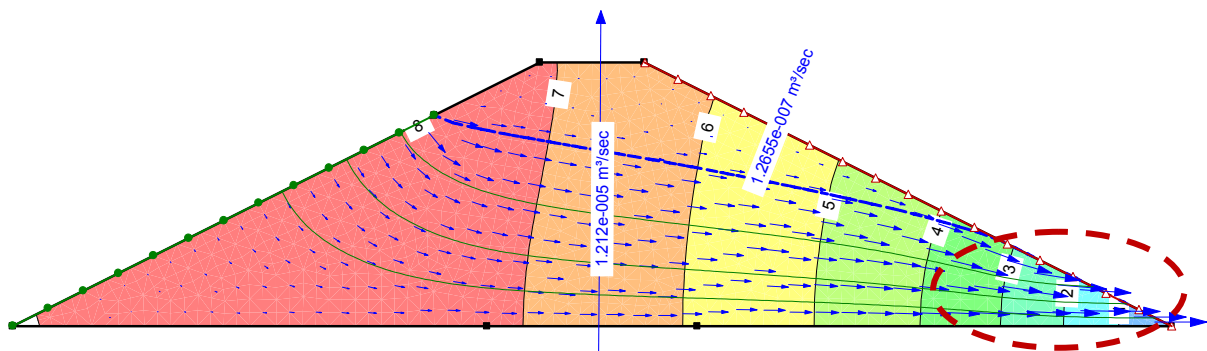


Fig 5.9: Chemins et réseau d'écoulement à travers le barrage homogène.

La figure (5.9), illustre les profils de la charge totale qui sont équivalents aux lignes équipotentiels ainsi que les chemins d'écoulement. En général ces lignes diffèrent des lignes

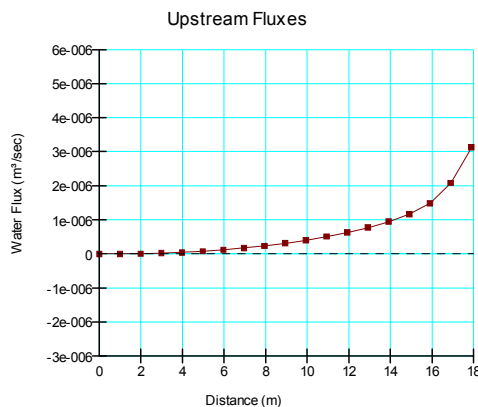
de courant sauf dans les cas particuliers des barrages homogènes comme le cas étudié, les chemins d'écoulement sont identiques aux lignes de courant et par conséquent il sont perpendiculaire aux lignes équipotentiellles.

□ Estimation des débits de fuite à travers les sections du barrage

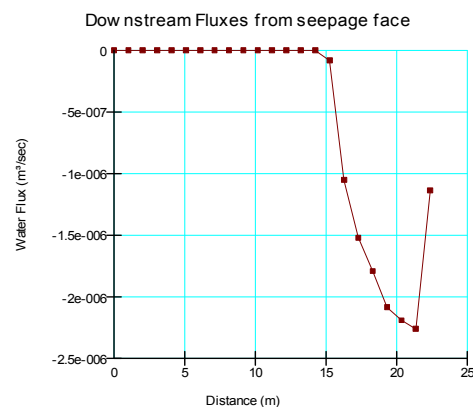
Le tracé du réseau d'écoulement permet d'estimer les débits à travers les différentes sections du barrage. La connaissance des débits permet aussi de dimensionner les systèmes drainants du barrage.

La variation des débits en fonction de la distance le long de talus amont (Fig 5.10.a) et du talus aval (Fig 5.10.b) montre que, à l'amont le débit de fuite croît avec l'altitude jusqu'à arriver au niveau de l'eau dans le réservoir. A l'aval, le débit est nul jusqu'à une distance de 15m, cette distance est confondue avec le début de la surface de suintement. Le signe négatif de débit désigne un débit qui sort de barrage c.à.d. le débit de fuite.

De plus la somme des débits à l'amont est égale à la somme des débits à l'aval du barrage c.à.d. qu'il n'est y a pas de stockage de l'eau dans le sol, ce qui est conforme au principe de conservation de la masse des écoulements stationnaires (le débit qui rentre égal au débit qui sort).



(a): Talus amont



(b): Talus aval.

Fig 5.10: Débits de fuite à travers le barrage.

On peut estimer les flux d'écoulement à n'importe quelle section du barrage. La quantité d'eau qui s'infiltre à travers le massif du barrage est d'environ $(1.21 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s})$ (Fig 5.9). Cette valeur très faible coïncide avec les critères de conception des barrages en terre que le talus amont soit très imperméable pour que la quantité d'eau de réservoir qui s'infiltre à l'intérieur du barrage soit la plus faible possible.

□ Ecoulement non confiné

Ce type d'analyse permet de gérer les différents problèmes d'écoulement, saturés et non saturés. La surface phréatique n'est pas une limite d'écoulement, mais simplement une ligne de pression nulle. L'écoulement dans la zone capillaire au-dessus de la nappe phréatique (écoulement non confiné), est une composante réelle et significative du débit total. Cette partie de l'écoulement non confiné est illustrée par les vecteurs d'écoulement au-dessus de la surface phréatique (Fig 5.11). L'intensité de ces vecteurs diminue au fur et à mesure qu'on s'éloigne de cette surface vers la crête du barrage c.à.d. au fur et à mesure que les pressions interstitielles négatives augmentent (et de la succion concomitante avec la diminution de la perméabilité).

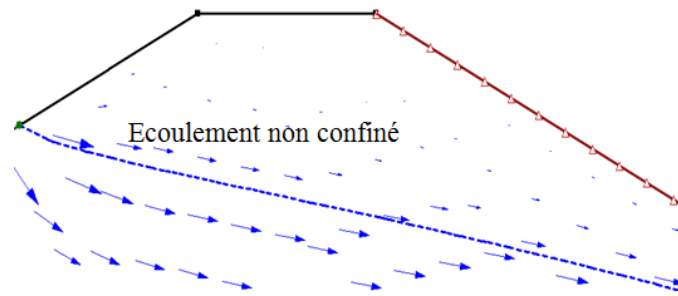


Fig 5.11: Ecoulement non confiné dans un barrage en terre.

Le débit total d'infiltration est d'environ $(1.21 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s})$. Ce flux comporte les débits d'écoulement en saturé et en non saturé, par contre il n'est pas possible de séparer complètement l'écoulement saturé de celui non saturé ; cependant, le faible flux de la section près de la face aval peut fournir une évaluation de l'écoulement non saturé. Ce flux est approximativement $1.26 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{sec}$ (Fig 5.9). Soustraire cette valeur de flux total donne la valeur d'écoulement saturé estimé de $1.198 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{sec}$. Cette valeur sera plus proche de la valeur calculée par les lignes de courant car cette analyse tient compte de l'écoulement non saturé à l'inverse de calcul par les lignes de courant.

Si on considère dans ce cas une fonction de perméabilité constante ($k=1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$). Une partie importante d'écoulement existe dans la zone non saturée au dessus de la surface phréatique et qui remonte jusqu'à la crête du barrage (Fig 5.12). Considérant une fonction de perméabilité horizontale implique que l'eau est capable de s'écouler de la même façon et d'une manière égale dans la zone saturée et non saturée.

Dans ce cas on remarque que les lignes équipotentiels (Fig 5.12) sont les mêmes dans le cas d'une fonction de perméabilité (Fig 5.9). Les fonctions de perméabilité dans ce type d'analyse (stationnaire) n'influe pas sur la distribution des pressions d'eau interstitielles mais sur les débits d'écoulement (équation de Laplace).

Malgré que les fonctions de perméabilité sont des approximations des propriétés réelles des matériaux, mais ils sont mieux adaptées et plus réalistes que des modèles avec une perméabilité constante (coefficient de perméabilité).

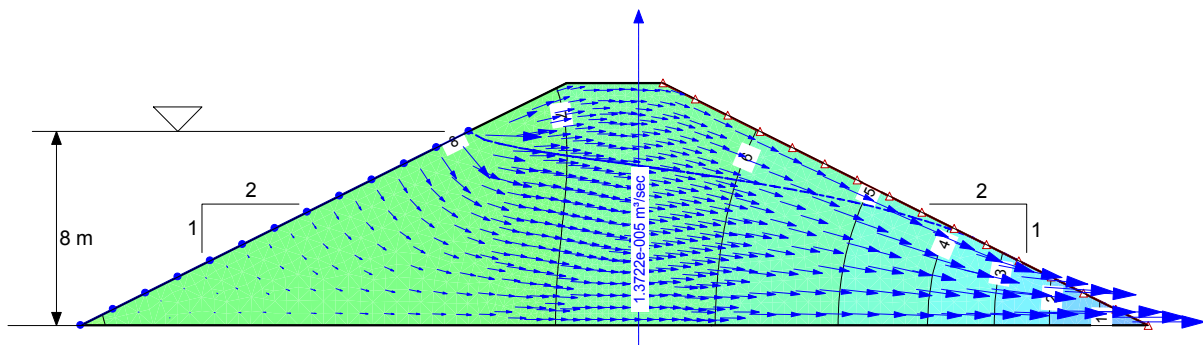


Fig 5.12: Ecoulement avec une perméabilité constante.

V.4.1.2. Partie 02: Barrage homogène avec drain

La construction des barrages en terre exige dans la plupart des cas 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 (Marcel, 1977; Cassan, 1994; Schneebeli, 1987). Il existe plusieurs types de

drain: drain de pied, drain horizontal et drain cheminée (Fig 5.13). Le choix du type de drain dépend de plusieurs facteurs (Femmam, 2011), 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.

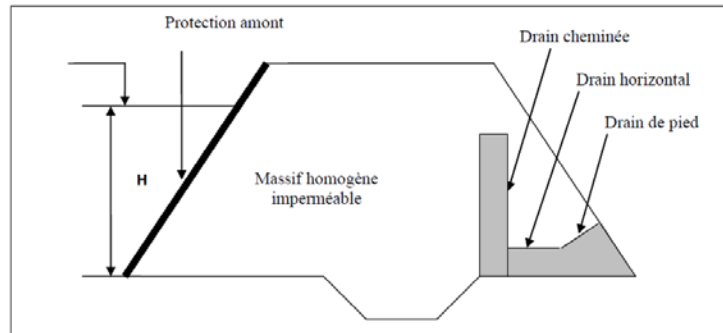


Fig 5.13: Système de drainage dans un barrage en terre (Femmam, 2011).

Pour que la ligne de saturation ne traverse pas la face aval, la solution consiste à placer vers son extrémité et sur une certaine longueur un tapis drainant (drain horizontal). 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 (Reynaga, 2003).

Le tapis drainant 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 (Mallet et Pacquant, 1951; Mathieu, 1987). Ce dispositif a un deuxième avantage, en ce sens qu'il active le drainage de la fondation en cours de construction et diminue les pressions sous le remblai, ce qui est très important lorsque l'on a une fondation perméable ou semi-perméable.

V.4.1.2.1. Modélisation des drains dans les barrages en terre

□ Modélisation du drain par une condition aux limites

Vue la difficulté de convertir les problèmes réels d'infiltration dans les barrages en terre en modèles numériques, en raison de la complexité de ce type d'ouvrage, et dans l'objectif est de ne pas compliquer les modèles par l'introduction de certaines composantes de barrage telles que les drains, on peut assimiler leurs effets physiques simplement par des conditions aux limites.

Le cas étudié précédemment possède un drain horizontal constitué d'un matériau assez perméable (gravier) avec une longueur de 10 m, les pressions interstitielles le long de la surface du drain est nulle. L'effet de la présence du drain horizontal peut être traduit par une condition au limite de pression nulle ($u=0, h=y=0$) le long de la surface du drain (Fig 5.14).

Dans ce cas (présence de drain), la ligne de saturation est rabattue vers l'intérieur du barrage jusqu'à l'extrémité du drain (Fig 5.14). Dans la première partie en raison de l'absence du drain,

cette ligne débouche sur le talus aval et par la suite les risques des sous pressions et d'érosion du talus sont plus élevés (Fig 5.12).

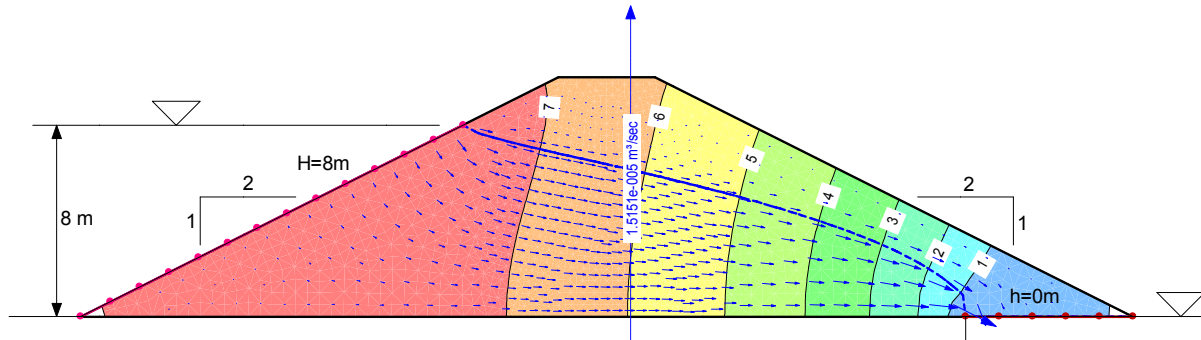


Fig 5.14: Effet du drain sur la surface phréatique.

L'expérience montre que la surface phréatique ne tombe pas à l'extrémité du drain mais un peu plus loin dans le drain. Ce résultat peut être expliqué par les vecteurs d'écoulement au dessus de la surface phréatique qui représente l'écoulement dans la zone capillaire du barrage. On remarque aussi sur la même section que le débit augmente de $1.21 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ avec l'absence de drain (Fig 5.9) à $1.51 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ avec ce dernier (Fig 5.14). Le tapis drainant a pour effet d'augmenter les pertes par infiltration, puisque les distances de cheminement des eaux à travers le massif sont réduites.

□ Modélisation du drain par le matériau constituant

Si on veut introduire la composante réelle du drain dans le modèle numérique, on doit affecter à la région de ce drain le matériau constituant (gravier), qui est introduit en modèle saturé avec une perméabilité constante très élevée (1 m/s) par exemple, pour assurer le rôle d'un drain. Pour ce cas, les conditions aux limites à rajouter est que la charge totale à chaque point dans le gravier est nulle (Fig 5.15).

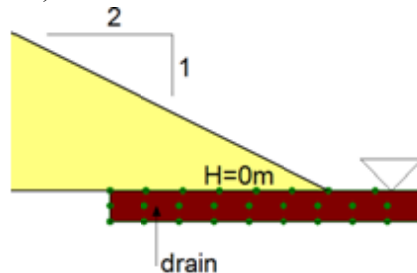


Fig 5.15: Modélisation de la composante réelle du drain.

La figure (5.16), représente les résultats de la simulation de la composante réelle du drain. On remarque qu'on obtient des résultats identiques à ceux du modèle avec une condition aux limites (5.14).

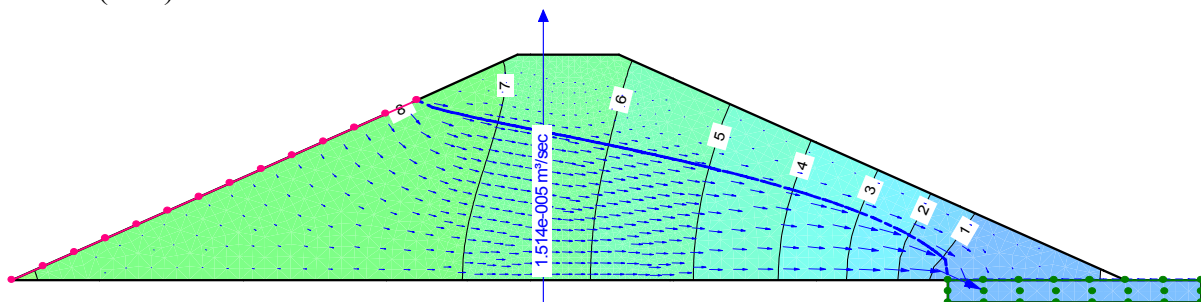


Fig 5.16: Résultat de simulation réelle du drain.

On présente dans le graphe de la figure (5.17), les débits de fuite le long du drain (de point (A) au point (B)), il est de l'ordre de $1.0804 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ par unité de longueur sur l'extrémité gauche de drain (B).

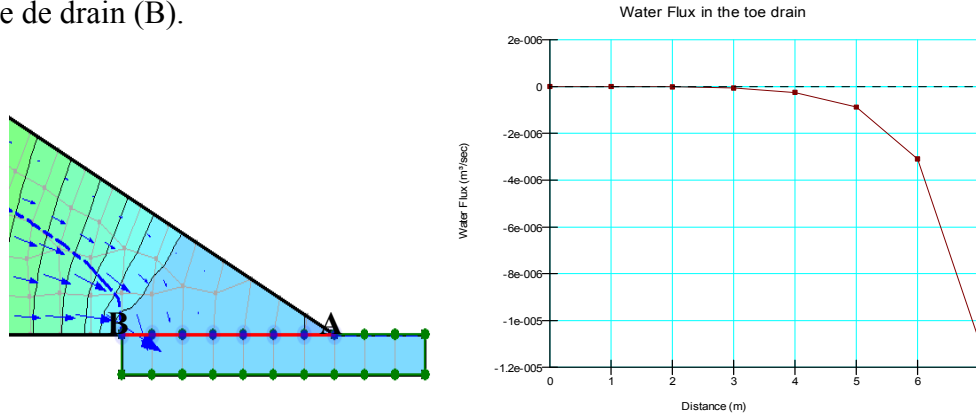
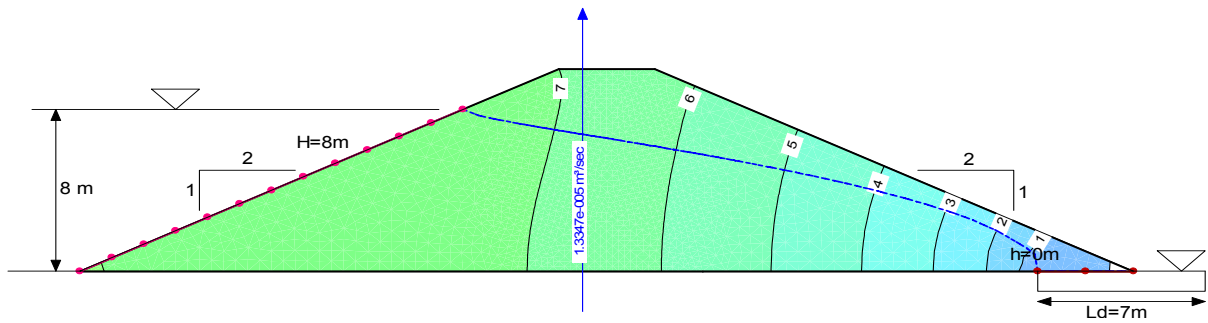


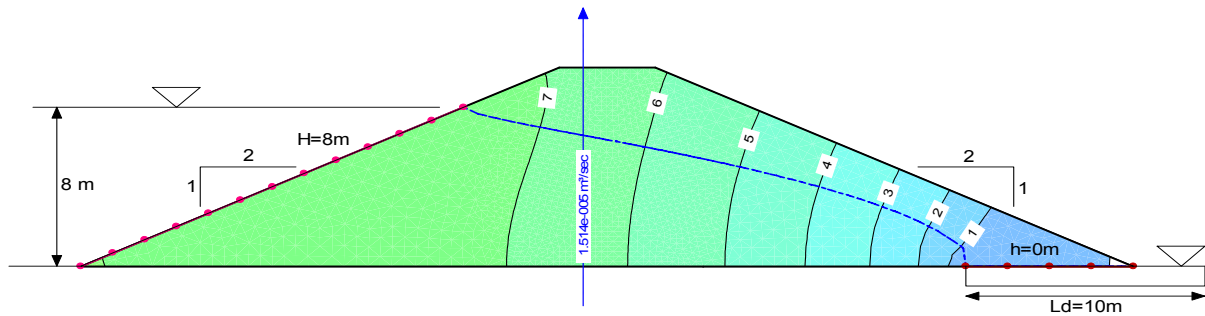
Fig 5.17: Débits de fuite dans le drain.

V.4.1.2.2. Effet de la longueur de tapis drainant

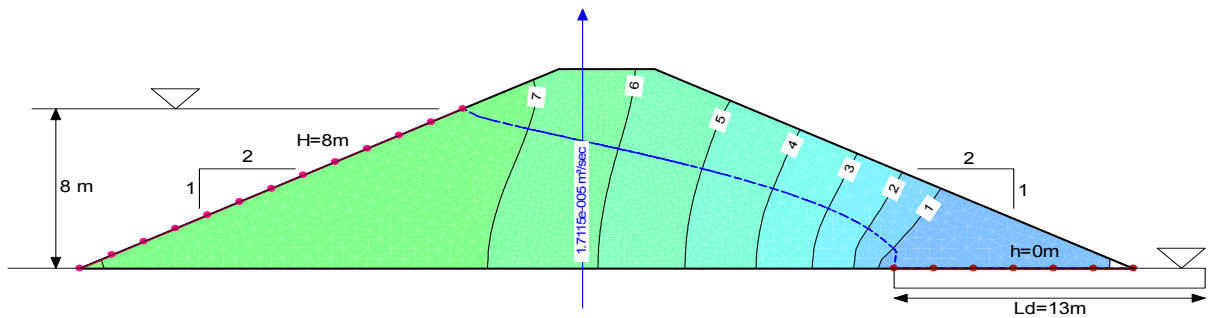
Pour voir l'effet de la longueur de tapis drainant, on réalise une étude paramétrique sur le cas du barrage homogène (Fig 5.18). On fait varier la longueur de tapis (L_d) en fonction de la projection du talus aval sur l'horizontale (L_t) (longueur totale de 20 m).



(a) un tapis drainant court ($L_d/L_t=1/3$).



(b) un tapis drainant moyen ($L_d/L_t=1/2$).



(c) un tapis drainant de longueur importante ($L_d/L_t=2/3$).

Fig 5.18: Effet de la longueur du tapis drainant sur l'écoulement.

Lorsque le drain est placé sous le talus aval sous forme de tapis, il réduit les pressions à l'aval (contrairement à l'amont) et annule la surface de suintement. La figure (5.18) montre pour un remblai homogène isotrope que :

✓ Avec une faible largeur de drain ($L_d < 1/3 L_t$) (Fig 5.18.a), la ligne phréatique et sa frange capillaire sont tangents pratiquement au talus aval. Cette situation crée une humidification importante à la base du talus qui diminue la résistance au cisaillement des sols et réduit le coefficient de stabilité du parement aval.

✓ Au fur et à mesure qu'on introduit le drain plus à l'intérieur, la ligne de saturation s'éloigne du parement aval (Fig 5.18.b) et le débit de fuite se concentre dans la partie amont du barrage.

✓ Plus sa longueur augmente, la pente de la courbe phréatique s'accroît et le débit devient plus important (Fig 5.18.c). Le réseau d'écoulement se décale vers l'amont et améliore la stabilité du talus aval.

Selon cette étude et d'autres travaux similaires (Lautrin, 2003; Femmam et Benmebarek, 2011), pour assurer un rabattement suffisant des écoulements dans un remblai isotrope on préconise une largeur de tapis comprise entre la moitié ($1/2$) et les $2/3$ de la projection du talus aval sur l'horizontale.

V.4.1.2.3. Effet du drain cheminée

Le drain cheminée est un drain (vertical ou incliné) placé au centre du barrage ou dans sa moitié aval jusqu'au niveau normal de l'eau (ou le niveau des plus hautes eaux), concentre encore plus efficacement les pertes de charge dans la moitié amont de l'ouvrage (Fig 5.19). La hauteur d'eau à l'aval est nulle, ce qui augmente sa stabilité et permet d'envisager une pente plus raide. Mais, dans ce cas, la fondation n'est plus drainée, à moins qu'elle le soit de manière spécifique (puits ou forages drainants, tranchées drainantes, tapis drainant).

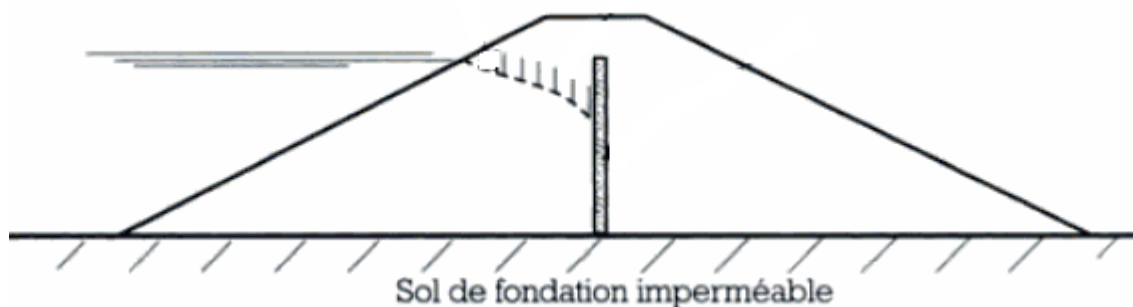


Fig 5.19: Position de la ligne phréatique dans un barrage homogène à drain cheminée vertical (Lautrin, 2003).

La figure (5.20), illustre les résultats d'un exemple de barrage homogène équipé d'un drain cheminée combiné avec un tapis drainant. Le drain cheminée empêche les infiltrations à l'aval et augmente les pertes par infiltration dans la partie amont du barrage. Le tapis drainant assure le drainage de la fondation.

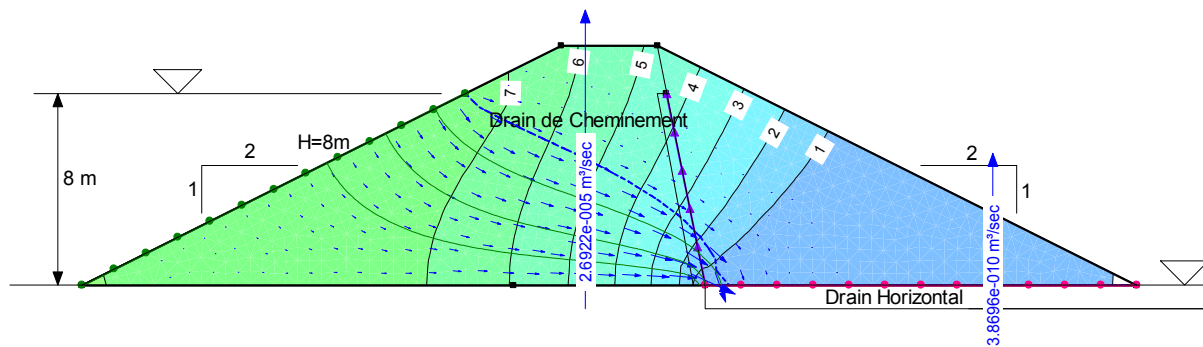


Fig 5.20: Barrage homogène équipé d'un drain cheminée combiné avec un tapis drainant.

V.4.1.3. Partie 03: Barrage à noyau

Dans cette partie, l'exemple de référence possède un noyau central de matériau différent (limon argileux). Cette partie sera subdivisée en deux cas, pour le premier cas, le noyau a une perméabilité 10 fois plus faible que les recharges, et le deuxième cas, une perméabilité de noyau 100 fois plus faible. On présente dans la figure (5.21), les fonctions de perméabilité et de rétention d'eau des recharges et noyau pour les deux cas.

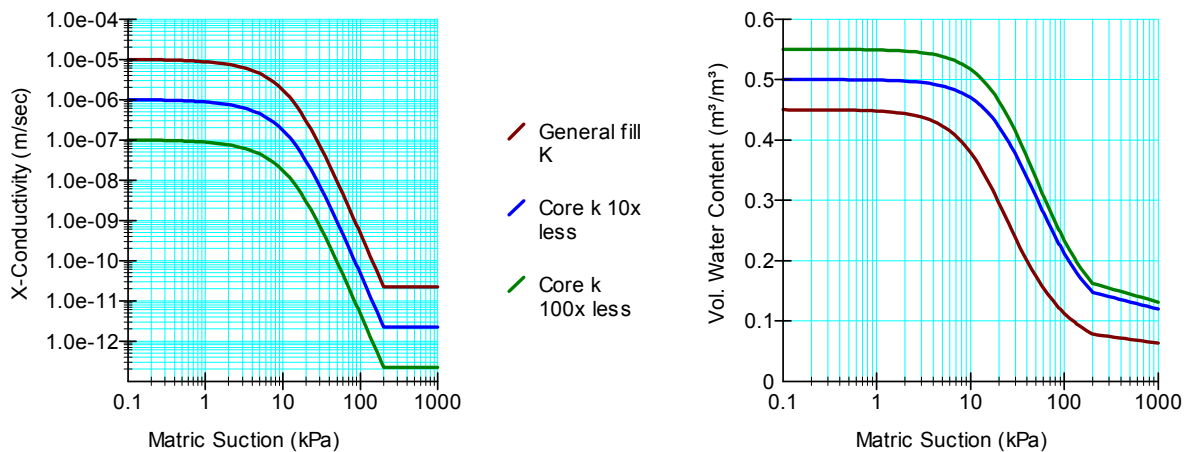


Fig 5.21: Caractéristiques hydrauliques des matériaux du barrage à noyau .

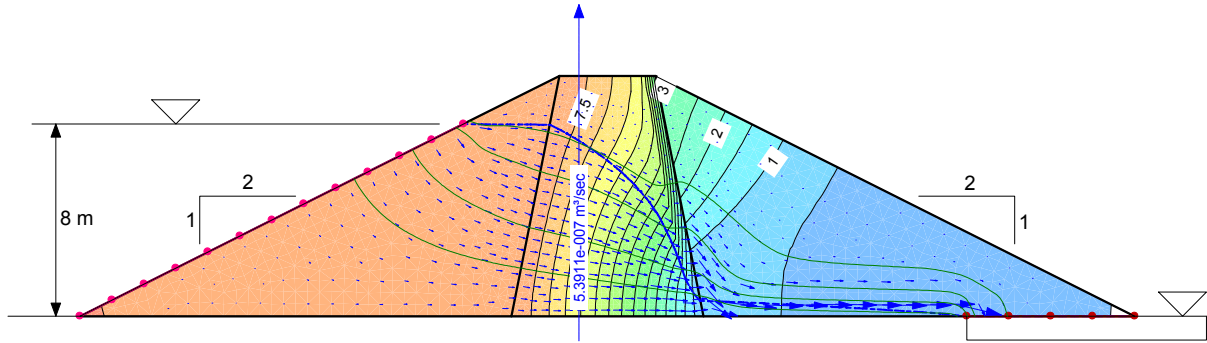
□ Résultats et discussion

On illustre dans la figure (5.22), les lignes de saturation, les profils de charge totale et les débits de fuite pour les cas considérés.

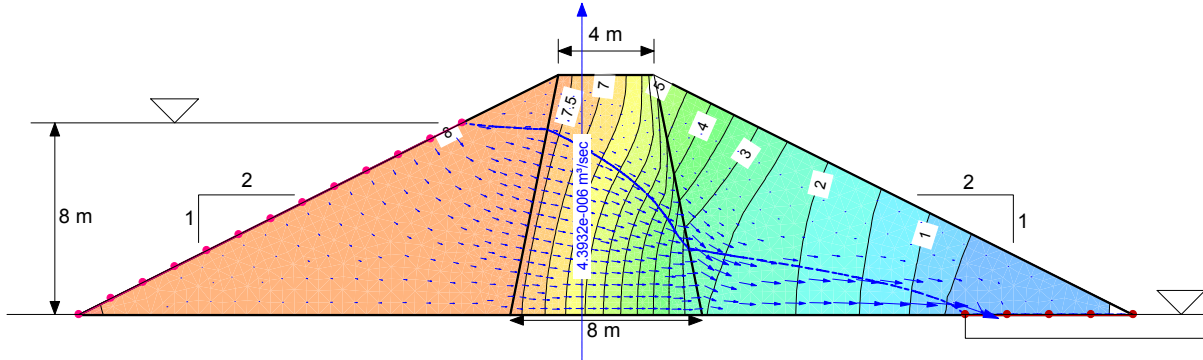
On remarque dans la section des recharges amont que la ligne de saturation est presque à l'horizontale c.à.d. qu'il n'y a pas une perte de charge hydraulique, car le matériau est plus perméable relativement au noyau.

La dissipation de la charge entre l'amont et le noyau du barrage est seulement de (0.5m) (Fig 5.22), à partir de la quelle les pertes de charge augmentent rapidement dans le noyau, et la ligne de saturation est rabattue d'une manière significative vers son extrémité aval. La dissipation de la majeure partie de la charge hydraulique se produit dans le noyau étanche avant d'atteindre la partie aval (perméabilité faible), la charge hydraulique qui est le moteur de l'écoulement est complètement dissipée en s'écoulant à travers le noyau imperméable en raison de la difficulté d'écoulement.

Plus le noyau est étanche, plus le réseau d'écoulement s'éloigne de l'aval et se décale vers l'amont et plus les débits de fuite qui traverse le noyau sont réduits.



(a) Barrage à noyau 100x plus faible.



(b) Barrage à noyau 10x plus faible.

Fig 5.22: Effet de la présence du noyau sur les infiltrations.

Dans ces cas, la détermination des lignes de courant est presque impossible, à cause de la variation de la perméabilité entre le noyau et les recharges (anisotropie). Les chemins d'écoulement sont des approximations des lignes de courant, ils sont perpendiculaires aux lignes équipotentiels dans les deux zones saturée et capillaire du barrage (Fig 5.22.a).

V.4.2. Analyse de la stabilité hydromécanique des exemples d'application

Maintenant que les charges hydrauliques et les profils des pressions interstitielles ont été calculées par éléments finis dans le barrage, une analyse de stabilité peut être accomplie pour déterminer la stabilité au glissement de ses parements amont et aval.

Ces analyses sont faites par l'approche pseudo-couplée SEEP-LEM. Les propriétés des matériaux utilisés pour ces analyses sont résumés dans le tableau (5.2).

Tab 5.2: Propriétés des matériaux pour l'étude de stabilité.

Matériau	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)
Recharge	20	5	27
Noyau	20	15	15
Drain	20	0	35

□ Résultats d'analyse sur l'amont et l'aval

Les résultats de l'analyse de stabilité et les facteurs de sécurité sur la même surface de glissement pour tous les cas sont récapitulés dans le tableau (5.3).

Tab 5.3: Résultats d'analyse de stabilité.

Barrage analysé	F_s Talus amont	F_s Talus aval
Homogène sans drain	1.646	1.068
Homogène avec drain modélisé comme CL	1.667	1.357
Homogène avec drain en matériau drainant	1.667	1.463
à Noyau central (k x100) sans drain	1.636	1.512
à Noyau central (k x100) avec drain comme CL	1.636	1.546

La figure (5.23), montre les surfaces de rupture et les facteurs de sécurité du talus amont et aval du cas du barrage homogène sans drain.

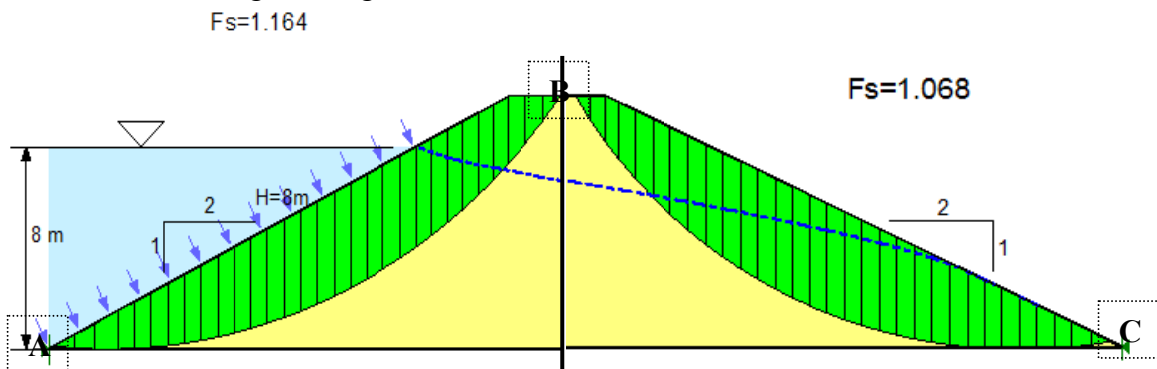


Fig 5.23: Surface du rupture du talus amont et aval du barrage homogène sans tapis drainant.

□ Stabilité des talus amont

On présente dans la figure (5.24), les pressions interstitielles le long des surface de rupture des cas étudiés sur les talus amont de gauche (point A) à droite (point B) (Fig 5.23).

Les pressions interstitielles sont élevées au pied de talus amont (tranches immergées dans l'eau) et diminuent avec l'altitude jusqu'à ce qu'elles deviennent nulles et négatives encore pour les tranches qui existent au dessus de la ligne phréatique.

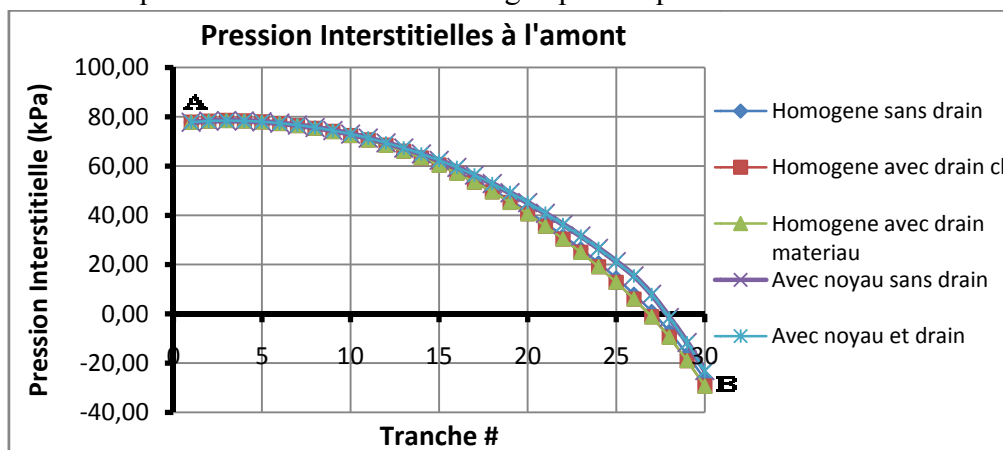


Fig 5.24: Pressions interstitielles le long des surfaces de rupture des talus amont.

Pour interpréter les résultats et comparer les cas étudiés, on combine les graphes des pressions interstitielles (Fig 5.24) avec les résultats des facteurs de sécurité (Tab 5.3). Les courbes des pressions interstitielles tracées des cas étudiés sont tous semblables et d'une légère différence. Les conclusions à tirer en comparant les cas deux à deux sont :

- La présence du drain dans un barrage homogène permet de rabattre la surface phréatique et diminue légèrement (en fonction de la longueur de drain) les infiltration et l'humidité des matériaux, et par la suite accroît la stabilité et augmente le coefficient de sécurité, il passe de 1.646 pour un barrage sans drain à 1.667 avec la présence du drain.
- La simulation de l'effet du drain par une condition aux limites ou par sa modélisation avec le matériau constituant donne des courbes de pression et des résultats de coefficient de sécurité identiques ($F_s=1.667$). La modélisation du drain en tant que matériau ou condition aux limites ne rajoute pas de résistance au talus amont.
- La présence d'un noyau dans un barrage (sans ou avec drain) augmente les pressions dans le parement amont en réduisant la section d'infiltration au niveau de celui ci et l'empêché d'arriver à l'aval. Les pressions interstitielles diminuent le frottement entre les grains du sol ce qui réduit la résistance au cisaillement des matériaux et par conséquent réduit le coefficient de sécurité, par exemple un facteur de sécurité de 1.646 pour le barrage homogène sans drain est réduit à 1.636 avec noyau sans drain.
- Les résultats de l'étude de stabilité des barrages avec noyau sans drain et avec drain sont identiques ($F_s=1.636$), le noyau écarte la nécessité du drainage, sauf que la présence de drain augmente légèrement les pressions négatives par l'effet de rabattement de la surface piézométrique. Par exemple à la dernière tranche, elle passe de 22.96 kPa à 23.16 kPa par la présence du drain.

□ Stabilité des talus aval

Le graphe de la figure (5.25) représente les pressions interstitielles de point (B) au point (C) (Fig 5.23), le long des surfaces de rupture des cas étudiés sur les talus aval.

Toutes les courbes commencent avec des pressions négatives pour les tranches au dessus de la nappe phréatique, puis augmentent à des pressions positives, pour revenir à des pressions nulles pour les dernières tranches au pied aval du barrage.

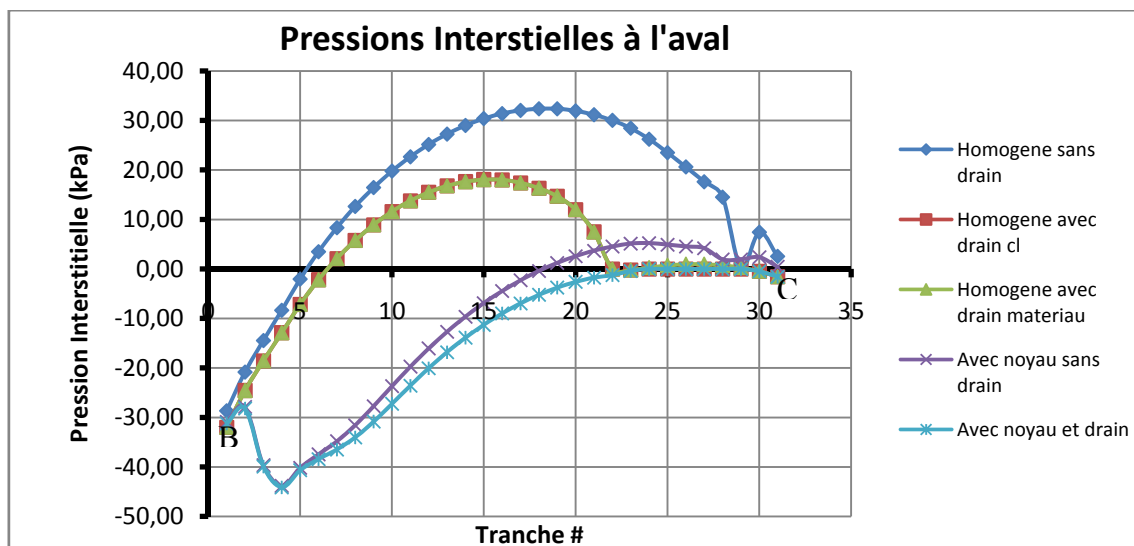


Fig 5.25: Pressions interstitielles le long des surfaces de rupture des talus aval.

Les comparaisons deux à deux des cas analysés permettent de tirer les conclusions suivantes:

- Pour le cas de barrage dépourvu de drain, le coefficient de sécurité du talus est de l'ordre de 1.068. Bien que ($F_s > 1$), il reste qu'il est inférieur à la valeur admissible ($F_s < 1.5$).

Le barrage peut ne pas être mécaniquement stable, le barrage peut être exposé à une instabilité hydraulique au niveau de son talus aval (la création d'une surface de suintement peut causer l'érosion de ce parement), qui induit à une instabilité mécanique.

Lorsque l'ouvrage ne comporte pas de drains, la zone d'écoulement recouvre la plus grande partie du talus aval. Les pressions interstitielles y sont trop élevées, la stabilité n'est pas assurée si l'on n'adopte pas une pente aval faible.

- La présence du drain réduit l'importance de la zone d'écoulement et les pressions interstitielles et empêche les infiltration d'atteindre la face aval. Le réseau d'écoulement se décale vers l'amont et améliore la stabilité du talus aval, le coefficient de sécurité devient plus élevé, il passe de 1.068 à 1.357 avec la présence du drain.

- La simulation de l'effet du drain par une condition aux limites ou par sa modélisation avec le matériau constituant donne des courbes de pression identiques mais des coefficients de sécurité différents. 1.357 (avec CL) contre 1.463 (matériau drainant). Le matériau de drain rajoute de la résistance au talus aval. On remarque sur la figure (5.26), la grande différence entre les deux courbes de résistance au cisaillement pour les dernières tranches de la surface de rupture. Cette différence est due à une résistance supplémentaire apportée par le matériau drainant (Fig 5.26.b).

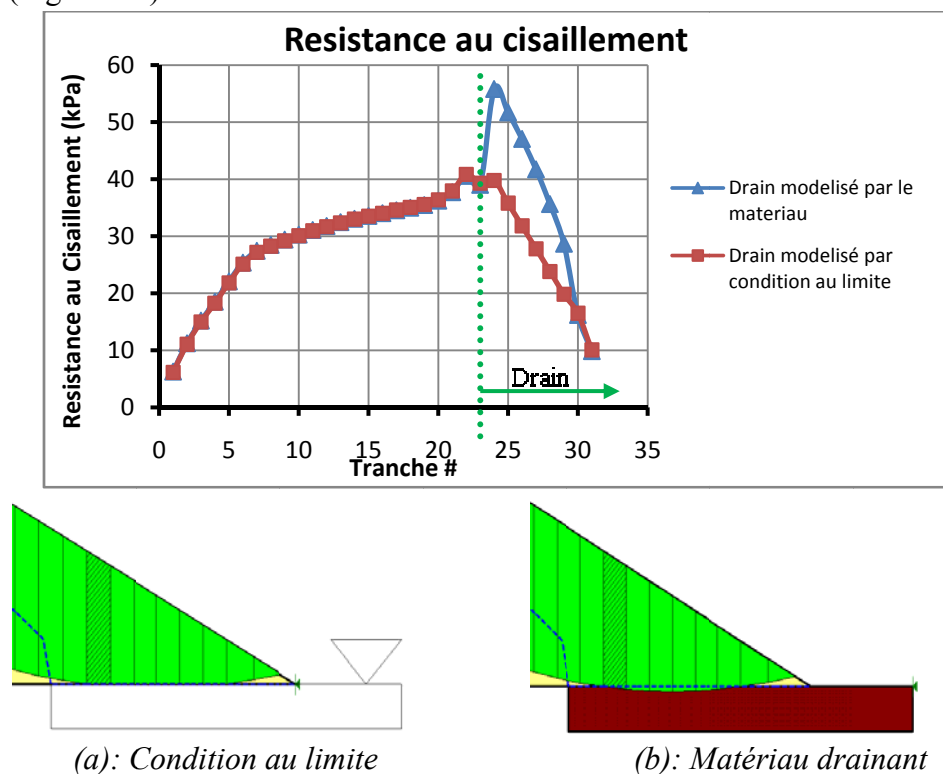


Fig 5.26: Résistance apportée par le matériau du drain.

- La présence d'un noyau imperméable cause la dissipation des pressions interstitielles en traversant le noyau et empêche l'eau d'arriver à l'aval, par conséquent les pressions sont très réduites au niveau de celui-ci. De plus la présence d'un noyau imperméable rabat le niveau de la surface phréatique (Fig 5.27). La surface de rupture considérée sera au dessus de la nappe phréatique c.à.d. moins humide, et donc le matériau de la zone de recharge aval sera de résistance plus élevée, ce qui conduit à l'augmentation de coefficient de sécurité. Pour le barrage homogène sans drain le coefficient de sécurité est de 1.068. La présence d'un noyau

central augmente le coefficient à 1.512. De même la présence du drain dans le barrage à noyau rend encore le talus aval moins humide et donc plus stable ($F_s=1.546$).

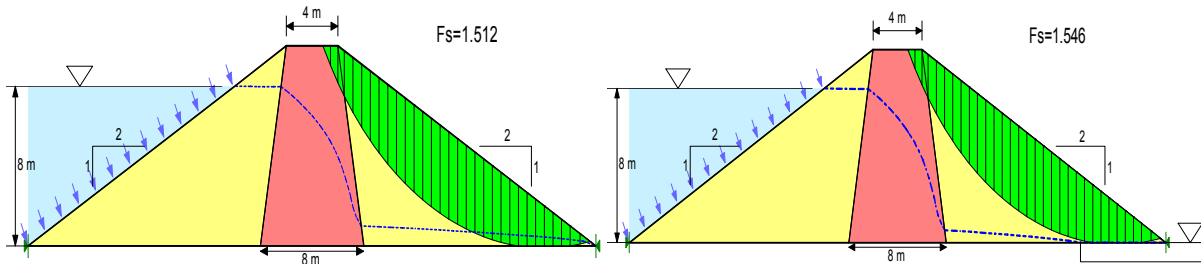


Fig 5.27: Surface de rupture à l'aval du barrage à noyau.

V.4.2.1. Effet de la longueur du drain sur la stabilité hydromécanique

Afin de simuler l'influence de la longueur du drain sur la stabilité du talus aval, on analyse le cas de barrage homogène de l'exemple de référence en faisant varier la longueur de ce dernier.

Les résultats de la simulation de la variation du coefficient de sécurité sur la même surface de glissement, en fonction du rapport de longueur du drain L_d sur la longueur de la projection de talus aval du barrage sur l'horizontale L_t , et la visualisation des lignes de saturation sont respectivement illustrés par les figures (5.28 et 5.29).

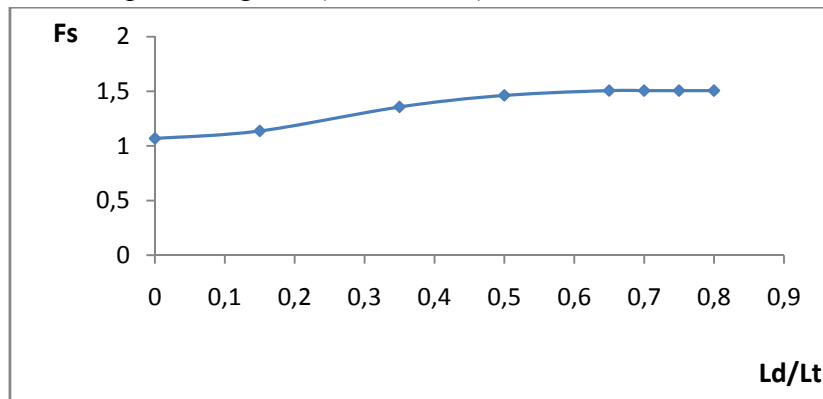


Fig 5.28: Variation du coefficient de sécurité en fonction de la longueur du tapis drainant.

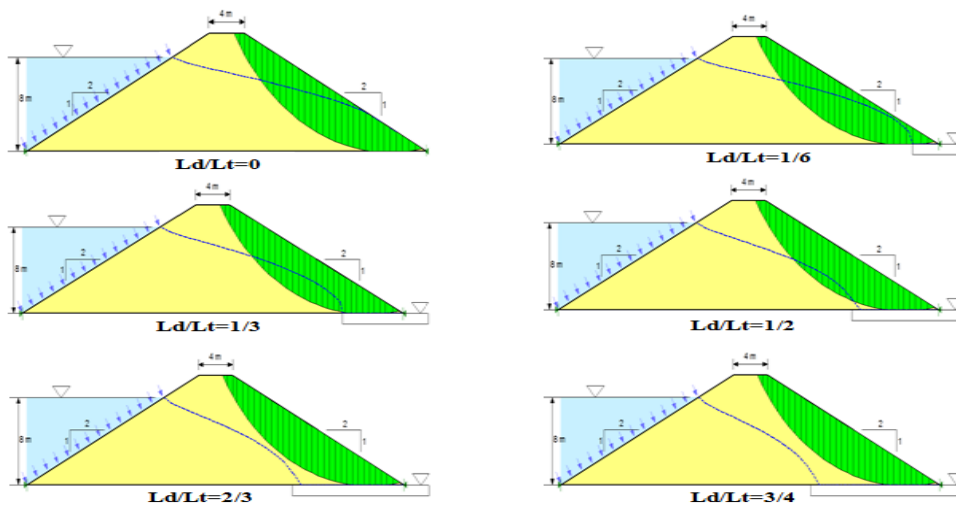


Fig 5.29: Effet de la longueur du drain sur la stabilité du barrage.

La figure (5.28) montre une amélioration pratiquement linéaire du coefficient de sécurité, au fur et à mesure que la longueur du drain augmente de 0 à $L_d/L_t=2/3$. Au-delà, le coefficient de sécurité atteignant la valeur 1.507 et devient insensible à la longueur du drain. Etant donné

que pour $L_d/L_t=1/2$, $F_s=1.463$ correspondant à une réduction inférieure à 3%, l'intervalle $L_d=[1/2, 2/3] L_t$ peut être le bon choix vis-à-vis du débit de fuite et de la stabilité du talus aval. La surface de glissement est fortement influencée par la présence de l'eau dans le corps du barrage. L'éloignement de la surface phréatique du talus aval en augmentant la longueur du drain améliore le coefficient de sécurité. Au-delà de $L_d/L_t=2/3$, cette surface est en dehors de la zone de glissement (Fig 5.29). Ce qui explique l'insensibilité du facteur de sécurité à la longueur du drain après cette limite.

Ces résultats sont conformes avec ceux de certains auteurs (Femmam et Benmebarek, 2011) qui recommandent de prendre la longueur du drain L_d comprise entre $L_b/4$ et $L_b/3$. (L_b : la longueur de la base du barrage).

Ce même résultat est aussi en accord avec les études antérieures (Cassan, 1994; Harr, 1962; Harry, 1968; Lane, 1975; Mallet et Pacquant, 1951; Marcel, 1977; Schneebeli, 1987).

V.4.2.2. Effet du niveau de l'eau dans le réservoir sur la stabilité hydromécanique de la digue

En faisant varier le niveau de l'eau dans le réservoir de l'exemple de référence homogène, on détermine le coefficient de sécurité sur la même surface de glissement pour chaque situation. Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau (5.4):

Tab 5.4: Valeurs de F_s en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir.

Hauteur d'eau dans le réservoir (m)	F_s Talus amont	F_s Talus aval
9m	1.787	1.413
8m	1.680	1.463
5m	1.440	1.507

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. La figure (5.30) représente la ligne de saturation pour chaque variation de hauteur de l'eau. 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.

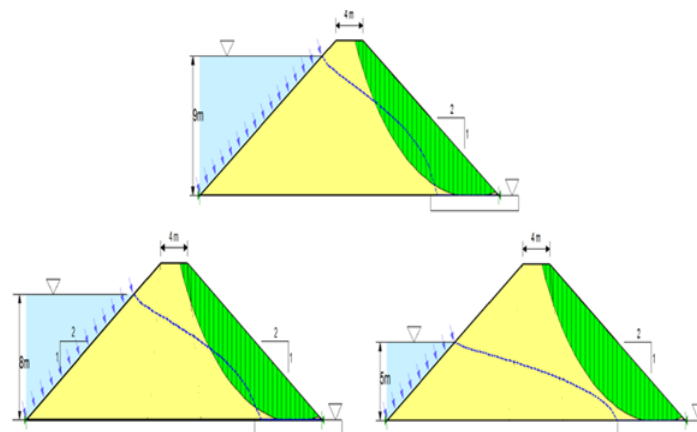


Fig 5.30: Effet de la hauteur d'eau dans le réservoir sur la stabilité du barrage.

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 . A l'inverse de talus amont la diminution de poids stabilisant de la retenue généré par des niveaux d'eau plus bas diminue sa stabilité.

V.5. Etude de la stabilité des talus des barrages pendant la vidange du réservoir

La stabilité du talus amont du barrage est dimensionnée dans les conditions de vidange rapide. L'approche employée par les formulations LEM, pour modéliser la vidange rapide du barrage suppose une vidange instantanée. Le changement de la pression interstitielle à la base de la tranche est instantanément égal au changement vertical du niveau d'eau au-dessus de cette tranche. Pratiquement, il n'est pas possible d'abaisser l'eau instantanément, et d'empêcher au moins une partie de l'eau de sortir du remblai pendant la vidange.

Une manière plus précise d'analyser la stabilité pendant la vidange rapide est d'employer l'approche pseudo-couplée (SEEP-LEM) présentée dans ce travail. Cette approche peut inclure le temps de la vidange, l'abaissement du niveau rapide n'est pas instantané, mais est un processus. Cette approche peut déterminer plus exactement les pressions interstitielles qui règnent dans le sol pendant le processus de vidange, par opposition à obtenir simplement la pression de l'eau interstitielle de la distance verticale entre la ligne piézométrique et la base de la tranche.

L'étude de la stabilité lors de la vidange rapide du réservoir doit être effectuée par des modèles d'analyse d'écoulement transitoire. Les propriétés hydrauliques des matériaux varient dans le temps. La fonction de perméabilité toute seule n'est pas suffisante pour résoudre le problème, on a besoin d'introduire la courbe de rétention d'eau pour pouvoir estimer la quantité d'eau stockée dans le corps du barrage.

□ Effet des conditions de vidange du réservoir

On analyse le cas de barrage homogène (géométrie; Fig 5.5). A partir d'une analyse d'équilibre stationnaire avec une retenue pleine (dite 'parent analysis'), on procède à l'analyse transitoire lors de la vidange. Durant cette analyse; la vidange du réservoir est effectuée graduellement pendant une période de 5 jours avec un taux de vidange de 1.6 m/jour (Fig 5.31).

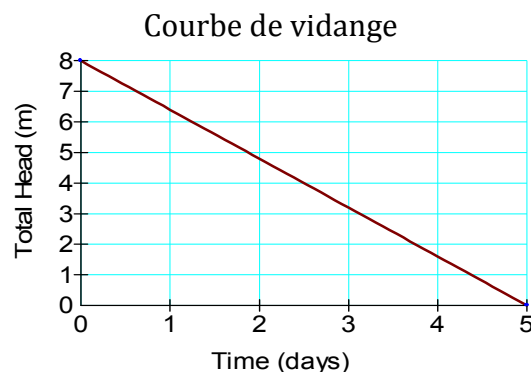


Fig 5.31: Fonction de vidange.

Le temps considéré pour l'analyse est de 30 jours; en utilisant 10 étapes d'une façon exponentielle avec une valeur initiale de 0.25 jour (6h). Les infiltrations de l'eau pendant la

vidange suivent une forme exponentielle; le processus est rapide au début mais se ralentit avec le temps.

Pour effectuer une analyse transitoire, on a besoin de la fonction de perméabilité ($K_{sat}=8.64 \times 10^{-2}$ m/jour = 10^{-5} m/sec) et de la courbe de rétention d'eau ($\theta_{sat} = 0.4$) (Fig 5.32).

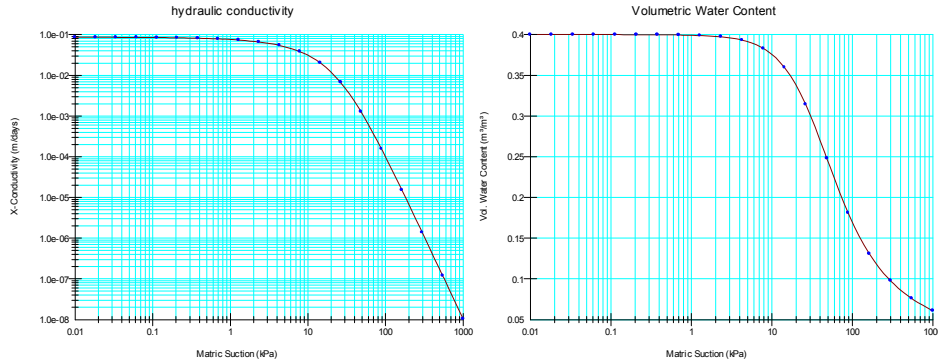


Fig 5.32: Propriétés de matériau pour l'analyse transitoire (vidange).

La pente de la partie horizontale de la courbe de rétention d'eau (Fig 5.33) représente la valeur du coefficient de compressibilité volumique (m_v) qui sera pris dans ces analyses 10^{-4} /kPa.

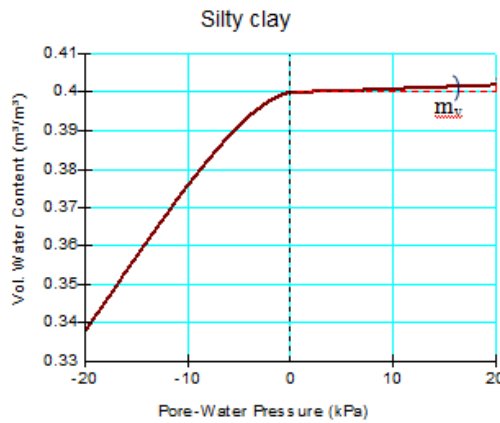
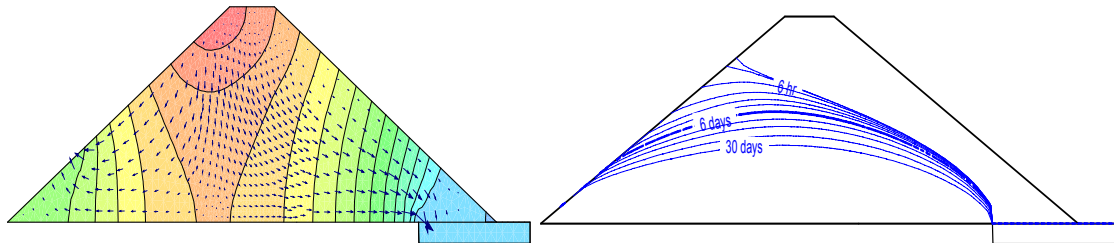


Fig 5.33: Coefficient de compressibilité volumique.

□ Résultats et discussion

La figure (5.34.a) montre la dissipation des pressions interstitielles au troisième (3) jours après le début de l'abaissement du niveau. Le sens d'écoulement est partiellement inversé vers l'amont.



(a) Pressions interstitielles au troisième (3) jour de la vidange.

(b) Rabattement de la surface phréatique au cours de la vidange.

Fig 5.34: Comportement de la digue pendant la vidange.

La figure (5.34.b), représente le rabattement de la surface phréatique petit à petit par étapes de vidange. On remarque que le rabattement de cette surface continue même après la fin de la

vidange totale de réservoir à 5 jours, en raison de la dissipation des pressions interstitielles dans le corps du barrage telle que illustrée par le graphe de la figure (5.35).

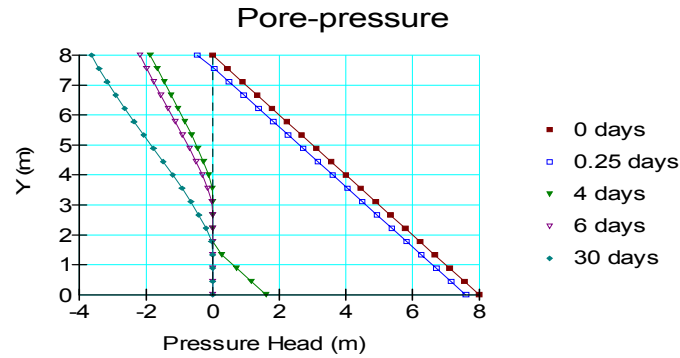


Fig 5.35: Dissipation des pressions interstitielles sur l'amont du barrage au cours de la vidange.

□ Etude de la stabilité du talus amont pendant la vidange

On présente sur la figure (5.36), les surfaces de rupture et les facteurs de sécurité correspondants de talus amont pour certains étaps après et lors de la vidange.

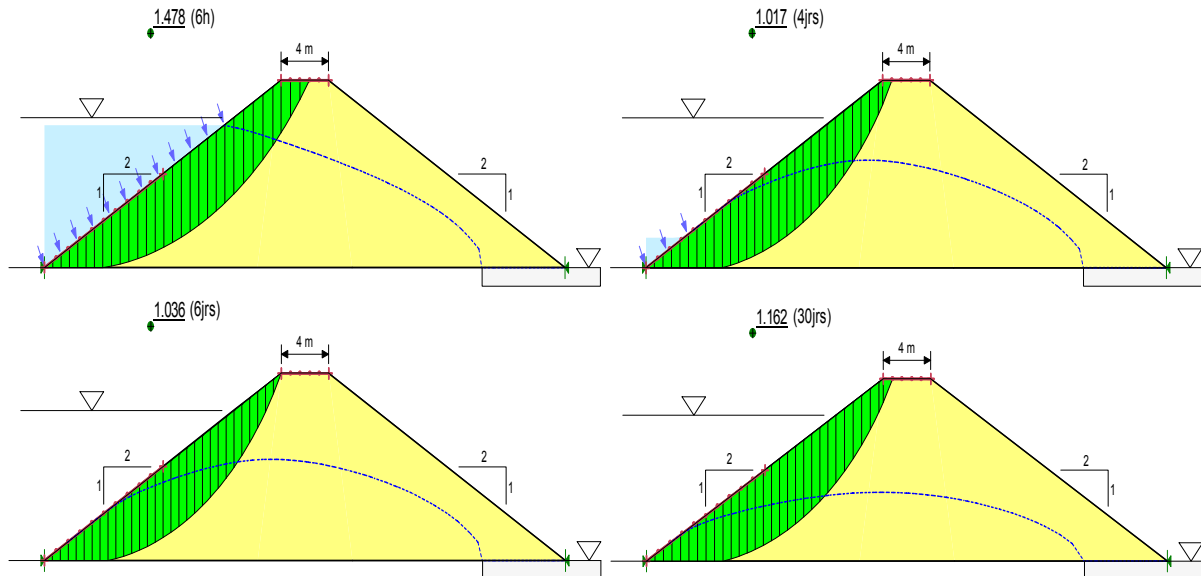


Fig 5.36: Stabilité de l'amont pendant la vidange par étapes.

Cette approche, permet d'évaluer la stabilité du talus du barrage à différents moments pendant le processus de vidange. Le graphe de la figure (5.37) donne les facteurs de sécurité du talus amont pendant et après la vidange.

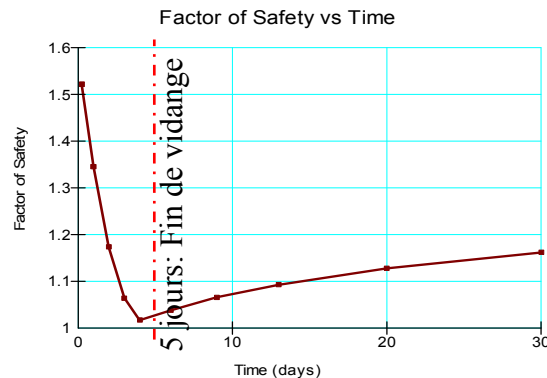


Fig 5.37: Evolution du facteur de sécurité pendant et après la vidange progressive.

D'après le graphe, on remarque que le facteur de sécurité est à son maximum à la première étape de la vidange. La retenue quasi pleine du réservoir agissant de façon stabilisatrice sur le talus amont augmente sa résistance au glissement.

Pendant la vidange du réservoir, le coefficient de sécurité diminue graduellement avec l'abaissement du niveau et atteint sa valeur minimale dans ce cas à (4/5) de la hauteur d'eau totale à vidanger, puis il augmente jusqu'à la vidange totale et continue à croître jusqu'à la fin de la durée considérée.

L'abaissement du niveau de l'eau dans la retenue, diminue au fur et à mesure le poids stabilisant de cette dernière, et cause la diminution de résistance de talus amont et de suite F_s jusqu'à une hauteur critique, Au delà F_s commence à augmenter, la résistance au cisaillement des matériaux de la digue augmentent à cause de la dissipation de la pression interstitielle.

□ Comparaison avec la vidange instantanée

Dans l'objectif de voir l'effet de processus de vidange considéré. On compare les résultats de la vidange progressive avec le cas d'une vidange instantanée par un abaissement total de niveau de réservoir de 8m à 0m instantanément. Les résultats d'étude de la stabilité sont récapitulés dans le graphe suivant (Fig 5.38)

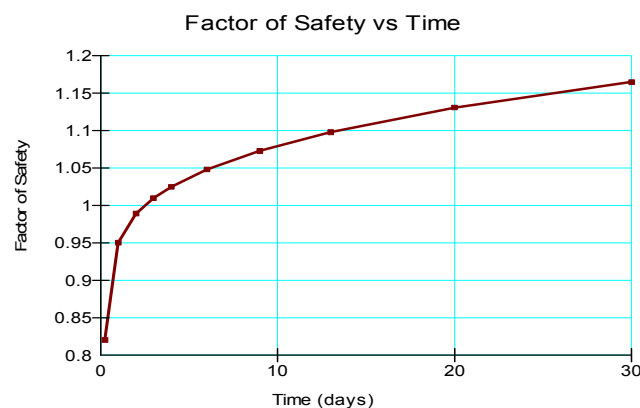


Fig 5.38: Evolution du facteur de sécurité pendant et après la vidange instantanée.

La vidange instantanée du réservoir cause une situation d'instabilité importante du talus amont juste après la vidange (facteurs de sécurité très faibles ' $F_s < 1$ '). Immédiatement après la vidange l'effet stabilisateur du poids de l'eau dans la retenue a été enlevé, mais les pressions interstitielles demeurent très importantes. Au cours du temps les facteurs de sécurité augmentent grâce à l'augmentation de la résistance de matériau de remblai par la dissipation des pressions interstitielles.

A travers les résultats de ces analyses; on conclut que le comportement du talus amont pendant ces deux processus de vidange est complètement différent. Une valeur minimale de F_s de 1.02 pendant la vidange progressive peut-être tout à fait réaliste mais une valeur de F_s de 0.82 pendant la vidange instantanée n'est pas évidente. La vidange instantanée peut être aisément modélisée mais les résultats sont peu réalistes. Un réservoir ne peut jamais être vidangé instantanément. Par ces analyses, on peut dire que la vidange progressive du réservoir est plus proche de la réalité qu'une vidange instantanée. En effet, les conditions de vidange influent sur le dimensionnement des vannes de vidange.

□ Remplissage de la retenue

De la même façon que la vidange du réservoir, on peut modéliser le comportement du talus amont pendant le processus du remplissage de la retenue.

La figure (5.39) montre la migration de la surface phréatique à travers le cas du barrage homogène lors du remplissage (0.045 m/jr) et de la vidange (1 m/jr) du réservoir. Intercepte les deux processus; le phase du barrage en retenue pleine pendant (200 jrs). Les deux processus ne sont pas symétriques. le remplissage d'une retenue peut durer des années alors que la durée de la vidange peut être considérée très courte devant le remplissage.

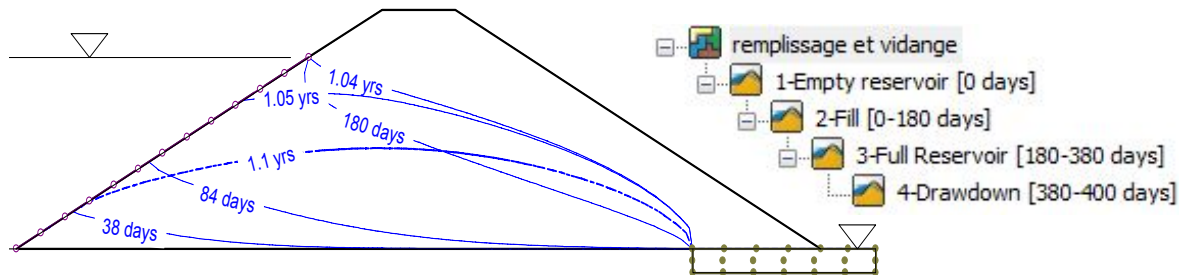


Fig 5.39: Combinaison des positions de la surface phréatique en remplissage et vidange.

V.5.1. Effet du taux de vidange sur la stabilité des talus de barrages

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, 4m/j). Les résultats de l'analyse sont présentés sur la figure (5.40).

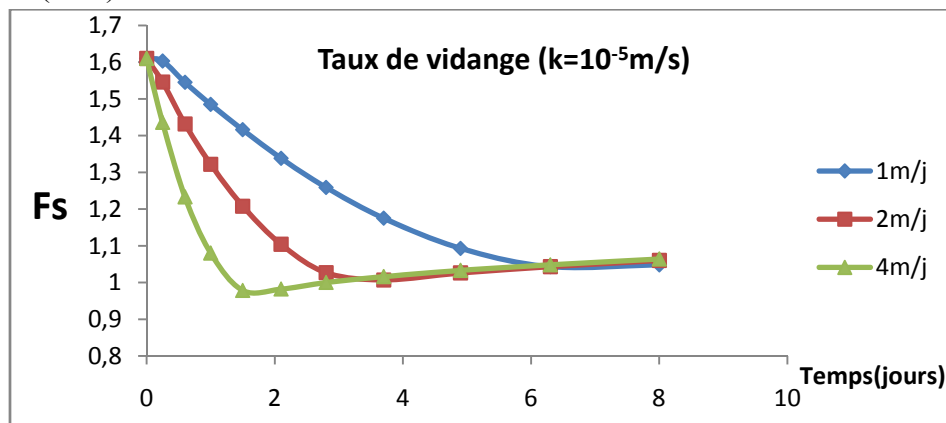


Fig 5.40: Variation de F_s du talus amont pour différents taux de vidange.

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 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. 4m/j) ne procure pas un temps suffisant à la pression interstitielle pour 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.

Ce résultat coïncide avec le taux de vidange **de 0.5 à 1m/jour** recommandé dans les applications d'ingénierie des barrages (Pinyol et al, 2008).

V.5.2. Effet de la perméabilité sur la stabilité des talus de barrages

□ Analyse en régime permanent

Pour un barrage homogène avec un matériau isotrope, la surface phréatique est indépendante de la valeur de la perméabilité en régime permanent, ce qui est confirmé par l'équation de Laplace (cas particulier de l'équation de Richards pour un matériau homogène isotrope), alors le coefficient de sécurité est invariable.

□ Analyse transitoire

Pendant la vidange, le reflux d'écoulement s'effectue avec un certain décalage qui est lié à la perméabilité des sols généralement trop faible, la ligne de saturation du remblai ne s'abaisse pas de la même façon que l'abaissement du niveau de l'eau dans la retenue. Le retard qui se traduit par une hauteur d'eau dans le remblai supérieure à la côte de l'eau dans la retenue dépend de la perméabilité des sols.

Toujours l'exemple de référence est 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 la perméabilité du matériau de la digue (exp., 10^{-3} , 10^{-5} , 10^{-6} m/s). Pour cela le taux de vidange utilisé est de 1.6m/jour.

□ Dissipation des pressions interstitielles

La figure (5.41) visualise l'évolution de la ligne de saturation dans le corps du barrage lors de la vidange pour une forte et faible perméabilité. La surface phréatique s'abaisse plus rapidement dans le cas des matériaux perméables, les matériaux fortement perméables se drainent rapidement pendant la vidange rapide, mais les matériaux de faible perméabilité prennent plus de temps pour se drainer.

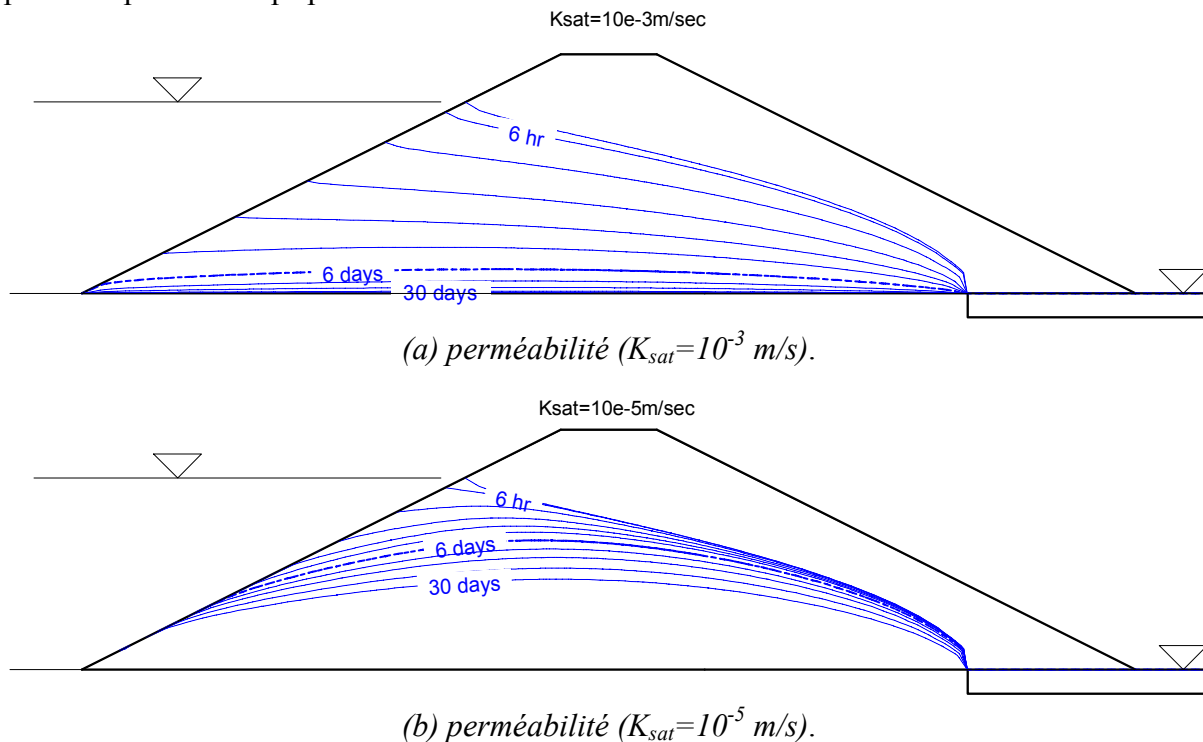


Fig 5.41: Effet de la perméabilité pendant la vidange.

□ Evaluation des facteurs de sécurité

On présente dans la figure (5.42), la variation des coefficients de sécurité du talus amont pour différentes valeurs de la perméabilité.

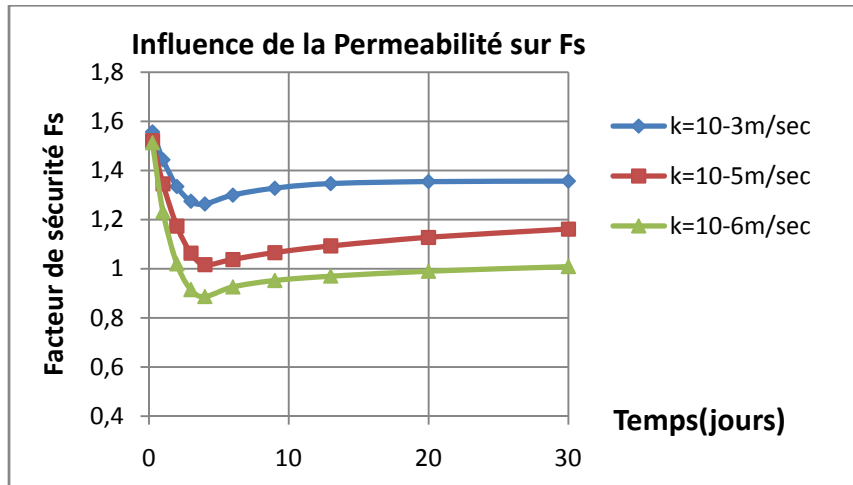


Fig 5.42: Effet de la perméabilité sur la stabilité du barrage.

Dans le cas d'une forte perméabilité, $k=10^{-3} \text{ m/s}$, la différence maximale entre les facteurs de sécurité est d'environ 29%, alors que pour une faible perméabilité ($k=10^{-6} \text{ m/s}$) la différence maximale dépasse les 60%. Les matériaux peu perméables se drainent lentement.

L'analyse de stabilité pendant la vidange rapide est une considération importante dans la conception des barrages en terre. Pendant l'abaissement rapide du niveau, l'effet stabilisateur de l'eau sur le talus amont est perdu, mais les pressions de l'eau interstitielles dans le remblai peuvent demeurer importantes. En conséquence, la stabilité du talus amont du barrage peut être sensiblement réduite. La dissipation de la pression interstitielle dans le remblai est en grande partie influencée par les caractéristiques de perméabilité et de la capacité de stockage de l'eau des matériaux de remblai.

V.6. Conclusion

La stabilité mécanique des barrages en terre est en relation directe avec sa stabilité hydraulique. Il s'agit d'une stabilité hydromécanique. Les écoulements et infiltrations dans le corps du barrage sont influencés par plusieurs paramètres; la hauteur d'eau à l'amont, le type, la position et les dimensions du système du drainage et les caractéristiques des matériaux. De plus des conditions de remplissage ou de la vidange du réservoir.

On a présenté dans ce chapitre, des études paramétriques pour illustrer l'influence de certains paramètres sur le comportement de différents types de barrages homogène et zoné. Les résultats de modélisation montrent que :

- L'étude de la stabilité hydromécanique d'un barrage en terre est la stabilité de ses versant amont et aval. Les caractéristiques du barrage sont déterminées le plus souvent par son comportement au cours des deux phases: le talus aval est alors dimensionné en tenant compte des conditions existant lorsque l'eau dans la retenue est à son niveau maximal. Par contre le talus amont est dimensionné en tenant compte des conditions créées par la vidange rapide.

- Dans un barrage en terre se produisent deux types d'écoulements en saturé et en non saturé. Ces écoulements ne peuvent pas être étudiés séparément. L'étude de la stabilité du barrage comprend l'étude des deux types écoulements.
- Un bon drainage bien contrôlé est l'une des meilleures lignes de défense pour assurer la sécurité du barrage. Le rabattement de la ligne de saturation et l'évacuation du débit de fuite dans un barrage en terre peuvent être assurés en installant un drain horizontal dont la longueur est comprise dans l'intervalle : $L_d = [1/2, 2/3]L_t$.
- En régime permanent, la surface phréatique est indépendante de la valeur de la perméabilité du barrage homogène de matériau isotrope, alors le coefficient de sécurité est invariable.
- En régime transitoire (vidange), la perméabilité influe sur la position de la nappe phréatique. Quand le sol est peu perméable, la surface phréatique dans le barrage s'abaisse beaucoup plus lentement que la surface de l'eau dans le réservoir, ce qui empêche la dissipation des pressions et réduit la stabilité du talus amont.
- La vidange instantanée de la retenue, donne des résultats peu réalistes, un réservoir ne peut jamais être vidangé instantanément. La vidange du réservoir par étapes et plus proche de la réalité qu'une vidange instantanée.
- Lors de la vidange, la suppression de la poussée stabilisatrice exercée par l'eau du réservoir sur le parement amont, entraîne une forte diminution de stabilité. Ce dernier atteint une valeur critique minimale de la hauteur d'eau totale à vidanger, puis augmente au fur et à mesure avec la dissipation des pressions interstitielles, qui continue à se faire même après vidange totale de la retenue.
- Plus le temps de vidange est long, plus la stabilité amont augmente. 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 (vidange instantanée).
- Un taux de vidange faible augmente la stabilité du talus amont du barrage en terre.
- Le comportement du barrage lors de remplissage diffère de son comportement lors de la vidange.

CHAPITRE 6: ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS DU BARRAGE DE TAKSEBT SOUS CHARGE STATIQUE

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, on projette les concepts présentés dans les chapitres précédents sur un cas réel du barrage. Il n'est pas nécessaire de rappeler que la stabilité des talus d'un barrage est conditionnée par son comportement hydromécanique. Il s'agit d'illustrer dans ce chapitre ce fait par l'étude du cas réel d'une digue zonée du barrage de Taksebt.

L'objectif de cette application est d'analyser la stabilité de la digue pendant les différentes phases de sa vie et d'analyser l'impact de la stabilité de la digue sur celle de ses versants. Pour ce faire, on élabore des modèles numériques qui représentent ces différentes phases en commençant par analyser au préalable le phasage des travaux de construction de l'ouvrage.

Les différentes phases de la vie du barrage étudiées peuvent être simulées avec une liaison entre elles en introduisant des quasi-couplages entre les phases afin d'illustrer le comportement hydromécanique de la digue en faisant intervenir les infiltrations, la distribution des pressions et les déformations.

Afin de faire ressortir l'apport de l'approche présentée dans ce travail, on compare les résultats obtenus par cette approche "globale" à ceux donnés par les analyses ordinaires par les méthodes d'équilibre limite.

VI.2. Barrage de Taksebt

VI.2.1. Description du barrage

La région de Taksebt est située à 10km à l'est de la ville de la wilaya de Tizi-Ouzou sur l'oued Aissi, affluent principal de l'oued Sébaou (Fig 6.1.a). Les travaux de construction du barrage ont débuté en 1993 et se sont achevés vers Janvier 2002, date de première mise en eau. Il s'agit d'un barrage en terre, avec une digue zonée.

L'implantation du barrage a résulté de l'analyse des diverses conditions, notamment topographiques, géologiques et géotechniques. L'ouvrage est destiné à l'alimentation en eau potable (AEP) et industrielle de la région de Tizi-Ouzou, et assure également un transfert de l'eau vers la région d'Alger.



(a) Implantation du barrage



(b) Vue générale du barrage

Fig 6.1: Présentation du barrage de Taksebt.

• Type du barrage : remblai en alluvions silto-graveleuses avec étanchéité par noyau constitué d'argilites dégradées. Les caractéristiques du barrage Taksebt sont résumées dans le tableau (6.1).

Tab 6.1: Caractéristiques générales du barrage de Taksebt.

Paramètre	Grandeur	Paramètre	Grandeur
Niveau de la crête	171.5 m	Côte de la Retenue Normale (NNR)	165 m
Hauteur au-dessus du fond de la vallée	76 m	Côte de la Retenue Maximale (NPHE)	169.62 m
Longueur de la crête	515 m	Côte de Retenue Minimale	110.00m
Largeur de la crête	8.6 m	Volume annuel régularisable	$180 \times 10^6 \text{ m}^3$
Superficie du bassin versant	448 km ²	Capacité brute	$175 \times 10^6 \text{ m}^3$

VI.2.2. Caractéristiques géométriques

La digue est constituée d'un remblai zoné, dont les recharges amont et aval sont constituées d'alluvions, tandis que l'étanchéité est assurée par un noyau centré vertical en argile de largeur à la base de 53 m et de 8.6 m de largeur en tête, reposant sur des alluvions (Fig 6.2). La digue est fondée:

- à l'amont au niveau 97 sur les alluvions en place,
- dans la zone centrale au niveau 77 sur des alluvions compactées (base du noyau à la côte 90),
- à l'aval: au niveau 93.50 sur les alluvions en place.

L'étanchéité des alluvions est assurée par une double paroi moulée en béton plastique fichée dans le bed-rock (schistes) et sur laquelle repose la galerie d'injection et de drainage.

Sur la crête large de 8.60 m, une chaussée de largeur utile 6.50 m est aménagée et asphaltée par un bicouche.

- L'emprise de la digue dans le fond de la vallée est voisine de 464 m
- La digue présente à l'amont et à l'aval une pente de 1/2.7.

A l'amont, le remblai s'appuie contre le batardeau (de déviation) arasé à la côte 116.50 et qui est intégré ensuite dans le profil de la digue.

A l'aval, des risbermes sont prévues dans le talus aval:

- au niveau 104: largeur 10 m,
- aux niveaux 125 et 146 : largeur 6 m.

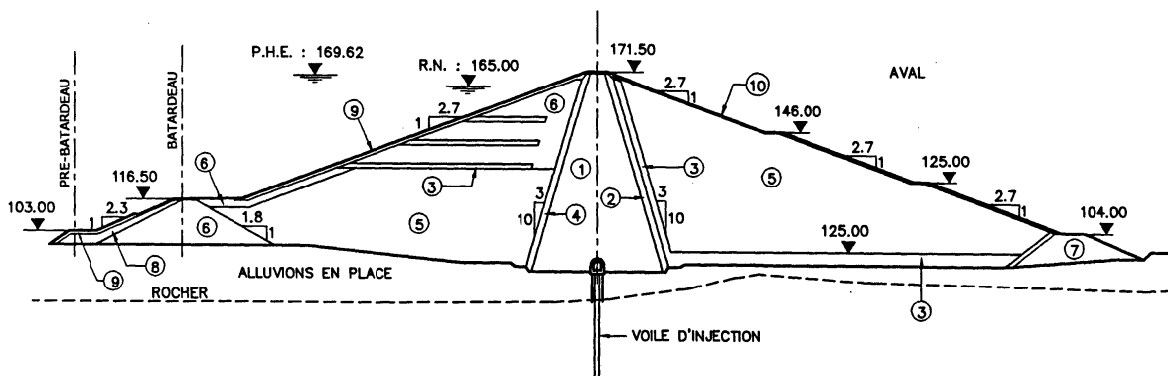


Fig 6.2: Coupe type transversale du barrage de Taksebt.

VI.2.3. Caractéristiques des matériaux

Les différentes zones indiquées dans la figure (6.2), explicitées ci-après, représentent des types de matériaux. Ces derniers sont utilisés pour réaliser différentes sections de la digue.

Les remblais de la digue du barrage sont constitués comme suit:

- zone 1 : noyau central étanche de la digue constitué d'argile
- zone 2 : filtre aval de 3 m de largeur et une pente de 3/10. Il est en contact direct sur sa face amont avec le noyau. Il répond à la double fonction de filtre vis-à-vis des particules fines du noyau et du drain, de façon à provoquer le rabattement de la surface piézométrique.
- zone 3 : drain aval proprement dit. Il a une épaisseur de 3 m et pente de 3/10 à l'aval du filtre aval du noyau. On retrouve le même matériau dans les drains installés dans la recharge amont aux niveaux 130, 140 et 150 (épaisseur 2 m). Ces derniers sont en contact à l'amont avec le rip-rap en enrochements et arrêtées à 10 m à l'amont du filtre amont du noyau. Le même matériau est aussi utilisé pour le tapis drainant de 2 m d'épaisseur entre les niveaux 93.50 et 95.50 sous la recharge aval de la digue.
- zone 4 : zone de transition amont entre les alluvions et le noyau
- zone 5 : recharges principales amont jusqu'au niveau 130m et aval jusqu'à la crête en alluvions tout venant.
- zone 6 : recharge amont en alluvions sélectionnées au-dessus du niveau 130 pour la digue. On retrouve le même matériau dans le massif du batardeau principal, bande de 3 m d'épaisseur sous la protection du parement amont entre les niveaux 113 et la crête du barrage.
- zone 7 : enrochements de stabilisation du pied aval de la digue (pentes 1/1.3 à l'amont et 1/2.4 à l'aval - crête au niveau 104)
- zone 8 : pré-batardeau en colluvions argileuses (crête au niveau 103) et le parement amont étanche du batardeau principal.
- zone 9 : rip-rap de protection du parement amont : pour le batardeau sous le niveau 110 : alluvions compactées, pour le batardeau entre les niveaux 110 et 116.50: couche d'enrochements d'épaisseur 0.50 m, pour la digue: couche d'enrochements de 1.50m d'épaisseur.
- zone 10 : rip-rap de protection du parement aval: sous le niveau 146: 1m d'épaisseur, au-dessus du niveau 146: 0.50m d'épaisseur.

Les caractéristiques physiques et mécaniques adoptées pour les matériaux sont rassemblées dans les tableaux (6.2 et 6.3).

Tab 6.2: Caractéristiques hydrauliques des matériaux utilisés.

Matériaux	$k(m/s)$	θ_{sat}	θ_r	$m_v (m^2 / kN)$
1- Protection amont-aval	10^{-3}	0.33	0.03	8.5×10^{-6}
2- Pres-Batardeau	10^{-6}	0.4	0.04	4×10^{-5}
3- Recharge amont	10^{-5}	0.35	0.035	1.3×10^{-5}
4- Recharge aval	10^{-5}	0.35	0.035	1.8×10^{-5}
5- Transition amont -Filtre aval	10^{-5}	0.35	0.035	1.3×10^{-5}
6- Noyau argileux	10^{-8}	0.4	0.04	8×10^{-5}
7- Drain	10^{-3}	0.33	0.03	1.4×10^{-5}
8- Fondation alluvionnaire	10^{-5}	0.35	0.035	5.4×10^{-5}
9- Rocher	10^{-8}	0.3	0.03	6×10^{-6}

Tab 6.3: Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	$\gamma_h (kN / m^3)$	$\gamma_{sat} (kN / m^3)$	$c' (kN / m^2)$	$\phi' (^\circ)$	$E (MPa)$	ν
1- Protection amont-aval	20.6	22.5	0	40	190	0.23
2- Pres-Batardeau	21	22	5	20	30	0.3
3- Recharge amont	21	22.1	0	30	90	0.3
4- Recharge aval	20.4	21.5	0	28	90	0.23
5- Transition amont - Filtre aval	19.3	21.2	0	32	120	0.25
6- Noyau argileux	18.6	19.7	10	15	15	0.3
7- Drain	19.6	21.8	0	35	120	0.23
8- Fondation alluvionnaire	20.4	21.5	0	28	30	0.23
9- Rocher	21.3	21.8	20	28	200	0.3

VI.2.4. Modélisation du barrage

La modélisation est basée sur les données géométriques réelles du barrage telles que définies dans les plans d'exécution. La modélisation a été faite pour le profil le plus critique de la digue, c.à.d. le profil de plus grande hauteur du barrage situé au fond de la vallée avec une hauteur maximale de 76 m. Le modèle numérique est réalisé ici à l'aide du logiciel 'Geostudio, version 7.0', qui permet de suivre l'histoire de l'ouvrage par le couplage entre les différentes approches permettant, le calcul des contraintes avec le module contrainte-déformation (Sigma/W), les infiltration avec le module d'écoulement (Seep/W) et la stabilité des parements de la digue avec le module de stabilité de talus (Slope/W).

Une coupe type "amont-aval" du barrage a été modélisée en (2D) en déformation plane en utilisant un maillage à éléments triangulaires et quadrilatérales. La discrétisation (la division en éléments finis) de la digue avec le profil de plus grande hauteur et sa fondation a résulté en un total de 32452 éléments et de 32816 points nœuds.

Sous le noyau et le long des alluvions jusqu'au bed-rock (1m environ), des interfaces quasi-imperméables ont été considérées, simulant les parois moulées avec un coefficient de perméabilité qui correspond à la faible perméabilité du béton plastique (10^{-10} m/s). Pour arrêter le domaine d'étude, on utilise les résultats présentés dans le chapitre 03 (§ III.2.1). On retient (3H/1V), et de même pour la hauteur des fondations, on retient (1V). Afin d'améliorer l'analyse, on adopte aussi des champs lointains pour modéliser les limites horizontales du domaine d'étude. L'utilisation du champ lointain permet de ne pas influencer le comportement du barrage.

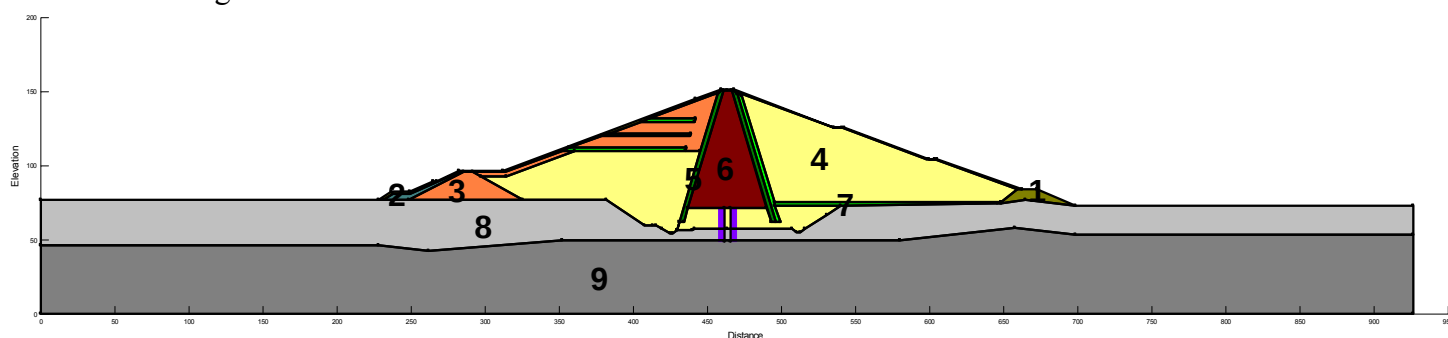


Fig 6.3: Coupe transversale du barrage modélisée.

VI.3. Analyses de stabilité du barrage

Une fois le profil général du barrage établi, on procède à des études de stabilité en intégrant le phasage des travaux de construction par le calcul des contraintes en éléments finis avec Sigma/W, on analyse les infiltrations d'eau et les écoulements permanents et transitoires, confinés et non confinés à travers la digue et dans ses fondations avec le logiciel en éléments finis Seep/W. Par la suite, on réalise l'analyse de stabilité statique des parements amont et aval de la digue, en considérant l'association entre les approches et l'intégration entière des résultats de ces analyses dans le logiciel Slope/W, qui permet la détermination de la surface de glissement qui produit le coefficient de sécurité minimal durant toutes les étapes de la vie du barrage. Les situations analysées sont:

- 1- Digue sans eau: réservoir vide en fin de construction en tenant compte du phasage des travaux.
- 2- Remplissage de la retenue: selon l'historique réel de la mise en eau du barrage.
- 3- Passage du régime transitoire au régime permanent de la retenue pleine.
- 4- Vidange rapide: selon la capacité de vidange maximale des vannes disponibles sur le barrage.

Dans l'objectif de montrer l'apport de l'approche pluridisciplinaire présentée dans ce travail, on compare les résultats obtenus par cette approche "globale" à ceux donnés par les analyses ordinaires par les méthodes d'équilibre limite.

L'analyse de stabilité par les méthodes d'équilibre limite ordinaire (LEM) est faite pour toutes les analyses par la méthode la plus rigoureuse (qui satisfait les deux équilibres des moments et des forces) de Morgenstern- Price.

Dans le cas de présence d'eau dans le réservoir, comme discuté précédemment; l'analyse de stabilité par LEM et la simulation des états de l'eau dans le réservoir peut se faire par plusieurs manières. Dans le cas présent, le poids de l'eau dans le réservoir est modélisé en se basant sur des lignes piézométriques. La ligne piézométrique est employée pendant l'analyse pour calculer les pressions interstitielles qui existent à la base de chaque tranche.

Afin d'évaluer la stabilité de la digue, les résultats des analyses de stabilité des parements de la digue en termes de coefficients de sécurité statiques doivent être comparées aux valeurs minimales admissibles réglementaires pour chaque cas de stabilité. Les principales situations analysées ainsi que leurs valeurs recommandées sont résumées dans le tableau (6.4).

Tab 6.4: Facteurs de sécurité minimum admissibles pour les barrages en remblai (USACE, 2003)

Cas de charge	Facteur de sécurité minimal	A vérifier pour les versants
Fin de construction (inclusion de phasage)	1.3	Amont et Aval
Retenue pleine en régime permanent	1.5	Aval uniquement
Vidange rapide depuis la RN	1.2	Amont uniquement

VI.3.1. Fin de construction

C'est le cas de charge qui correspond à l'état initial du barrage et de sa fondation sous l'effet du seul poids propre du remblai. En réalité les charges appliquées ne sont pas instantanées mais se font par faibles incréments équivalents au poids de chacune des couches mises en place. C'est principalement dans le cas d'un barrage zoné (le cas étudié) que la distribution des contraintes ne peut être correctement déterminée qu'en effectuant un calcul par chargement incrémental.

VI.3.1.1. Evaluation des tassements

La première étape de l'analyse consiste à simuler la construction du barrage par la superposition des couches de remblai (Fig 6.4). Les contraintes calculées à la fin de chaque phase sont prises comme état de contraintes initiales pour la phase suivante.

Pour aboutir aux résultats escomptés, et pour des raisons de simplification, le calcul numérique est réalisé en huit (08) phases successives d'environ (10 m) chacune, la première correspond à la fondation de la construction, et les autres à la mise en place du remblai. La précision des résultats dépend du nombre de phases intermédiaires considérées.

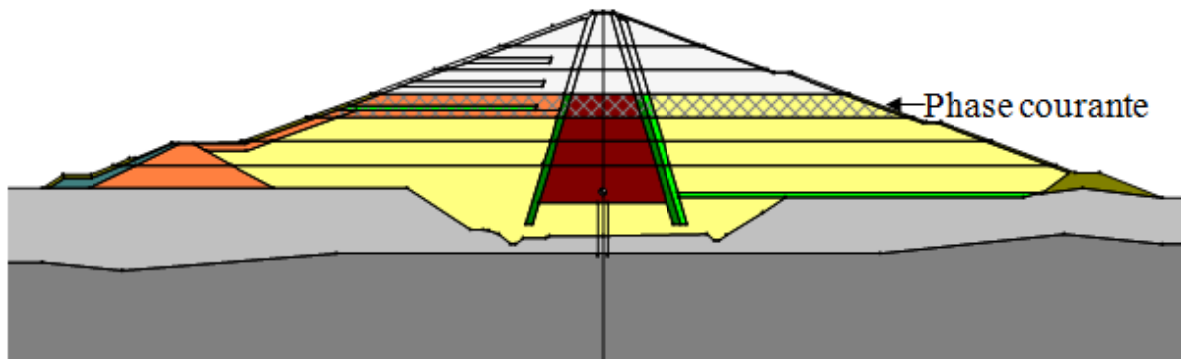


Fig 6.4: Schématisation d'une phase de construction.

En fin de construction et avant mise en eau, les déplacements maximums obtenus représentent le cumul des déplacements obtenus pendant toutes les phases de construction du barrage.

On présente dans la figure (6.5), les courbes des déplacements obtenus le long de l'axe vertical de la digue (du fond de la fondation jusqu'à la crête de la digue) durant les étapes de construction considérées. Les déplacements maxima sont situés dans la partie supérieure du barrage (section du centre de gravité) est non pas en crête du barrage et ils diminuent vers la fondation du barrage.

En fin de construction, on a obtenu un déplacement maximal du remblai de 135 cm au centre du barrage (noyau), qui correspond environ à 1.7% de la hauteur de la digue, et un déplacement maximum en crête de 26 cm en fin de construction.

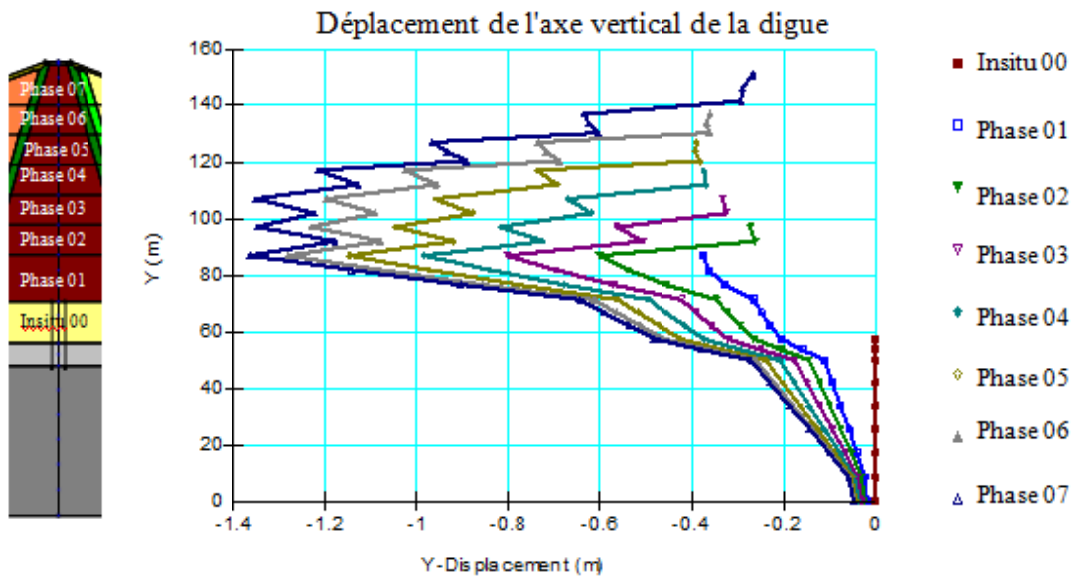


Fig 6.5: Déplacements verticaux dans l'axe du barrage à la fin de construction de chacune des phases.

Les déplacements calculés dans la section horizontale sous la base du noyau (Fig 6.6), sont présentés dans le graphe de la figure (6.7).

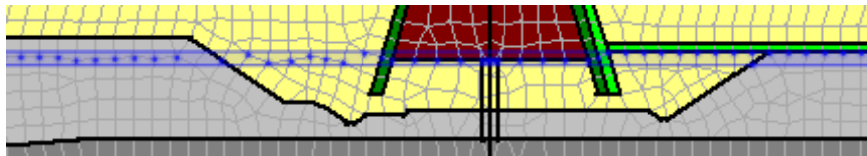


Fig 6.6: Section horizontale sous la base du noyau.

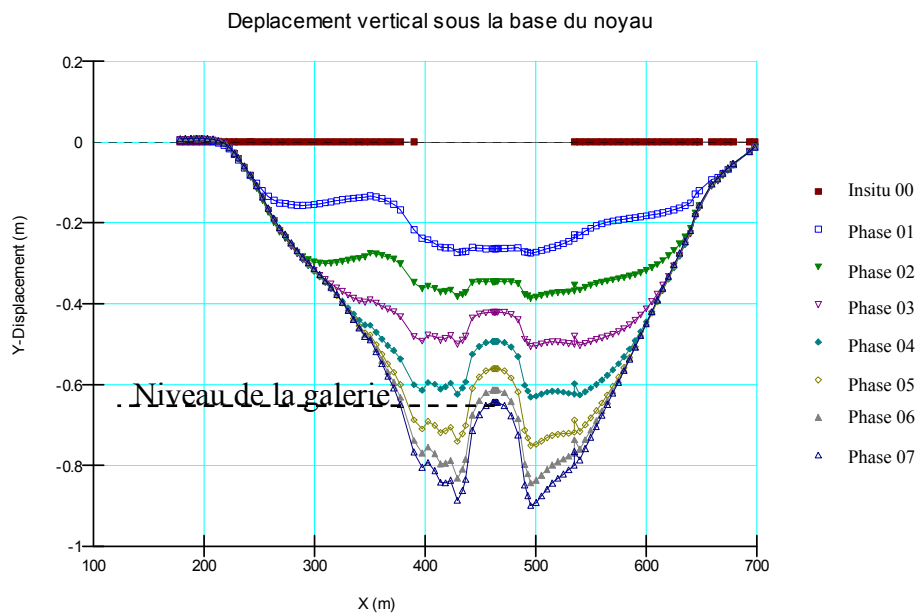


Fig 6.7: Déplacements verticaux de la section (Fig 6.6) à la fin de chacune des phases.

Les résultats obtenus montrent que les déplacements maximaux sont situés au centre du noyau et les parties qui lui sont adjacentes. Ils diminuent progressivement en s'éloignant de ce dernier vers les extrémités du barrage. En fin de construction, on obtient un déplacement maximum d'environ 90 cm, de part et d'autre de la galerie d'injection sous le noyau, et un

déplacement moins important (62 cm environ) sous la galerie au centre du noyau. On observe que le tassement de la couche d'alluvions sous les recharges est quasi-linéaire avec un déplacement beaucoup moins important aux extrémités (20cm).

Ce graphe exprime qu'il existe un frottement négatif important entre le noyau qui descend sous l'effet du tassement de la fondation en alluvions, et la galerie fondée sur ses parois moulées (Fig 6.8). Le tassement des alluvions de la fondation est susceptible de générer des désordres dans la galerie causés par les décompressions dans les zones basses amont et aval du noyau. Le cisaillement du noyau autour de la galerie avec une décompression des zones amont et aval favorisant une circulation de l'eau.

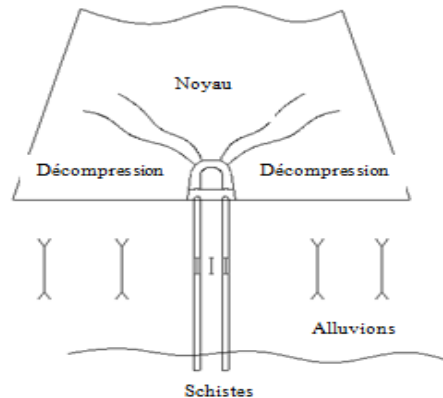


Fig 6.8: Cisaillement du noyau auteur de la galerie.

On présente dans la figure (6.9), les isolignes des contraintes totales moyennes verticales correspondant à la phase finale de construction du remblai.

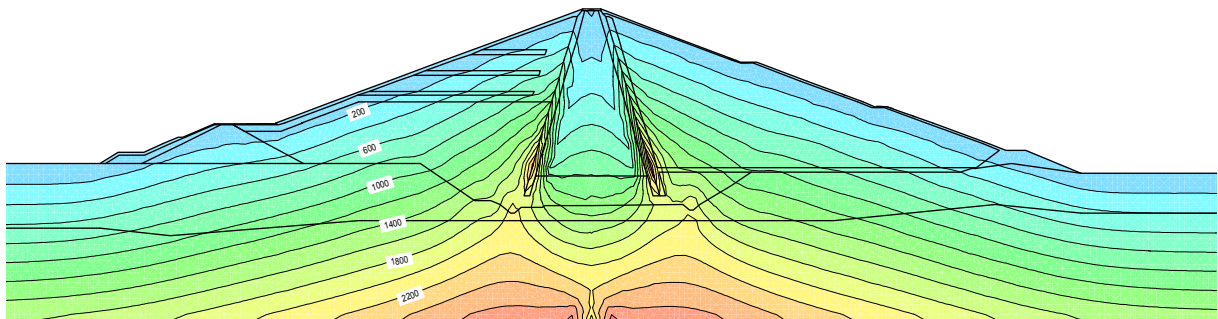


Fig 6.9: Iso-contraintes (kPa) verticales totales - Fin de construction.

On peut conclure que dans la zone centrale du noyau, à cause de la faible valeur des contraintes de cisaillement qui s'y développent, les directions principales correspondent pratiquement aux directions verticale et horizontale. Dans le sens du noyau vers la partie extérieure du remblai, on vérifie la rotation des contraintes principales par rapport à l'horizontale et la verticale, en développant des contraintes de cisaillement résultant de la pente des talus.

On présente à la figure (6.10), la déformée du barrage en fin de construction (x20).

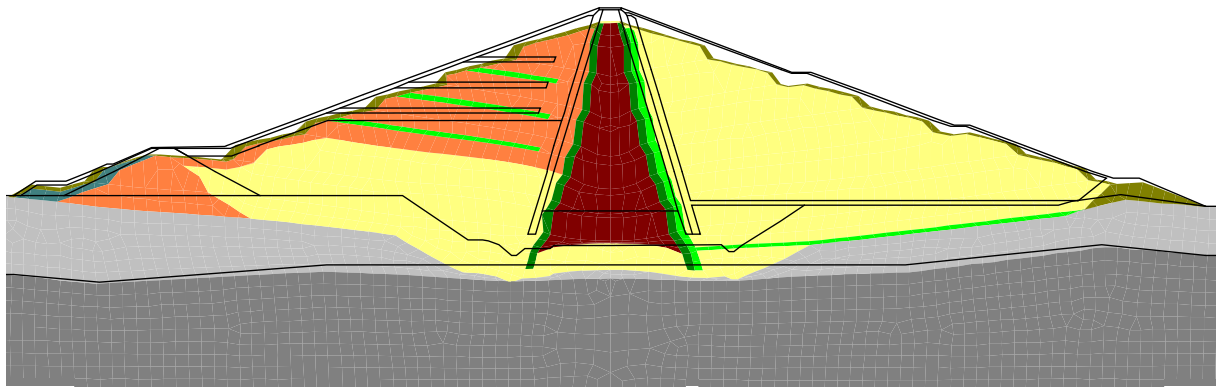


Fig 6.10: Déformée du barrage - Fin de construction (x20).

VI.3.1.2. Stabilité des parements en fin de construction

En général la phase finale de construction «sans eau» est critique pour les deux talus amont et aval, le coefficient de sécurité ne tiendra donc compte que des propriétés physiques et mécaniques du barrage.

Les résultats des coefficients de sécurité minimaux et les surfaces de rupture de chaque parement sont présentés dans la figure (6.11). Dans cette phase, on obtient un coefficient de sécurité de 1.43 pour l'amont et 1.22 pour l'aval, correspondant à des surfaces de rupture potentielles superficielles qui s'inscrivent presque totalement dans le rip-rap.

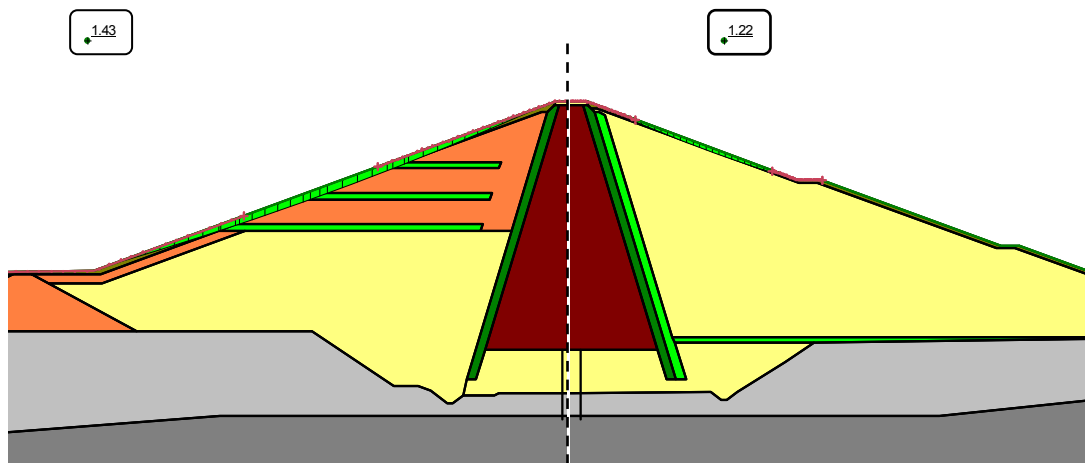


Fig 6.11: Stabilité amont et aval - Fin de construction.

A long terme et après toute dissipation des pressions interstitielles qui règnent dans le corps du barrage (sans inclusion du phasage), les parements de la digue deviennent plus stables (Fig 6.12), on obtient des coefficients de sécurité plus importants, 1.61 pour l'amont et 1.47 pour l'aval. Cette fois-ci, les surfaces de rupture potentielles s'inscrivent dans les alluvions (pour le talus amont) et mettent en jeu des volumes de matériaux plus importants.

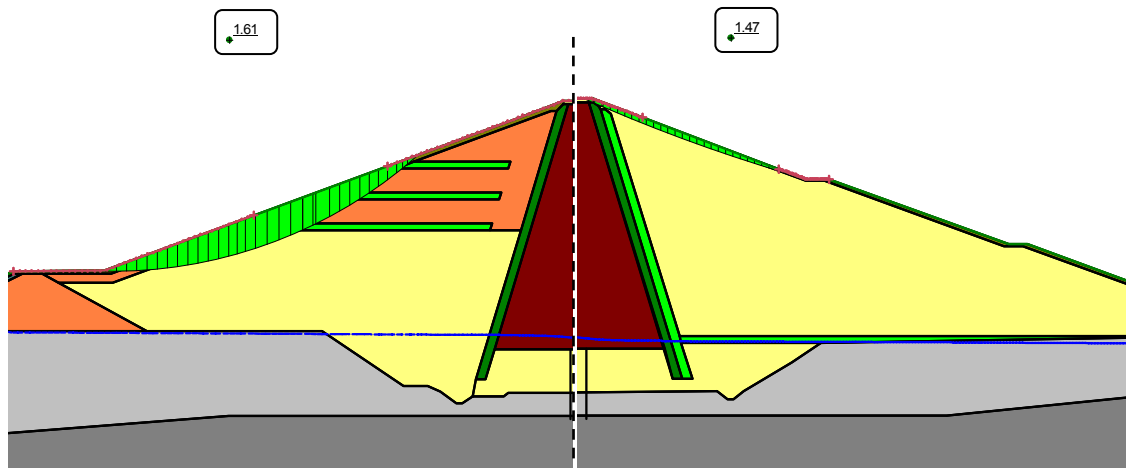


Fig 6.12: Stabilité amont et aval- Réservoir vide.

VI.3.1.3. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM

Pour l'analyse de stabilité de la digue pendant que le réservoir est vide avec LEM, aucune ligne piézométrique n'est associée. Les résultats obtenus pour cette phase sont de 1.56 pour l'amont et 1.47 pour l'aval.

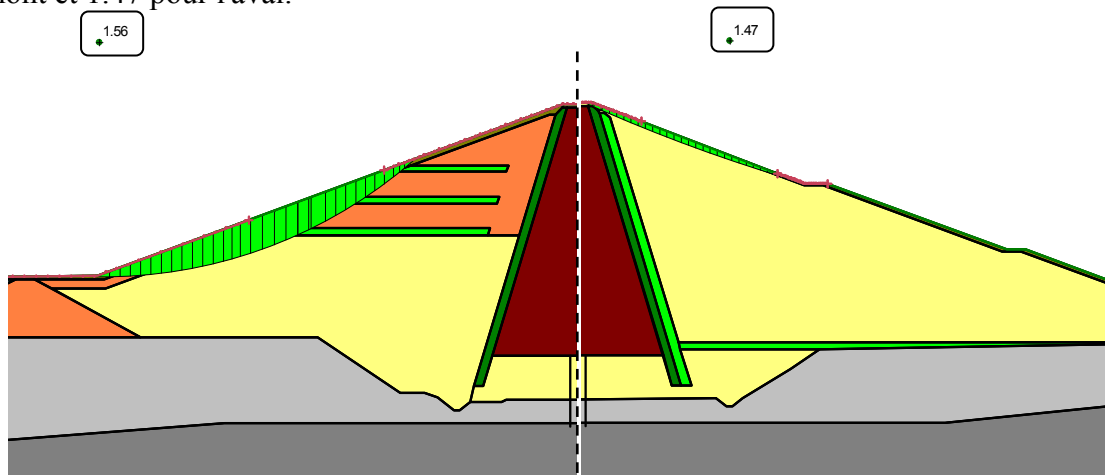


Fig 6.13: Stabilité amont et aval par LEM - Réservoir vide.

Les résultats de LEM ne peuvent pas être comparés avec le cas en fin de construction avec prise en charge du phasage des travaux. Il reste néanmoins que la stabilité des versants immédiatement à la fin des travaux de construction est plus préjudiciable que celle correspondant après dissipation des pressions interstitielles. Les résultats de LEM peuvent être tout de même comparées avec ceux de l'équilibre à long terme. La différence entre les résultats de ces deux méthodes est due à la distribution des contraintes non prises en compte correctement par les méthodes LEM.

Par rapport aux minima recommandés (Tab 6.3) à cette phase, l'analyse globale donne en fin de construction, des résultats à la limite du coefficient admissible (1.43 à l'amont) mais de moins de 1.3 à l'aval avec une surface de rupture potentielle très superficielle située au niveau du rip-rap. L'état de charge "fin de construction" se produit dans la digue et dans sa fondation après que la digue a été rapidement remblayée et ce dernier n'est pas capable de dissiper l'excès de pression interstitielle produit par l'accroissement brusque des contraintes totales qu'entraîne le processus de réalisation. Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement.

VI.3.2. Remplissage de la retenue

Une fois qu'on a calculé la stabilité «à vide», il faut être capable de dire si le barrage résistera à la mise en eau. Pour simuler cette phase, on a du rechercher des données supplémentaires sur les matériaux des talus du barrage (perméabilité, compressibilité et rétention d'eau, etc.).

Il faut donc refaire des nouveaux calculs de stabilité, qui prennent en compte l'eau infiltrée dans la digue pendant le remplissage de la retenue et cela en tenant compte de l'historique de la mise en eau du barrage.

Ce cas de charge suppose que la montée du plan d'eau s'effectue après complète dissipation des pressions interstitielles de fin de construction et que le régime permanent s'établit à mesure que le niveau du réservoir monte.

VI.3.2.1. Historique de la mise en eau

Le graphe indiquant l'historique réel de la mise en eau (ANBT, 2002), est donné dans la figure (6.14).

La cote de la retenue minimale du barrage est de 110m. Selon l'historique de la mise en eau, après plus de 6 mois de stagnation à la cote 110m, le premier remplissage de la retenue a véritablement commencé en novembre 2002 avec une montée vers la cote 130-131m, atteinte mi janvier 2003 et maintenue durant presque 3 mois au prix de lâcheurs significatifs par la vidange de fond, (plusieurs dizaine de m^3/s). C'est le véritable premier palier d'observation du comportement de l'ouvrage sous charge: occasion de constater des fuites en galerie sous digue, traitée par injection locale.

Le remplissage contrôlé a repris début avril 2003 jusqu'à atteindre la cote 146.68m le 11 juin, puis retour vers la cote 145.15m pour un deuxième palier maintenu plus 6 mois: le séisme de 21 mai 2003 (survenu lorsque la retenue était à la cote 145.97) est l'événement exceptionnel marquant de cette période. Le remplissage de la retenue s'est poursuivi jusqu'au niveau 165m cote de la retenue normale atteint en 2007, l'année de mise en service du barrage.

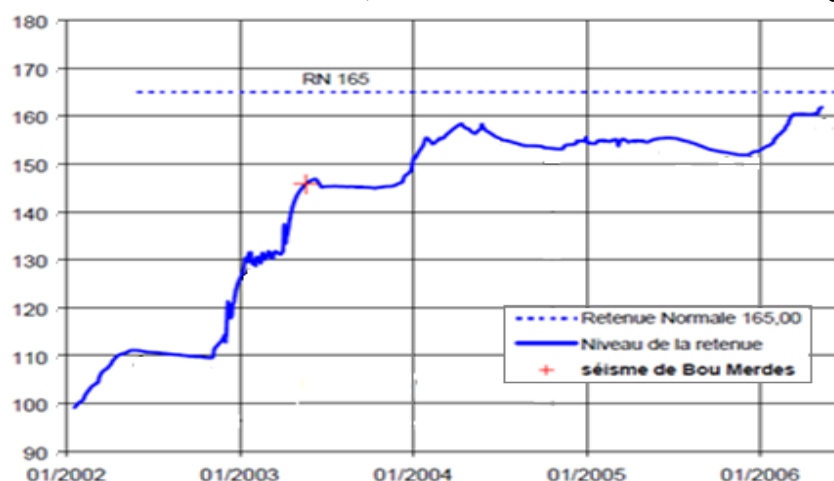


Fig 6.14: Graphe indiquant l'historique de la mise en eau (ANBT, 2002).

Selon l'historique de la mise en eau, le barrage a été rempli à une hauteur totale ($H_e = 68\text{m}$), selon trois paliers principaux: l'un pour la montée du plan d'eau à la cote 145, l'autre pour une cote de pseudo palier à 155 et le dernier pour le remplissage complet à la cote 165.

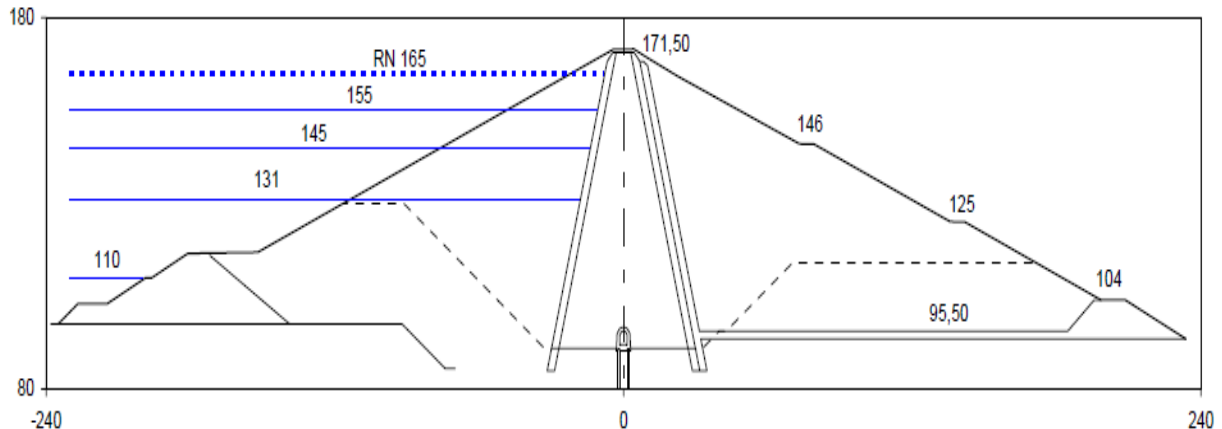


Fig 6.15: Principales étapes de la mise en eau.

Pour la modélisation de la phase du remplissage, l'historique de la mise en eau est adopté tel quel par la fonction de remplissage introduite dans les modules de calcul de l'écoulement (Fig 6.16).

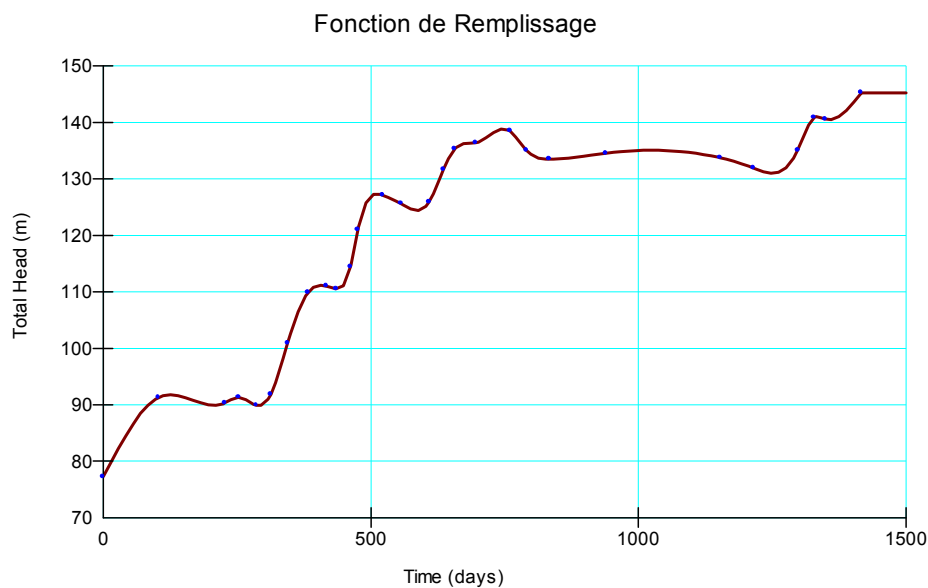


Fig 6.16: Fonction de remplissage introduite dans les calculs (Seep/W).

VI.3.2.2. Infiltrations en phase de remplissage

La modélisation de la phase de remplissage a permis de montrer (Fig 6.17), la migration de la nappe phréatique à travers la digue durant le processus du remplissage du réservoir. Pendant le remplissage, un écoulement transitoire se produit et les infiltrations à l'intérieur de la digue augmentent au fur et à mesure que la retenue se remplit. La ligne de saturation évolue vers l'intérieur de la digue en franchissant la recharge amont pour atteindre le noyau.

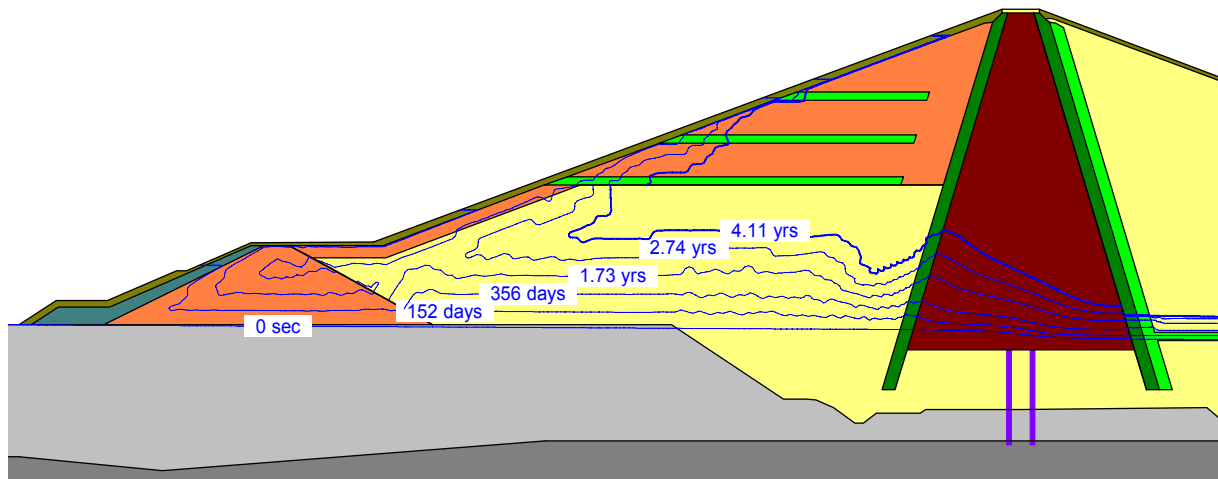


Fig 6.17: Migration de la ligne de saturation pendant le remplissage.

On illustre par le graphe de la figure (6.18), les pressions interstitielles au cours du temps à travers le parement amont (de fond du réservoir jusqu'au niveau de la retenue normale).

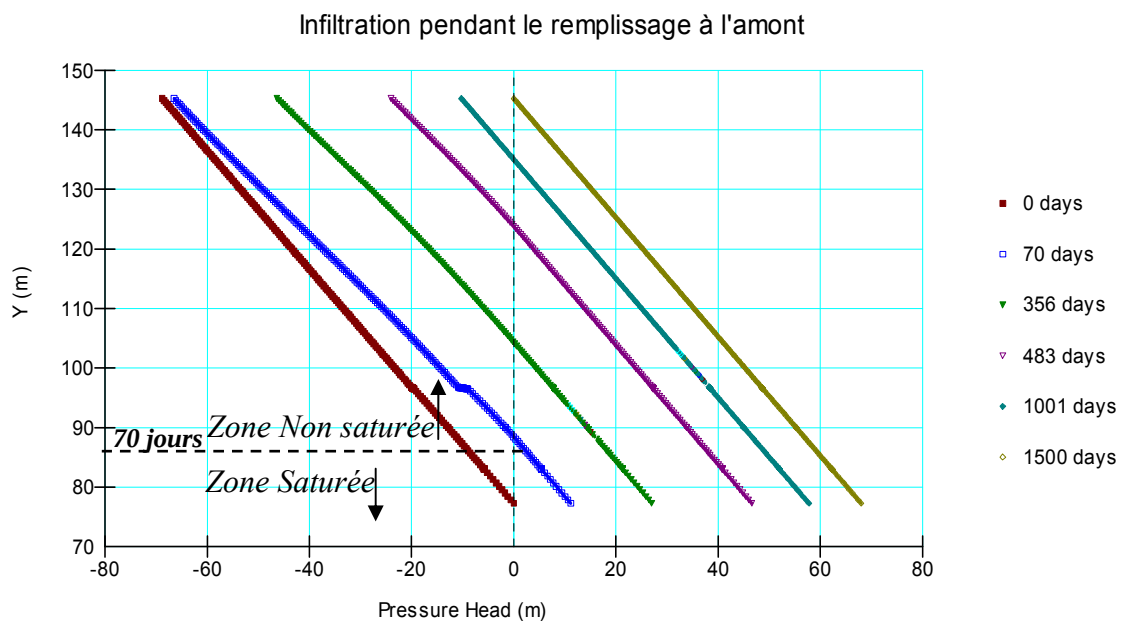


Fig 6.18: Pression interstitielle sur le front amont - Remplissage.

Les pressions sont d'abord négatives avec la retenue vide sur toute la longueur du front amont. La pression interstitielle devient positive à partir de points situés au bas du parement amont, la zone des pressions positives (sol saturé) monte dans le parement progressivement avec le remplissage de la digue. Les pressions négatives expriment la capillarité des matériaux constituant la digue, dont la hauteur peut atteindre selon le graphe les 70m. Ce qui exprime l'importance de la zone non saturée dans la digue (Fig 6.19).

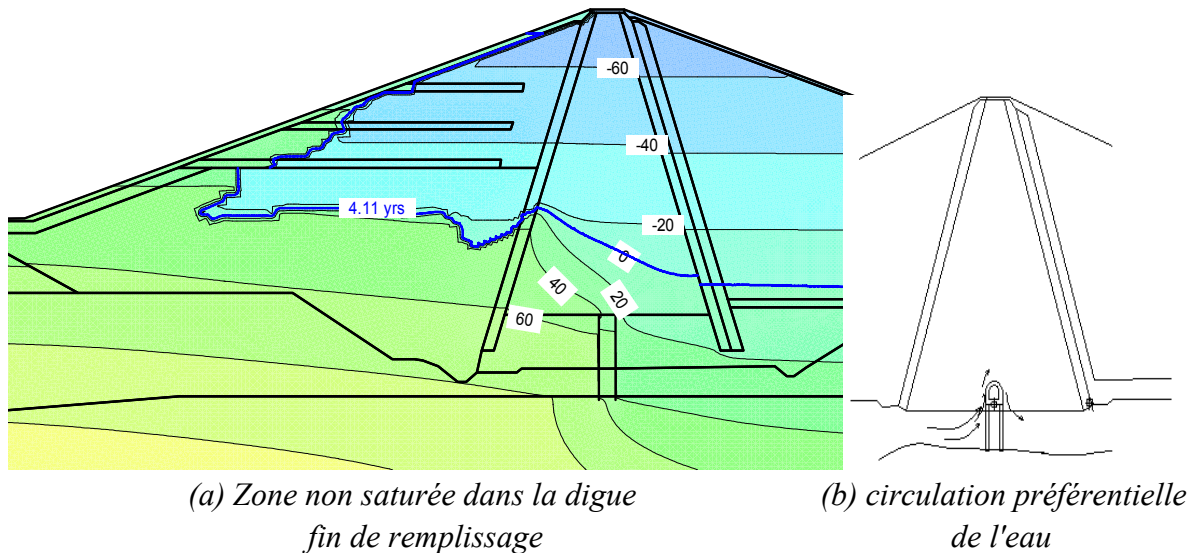


Fig 6.19: Circulation de l'eau dans la digue.

Suite à ce remplissage, il n'est pas noté dans les alluvions aval des pressions importantes, signe que le débit de fuite contournant la paroi moulée est faible (Fig 6.19.a). A l'issue du remplissage, la ligne de saturation est toute en bas du noyau, restant non saturée dans ses parties supérieures. Par contre au niveau de la galerie les pressions réagissent rapidement à la montée du plan d'eau.

Ce comportement montre qu'il existe probablement une circulation d'eau préférentielle alimentant directement le centre du noyau. Il est vraisemblable que celle-ci s'établisse depuis les alluvions puis remonte au contact avec la galerie (Fig 6.19.b). Cette circulation serait d'autant plus gênante qu'il n'y a pas de filtre sous le noyau capable de bloquer la circulation de l'eau et l'entraînement des fines.

VI.3.2.3. Stabilité des parements en phase de remplissage

L'analyse de stabilité doit être menée pour différentes côtes du plan d'eau et une courbe de variation du coefficient de sécurité en fonction de ces côtes doit être établie.

Les résultats de l'analyse de stabilité du parement amont lors du remplissage du réservoir sont présentés dans les coupes de la figure (6.20). A travers ces figures, on remarque que l'augmentation du poids stabilisant de la retenue générée par le remplissage augmente progressivement sa stabilité jusqu'à un certain niveau (environ $4/5 H_e = 54\text{m}$), puis diminue à cause de la diminution du niveau du réservoir en suivant la fonction de remplissage d'un côté et l'augmentation des infiltrations à l'intérieur de la digue avec le temps d'un autre côté. Il en résulte une diminution de la résistance au cisaillement et par suite de F_s . Ainsi, on remarque le changement de la forme, profondeur et localisation des surfaces de rupture d'une étape à l'autre, plus le niveau augmente les surfaces deviennent moins profondes et moins étendue sur le talus.

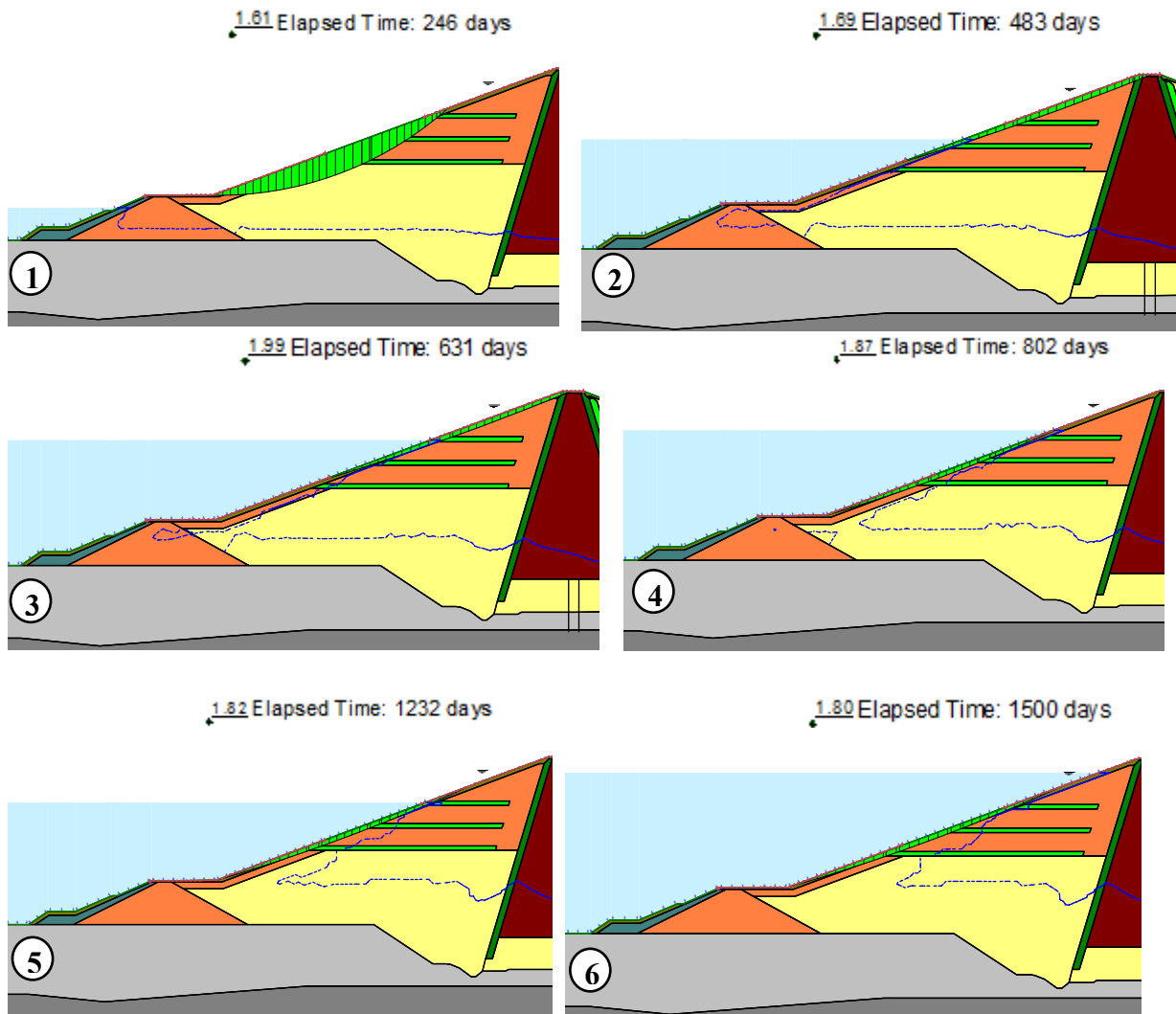


Fig 6. 20: Stabilité pendant remplissage - Talus amont.

On présente dans la figure (6.21), la courbe de variation du coefficient de sécurité minimal pendant le remplissage de la retenue, ce coefficient atteint son maximum avant que la retenue soit entièrement remplie.

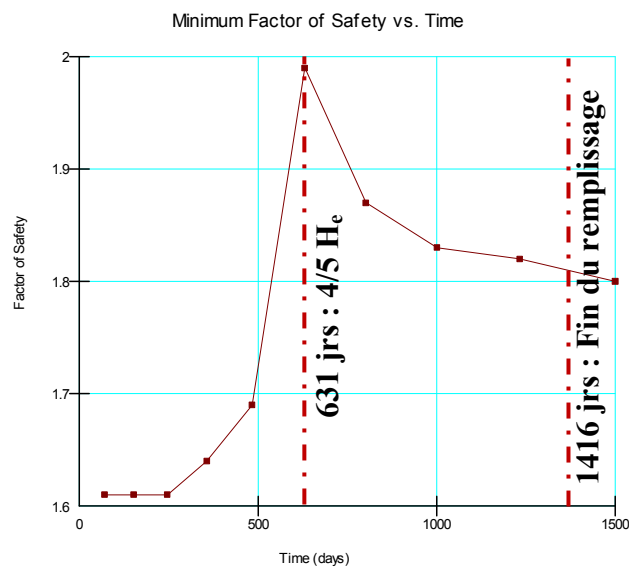


Fig 6.21: Variation du coefficient de sécurité pendant le remplissage - Talus amont.

A l'inverse du parement aval (Fig 6.22), malgré que cette phase est en principe critique pour ce talus, les conditions les plus critiques de stabilité correspondent aux périodes où le niveau de l'eau dans le réservoir est le plus haut et que se traduit par une diminution des contraintes effectives dans le talus aval. Les résultats obtenus montrent que sa stabilité n'est pas inquiétée pendant le remplissage et reste la même que dans le cas sans eau, grâce à l'étanchéité du noyau, le rôle des drains empêchant les infiltrations d'atteindre la recharge aval.

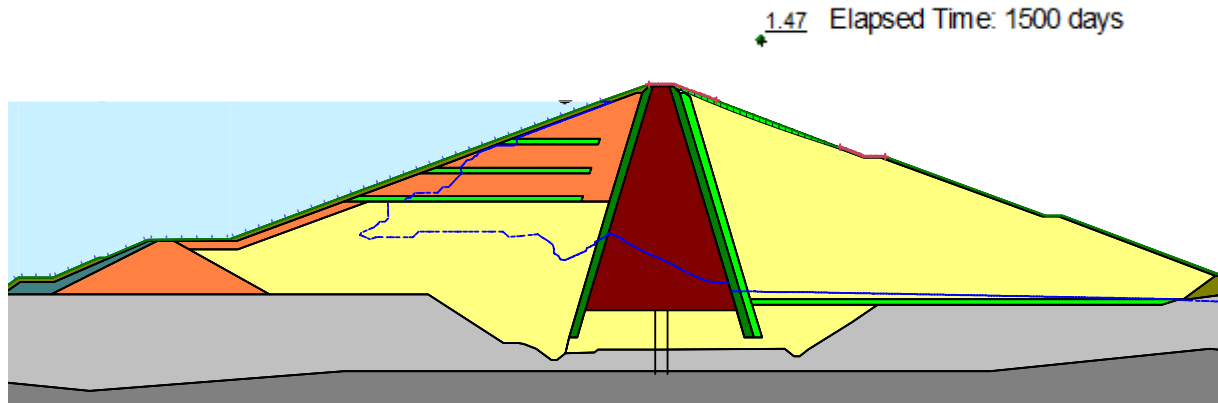


Fig 6.22: Stabilité pendant le remplissage - Talus aval.

VI.3.2.4. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM

Dans le cas de réservoir partiellement ou totalement rempli, le poids de l'eau dans le réservoir est modélisé en se basant sur des lignes piézométriques. Pour un niveau donné la ligne piézométrique est employée à ce niveau pendant l'analyse pour calculer les pressions interstitielles qui existent à la base de chaque tranche.

Comme le cas de phasage des travaux, aussi la phase de remplissage ne peut pas être reproduite par LEM (nappe statique), mais par contre des analyses indépendantes à différents niveaux de l'eau dans le réservoir peuvent être établies. Une analyse de stabilité avec un niveau d'eau à la cote (145m:125.268m sur le modèle) donne la surface critique de glissement montrée sur la figure (6.23) avec un coefficient de sécurité de 1.45 à l'amont et 1.47 toujours à l'aval.

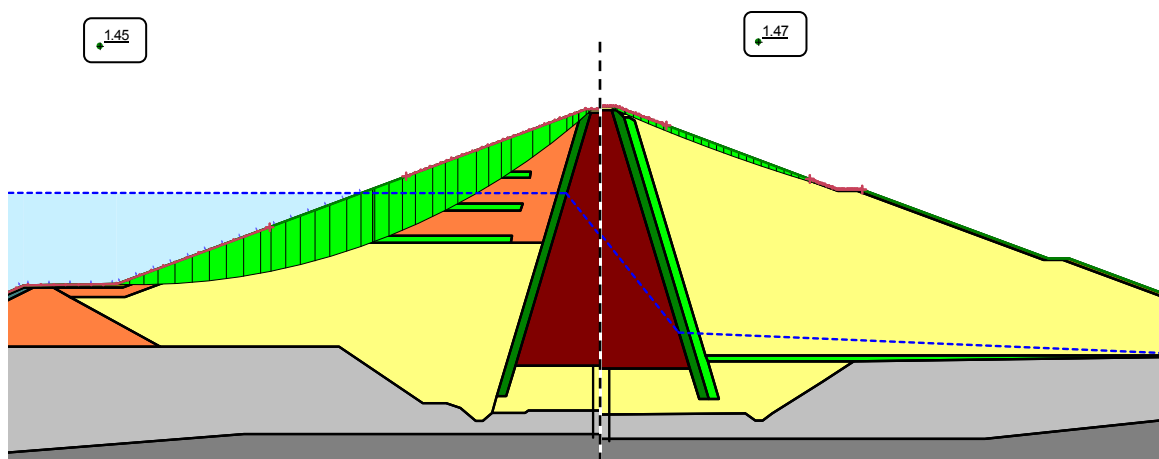


Fig 6.23: Stabilité amont et aval par LEM - Retenue partielle.

En se référant au graphe de la variation du coefficient de sécurité pendant le remplissage (Fig 6.21), la même situation du niveau de l'eau est atteinte après environ 556 jours de début du remplissage. A ce niveau le coefficient de sécurité obtenu à l'amont est de 1.72 qui reflète les infiltrations progressives par la perméabilité des matériaux qui conduit à la non saturation

des zones au dessous de niveau considéré, le phénomène absent dans les méthodes LEM supposant la saturation totale de ces zones ce qui réduit par conséquent la stabilité du parement.

VI.3.3. Du régime transitoire au régime permanent en exploitation normale

Cette étape consiste en l'étude de la stabilité de la digue en exploitation pendant que la retenue est pleine (NNR 165m: Niveau 145.268m sur le modèle) avec une hauteur d'eau dans le réservoir de 68m. Durant cette analyse, on passe d'un écoulement transitoire suivant directement les conditions du remplissage complet de la retenue à une situation d'écoulement permanent lorsque le temps tend vers l'infini. Cette analyse permet de suivre en tout état, la saturation du noyau et la montée des pressions interstitielles au cours du temps.

VI.3.3.1. Infiltrations en retenue pleine

Cette phase suit directement le régime d'écoulement transitoire du remplissage complet de la retenue, son objectif est de voir le comportement de la digue aux périodes qui suivent son remplissage. On maintient le réservoir à son niveau d'exploitation normale pendant une durée d'un an.

L'évolution de la ligne de saturation au cours de temps illustré dans la figure (6.24), montre que cette ligne progresse vers le noyau argileux en fonction de la perméabilité et la rétention d'eau des matériaux constituant les recharges amont.

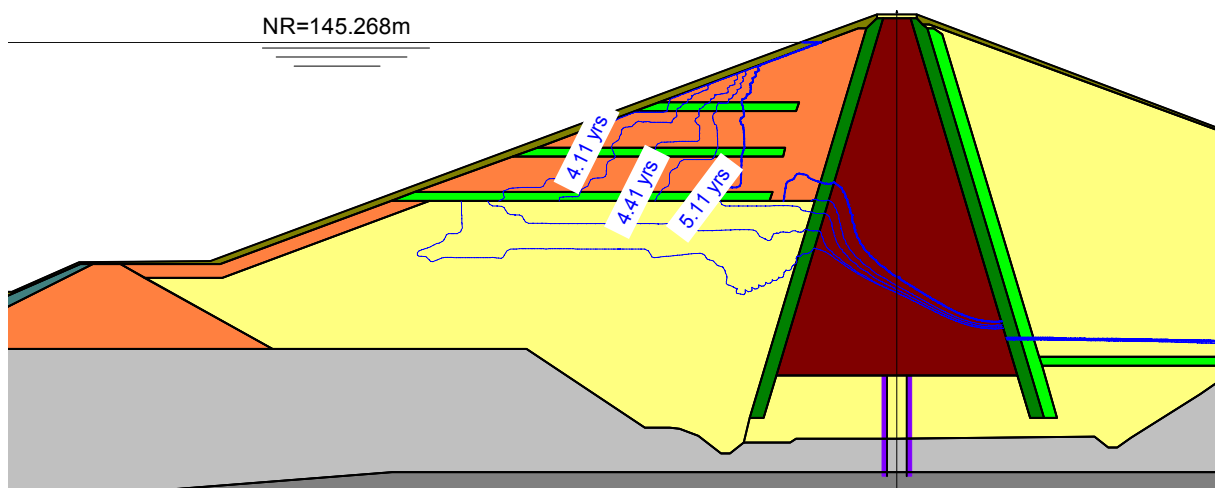


Fig 6.24: Lignes de saturation en régime transitoire - Retenue pleine.

Cette ligne continuera à s'avancer vers le noyau pendant que le régime d'écoulement transitoire tend à devenir permanent au cours des années quand le temps tend vers l'infini.

Le régime permanent correspond à l'établissement du régime hydraulique interne permanent pour un plan d'eau à la côte de retenue normale. Les pressions interstitielles dans le remblai et dans la fondation sont indépendantes des contraintes totales dans le sol et ne dépendent que des conditions aux limites hydrauliques.

A cette situation la ligne de saturation se rapproche de la courbe connue de Kozeny sous forme de parabole (Fig 6.25), débutant de niveau de l'eau dans le réservoir, franchissant le noyau et rejoignant le fil de transition et le drain cheminée vers l'aval de la digue.

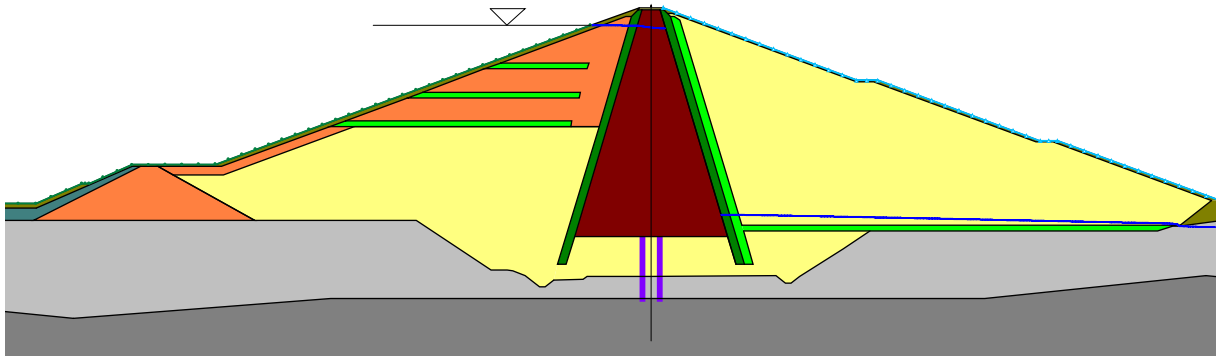


Fig 6.25: Ligne de saturation en régime permanent - Retenue pleine.

Les résultats du calcul sont présentés dans les figures (6.26; 6.27, 6.28, 6.29, 6.30 et 6.31) , avec la distribution des lignes équipotentiels, les lignes isobariques, les vecteurs d'écoulement et les débits d'infiltration.

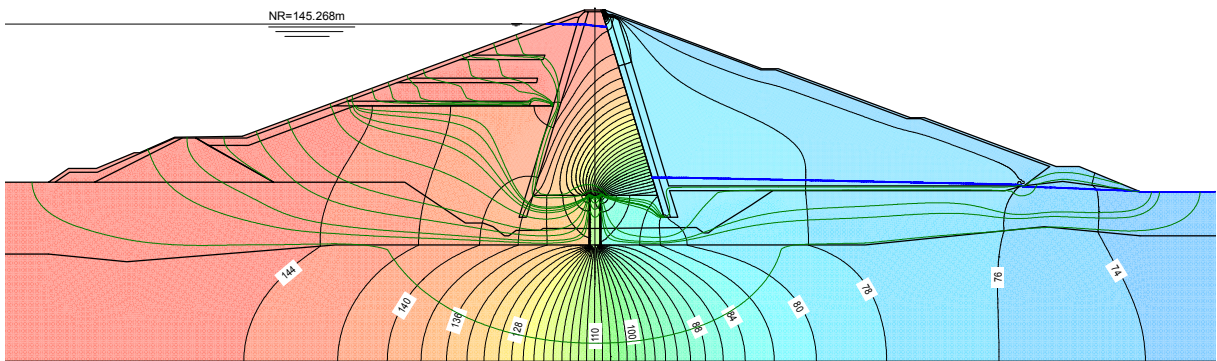


Fig 6.26: Lignes équipotentiels (m) et chemins d'écoulements.

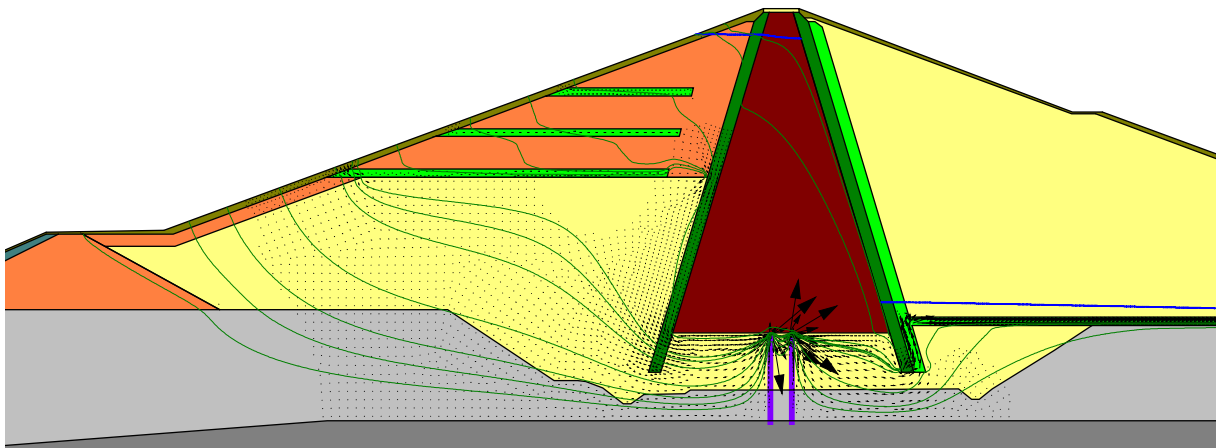


Fig 6.27: Vecteurs de vitesse d'écoulement.

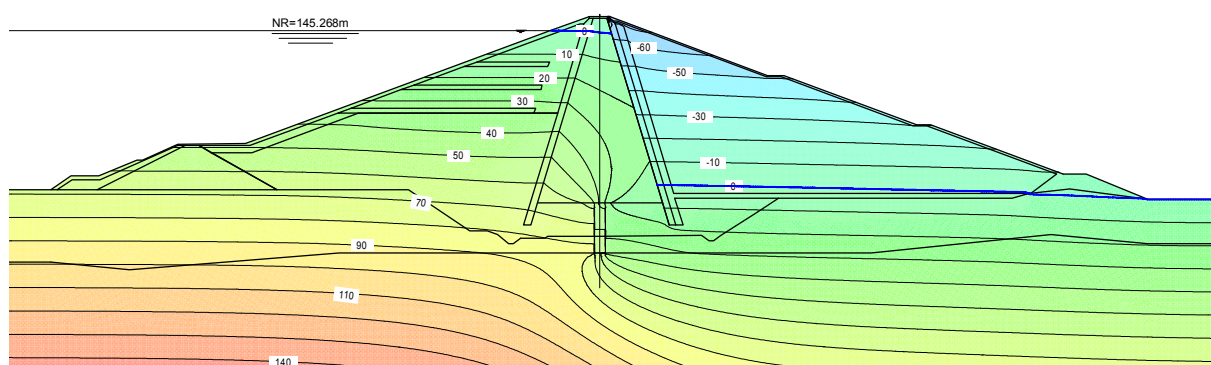


Fig 6.28: Lignes isobariques (m).

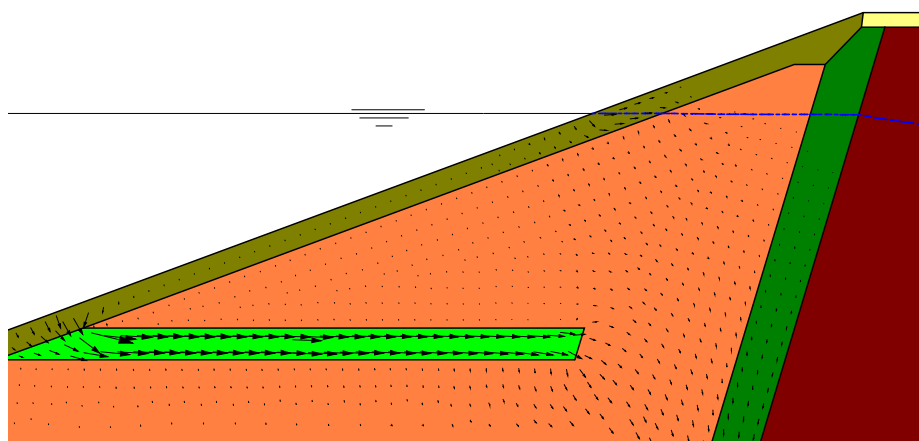


Fig 6.29: Importance des drains horizontaux.

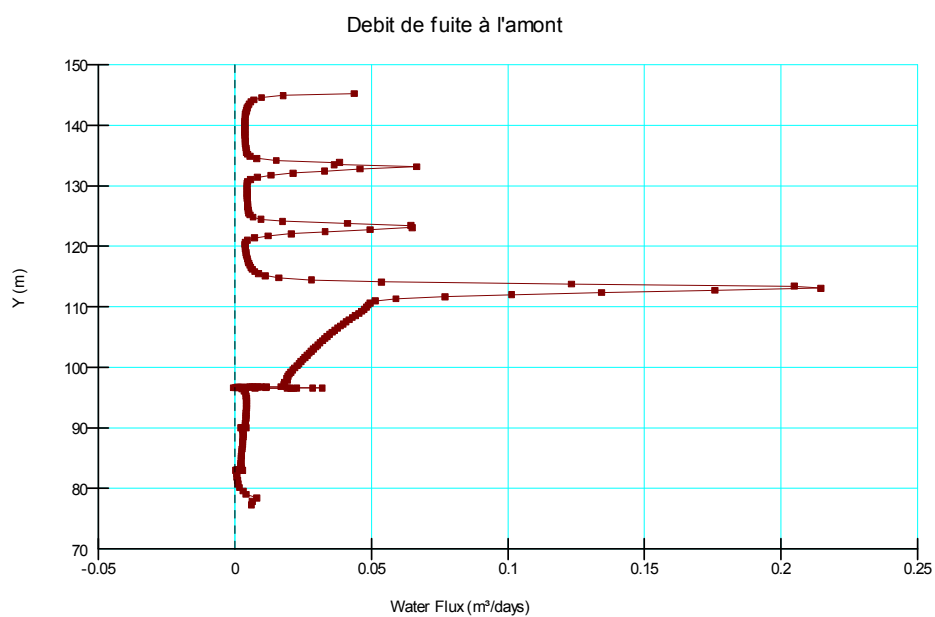


Fig 6.30: Débits de fuite sur le front amont.

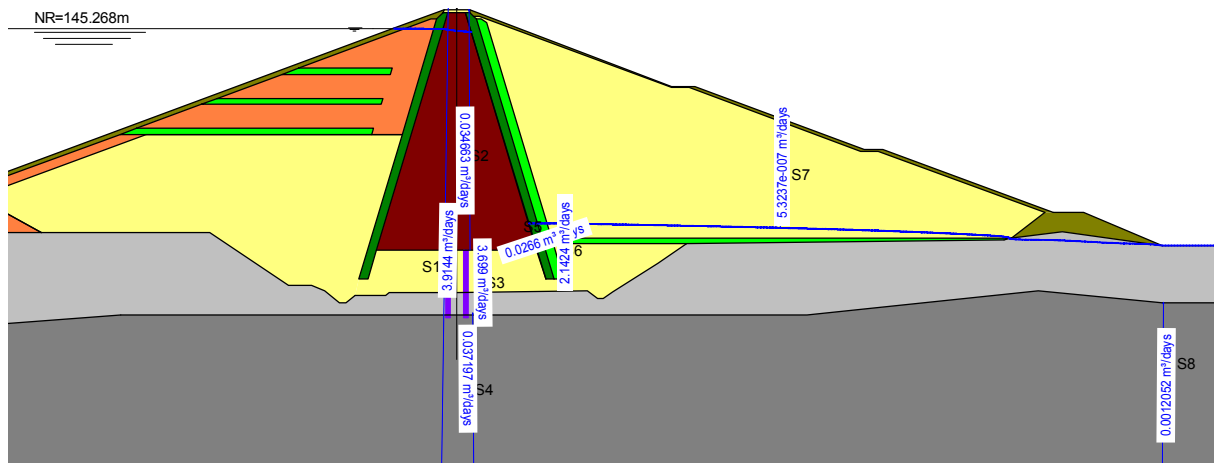


Fig 6.31: Situation des sections d'évaluation des débits de fuite.

Les résultats obtenus de l'analyse d'infiltration reflètent la nature des matériaux de remblai, noyau (imperméable) et recharges (perméables) et de la fondation (des couches perméables avec double parois moulée et un voile d'injection, ainsi que les simplifications inhérentes au modèle de calcul (écoulement bidimensionnel).

Dans le cas du régime permanent, la prévision des pressions interstitielles est obtenue à partir des tracés de réseaux d'écoulement. La figure (6.26) illustre le réseau d'écoulement obtenu par les lignes équipotentielles maillées perpendiculairement avec les lignes de courant qui rejoignent le tapis drainant à l'aval du barrage avec une déviation au droit des parois moulées qui assurent l'étanchéité des alluvions sous le noyau; dont les vecteurs vitesse d'écoulement (Fig 6.27) sont concentrés aux points de contact de la galerie avec le noyau.

La figure (6.28) montre les lignes isobariques permettant la distinction de la zone saturée de la digue (pressions positives) de la zone capillaire (non saturée) avec des contours de pressions négatives pouvant atteindre les 60m montrant la forte succion des matériaux de la digue.

On remarque ainsi donc (Fig 6.29), l'existence de faibles vecteurs vitesse d'écoulement au dessus de la ligne de saturation dans la zone non saturée qui représente l'écoulement non confiné dans la digue.

Sur la même figure (6.29), on observe la déviation des vecteurs vitesse d'écoulement à travers le filtre de transition amont moins perméable que les recharges et plus perméables que le noyau; garantissant son rôle de réduction des infiltrations au noyau.

Ainsi la forte perméabilité des drains horizontaux ayant le rôle d'abaisser le niveau de la nappe phréatique dans le corps de la digue pour ne pas atteindre les niveaux supérieurs.

Tel que indiqué dans le graphe de la figure (6.30) qui donne le débit de fuite à travers l'amont du barrage pendant que la retenue est pleine, on voit l'importance des quantités d'eau infiltrées a travers trois sections qui coïncident avec l'emplacement des drains horizontaux. En faisant la somme des débits de fuite à l'amont, on trouve un débit de fuite qui traverse la face amont du barrage de $3.99 \text{ m}^3/\text{jour}$ ($4.61 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$).

La dernière figure (6.31) donne les débits de percolation dans différentes sections de la digue. Les valeurs des débits présentés sont les débits par unité de longueur; pour chacune des sections, on a obtenu les débits par unité de longueur suivants:

Tab 6.5: Débit de fuite à chaque section.

Section		Débit ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
S1	Total	$4.53 \cdot 10^{-5}$
S2	Remblai	$3.93 \cdot 10^{-7}$
S3	Alluvions sous le noyau	$4.28 \cdot 10^{-5}$
S4	Fondation -sous jacent au voile d'injection	$4.16 \cdot 10^{-7}$
S5	Base de drain cheminé	$3.00 \cdot 10^{-7}$
S6	Début de tapis drainant	$2.47 \cdot 10^{-5}$
S7	Au dessus de la nappe	$6.15 \cdot 10^{-12}$
S8	Fondation-à l'aval du barrage	$1.15 \cdot 10^{-8}$

Le débit de percolation total provenant du remblai et de la fondation est de $4.53 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ (Section S1) plus petit que la valeur de débit de fuite traversant l'amont estimé à partir du graphe ($4.61 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$), quantité retenue par les matériaux de la digue par rétention d'eau. De cette valeur, moins de 1% d'eau percole vers le noyau imperméable (Section S2) et plus de 94% vers les alluvions sous noyau (Section S3), et les restants à travers la fondation. Plus de la moitié de ce débit (55%) est capté par le système de drainage et l'autre percole dans la fondation alluvionnaire, en perdant une quantité négligeable (Section S8) vers la fondation à l'aval du barrage. Cette distribution est causée par les valeurs réduites de la perméabilité de la fondation, encore améliorée avec le voile d'injection.

On remarque également qu'un faible écoulement non confiné existe dans la digue, un débit minime (Section S7) dans le zone non saturée à l'aval du barrage.

VI.3.3.2. Stabilité des parements en retenue pleine

La phase de retenue normale en régime permanent est critique aussi pour la recharge à l'aval.

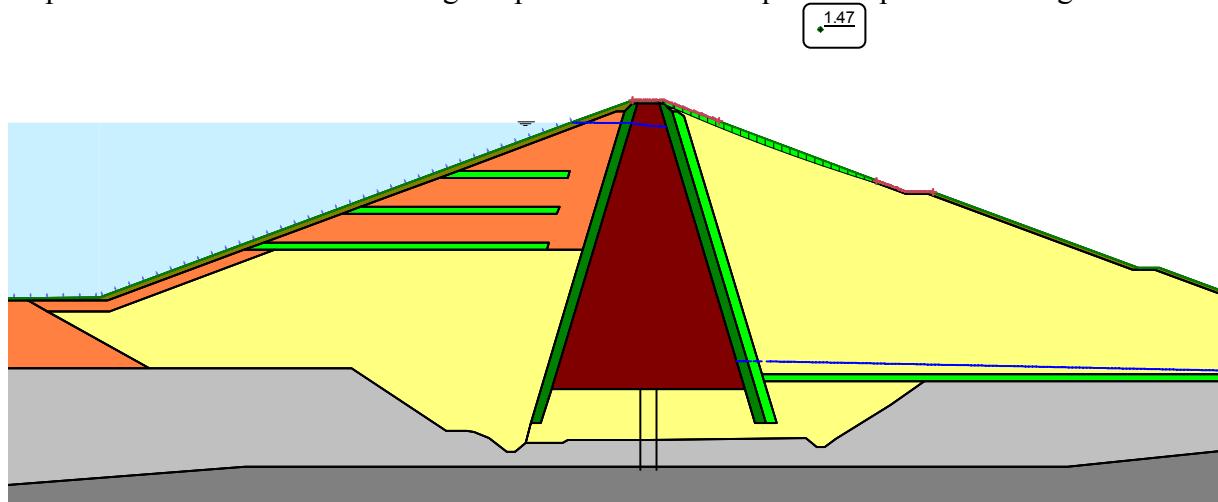


Fig 6.32: Retenue pleine - Talus aval.

Par contre pour Taksebt, on retrouve toujours le même coefficient de sécurité que les phases

précédentes (Fig 6.32) car ce cas de charge peut être critique pour la stabilité du talus aval dans le cas, (1) d'un drain cheminée aval assez près du talus, ou (2) d'un barrage homogène en matériaux peu perméables drainé par un tapis aval. La géométrie de Taksebt et la bonne étanchéité assurée par le zonage des matériaux de la digue maintiennent sa stabilité imperturbable.

A l'amont, la courbe de variation du coefficient de sécurité au cours de temps (Fig 6.33) montre que le coefficient de sécurité diminue d'une valeur de (1.8) juste après le remplissage de la retenue jusqu'à une valeur de 1.71 à la fin du régime transitoire considéré (une année) pour atteindre la valeur (1.65) en régime permanent à long terme (Fig 6.34) à cause de la saturation progressive des matériaux de la digue.

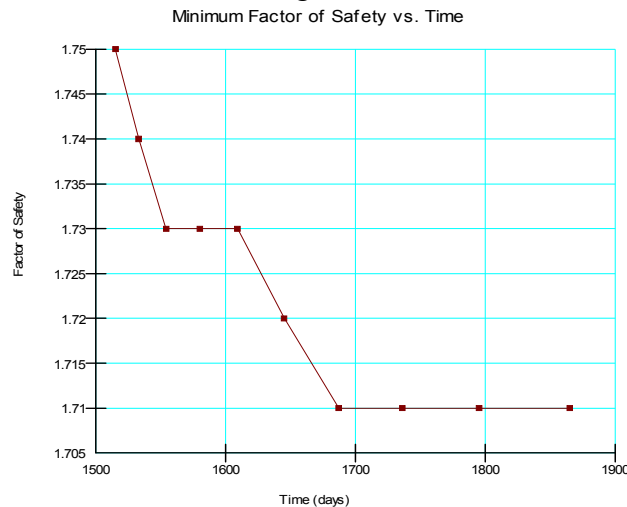


Fig 6.33: Variation du coefficient de sécurité du talus amont en retenue pleine - Régime transitoire.

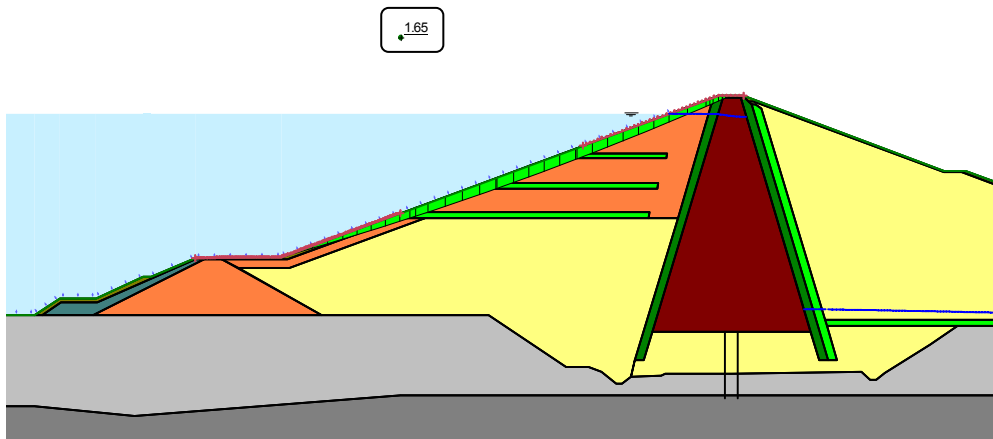


Fig 6.34: Stabilité du talus amont en retenue pleine - Régime permanent.

VI.3.3.3. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM

La figure (6.35) montre la surface piézométrique quand le réservoir est plein, ainsi que les surfaces critiques de glissement des parements amont et aval et les coefficients de sécurité correspondants.

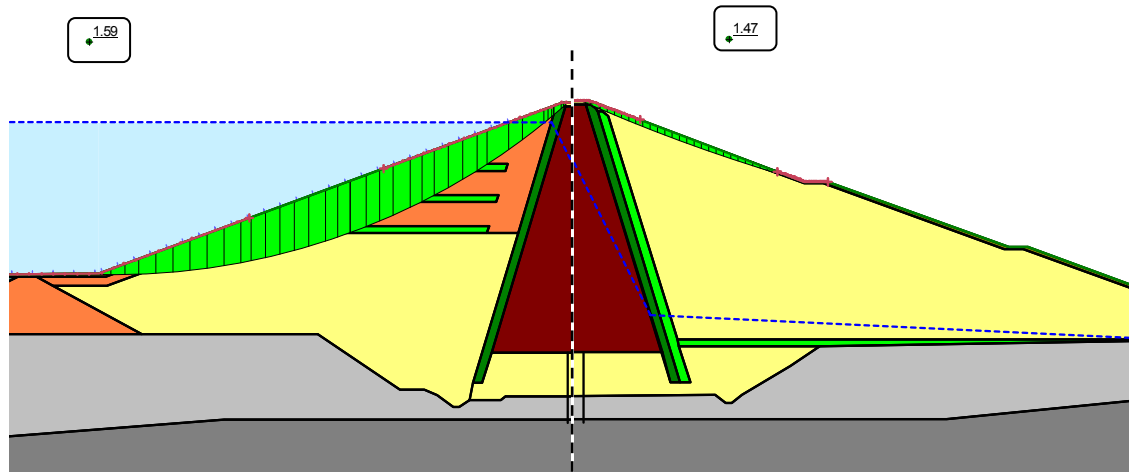


Fig 6.35: Stabilité amont et aval par LEM - Retenue pleine.

En retenue pleine, l'analyse globale donne un résultat légèrement supérieur au minimum recommandé, mais qui est plus important par rapport au résultat obtenu par LEM. La ligne piézométrique non représentative des conditions réelles, et la mauvaise considération de phénomène de succion qui tend à augmenter la résistance au cisaillement des matériaux par LEM conduit à des facteurs de sécurité plus faibles et à des surfaces de glissement critiques plus profondes.

VI.3.4. Vidange rapide

L'une des étapes les plus importantes de vérification de la stabilité d'un barrage est sa vidange suite à des événements exceptionnels. La vidange d'une retenue par la vanne de fond intervient en cas d'inspection, d'entretien ou de réparation des organes habituellement ennoyés (submergés) du barrage (parement amont, dispositif de prise d'eau, dispositif de vidange de fond,...) ou bien pour évacuer les sédiments accumulés en fond de retenue (curage à la pelle hydraulique).

Heureusement le barrage Taksebt n'a pas subi pour l'instant un événement qui nécessite sa vidange, mais ce calcul est fait dans le cas probable pour éviter tout risque d'instabilité du barrage si le cas devait se présenter.

Dans la conception du Taksebt, les vannes ont été dimensionnées de manière à permettre une vidange suffisamment rapide de la retenue tout en maintenant un écoulement libre dans le tronçon aval de la galerie. Le dimensionnement des vannes et de la conduite permet de pouvoir baisser le niveau de la retenue du niveau maximum (165 m), au niveau d'exploitation (110m) en 13 jours.

on notera:

- Que ces temps de vidange sont théoriques et supposent un apport amont nul,
- Qu'ils ont été calculés pour une ouverture complète de la vanne segment et que des ouvertures partielles permettent de moduler le rythme de vidange à volonté.

Le graphe de la figure (6.36) donne l'évolution des niveaux et débits d'eau lors d'une vidange avec ouverture totale de la vanne segment.

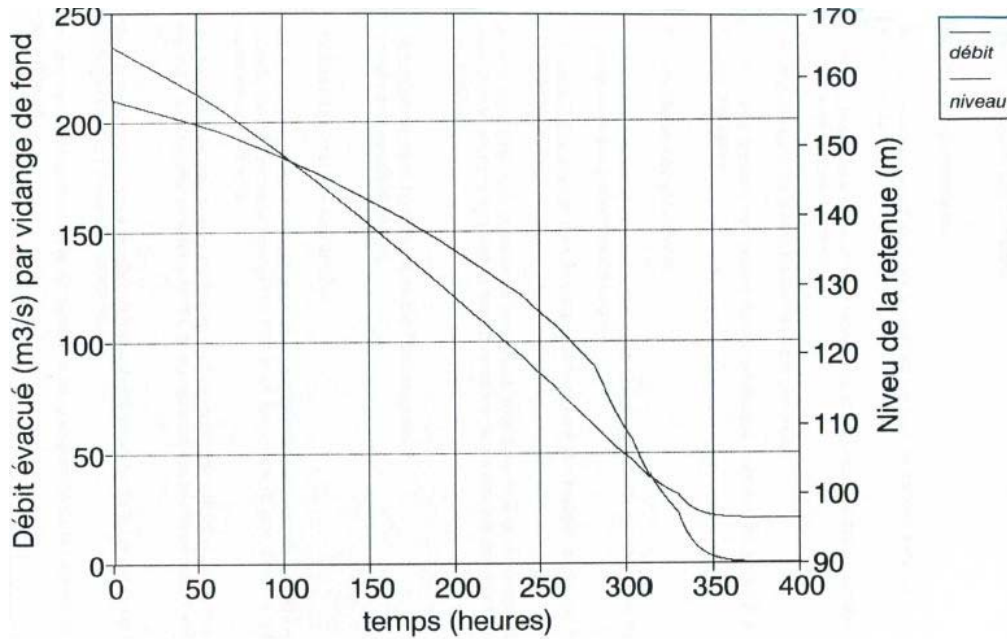


Fig 6.36: Courbe de vidange rapide de la retenue (ANBT, 2002).

Pour une meilleure simulation du comportement de la digue pendant l'abaissement du niveau du réservoir, cette courbe est reprise telle quelle. La fonction de vidange introduite dans les calculs (Fig 6.37) donne un taux de vidange moyen d'environ (4 à 5 m/jour).

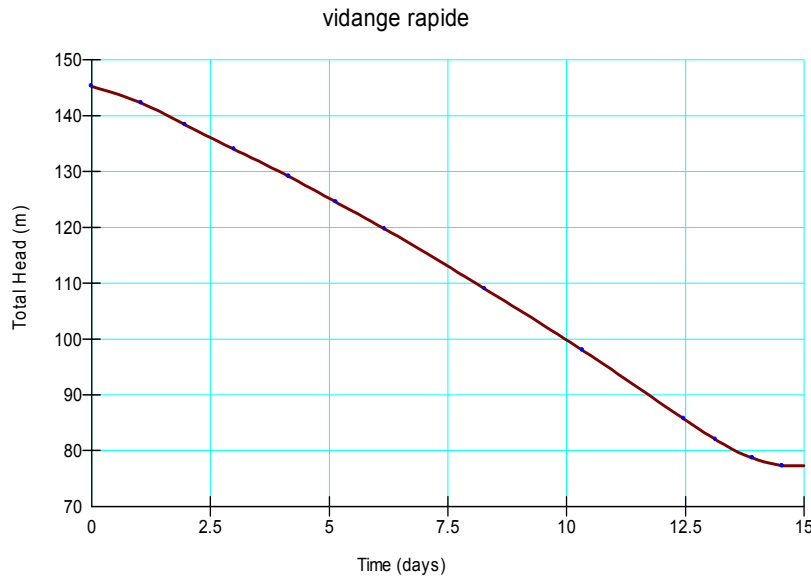


Fig 6.37: Fonction de vidange introduite dans le module d'écoulement (Seep/W).

VI.3.4.1. Infiltration pendant la vidange rapide

La nouvelle distribution des pressions interstitielles qui apparaissent dans le remblai, dépend naturellement du type des matériaux constituant la recharge amont, principalement de la perméabilité et de la compressibilité.

La figure (6.38) montre le rabattement de la ligne de saturation qui suit lentement l'abaissement du niveau de l'eau dans le réservoir en fonction du temps de vidange. On remarque que le rabattement de cette surface continue même après la vidange totale du réservoir à 15 jours, en raison de la dissipation des pressions de l'eau interstitielle dans le corps de la digue.

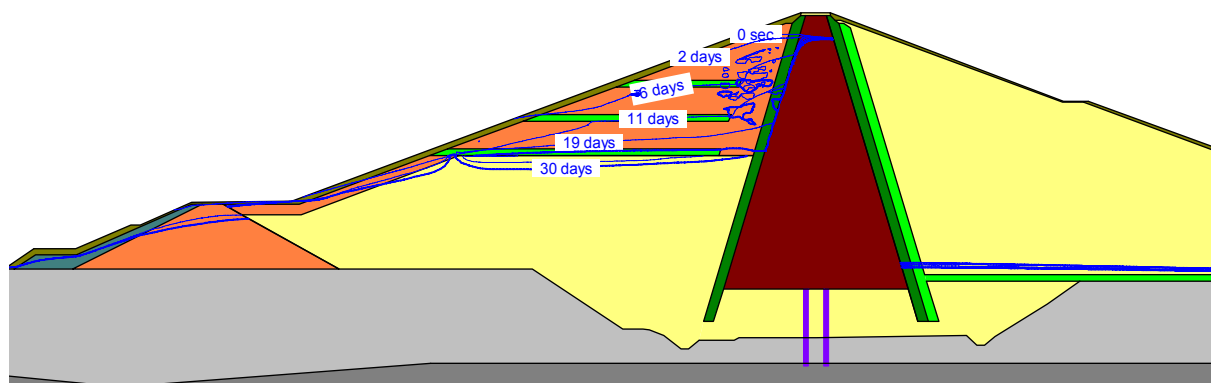


Fig 6.38: Lignes de saturation pendant la vidange.

La figure (6.39) montre la dissipation des pressions interstitielles (ou plutôt la charge de la pression interstitielle) le long du parement amont au cours de la vidange.

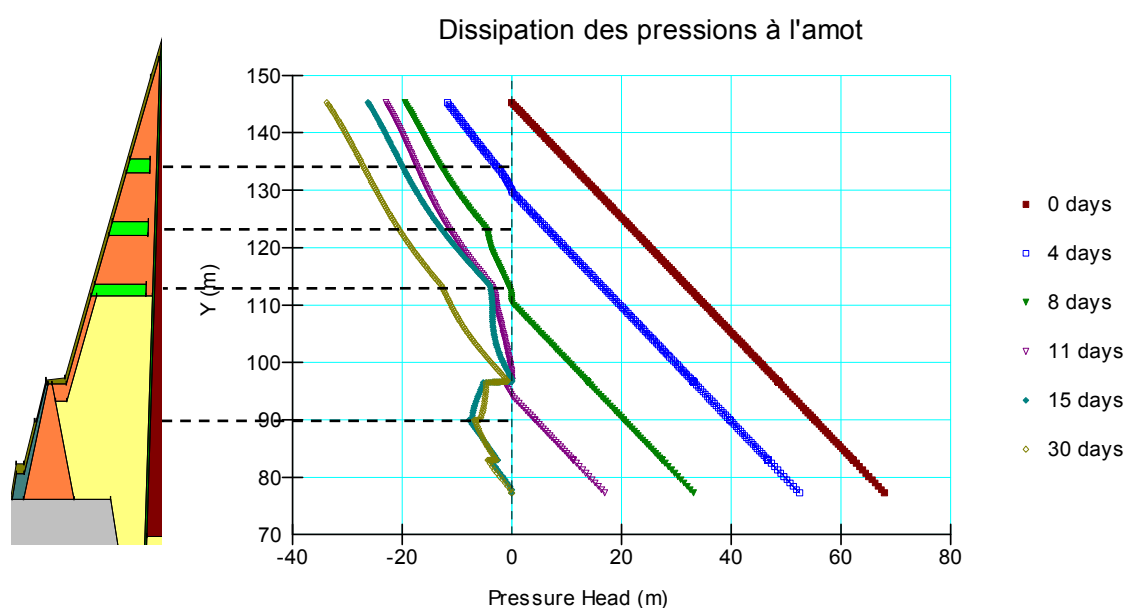


Fig 6.39: Dissipation des pressions interstitielles sur le parement amont pendant la vidange.

Ces dissipations sont mieux illustrées par les vecteurs vitesse d'écoulement, par exemple après 4 jours de vidange (Fig 6.40). La direction d'écoulement est partiellement inversée vers le côté amont tandis qu'une partie de l'écoulement continue à se faire vers le côté aval et reste toujours des pressions qui baignent dans le corps du barrage. Le rabattement de la ligne de saturation est très faible devant l'abaissement du niveau d'eau dans le réservoir. On constate de plus, l'importance des vecteurs vitesse d'écoulement dans les drains horizontaux, ce qui fait apparaître leur rôle d'accentuer la dissipation des pressions interstitielles vers l'amont pour maintenir la stabilité du parement pendant la vidange, à l'inverse des sections du parement moins perméables (entre drains et pré-batardeau) représentées par des pentes de courbe plus raides signifiant la faible dissipation des pressions à travers ces sections.

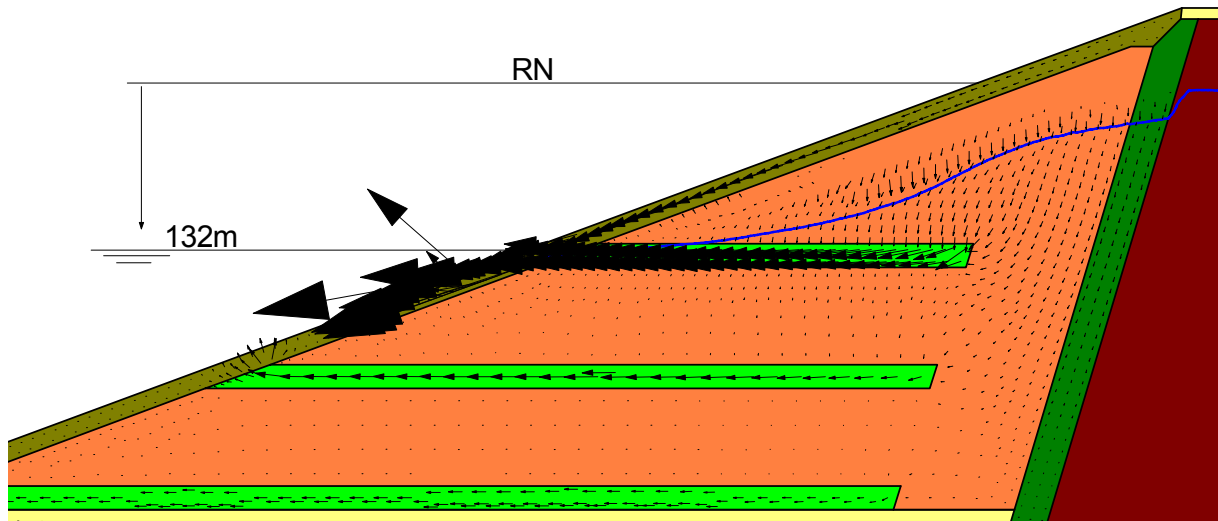


Fig 6.40: Pressions interstitielles au quatrième (4) jour de la vidange.

VI.3.4.2. Stabilité des parements en vidange rapide

La vidange complète de la retenue ne crée pas nécessairement les conditions de stabilité les plus défavorables pour le talus amont. Aussi doit-on vérifier également que le talus amont est stable pour différents niveaux d'eau dans la retenue pendant la vidange rapide.

Et la courbe de variation de coefficient de sécurité en fonction de niveau de vidange doit être établie.

La phase de vidange rapide de la retenue (rapide par rapport à la perméabilité des matériaux du remblai) est une situation critique pour le talus à l'amont tandis qu'elle améliore la stabilité du talus aval ou est sans effet sur elle. Dans ce cas, la stabilité avale n'est pratiquement pas influencée, la stabilité du parement aval après 4 jours (Fig 6.41) de vidange est maintenue la même que les phases antérieures.

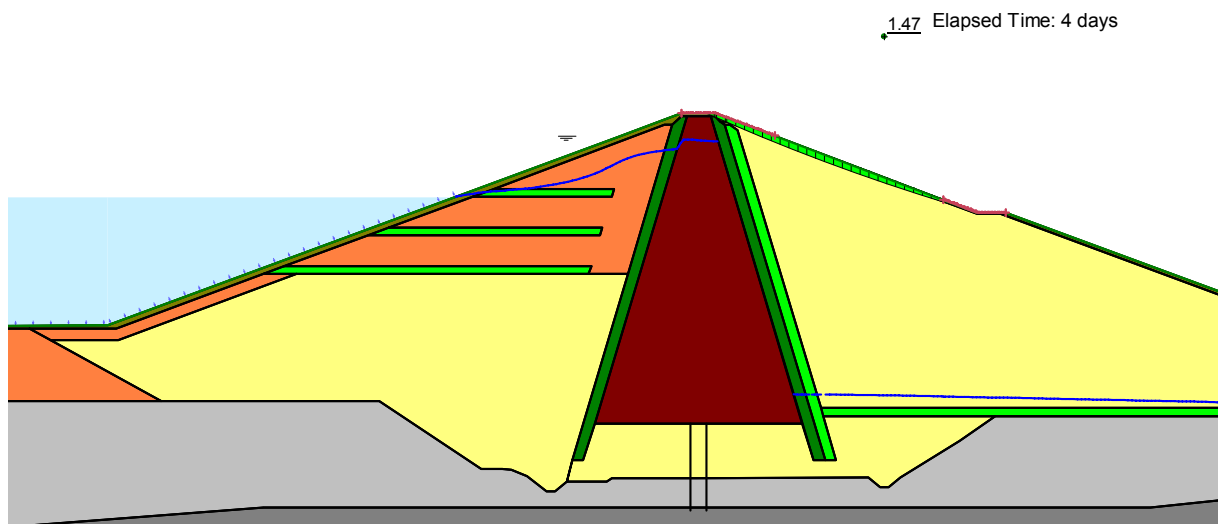


Fig 6.41: Stabilité du talus aval après 4 jours de la vidange.

Pour le parement amont, les situations de la figure (6.42) illustrent la variation des surfaces de rupture et leurs coefficients de sécurité correspondants pendant le processus de vidange.

La configuration de la ligne de saturation dans le remblai influence grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité, comme l'illustre les coupes de cette figure. La variation de la sensibilité au glissement (position et forme de surface de rupture) suit donc la position de cette ligne.

En fonction du temps de vidange et selon la perméabilité, la rétention et la compressibilité des matériaux, la ligne de saturation va se rabattre des niveaux supérieurs à des niveaux plus bas et les matériaux de la digue sont de moins au moins saturés. Or, la pression interstitielle - c'est-à-dire la pression de l'eau présente entre les grains - diminue, voire annule, le frottement. Aussi, les sols saturés résistent beaucoup moins bien aux contraintes de cisaillement qui tendent à imposer des surfaces de rupture privilégiées.

Les surface de rupture engendrées suivent les variations de la ligne de saturation en passant au début de vidange par des surfaces comprenant le couronnement tout en haut du parement à des surfaces plus basses vers le pied amont avec la progression de la vidange et le ressuyage des matériaux. La suppression totale de réservoir provoque une surface de rupture beaucoup plus profonde et plus étendue sur le parement comprenant la fondation superficielle (les alluvions) en raison des quantité d'eau emmagasinées encore dans les matériaux qui se drainent lentement, pour remonter après la fin de la vidange à des surfaces moins importantes avec la dissipation de ces pressions.

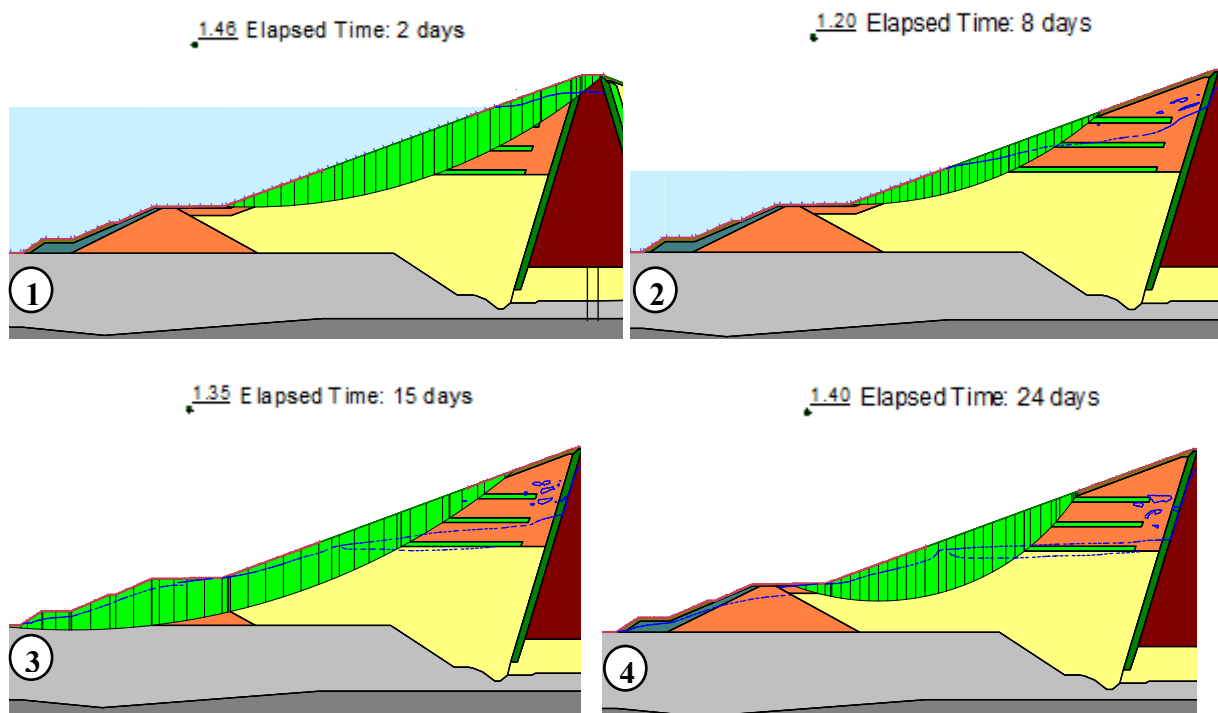


Fig 6.42: Variation de stabilité pendant la vidange - Talus amont.

La variation du coefficient de sécurité minimal du parement amont pendant la vidange est résumée dans le graphe de la figure (6.43).

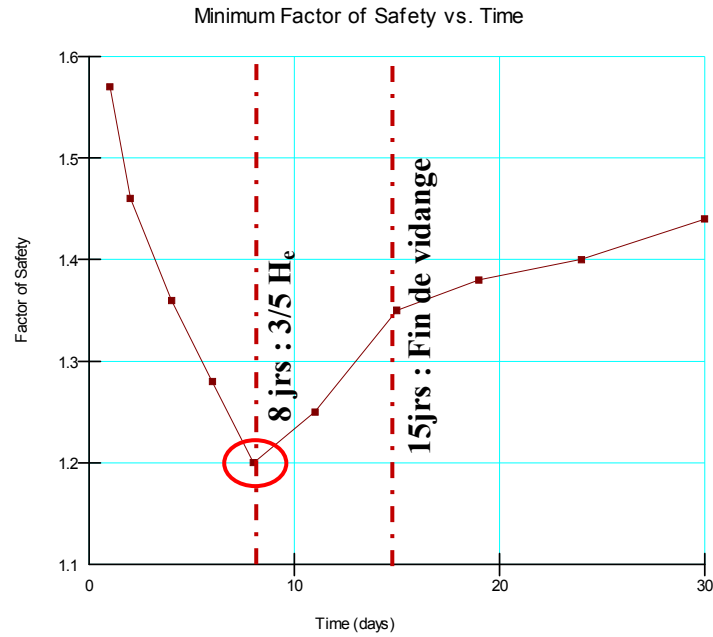


Fig 6.43: Variation du coefficient de sécurité pendant la vidange - Talus amont.

D'après le graphe, on remarque que le facteur de sécurité est à son maximum à la première étape de la vidange, la retenue quasi pleine de réservoir agissant de façon stabilisatrice sur le talus amont augmente sa résistance au glissement. Au cours de la vidange il se produit une diminution des contraintes totales σ_1 et σ_3 ce qui tend à diminuer la stabilité du parement.

Le coefficient de sécurité diminue graduellement avec l'abaissement du niveau à cause de la suppression du poids de l'eau stabilisant le talus et du fait que les pressions interstitielles n'ont pas eu le temps de se dissiper. Il atteint sa valeur minimale après 8 jours de vidange à (3/5) de la hauteur d'eau totale à vidanger (68 m) puis il augmente jusqu'à la vidange totale et continue à croître jusqu'à la fin de la durée considérée après la dissipation accrue des pressions interstitielles à l'aide des drains horizontaux à l'amont.

VI.3.4.3. Evaluation de la stabilité et comparaison avec LEM

Pour simuler les conditions de la vidange rapide par LEM, on doit enlever l'eau accumulée dans la retenue et placer la ligne piézométrique le long de la surface du parement. La figure (6.44) montre la surface piézométrique du remblai dans des conditions de la vidange. On suppose que la ligne piézométrique suit la surface du parement amont, mais reste inchangeable à l'intérieur du remblai.

Par la même figure (6.44), on montre la surface critique de glissement et le facteur de sécurité après vidange totale du réservoir. On rappelle que le coefficient de sécurité avant abaissement du niveau était de 1.59. Après vidange, il est réduit à 0.75.

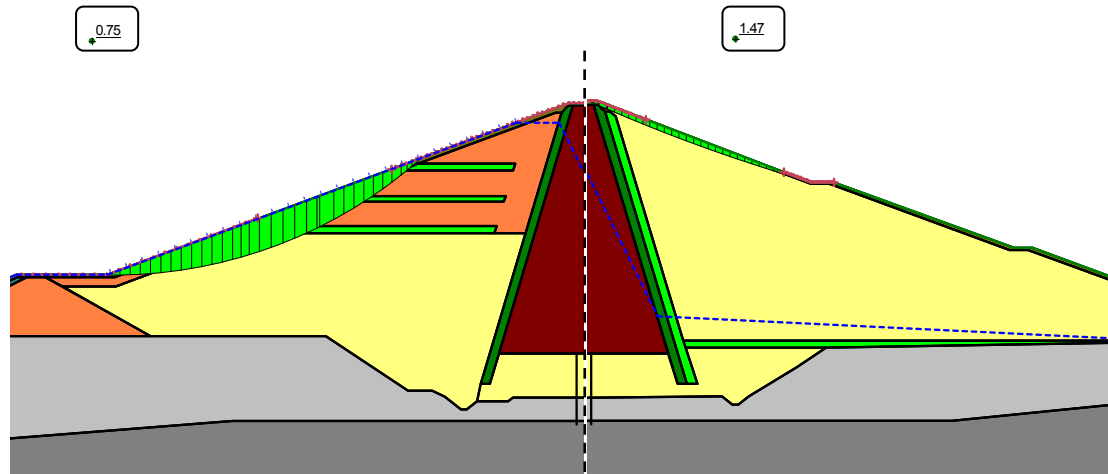


Fig 6.44: Stabilité amont et aval par LEM - Vidange rapide.

Le graphe de variation du coefficient de sécurité pendant la vidange (Fig 6.43) donne une valeur à la limite du coefficient admissible pour cette phase avant vidange complète de la retenue. En fin de vidange après 15 jours, on obtient un coefficient de 1.35 et qui peut atteindre des valeurs supérieures après dissipation des pressions interstitielles. Par contre l'analyse LEM donne un coefficient très faible (0.75), ce qui signifie la grande instabilité du parement suite à la suppression brusque du réservoir. Le changement de la pression interstitielle à la base de la tranche est instantanément égal au changement vertical du niveau d'eau au-dessus de la tranche, ce qui n'est pas représentatif de la réalité de la vidange.

L'approche LEM donne des résultats du côté de la sécurité. Elle donne les coefficients les plus défavorables. Il reste entendu que pratiquement, il n'est pas possible de baisser le niveau de l'eau instantanément. Il est tout autant impossible d'empêcher totalement une partie de l'eau de sortir du remblai pendant la vidange et diminuer l'importance de l'instabilité.

VI.4. Synthèse des analyses

Afin de mieux apprécier l'apport de l'approche globale présentée. On résume dans la figure (6.45), les résultats de toutes les analyses réalisées dans ce travail par les deux méthodes; (LEM en point bleu), l'approche globale (courbe verte), et pour pouvoir évaluer les résultats par rapport aux minima recommandés, on introduit aussi les facteurs de sécurité admissibles pour chacun des cas considérés (point en orange).

On peut voir que l'approche globale peut fournir une courbe de stabilité (variation de F_s) en fonction du temps pris pour la réalisation des différents processus (construction, remplissage,...), tandis que la méthode d'équilibre limite ordinaire LEM permet d'obtenir des valeurs ponctuelles du coefficient de sécurité pour des situations précises de la vie du barrage.

On conclut par la comparaison des résultats des deux méthodes avec les valeurs admissibles que la méthode LEM est globalement conservatrice.

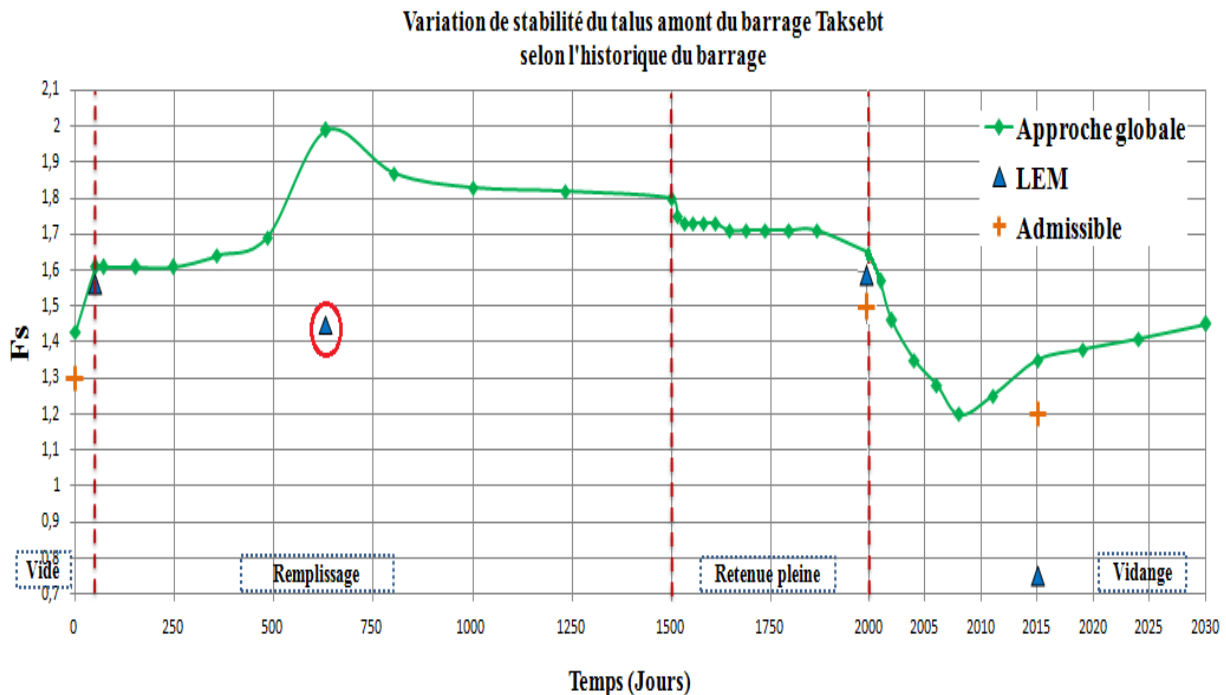


Fig 6.45: Variation de stabilité du talus amont du barrage Taksebt pendant les différentes phases de la vie du barrage.

Une analyse plus pointue des différentes phases permet de dégager :

□ **Barrage vide:** L'étude de la stabilité du barrage pendant cette phase par LEM néglige une partie intéressante du comportement de barrage par la non prise en compte du phasage des travaux. Cette étude pourrait conduire par conséquent à des instabilités du talus non détectées en fin de construction avant dissipation des pressions interstitielles.

□ **Remplissage:** Cette phase n'est pas représentée par les méthodes 'LEM'. La valeur schématisée sur le graphe représente la stabilité du talus pendant que la retenue est à un niveau d'eau au dessous de la RN (à la côte 125.268m). Pendant cette phase, le régime d'écoulement dans le barrage est transitoire alors que une telle étude par LEM (nappe statique) est loin de la réalité du barrage.

□ **retenue pleine:** Suite à la mise en eau du barrage. On passe d'un régime d'écoulement transitoire suivant directement les conditions de remplissage complet de la retenue à une situation d'écoulement permanent au cours du temps avec la saturation des zones de la digue au dessous de niveau de la RN. La stabilité du barrage pendant que la retenue est pleine au cours du temps ne peut pas être reproduite par la méthode LEM négligeant tout types d'écoulement.

□ **Vidange:** L'approche LEM suppose la vidange instantanée et présente des résultats irréalistes pour cette phase (forte instabilité). L'évaluation de la stabilité par cette méthode conduit à des surestimations significatives dans la conception du barrage (augmentation des coûts).

Par cet exemple du barrage de Taksebt, on a tenu à illustrer l'approche proposée. On remarque que les résultats des deux méthodes (approche globale et LEM) ne sont pas comparables. Plusieurs phases de la vie du barrage ne peuvent pas être simulées par LEM.

Les écarts obtenus entre les deux méthodes sont néanmoins faibles en termes de magnitude. Le barrage de Taksebt est conçu avec des matériaux de caractéristiques mécaniques et hydrauliques permettant d'assurer leur rôle de résistance et d'étanchéité (recharges et noyau) avec un système de drainage amont et aval suffisant (filtres, drains horizontaux et tapis drainant).

Les écarts observés entre les deux approches auraient été probablement beaucoup plus importants si le barrage étudié était plus sensible aux écoulements (matériaux imperméables moins résistants) comme pour les barrages homogènes.

Cette approche se prête aussi bien pour le suivi d'auscultation de l'ouvrage ainsi que le suivi de la santé du barrage durant toute sa durée de vie.

VI.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié le comportement hydromécanique du barrage de Taksebt et son impact sur la stabilité de ses parements amont et aval sous différents cas de chargement : en fin de construction, pendant le remplissage du réservoir, en exploitation normale et lors de la vidange rapide.

Dès la construction et après la première mise en eau du barrage, l'ouvrage n'est pas inerte : il vit, il travaille et se fatigue, comme toute construction. De sa santé dépend la sécurité des personnes dans la vallée.

Afin de simuler ce comportement complexe du barrage, les analyses de stabilité ont été simulées par une approche permettant la liaison continue entre les différentes phases de la vie du barrage en introduisant une sorte des couplages entre elles. Les résultats obtenus sont comparés aux résultats d'analyse par les méthodes d'équilibre limite ordinaires (LEM)

La stabilité de chaque phase est étudiée en introduisant le calcul des contraintes par le module contrainte-déformation et l'effet des infiltrations par le module d'écoulement. Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité n'est plus une valeur fixée pour chaque cas comme dans les analyses par les méthodes LEM, considérant des nappes d'eau statiques et négligeant la distribution des contraintes dans le corps de la digue. La stabilité des parements subit des variations au cours du temps pendant chaque phase. On peut déterminer par la suite la stabilité des parements à chaque instant par le tracé de la courbe de variation du coefficient de sécurité en fonction de temps. Les méthodes LEM présentent donc un traitement très éloigné du comportement réel du barrage.

L'approche globale adoptée est efficace et permet la simulation de toute l'histoire du barrage et d'analyser la stabilité de ses versants en fonction de son comportement. Les résultats obtenus montrent que:

- ✓ En fin de construction, le manque de stabilité des talus de la digue juste après la fin des travaux de réalisation, est récupéré en passant à des situations plus stables par la dissipation des pressions interstitielles.
- ✓ Le remplissage de la retenue est une étape où la digue change du comportement, selon les caractéristiques des matériaux constitutifs, en fonction des quantités d'eau pouvant

s'infiltrer dans le corps de la digue à travers le parement amont ou sa fondation (cas de fondation perméable). On peut évaluer donc la stabilité de la digue vis à vis de ces infiltrations ainsi que celles de ses versants à chaque instant voulu pendant le processus de la mise en eau.

La stabilité maxima du talus amont est atteinte avant le remplissage total de la retenue ($4/5H_e$), ensuite elle diminue en raison des infiltrations et de la saturation progressive des matériaux de la digue. La stabilité (F_s) décroît encore quand le temps tend vers l'infini et le régime d'écoulement transitoire provoqué par le processus de remplissage qui continue à se faire même après la fin du remplissage en niveau de la retenue normale, tend vers un régime d'écoulement permanent à cause de la saturation progressive des zones de la digue faisant diminuer la résistance au cisaillement des matériaux et réduire la stabilité.

La vidange du réservoir est l'étape de dimensionnement du parement amont. De même que le remplissage, l'évaluation de la stabilité conduit à une courbe de variation du coefficient de sécurité en cours de vidange. L'état critique de stabilité est atteint avant la vidange totale de la retenue ($3/5H_e$) pour se stabiliser à des niveaux d'eau encore plus bas par la dissipation des pressions et le ressuyage en cours des matériaux du remblai.

On a montré que la plupart des phases de la vie du barrage (remplissage, vidange) ne peuvent pas être simulées correctement par les méthodes LEM ordinaires. Ces méthodes étudient la stabilité de la digue indépendamment du paramètre temps et de l'évolution du comportement du barrage au cours des années en commençant par sa construction.

L'approche globale peut être étendue pour suivre les opérations d'auscultation qui sont effectuées en continu sur les barrages (points de mesure inaccessible sur le barrage). Une telle approche, si elle est alimentée par les résultats de l'auscultation en continue peut fournir l'impact de ces sollicitations mesurées (déformation, déplacement,...) sur l'évolution de la stabilité des versants du barrage.

CONCLUSION GENERALE

1-Travail réalisé

On a rappelé dans ce travail à quel point, la stabilité d'un barrage en terre est conditionnée par la stabilité de ses talus. La stabilité des talus est de son côté influencée par un nombre important de facteurs de natures mécanique, hydraulique, climatique, sismique, etc.

En effet l'expérience a montré que la stabilité des talus des barrages en terre est fortement influencée par :

- 1- Le comportement mécanique des matériaux,
- 2- Les infiltrations qui se réalisent au sein du barrage,
- 3- Les phénomènes d'évapotranspiration et d'infiltration pluviales,
- 4- Le phénomène d'érosion et les solutions qui permettent de le combattre (couvert végétal,...)
- 5- Les sollicitations sismiques de la région.

Pour être réaliste, la prise en charge de la stabilité des talus du barrage devrait ainsi s'inscrire dans une démarche pluridisciplinaire qui associe tous les effets énumérés.

Le caractère pluridisciplinaire se décline de ce fait dans les aspects mécanique des sols, hydraulique, météorologique, agronomique ou bio-agronomique et sismique.

Le travail présenté dans ce mémoire, illustre sur la base d'un exemple simple (barrage de Taksebt) cette approche novatrice d'étude de la stabilité des barrages en terre. Dans ce travail, on a associé uniquement les analyses mécaniques et hydrauliques, qu'on a comparé à l'apport des méthodes traditionnelles de la stabilité des talus. On a montré que l'approche proposée constitue non seulement une avancée pour l'étude de la stabilité des barrages en terre mais aussi pour celle des pentes et talus en général.

Pour mener la modélisation numérique conformément à l'approche présentée, on s'est basé sur des outils adaptés disponibles dans le logiciel 'Geostudio' qui autorise la prise en charge de ces principes (combinaisons des sollicitations,...) au même titre que la plupart des nouveaux outils développés dans ce domaine (Soilvision, Abaqus,...).

Afin de permettre la compréhension des principes avancés et des résultats obtenus, on a préparé et présenté un contenu bibliographique et quelque peu pédagogique.

Ainsi dans une première partie du mémoire, on a présenté une synthèse bibliographique, portant notamment sur le comportement général des barrages en terre, sur les modes de rupture et les phases d'étude de stabilité et sur les méthodes de calcul de stabilité des pentes.

Dans une deuxième partie, on a analysé les limitations des méthodes d'équilibre limite et décrit une nouvelle approche permettant de surmonter et dépasser ces limites. On a illustré aussi dans cette partie la méthode de prise en charge des effets de l'eau dans le sol.

Enfin, dans la troisième partie, on a introduit la nouvelle approche dans l'étude de stabilité des talus des barrages en terre avec une étude paramétrique, afin de faire ressortir l'impact de quelques paramètres sur la stabilité d'ensemble de la digue et celle de ses versants.

Pour illustrer la pertinence de l'approche proposée, on a réalisé l'analyse de la stabilité d'un cas réel d'un barrage en terre zoné avec un noyau central du barrage du Taksebt. On a comparé les résultats de l'approche à ceux donnés par les méthodes traditionnelles. Cette comparaison a fait ressortir l'apport de l'approche présentée dans ce travail.

En effet, on a pu souligner que :

- ✓ La comparaison des résultats obtenus à ceux des analyses ordinaires par les méthodes d'équilibre limite montre des écarts de calcul notables.
- ✓ L'approche pluridisciplinaire adoptée associe et permet la liaison entre les différents champs de contraintes mécaniques et hydriques, ainsi que les champs de déformations résultants au lieu de les étudier séparément comme c'est le cas dans les méthodes conventionnelles.
- ✓ Cette approche permet de simuler toutes les phases de la vie du barrage et en particulier celles qui ne peuvent pas être simulées correctement par les méthodes conventionnelles (remplissage, vidange).
- ✓ Avec cette approche, on peut reproduire correctement par des fonctions temporelles introduites dans les calculs, la réalité des étapes de mise en eau ou de vidange du réservoir en fonction des contraintes rencontrées dans le projet.
- ✓ L'approche globale adoptée est efficace et permet la simulation de toute l'histoire du barrage et l'analyse de la stabilité de ses versants avec une liaison continue entre les différentes facettes de la vie du barrage.
- ✓ La liaison continue entre les phases de la vie du barrage adoptée dans cette approche permet d'avoir des résultats d'analyses combinées de toutes les phases sous forme d'une seule courbe de variation de facteur de sécurité en fonction du temps et non pas des valeurs ponctuelles séparées pour chaque phase du comportement.

En fin, il est utile de souligner que les écarts observés entre les deux approches pluridisciplinaire et conventionnelle auraient été probablement beaucoup plus importants si le barrage étudié était plus sensible aux écoulements (matériaux imperméables moins résistants) comme pour les barrages homogènes que celui du Taksebt.

En sus de ces apports soulignés sur la stabilité des barrages, on a montré que cette approche permet de dépasser plusieurs limitations des méthodes LEM et celle des méthodes en éléments finis isolées (SRM) classiques. La nouvelle approches (LEM-SAM-SEEP) et (SRM-LEM) respectivement, permettant d'associer les principes de la mécanique rationnelle avec les notions d'équilibre limite afin d'aboutir à des champs de contraintes-déformations beaucoup plus réalistes ce qui projette plus de fiabilité sur les résultats.

2- Contribution du mémoire

On a proposé le principe d'une approche pluridisciplinaire dans l'analyse de la stabilité des talus. On a illustré cette approche sur le cas d'un barrage en terre en mettant en avant les aspects mécaniques et hydrauliques.

La contribution de ce mémoire est d'encourager l'adoption d'une telle approche dans les analyses de stabilité des talus en illustrant les divers avantages qu'elle est capable d'apporter :

- L'approche proposée permet de prendre en charge d'une manière plus raisonnable les divers phénomènes sollicitant la stabilité des pentes et talus.

- Ainsi elle permet d'inclure dans une même analyse plusieurs disciplines telles que énumérées ci-dessous en perspectives, elle ouvre des champs d'analyse au sens large du pluridisciplinaire.
- L'approche proposée a l'avantage d'aider à la compréhension des phénomènes et à l'interprétations des résultats. Elle peut être très utile pour tout praticien (ingénieur, expert..) pour une meilleure maîtrise des projets de stabilité des talus.
- Elle permet de simuler plus rigoureusement la contribution des différentes types de renforcement introduites dans le sol et leurs effets engendrée sur la stabilité par étapes de réalisation
- Cette approche peut être complémentaire aux résultats d'auscultation qui sont effectuées en continu sur les barrages (points de mesure inaccessible sur le barrage). Une telle approche, peut fournir l'impact de ces observations et sollicitations mesurées (déformation, déplacement,...) sur l'évolution de la stabilité des versants du barrage.

3- Perspectives de ce travail

A la fin de ce travail, on se rend compte que l'aspect pluridisciplinaire proposé n'a pas été considéré dans toutes les dimensions énoncées dans le cadre de ce mémoire. Quelques perspectives peuvent être envisagées pour la poursuite de l'étude à l'effet de la compléter :

- Cette approche a été appliquée pour l'analyse des talus des barrages en terre. Elle peut de la même manière être utilisée pour les pentes naturelles, talus routiers et autres.
- L'approche globale a été testée pour les charges statiques. Elle peut tout autant être adoptée pour les charges dynamiques et sismiques. L'estimation du comportement sismiques et l'évolution de leur résistance au cisaillement est possible à l'aide d'un autre module de Geostusio (Quake/W).
- Dans ce travail, seuls les infiltrations dues à l'existence du réservoir sont considérées. Les effets de d'autres paramètres susceptibles d'entraîner l'instabilité peuvent être considérées. La pluviométrie et les infiltrations pluviales au cours du temps peuvent être introduites en parallèle avec cette approche dans les analyses de stabilité. Les infiltrations peuvent perturber les régimes d'écoulements dans le barrage.
- L'effet des contaminants et l'envasement sur la stabilité des barrages en terre peut être associé avec les analyses effectuées pour l'étude de stabilité (Ctran/W).
- L'utilisation des techniques douces et vertes (éco-ingénierie), la végétation (renforcement racinaires) pour le renforcement à long terme d'une pente naturelle ou des talus du barrage est très recommandée. En fonction du type de végétation, différentes morphologies de racines peuvent être établies. D'autres types de racines favorisent le risque d'érosion. L'effet de telles plantes sur la stabilité peut être pris en considération par ce type d'approches. Notamment l'établissement des profils hydriques types du terrain permet d'approfondir les influences de l'évapotranspiration des sols en fonction de l'alternance de périodes pluvieuses et sèches (Vadose/W).

Toutes ces études énoncées en perspectives et d'autres peuvent être associées simultanément pour conduire une analyse de stabilité plus représentative de la réalité des talus.

En vu des perspectives proposées, il devient évident que le travail présenté dans ce mémoire ne constitue qu'une petite initiation à ce type d'approches.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ANBT. (2002). *Monographie du barrage de Taksebt. Algerie.*
- Barakat B. (1991). *Instabilité aux écoulements des milieux granulaires, aspects morphologiques et probabilistes. These Ecole centrale de Paris, 135 p.*
- Bendahmane F. (2005). *Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. Thèse de doctorat. Université de Nantes-France.*
- Benouis D.E. (2010). *Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes. Magister. Université de Saida, Algérie.*
- Berilgen M.M. (2006). *Investigation of stability of slopes under drawdown conditions. Elsevier, Computers and geotechnics. Civil engineering, Yildiz technical University, Barbaros Bulvari, Besiktas, Istanbul, Turkey.*
- Blatz J., Graham J. (200). *A system for controlled suction in triaxial tests. Geotechnique, 50, N°4, pp. 465-469.*
- Blondeau F. (1976). *Les méthodes d'analyse de stabilité. Stabilité des talus. Lab. des ponts et chaussées, vol. 1, p. 56.*
- Bocove M. (1991). *Barrage voute: Analyse statique et dynamique des contraintes internes par éléments finis (logiciel IMAGES-3D). Projet de fins d'étude. Ecole polytechnique de Thies.*
- Bouaicha A. (2013). *Simulation numérique de l'effet de tremblement de terre sur les barrages en terre. Magister. Université Mohamed khider –Biskra, Algérie.*
- Bouhlali M. (2006). *Les risques associés aux barrages. Magister, Abou Bakr Belkaid-Telmcen, Algérie.*
- Burland J.B, Ridley A.M. (1996). *The importance of suction in soils mechanics. In twelfth southeast asian geotechnical conference. Kuala Lumpur.*
- Cassan M. (1994). *Aide-mémoire d'hydraulique souterraine. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.*
- CFBR. (2005). *Sécurité des digues fluviales et de navigation. Cemagref.*
- CFBR. (2004). *Comite français des barrages et réservoirs. Cemagref.*
- CFBR. (2012). *Comite français des barrages et réservoirs. Cemagref.*
- Chetti A., Hazzab A., Korichi K. (2011). *Modélisation d'un écoulement diphasique érodant dans un milieu poreux cas de la suffusion. Larhyss journal, issn 1112-3680, N° 09, pp. 83-97.*
- Chowdhury R.N. (1978). *Slope analysis. Elsevier, Amster-Dam.*
- Cui Y.J. (1993). *Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées.*
- Dawson E.M. Roth W.H., Drescher A. (1999). *Slope stability analysis by strength reduction, Geotechnique, vol. 49, N° 6, pp. 835-840.*
- Delage P., Cui Y.J. (2001). *L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection : Techniques de l'ingénieur, C301.*

- Delage P., Cui Y.J. (2001b). *Comportement des sols non saturés*, Extrait de la collection : *Techniques de l'ingénieur C302*.
- Delage P., Suraj De Silva G.P.R., DE LAURE E. (1987). *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés*. *Comptes rendus de la 9ème conférence Européenne de mécanique des sols et des travaux de fondations*, 1, pp. 26-28, Dublin.
- Duncan J.M. (1979). *The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis*. Research Rep. University of California, Berkeley.
- Duncan J.M., Wright S.G. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley and Sons Inc., Hoboken, New Jersey.
- Durand J.M. (1996). *Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique*. Ecole inter-etats d'ingénieurs de l'équipement rural. B.P.7023-Ouagadougou-Burkina Faso.
- Escario, Saez (1986). *The shear strength of partly saturated soils*. *Geotechnique* 36 (3). pp. 453-456.
- Fauchard C., Mériaux P. (2004). *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues: Guide pour la mise en œuvre et l'interprétation*, IREX.
- Femmam H. (2011). *Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus*. Doctorat en science en hydraulique, Université Mohamed Khider-Biskra, Algérie.
- Femmam H., Benmebarek N. (2011). *Effet des drains sur la stabilité des barrages en terre*. *Courrier du savoir*, N°11, pp. 09-15.
- Foster M., Fell R., Spannagle M. (2000). *The statistics of embankment dam failures and accidents*, *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 5, 1000-1024.
- Fredlund D.G. (1981a). *The shear strength of unsaturated soils and its relationship to slope stability problems in Hong Kong*. *Hong Kong Engineer, J. Hong Kong Inst. Engrs.*, April, pp. 37-45.
- Fredlund D.G., Krahn J. (1977). *Comparaison of slope stability methods of analysis*. *Canadian Geotech. Journ.*, vol. 14, N°. 3, p 429-439.
- Fredlund D.G., Krahn J., Pufahl D.E. (1981b). *The relation between limit equilibrium slope stability methods*. *Proc. Int. Conf. SMFE, Stockholm*, 3, pp. 16-409.
- Fredlund D.G., Krahn J., Pufahl D.E. (1981). *The relationship between limit equilibrium slope stability methods*. In *Proceedings of the 10th conference of the international society for soil mechanics and foundation engineering (ISSMFE)*, Stockholm, Sweden, vol. N°. 3, pp. 409-416.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. *ASCE J. Soil mech. And found. Eng.*, GT 5, pp. 447-466.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R., Widger A. (1978). *Shear strength of unsaturated soils*. *Canadian geotechnical journal* 15(13), pp. 313-321.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. A wiley interscience publication, John Wiley and Sons, Inc. p.517.
- Fredlund D.G., Xing A., Fredlund M.D., Barbour S.L. (1996). *The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil water characteristic curve*. *Canadian geotechnical journal*, vol. 33, pp. 440-448.

- Fry J.J., Vogel A., Royet P., Courivaud J.R. (2012). *Dam failures by erosion: Lessons from ERINOH data bases. 6th International Conference on Scour and Erosion, Paris, France, N° 290, pp. 8.*
- Garner S.J., Sobkowiez J.C. (2002). *Internal instability in gap-graded cores and filters. Congrès annuel 2002 de l'ACB, Victoria, BC, Canada, Association canadienne des barrages.*
- Gens A., Olivella S. (2001). *THM phenomena in saturated and unsaturated porous media, Fundamentals and formulation. Environmental geomechanics, Revue Française de génie civil, Vol. 5 N°6, pp. 693-717.*
- Griffiths D.V., and Lane P.A. (1999). *Slope stability analysis by finite elements, Geotechniques, vol. 49, N° 3, pp. 387-403.*
- Guidoux C. (2007). *Développement et validation d'un système de détection et de localisation par fibres optiques de zones de fuite dans les digues en terre. Phd. Université Joseph Fourier. France.*
- Haghighi I. (2012). *Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion des sols: Développement d'essais et applications pratiques. Thèse de doctorat. Université Paris-Est. France*
- Harr M.E. (1962). *Groundwater and seepage. Mc GRAW- Hill Book Company, New York.*
- Harry R.C. (1968). *Seepage, Drainage and Flow Nets. John Wiley et Sons.*
- Hendra J. (2009). *Earthquake-induced deformations of earth dams. Seminar on Seismology and Earthquake Engineering, Australian Geomechanics ,1-16.*
- Jennings J.E. (1960). *A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. Proceedings of the conference on the pore pressure and suction in soils, Butterworth, London, pp. 26-30.*
- Jossemaume H. (1986). *Digue en terre. JELPC, hydrau pp. 199-214.*
- Khalili N., Khabbaz M.H. (1995). *On the theory of three-dimensional consolidation in unsaturated soils, Proceedings of the 1th international conference on unsaturated soils UNSAT'95, Paris, 3, p. 745-750, Presses ENPC.*
- Krahn J. (2008). *SLOPE/W. A software package for slope stability analysis, ver. 4. Geo-Slope International, Calgary, Alta. Canada.*
- Krahn J. (2009). *Sigma/W. A software package for finite element stress and deformation analysis, ver 4. Geo-Slope International, Calgary, Alta.*
- Krahn J. (2013). *SEEP/W. A software package for finite element seepage modeling, ver 4. Geo-Slope International, Calgary, Alta.*
- Lafleur J. (1999). *Selection of géotextiles to filter broadly graded cohesion less soils. Geotextiles and geomembranes, vol 17, p. 229-312.*
- Lambe T.W. (1973). *Predictions in soils engineerings, Geotechnique, 23.*
- Lambe W.T. (1958). *The structure of compacted clay. Journal of the soils mechanics and foundations division, proceeding of the american society of civil enginners, N°1654, pp. 1-34.*
- Lancellotta R. (1995). *Geotechnical engineering. A.A. Balkema/Brookfield.*
- Lane E.W. (1975). *Security from underseepage masonry dams on earth foundations. Trans. Asce. Vol. 100, pp. 12-57.*

- Lautrin D. (2002). *Vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre*. Cemagref éditions, 239 p.
- Lautrin D. (2003). *Vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre*, p. 208.
- Le Delliou P. (2003). *Les barrages : Conception et maintenance*. Presses Universitaires de Lyon, ENTPE. Science de l'ingénieur. 270 p.
- Li X.L. (2000). *Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non sature*, Thèse de doctorat, Université de Liège. Belgique
- Mallet C., Pacquant J. (1951). *Les barrages en terre*. Editions Eyrolles, Paris.
- Marcel F. (1977). *Ecoulement dans les milieux poreux*. Note de cours, Université de Laval, Département de génie civil.
- Masekanya J.P. (2008). *Stabilité des pentes et saturation partielle, Etude expérimentale et modélisation numérique*. Thèse de doctorat, Université de Liège.
- Mathieu P. (1987). *Etude de solutions de drainage de barrage en terre*. The Ninth European conference on soil mechanics and foundation engineering, Dublin.
- Maurice J.D., Paul R., Mériaux P. (1999). *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale*. Editions Quae, 1 janv.
- MEDD. (2004). *Ministère de l'écologie et du développement durable. Les ruptures de barrage*. Document d'information. France.
- Midas GTS NX. (2014). *Slope stability analysis using SRM, LEM*. Video May 15.
- Oberg A.L. (1996). *Improving engineering practice of slope stability for unsaturated soils*. Proc. of the 7th Int. Symposium in landslides, pp. 1481-1486, Trondheim.
- Panel R. (1965). *Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils*. In sydney butterworth, editor, *moisture equilibria and moisture changes in soils beneath coverde areas*, pp. 7-21.
- Philipponat G., Hubert B. (2000). *Fondations et ouvrages en terre*. 2ème edition. Eyrolles, France.
- Pinyol N.M, Alonso E.E, Olivella S. (2008). *Rapid drawdown in slopes and embankments*. Water resources research, vol. 44, pp. 1-22.
- Popescu M. (1978). *L'analyse comparative des méthodes de calcul de la stabilité des talus*. Hydrotechnique, vol. 23, N°. 4, p. 76.
- Rahmani N. (2011). *Méthodes stochastiques de calcul de stabilité des pentes*. Magister, Université Mouloud Mammeri-Tizi-ouzou, Algérie.
- Reynaga M.r. (2003). *Internal erosion et 'el Batan' Dam*. Mexico. Consulting team national water commission.
- Rodríguez, Bernardo, La Rosa, Santos. (2004). *Manuel de conception et projets typiques des digues en terre*. ANB, Tecnica Hidraulica,S.A. Alger. (version française).
- Schlosser F. (1988). *Eléments de mécanique des sols*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Schneebeli G. (1987). *Hydraulique souterraine*. Editions Eyrolles, Paris.
- Stephens T. (2010). *Manual on small earth dams. A guide to siting, design et construction* (FAO irrigation et drainage paper N64). Original edition, food and agriculture organization of united nations.
- Terzaghi K., Peck R.B. (1957). *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment*, Dunod, Paris.

- USACE . (2003). Engineering and design, Slope stability. Departement of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, Manual N°11110-2-1902. 31 octobre.*
- USBR. (1987). Design of small dams, Third edition. USA: United states department of the interior. Bureau of Reclamation.*
- Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., Clifton A.W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian geotechnical journal, vol. 33, pp. 379-392.*
- Zegen W., Xiaoyoung J. (2012). Computational accuracy impact factors of slope stability safety factor and finite element strength reduction method. EJGE, vol. 17, Bund.x. pp. 3547-3558.*
- Zheng Y.r., Chen Z.y., Wang G.x. (2010). Engineering treatment of slope and landslide. China communications press.*