

Modélisation numérique du comportement hydro-mécanique de la zone instable du versant de Triesenberg (Liechtenstein)



Travail de diplôme

Bertrand FRANCOIS

Juin 2004

Université d'origine : Université de Liège (Belgique)

Lieu du travail : Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse)
Laboratoire de mécanique des sols

Promoteurs : L. Laloui (EPFL)
Ch. Bonnard (EPFL)
R. Charlier (Ulg)

Lausanne, juin 2004

Remerciements

Ce travail de diplôme a été effectué dans le cadre d'un échange « Erasmus » entre l'Université de Liège (Ulg), mon université d'origine, et l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Ainsi, je remercie le Professeur R. Charlier du département Géomac de l'Ulg et le Dr. L. Laloui du Laboratoire de mécanique des sols (LMS) de l'EPFL sans qui cet échange n'aurait pas pu voir le jour.

Ensuite mes remerciements vont à l'ensemble du personnel des Laboratoires de mécanique des sols et des roches qui m'ont accueilli, permis d'évoluer dans un environnement de travail très agréable et conseillé tout au long de cette étude. J'aimerais tout particulièrement remercier Messieurs le Dr. Lyesse Laloui et Christophe Bonnard qui m'ont défini une ligne de conduite et fait bénéficier de leurs nombreuses connaissances, de leur rigueur scientifique et de leur esprit critique tout au long de ce travail. En parallèle à ces personnes, je remercie également les Dr. Stéphane Commend et Françoise Geiser de la société GeoMod Ingénieurs Conseils s.a. qui grâce à leurs nombreux conseils, m'ont permis de me familiariser avec la modélisation par éléments finis.

Un grand merci également aux personnes grâce à qui j'ai pu obtenir toutes les données nécessaires à cette étude ; je pense en particulier à Mademoiselle Caroline Sierro et à Monsieur le Dr. Laurent Tacher du Laboratoire de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (GEOLEP), ainsi qu'au Dr. R. Bernasconi du bureau du même nom à Sargans et à son associé, Monsieur Kaspar Papritz qui a pris de son temps pour m'accompagner lors de ma visite sur le terrain.

Enfin, mes derniers remerciements, brefs mais ô combien importants, vont aux personnes qui me sont chères en Belgique et qui m'ont soutenu à distance tout au long de ce travail.

Table des matières

TABLE DES MATIÈRES	I
LISTE DES FIGURES	IV
1. PREAMBULE	1
2. INTRODUCTION	2
2.1. GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN	2
2.1.1. DEFINITIONS	2
2.1.2. CAUSES DES INSTABILITES DE TERRAIN	3
2.1.3. CONSEQUENCES DES INSTABILITES DE TERRAIN	4
2.2. POSITION DU PROBLEME	5
2.2.1. APPROCHE PLURIDISCIPLINAIRE	5
2.2.2. DIFFERENTES APPROCHES GEOTECHNIQUES POSSIBLES	6
La méthode dites « des tranches »	6
Les approches probabilistes	7
La méthode des éléments finis	7
2.2.3. L'APPROCHE RETENUE POUR NOTRE ETUDE	9
2.2.4. FORMULATION MATHEMATIQUE DU PROBLEME	9
Comportement hydromécanique : Equations de base	9
Philosophie de la modélisation par éléments finis	14
Interaction hydro-mécanique : 2 types d'approche	15
3. PROBLEMATIQUE	16
3.1. INTRODUCTION	16
3.2. LES ETAPES DU TRAVAIL	16
3.2.1. INVENTAIRE DES DONNEES REQUISES POUR LA MODELISATION	16
3.2.2. PREMIERE PHASE DE MODELISATION DU VERSANT	16
3.2.3. DEUXIEME PHASE DE MODELISATION DU VERSANT	17
3.2.4. ETABLISSEMENT D'UNE CARTE PRELIMINAIRE DES ZONES INSTABLES	17
3.2.5. MESURES DE CONFORTATION	17
3.2.6. RECOMMANDATIONS SUR LA GESTION DES TERRAINS INSTABLES	17
3.3. OBJECTIFS DU TRAVAIL	18
4. GLISSEMENT DE TRIESENBERG	19
4.1. INTRODUCTION	19
4.2. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU GLISSEMENT	19
4.2.1. GENERALITES	19
4.2.2. GEOMETRIE	20
Topographie	20

Morphologie	20
Occupation du territoire	21
4.2.3. GEOLOGIE	22
4.2.4. HYDROGEOLOGIE	22
4.2.5. GEOTECHNIQUE	23
4.2.6. CINEMATIQUE	27
5. MODELISATION CONSTITUTIVE	29
5.1. INTRODUCTION	29
5.2. LE MODELE DE MOHR-COULOMB	29
5.3. LE MODELE CAP	30
5.4. LE MODELE « MODIFIED CAMCLAY »	33
5.5. SIMULATION NUMERIQUE DES ESSAIS REALISES AU LABORATOIRE	35
5.5.1. SIMULATION D’ESSAIS DE COMPRESSION TRIAXIALE	36
5.5.2. SIMULATION D’UN ESSAI DE CONSOLIDATION A L’OEDOMETRE INCREMENTAL	39
5.5.3. CONCLUSIONS DE CES SIMULATIONS	41
5.6. CRITIQUE DE CETTE MODELISATION CONSTITUTIVE	43
6. MODELISATION 2D	44
6.1. CHOIX DE LA COUPE	44
6.2. DONNEES POUR LA RESOLUTION NUMERIQUE	45
6.2.1. GEOMETRIE	45
6.2.2. MAILLAGE	45
6.2.3. CONDITIONS DE BORD	46
6.2.4. TYPE D’ANALYSE HYDRO-MECANIQUE	48
6.2.5. MATERIAUX	48
6.3. INTERPRETATIONS	50
6.3.1. CONDITIONS HYDRAULIQUES FICTIVES	50
Montée uniforme de la nappe	50
Phase de crise et de freinage	54
Comparaison des modélisations avec et sans la zone affaissée	57
Comparaison entre le maillage normal et le maillage raffiné à la base	58
Influence de divers paramètres	58
Conclusions	60
6.3.2. CAS DE LA PENTE INFINIE	61
Etude analytique	62
Etude par éléments finis	63
Conclusions	66
6.4. CONCLUSIONS	67
7. MODELISATION 3D	68
7.1. ANALYSE MORPHOLOGIQUE PREALABLE	68
7.2. DONNEES POUR LA RESOLUTION NUMERIQUE	71
7.2.1. GEOMETRIES	72
7.2.2. MAILLAGES	72

7.2.3.	CONDITIONS DE BORD	73
7.2.4.	TYPE D'ANALYSE HYDRO-MECANIQUE	74
7.2.5.	MATERIAUX	74
7.3.	INTERPRETATIONS	75
7.3.1.	CONDITIONS HYDRAULIQUES FICTIVES	75
7.3.2.	CONDITIONS HYDRAULIQUES REELLES	77
	Considérations préalables	77
	Modélisation avec le matériau rendu élastique dans la « zone à problèmes »	80
	Modélisation avec une nappe rabattue dans la « zone à problèmes »	84
7.4.	CRITIQUE DE LA MODELISATION 3D	89
7.5.	CONCLUSIONS	92
8.	<u>ETABLISSEMENT D'UNE CARTE DES ZONES INSTABLES</u>	93
8.1.	INTRODUCTION	93
8.2.	COMPARAISON DES RESULTATS DES MODELISATIONS AVEC LES DEPLACEMENTS REELLES	94
8.3.	CARTE PRELIMINAIRE DES ZONES INSTABLES	96
9.	<u>RECHERCHE DE SOLUTIONS D'ASSAINISSEMENT</u>	97
9.1.	DIFFERENTES TECHNIQUES UTILISEES POUR LA STABILISATION DE PENTE	97
	Travaux de terrassement	97
	Ancrages	98
	Drainages	98
	Diverses techniques secondaires	101
	Conclusions	102
9.2.	TECHNIQUES ENVISAGEABLES DANS NOTRE CAS	102
9.3.	RECHERCHE D'UN NIVEAU DE NAPPE ACCEPTABLE PAR LA MODELISATION 3D	103
9.3.1.	CONDITIONS HYDRAULIQUES	103
9.3.2.	RESULTATS DE LA MODELISATION 3D	105
9.4.	CONCLUSIONS	106
10.	<u>RECOMMANDATIONS SUR LA GESTION DE TERRAINS INSTABLES</u>	108
10.1.	GESTION DES RISQUES NATURELS	108
10.2.	GESTION DES RISQUES LIES AUX GLISSEMENTS DE TERRAIN	110
10.3.	APPLICATION AU VERSANT INSTABLE DE TRIESENBERG	111
11.	<u>CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES</u>	112
11.1.	CONCLUSIONS GENERALES	112
11.2.	PERSPECTIVES	113
	<u>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u>	114

Liste des figures

Figure 2-1 : Dégâts sur les ouvrages (Versant de Triesenberg)	5
Figure 2-2 : La méthode des tranches en rupture circulaire (Charlier R., 2001)	7
Figure 2-3 : Schématisation d'un milieu triphasique - Approximation en un milieu biphasique	10
Figure 2-4 : Equilibre mécanique d'un élément	10
Figure 2-5 : Relation liant le degré de saturation à la pression	12
Figure 2-6 : Relation liant le coefficient de perméabilité au degré de saturation et à la pression	12
Figure 2-7 : Discrétisation en éléments finis (Mestat P., 1993)	14
Figure 4-1 : Localisation du versant instable de Triesenberg (Tullen P., 2002)	19
Figure 4-2 : Profil en long de la coupe utilisée pour la modélisation 2D	21
Figure 4-3 : Coupe géologique du versant de Triesenberg (Tullen P., 2002 d'après Bernasconi R.)	22
Figure 4-4 : Pression à la base du glissement le long de la coupe utilisée pour la modélisation 2D	23
Figure 4-5 : Localisation des prélèvements des échantillons 5966-1, 5966-2, 5966-9	24
Figure 4-6 : Répartition des déplacements à moyen terme (+/- 15 ans)	28
Figure 5-1 : Critère de plasticité de Mohr-Coulomb	29
Figure 5-2 : Surface de plasticité du modèle CAP	32
Figure 5-3 : Surface de plasticité du modèle « modified Camclay »	33
Figure 5-4 : Modified CamClay : Forme de la surface de plasticité dans le plan déviatorique	33
Figure 5-5 : Modélisation d'un essai de compression triaxiale	36
Figure 5-6 : Simulation des essais de compression triaxiale pour 3 contraintes de préconsolidation (300, 500 et 800 kPa) - Comparaison avec les courbes issues des essais en laboratoire	38
Figure 5-7 : Modélisation d'un essai de consolidation à l'oedomètre incrémental	39
Figure 5-8 : Simulation de l'essai de consolidation à l'oedomètre incrémental - Courbe ($\Delta H - \ln \sigma'$) Comparaison avec la courbe issue des essais de laboratoire	40
Figure 5-9 : Simulation de l'essai de consolidation à l'oedomètre incrémental - Courbe ($e - \ln \sigma'$) Comparaison avec la courbe issue des essais de laboratoire	41
Figure 6-1 : Axe de la coupe utilisée dans la modélisation en 2D (Tullen P., 2002)	44
Figure 6-2 : Maillage 2D - Détails	46
Figure 6-3 : Maillage 2D régulier / raffiné à la base du glissement	46
Figure 6-4 : Force de butée à l'aval du glissement	47
Figure 6-5 : Condition hydraulique fictive - Charge / décharge - Initialisation à un niveau de 15 m sous la topographie	47
Figure 6-6 : Conditions de bord	48
Figure 6-7 : Condition hydraulique fictive : Montée linéaire de la nappe	50
Figure 6-8 : Niveau de la nappe au sommet du glissement avant imposition des pressions au niveau de la surface topographique	51
Figure 6-9 : Modélisation 2D : Montée uniforme de la nappe - Localisation de la zone de forte activité au sommet du glissement	52
Figure 6-10 : Modélisation 2D : Montée uniforme de la nappe - Déplacement en surface de la zone la plus active (abscisse 2600 m)	52
Figure 6-11 : Phénomène de gonflement	53
Figure 6-12 : Phénomène de retour vers l'amont du glissement	54
Figure 6-13 : Phase de charge - décharge : Déplacements - Comparaison du modèle CAP et modified CamClay	55
Figure 6-14 : Phase de charge - décharge : Initialisation des contraintes pour une nappe au niveau -11 m : Comparaison des modèles Cap et modified CamClay	56
Figure 6-15 : Comparaison de la localisation des zones de fortes activités dans les cas avec et sans affaissement	57
Figure 6-16 : Irrégularités des pressions à la base du glissement en régime transitoire	59
Figure 6-17 : Pente infinie : équilibre mécanique d'une élément (Charlier R., 2001)	62
Figure 6-18 : Pente infinie : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de la nappe	63
Figure 6-19 : Pente infinie - Modélisation par éléments finis : Maillage	63
Figure 6-20 : Pente infinie - Montée linéaire de la nappe : Déplacements	64

Figure 6-21 : Pente infinie - Phases de charge et décharge - Modèles CAP et modified CamClay : Déplacements	65
Figure 6-22 : Pente infinie : Déformée	66
Figure 7-1 : Analyse morphologique du versant	68
Figure 7-2 : Localisation des trois zones de forte activité	69
Figure 7-3 : Evolution de l'épaisseur de la masse glissée selon deux coupes transversales	70
Figure 7-4 : Irrégularités dans les courbes de niveaux	71
Figure 7-5 : Visualisation du maillage 3D	73
Figure 7-6 : Conditions hydrauliques fictives : Glissement 1 - Distribution des déplacement avant divergence pour une nappe parallèle à la topographie	76
Figure 7-7 : Conditions hydrauliques fictives : Glissement 2 - Distribution des déplacement avant divergence pour une nappe parallèle à la topographie	76
Figure 7-8 : Conditions hydrauliques fictives : Glissement 3 - Distribution des déplacement avant divergence pour une nappe parallèle à la topographie	76
Figure 7-9 : Glissement 1 : Pression négative (compression) au niveau de la topographie	78
Figure 7-10 : Glissement 2 : Pression négative (compression) au niveau de la topographie	78
Figure 7-11 : Zones rendues élastiques dans la « zone à problèmes »	79
Figure 7-12 : Rabattement de la nappe dans la « zone à problèmes » : Vue schématique	79
Figure 7-13 : Glissement 1 : Distribution des déplacements avec la « zone à problèmes » rendue élastique	80
Figure 7-14 : Glissement 2 : Distribution des déplacements avec la « zone à problèmes » rendue élastique	81
Figure 7-15 : Glissement 3 : Distribution des déplacements avec la « zone à problèmes » rendue élastique	82
Figure 7-16 : Glissement 3 : Champs de pression au niveau de la surface topographique	82
Figure 7-17 : Glissement 1 : Distribution des déplacements avec le champ de pression modifié	84
Figure 7-18 : Glissement 1 : Evolution du déplacement de deux points à la surface des zones actives en fonction du temps	85
Figure 7-19 : Glissement 1 : Evolution de la pression en deux points de la base du glissement dans les zones actives	85
Figure 7-20 : Glissement 2 : Distribution des déplacements avec le champ de pression modifié	86
Figure 7-21 : Glissement 2 : Evolution du déplacement d'un point à la surface de la zone active en fonction du temps	86
Figure 7-22 : Glissement 2 : Evolution de la pression en un point de la base du glissement dans la zone active	87
Figure 7-23 : Glissement 3 : Distribution des déplacements avec le champ de pression modifié	88
Figure 7-24 : Glissement 3 : Evolution du déplacement de deux points à la surface des zones actives en fonction du temps	88
Figure 7-25 : Glissement 3 : Evolution de la pression en deux points de la base du glissement dans les zones actives	88
Figure 7-26 : Evolution des pressions à différentes profondeurs dans le massif - Phénomènes d'amortissement	90
Figure 8-1 : Comparaison qualitative des zones instables ressortant de la carte des distributions des vitesses à moyen terme et des modélisations	94
Figure 8-2 : Zones d'activités secondaires	95
Figure 8-3 : Carte préliminaire des zones instables	96
Figure 9-1 : Recherche d'un niveau de nappe « acceptable » : Représentation schématique du profil de la nappe	103
Figure 9-2 : Recherche d'un niveau de nappe « acceptable » : Distribution des pressions au niveau de la topographie	104
Figure 9-3 : Recherche d'un niveau de nappe « acceptable » : Evolution du niveau de la nappe	104
Figure 9-4 : Recherche d'un niveau de nappe acceptable : Glissement 1 - Localisation des instabilités	105
Figure 9-5 : Recherche d'un niveau de nappe acceptable : Glissement 2 - Localisation des instabilités	105
Figure 9-6 : Recherche d'un niveau de nappe acceptable : Glissement 3 - Localisation des instabilités	106
Figure 10-1 : Exemple de carte de risque (Projet d'école, Duti, 1985)	109

1. Préambule

Les instabilités de versant sont des phénomènes que l'on rencontre assez fréquemment à la surface du globe. Ils sont surtout concentrés dans les régions montagneuses, là où la pente des terrains est assez prononcée. On estime qu'en Suisse, les zones instables occupent plus de 6% du territoire (*Noverraz F., Bonnard Ch., 1990*).

Ces manifestations, lorsqu'elles se produisent dans des régions où l'homme s'est établi, peuvent être assez dommageables pour les infrastructures. Le souhait de la population occupant les lieux est donc de parvenir à maîtriser le versant afin de diminuer tous ces désagréments et en particulier, les effets néfastes sur les ouvrages.

Cela a donc incité l'ingénieur à se pencher sur ces phénomènes afin d'en comprendre les mécanismes et de pouvoir à terme tenter de stabiliser les masses en mouvement. Les méthodes utilisées pour ce genre d'étude ont évolué avec le temps, depuis la simple détermination d'un coefficient de sécurité globale, jusqu'à la prédiction des champs spatio-temporels des vitesses de glissement.

Ce présent rapport porte sur l'étude d'un versant particulier, bordant la vallée du Rhin, sur lequel est implanté le village de Triesenberg dans la principauté du Liechtenstein. Les différents paragraphes abordés ci-dessous nous permettront d'étudier les phénomènes de plus en plus précisément, depuis une description générale de ce qu'est un glissement de terrain, jusqu'à la recherche d'une solution d'assainissement du versant qui nous préoccupe.

Le chapitre 2 définit ce qu'est un glissement de terrain, les méthodes dont dispose l'ingénieur pour les étudier ainsi que les fondements mathématiques de la méthode que nous utiliserons. Cette première partie reste donc très générale sans jamais faire référence au versant qui nous préoccupe. Cela permet donc de jeter les bases afin de se familiariser avec les mécanismes principaux et de mieux comprendre les développements ultérieurs.

Le chapitre suivant expose les différentes étapes de l'étude. Cela permet de fixer les idées en établissant un cheminement, un fil conducteur suivi tout au long de l'étude et aboutissant aux objectifs que nous nous sommes fixés.

Ces différents concepts étant fixés, nous aborderons ensuite l'étude du glissement qui nous préoccupe selon le fil conducteur suivant : dans un premier temps, un recueil des données disponibles accompagné d'une simulation numérique d'essais en laboratoire afin de caractériser au mieux les matériaux en place, suivi d'une modélisation numérique en 2 dimensions, puis en 3 dimensions, ce qui nous conduira à un champ de vitesse des mouvements et nous permettra d'envisager des solutions de confortation du versant.

2. Introduction

2.1. Généralités sur les glissements de terrain

2.1.1. Définitions

D'une manière générale, le terme « glissement de terrain » regroupe plusieurs phénomènes d'instabilité de versant assez différents de par leur nature (*Collas G., Pilot G., mars 1976*). Le comité international de géologie de l'ingénieur a fait ressortir quatre grandes familles d'instabilité :

- *Les écroulements* : Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Ceux-ci se produisent de façon discontinue dans le temps, assez rarement mais peuvent avoir des conséquences catastrophiques.
- *Les coulées* : Elles peuvent être assimilées à des problèmes de transport de matériaux par l'eau. Ces mouvements sont donc très rapides et dévastateurs pour les ouvrages se trouvant dans la trajectoire.
- *Les glissements proprement dits* : Ce sont des mouvements de terrain se produisant au sein de matériaux généralement assez meubles. Ils peuvent s'étendre sur une superficie importante (plusieurs km²). Ils possèdent une surface de rupture nettement définie et identifiable. C'est au niveau de celle-ci que s'établit la partie essentielle du cisaillement créé par le mouvement.
- *Les phénomènes de fluage* : Ils créent le même type de mouvement en surface que les glissements. Cependant, dans ce cas, il n'existe pas de surface de rupture et les déplacements dans le massif en mouvement sont continus. Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués.

Ceci n'est qu'une première classification assez large des phénomènes d'instabilité de versant. Il existe une multitude d'autres différenciations plus détaillées mais celles-ci ne rentrent pas dans le cadre de cette introduction générale.

Dans ce travail, nous nous concentrerons exclusivement sur le cas des **glissements proprement dits** et plus particulièrement sur les **mouvements lents** (quelques centimètres par an). En effet, c'est ce phénomène qui est observé sur le versant de Triesenberg.

Ces mouvements lents sont variables dans le temps et dans l'espace et se déroulent sur des périodes assez longues (pouvant aller jusqu'à des milliers d'années). La lenteur des déplacements les rend difficilement perceptibles à première vue ; la pente paraît souvent stable, alors qu'elle bouge suffisamment pour que des détériorations de surface apparaissent au bout d'un certain temps.

Ces phénomènes se développent généralement dans les premiers mètres, voire dizaines de mètres, des couches sédimentaires superficielles. La surface de glissement peut être plane, circulaire ou comme dans la plupart des cas, assez irrégulière. Cette irrégularité découle de l'hétérogénéité du terrain, souvent renforcée par les nombreux mouvements ancestraux du versant provoquant ainsi un « malaxage » des matériaux en place. En réalité, le mot « surface » de glissement est employé abusivement. En effet, ce n'en est pas une à proprement parlé car elle se développe sur une certaine épaisseur (généralement de l'ordre du mètre) qui constitue le point faible du massif. C'est donc à ce niveau que se localisent principalement les déformations. Cependant, en comparaison avec les dimensions générales du glissement, l'épaisseur de cette zone est assez faible ce qui incite à l'assimiler à une surface.

2.1.2. Causes des instabilités de terrain

Les causes des glissements de terrain peuvent être regroupés en trois catégories principales (*Tullen, 2002*) : les facteurs de prédisposition, les facteurs aggravants et les facteurs déclenchants.

Les facteurs de prédisposition

Ces facteurs sont des caractéristiques intrinsèques du versant qui restent donc constantes au cours du temps. Les propriétés géologiques du site, la géométrie et les caractéristiques géotechniques des différents matériaux ont été déterminés par l'histoire géologique de la région et peuvent constituer des dispositions défavorables à la stabilité du versant.

Les facteurs aggravants

Dans cette catégorie, on trouve les processus climatologiques (nature et quantité des précipitations, altitude de l'isotherme 0°, ...) ainsi que les actions anthropiques (déforestation, modification du relief, surcharge de certaines zones due à l'urbanisation, ...). Ces évolutions, agissant généralement à moyen terme sur l'échelle de temps du glissement (de 10 à 1000 ans), peuvent avoir une action néfaste sur la stabilité.

Les facteurs déclenchants

Ce sont eux qui initient le mouvement et qui crée la variation des vitesses de glissement en fonction du temps. On pense, par exemple, aux montées subites du niveau de la nappe provoquée par la fonte des neiges ou par des précipitations importantes et créant ainsi une augmentation des pressions interstitielles. Des effets sismiques ou la suppression de la butée en pied de versant due à l'érosion par les rivières peuvent également activer le mouvement. Ces facteurs déclenchant sont donc des événements défavorables de courte durée qui peuvent

diminuer de façon très importante le coefficient de sécurité et compromettre ainsi l'état d'équilibre du versant.

En résumé, nous pouvons donc dire que c'est l'effet cumulé de ces trois facteurs qui peut entraîner une instabilité du versant. Les prédispositions du site induisent initialement un coefficient de sécurité relativement bas et ceci peut être accentué par des événements de plus courte durée qui amènent le coefficient de sécurité proche de l'unité et créent ainsi des désordres dans le sous-sol.

2.1.3. Conséquences des instabilités de terrain

Le sujet qui nous préoccupe, les mouvements lents, provoque très rarement des dommages catastrophiques tels que des pertes de vies humaines ou des effondrements complets d'ouvrages. Néanmoins, ces phénomènes entraînent souvent des désagréments importants pour l'homme et pour son habitat. Ce sont d'ailleurs ces effets néfastes qui ont incité l'ingénieur à étudier de façon plus détaillée les glissements de terrain afin de tenter de mieux les comprendre pour, à terme, essayer d'en diminuer les effets.

Dans les désagréments les plus souvent rencontrés, on trouve (*Duti, projet d'école, 1985*):

Conséquences sur les ouvrages et les constructions

La répartition spatiale des mouvements crée à la base des ouvrages des déplacements différentiels pouvant conduire à des fissurations, des déformations ou des défauts d'assise qui s'accroissent dans le temps. Cela peut nuire à l'esthétique mais aussi au bon usage des habitations, des voies de transport, des ouvrages d'égouttage, etc. (*Figure 2-1*).

Conséquences sur le terrain lui-même

Il se crée généralement en surface des modifications morphologiques du terrain (bourrelets, fissures, affaissements, ...) qui entraînent des désordres superficiels tel que des détournements de ruisseau, des cultures agricoles inexploitable, etc.

Conséquences sur l'aménagement du territoire

Au sein de zones instables, les autorités ont de plus en plus tendance, et il en est fort bien ainsi, à interdire la construction de certains ouvrages par crainte d'une dégradation accélérée de ceux-ci due au glissement. L'instabilité de versant peut donc être un frein au développement démographique et économique d'une région.

A titre d'exemple, voici quelques vues des dégâts sur les ouvrages que l'on peut observer sur le versant de Triesenberg :



Figure 2-1 : Dégâts sur les ouvrages (Versant de Triesenberg)

2.2. Position du problème

2.2.1. Approche pluridisciplinaire

L'approche de phénomènes tels que les glissements de terrain demande une étude pluridisciplinaire. Cela nécessite donc une collaboration étroite entre spécialistes de différents domaines (*Duti, Projet d'école, 1985*). De nombreux versants instables ont déjà été étudiés en Suisse et dans le monde entier et il a toujours été constaté qu'afin de cerner au mieux les phénomènes d'instabilité, un regroupement de divers spécialistes organisés autour d'un même but menait aux meilleurs résultats. Chaque discipline intervenant dans leur analyse est complémentaire de l'autre et contribue à mieux comprendre le comportement des instabilités de pente.

L'appréhension des terrains instables comporte une multitude d'étapes regroupant plusieurs disciplines. Initialement, la présence d'un versant en mouvement est détectée par des manifestations en surface (affaissements, bourrelets, érosion, fissurations des ouvrages,...). Ensuite, une délimitation des zones instables et la réalisation d'un relevé topographique sur cette zone sont nécessaires afin, part la suite, de permettre une implantation idéale des reconnaissances souterraines (carottages, piézomètres, inclinomètres,...). Les résultats inclinométriques et piézométriques doivent être étudiés en fonction du temps et mis en relation avec toute une série de données climatiques (précipitations, température, fonte des neiges,...). Une fois toutes ces informations obtenues, il est alors nécessaire de les

interpréter afin de définir la profondeur de glissement, la structure du terrain, les conditions hydrogéologiques et les caractéristiques mécaniques des matériaux. Grâce à toutes ces données, une modélisation géotechnique devient possible et permet de déterminer les paramètres majeurs influençant les forces stabilisantes et les forces motrices du glissement. On peut ainsi en tirer une carte des zones instables. Enfin, des mesures de confortation peuvent être envisagées afin de tenter de stabiliser la masse en mouvement.

Nous pouvons donc constater l'aspect pluridisciplinaire de l'approche de versants instables. Il doit donc exister une véritable interaction entre les différents spécialistes menant finalement à un but commun.

Dans notre cas, pour l'étude de la zone instable du versant de Triesenberg, ce glissement est suivi depuis 1996 par le bureau du Dr. R. Bernasconi (Sargans SG). Un certain nombre de campagnes de reconnaissance ont donc déjà été entreprises et les données nécessaires à la modélisation géotechnique sont disponibles. Les différentes données hydro-géologiques issues des reconnaissances in situ ont été interprétées par C. Sierro (doctorante dans le service de géologie de l'EPFL). Notre tâche est donc, grâce à la connaissance des niveaux piézométriques et de leur évolution dans le temps, de simuler les effets de l'évolution hydraulique sur le comportement mécanique du glissement (déplacement et contrainte effective).

2.2.2. Différentes approches géotechniques possibles

Le géotechnicien désirant comprendre et faire ressortir les caractéristiques d'un glissement de terrain (vitesse de déplacement, risque de rupture, effet de l'eau dans le terrain, ...) est toujours amené à simplifier la réalité afin de la réduire à un modèle de calcul. En effet, la complexité des phénomènes impose à l'ingénieur d'extraire les données principales afin de les implémenter dans des théories plus ou moins évoluées en fonction du niveau de précision et du type d'information qu'il veut obtenir.

Parmi les modèles de calcul généralement utilisés pour l'étude de glissement de terrain lent, on distingue (*Vulliet, 2003*) :

La méthode dites « des tranches »

Le massif est divisé en tranche dont l'équilibre global est analysé en admettant un coefficient de sécurité global pour toute la pente. Plusieurs méthodes existent qui se distinguent par le type d'hypothèses simplificatrices introduites dans le modèle. On peut citer des méthodes assez simplifiées telles que Fellenius, Bishop ou Janbu ou un peu plus évoluées comme celles de Morgenstern et Price, permettant de traiter des surfaces de rupture quelconques.

Deux situations distinctes peuvent alors se présenter. Soit la surface de rupture est connue et la méthode nous permet directement d'en déduire un coefficient de sécurité, soit cette surface n'est pas connue a priori et il faut alors procéder par

itérations successives afin de déterminer la surface de rupture la plus critique, qui donnera donc un coefficient de sécurité minimale.

Rappelons que le coefficient de sécurité est simplement le rapport des forces stabilisantes (apporté par la résistance intrinsèque du massif) sur les forces motrices (gravité, surcharges,...).

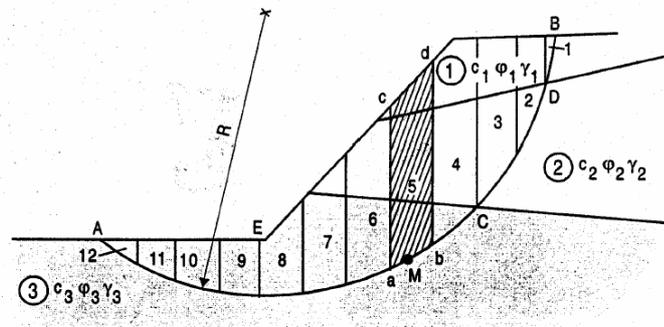


Figure 2-2 : La méthode des tranches en rupture circulaire (Charlier R., 2001)

Ces méthodes ont l'avantage d'être assez simples d'utilisation. Elles ont donc pu être développées depuis plus d'un demi siècle sans outils informatiques évolués. Cependant, leur inconvénient majeur réside dans le fait qu'elles se basent sur des modèles de massifs rigides parfaitement plastiques. La prise en compte des déformations n'est donc pas possible. Il s'agit donc ici uniquement de modèles à la rupture. La seule question à laquelle peuvent répondre de tels modèles est : « la pente est-elle stable ? ; si oui quel en est le coefficient de sécurité ? ».

Les approches probabilistes

En fonction des données du passé, ces approches peuvent fournir des prévisions sur la probabilité d'occurrence, les temps de retour ou les probabilités de rupture à venir. Ces méthodes ne s'intéressent donc pas directement à la géotechnique de façon pointue mais considèrent plutôt le problème dans son ensemble (précipitations, mouvement, niveau de nappe, température). Elles permettent donc une gestion intégrale des risques.

Plusieurs méthodes probabilistes sont particulièrement recommandées pour appréhender la variabilité du comportement des sols. Une méthode couramment utilisée est celle de Monte-Carlo.

La méthode des éléments finis

Depuis une vingtaine d'années, l'essor de l'informatique a permis le développement de logiciels d'éléments finis. Ceux-ci ont le grand avantage de pouvoir intégrer des modèles de comportement du sol élasto-plastiques assez évolués. Une multitude de relations constitutives peuvent être imputées dans le logiciel. Parmi les plus utilisées, on retrouve les modèles de Mohr-Coulomb et de

Drucker-Prager (élastique parfaitement plastique), les modèles CAP et CamClay (élasto-plastique avec écrouissage) ou le modèle de Hujeux (élastoplastique avec écrouissage et viscosité). Ces lois constitutives intègrent donc la notion de déformation et ouvrent ainsi un éventail de possibilités beaucoup plus vaste. Nous pouvons ainsi connaître les déplacements du massif après sollicitation et intégrer des lois qui prennent en compte la modification de la résistance du sol en fonction des déformations. Selon cette approche, la question n'est donc plus d'établir un coefficient de sécurité mais plutôt d'aboutir à un champ de vitesse de glissement.

Il est également possible grâce à la méthode des éléments finis de procéder à un dimensionnement à la rupture par le calcul d'un coefficient de sécurité global. Il existe deux stratégies pour envisager le problème sous cet aspect :

- Les caractéristiques de résistance du sol, initialement égales aux valeurs réelles du terrain, sont progressivement réduites d'un facteur F ($F > 1$). La valeur de F pour laquelle le calcul diverge nous donne le coefficient de sécurité.
- La valeur des charges (gravité, surcharge,...) est progressivement augmentée d'un facteur F jusqu'à la divergence du calcul. La valeur de F obtenue à ce stade nous donne le coefficient de sécurité.

La première variante consiste donc en une diminution progressive des forces stabilisantes (numérateur du rapport donnant le coefficient de sécurité) tandis que pour la seconde, il s'agit d'une augmentation des forces motrices (dénominateur de ce même rapport).

Un autre aspect très important de la méthode des éléments finis est qu'elle permet de traiter les problèmes de couplage hydro-mécanique. En effet, des modèles plus évolués peuvent être utilisés pour prendre en compte la nature multiphasique des sols. On pense en particulier au cas des sols non saturés qui modifie les propriétés de résistance et de perméabilité.

L'étude de phénomènes tels que les glissements de terrain qui utilise directement les caractéristiques des milieux souterrains comme données de base présente généralement des incertitudes parfois assez fortes tant sur les propriétés des matériaux que sur la géométrie des couches. Des approximations et des hypothèses doivent donc être réalisées de façon à obtenir des résultats les plus proches possibles de ce qui est effectivement observé dans la réalité. Un calage des résultats en faisant varier les données imputées dans le logiciel doit donc être réalisé. La méthode des éléments finis, de part sa grande souplesse dans l'introduction des paramètres permet de procéder assez aisément à ce calage.

2.2.3. L'approche retenue pour notre étude

Dans notre cas, nous utiliserons la méthode des éléments finis intégrant le couplage hydro-mécanique. Nous nous imposerons une surface de rupture qui a pu être extrapolée grâce aux différents relevés effectués sur le terrain ainsi qu'aux diverses études déjà réalisées sur ce glissement (*Tullen P., 2002 ; Thèse de doctorat en cours de C. Sierro ; Dr Bernasconi, Différents Rapports Techniques*). Dans un premier temps, afin de percevoir les principaux mécanismes régissant le glissement, nous utiliserons la loi constitutive de Mohr-Coulomb qui est assez simple d'emploi et ne nécessite l'introduction que de très peu de paramètres (E, ν, c, ϕ, ψ). Ensuite, si le comportement n'est pas suffisamment proche de la réalité, des lois constitutives plus évoluées devront être envisagées (§ 5. et 6.2.5.). Les calculs seront effectués avec le logiciel Z_SOIL version 6. Vous trouverez une description succincte de ce logiciel en annexe 1.

2.2.4. Formulation mathématique du problème

Comportement hydromécanique : Equations de base

Comme nous l'avons déjà abordé ci-dessus, l'approche du problème par la méthode des éléments finis nous permet d'intégrer le couplage hydro-mécanique dans le comportement du sol. Pour tenir compte de ces interactions, il existe deux grandes familles d'algorithmes.

Soit, pour chaque boucle de calcul, les comportements mécanique et hydraulique sont traités séparément. Ensuite, à la fin de la boucle, les interactions hydro-mécaniques sont prises en compte par le logiciel. Enfin, une itération sur cette boucle est nécessaire car ce couplage va modifier tant le comportement mécanique que le comportement hydraulique du sol ce qui nécessite donc un « re-calcul ». Ces modifications de comportement suite aux interactions tendent à s'atténuer après plusieurs itérations, ce qui permet de stopper les boucles grâce à un critère de convergence. Il s'agit là d'un « faux couplage ».

Soit, le couplage hydro-mécanique est pris en compte dès le début de l'itération. Les équations d'équilibre regroupent donc à la fois les variables mécaniques (contraintes, déformations) et les variables hydrauliques (pressions). Le logiciel d'éléments finis Z_SOIL que nous employons utilise cette seconde approche. Ci-dessous, nous ne détaillerons donc que les équations relatives à cette méthode (équations implémentées dans Z_SOIL), (*Z_SOIL, manuel d'utilisation, 2003*).

Voici schématisé ci-dessous un milieu triphasique :

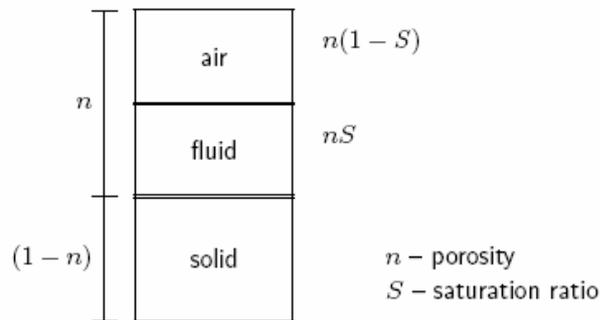


Figure 2-3 : Schématisation d'un milieu triphasique - Approximation en un milieu biphasique

Dans la pratique, la modélisation réduit ce milieu triphasique en un milieu biphasique en considérant que la phase liquide et la phase gazeuse ne forment qu'une seule phase fluide. Tout se passe comme-ci les bulles d'air présentes dans le sol étaient emprisonnées dans le liquide, ne formant ainsi qu'un seul milieu répondant à la loi de Darcy.

La résolution du problème consiste à rechercher une situation d'équilibre en tout point remplissant les équations de conservation de masse et de quantité de mouvement des phases solide et liquide, en accord avec les conditions de bord et les conditions initiales.

Voici schématisé en deux dimensions l'équilibre mécanique d'un élément :

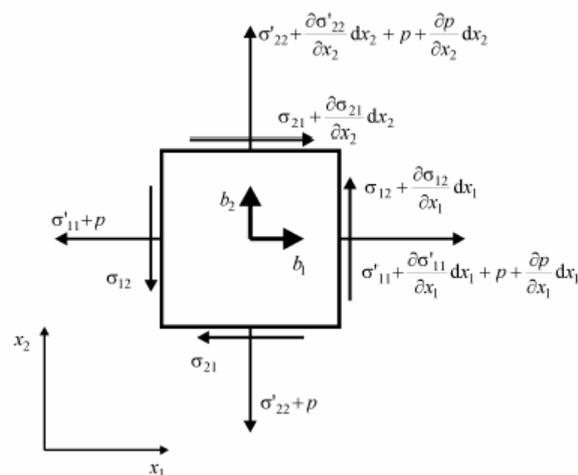


Figure 2-4 : Equilibre mécanique d'un élément

avec b_i : force volumique

p : pression de fluide (positive en traction)

σ_{ij}' : contrainte effective (positive en traction)

L'équation d'équilibre pour chaque direction i est : $\sigma_{ij,j} + b_i = 0$

Afin de relier les contraintes aux déformations, il est nécessaire d'introduire une relation appelée loi constitutive :

$$\dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}$$

où C_{ijkl} est le tenseur constitutif qui traduit sous forme de matrice la loi constitutive utilisée pour décrire le comportement du sol (dans notre cas : les modèles de Mohr-Coulomb, CAP et/ou Modified CamClay - § 5.2., 5.3., 5.4.)

Enfin, les déplacements sont reliés aux déformations grâce à l'équation suivante (nous restons dans le formalisme des petites déformations) :

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{ij} + u_{ji})$$

Nous ne nous sommes jusqu'ici intéressés qu'à l'équilibre mécanique. Il faut maintenant également prendre en compte le comportement hydraulique du milieu étudié. Nous n'exposerons ci-dessous que les équations en milieu insaturé. En effet, le cas saturé n'est rien d'autre qu'une situation particulière de ce qui sera exposé ci-dessous pour lequel $S_r \rightarrow 1$.

Le postulat de Terzaghi en milieu insaturé se traduit par l'équation suivante :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - Sp\delta_{ij}$$

où S est le degré de saturation. Celui-ci est lié à la pression par la relation suivante :

$$S = S(p) = S_r + \frac{1 - S_r}{\left[1 + \left(\alpha \frac{p}{\gamma_F}\right)^2\right]^{1/2}} \quad \text{si } p > 0$$

$$S = 1 \quad \text{si } p \leq 0$$

avec γ_F la masse volumique du fluide
 S_r le taux de saturation résiduel
 α un paramètre

Ces trois paramètres sont à définir par l'utilisateur (§ 6.2.5.).

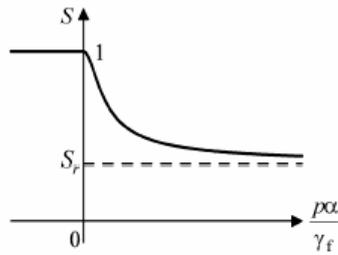


Figure 2-5 : Relation liant le degré de saturation à la pression

La loi de Darcy prend la forme :

$$q_i = -k^*_{ij} \left(-\frac{P}{\gamma_F} + z \right)_{,j}$$

avec k^*_{ij} le tenseur de perméabilité obtenu par multiplication du même tenseur en milieu saturé par la fonction scalaire k_r :

$$k^*_{ij} = k_r(S)k_{ij}$$

$$k_r(S) = \frac{(S - S_r)^3}{(1 - S_r)^3} = \frac{1}{\left[1 + \left(\alpha \frac{p}{\gamma_F} \right)^2 \right]^{3/2}}$$

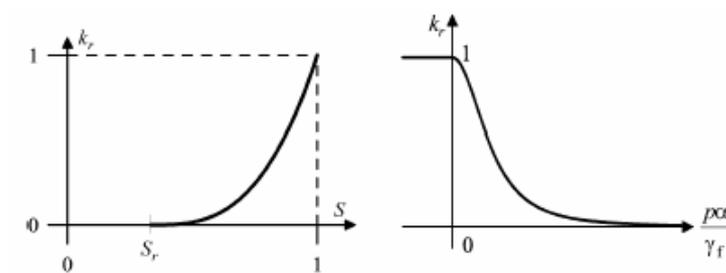


Figure 2-6 : Relation liant le coefficient de perméabilité au degré de saturation et à la pression

L'équilibre de masse s'écrit :

$$\rho = nS\rho_w + (1-n)\rho_s$$

avec la porosité $n = \frac{e}{1+e}$, e étant l'indice des vides.

L'équation de continuité s'écrit :

$$S\dot{\varepsilon}_{kk} + q_{k,k} = c\dot{p}$$

avec c , le coefficient d'emmagasinement : $c = c(p) = n \left(\frac{S}{K_F} + \frac{dS}{dP} \right)$

K_F est le module de compressibilité du fluide et vaut $3,37 \cdot 10^{38}$ kPa (quasi incompressible)

Les équations fondamentales étant définies, il faut maintenant que celles-ci répondent aux conditions de bord, tant mécaniques qu'hydrauliques.

Voici les différentes conditions de bord possibles :

Sur la phase solide : $\sigma_{ij}n_j = \bar{t}_i$ forces imposées
 $u_i = \bar{u}_i$ déplacements imposés

Sur la phase liquide : $q_j n_j = \bar{q}$ débit imposé
 $p = \bar{p}$ pression imposée

la surface de suintement, qui est une condition hybride :

$$\begin{aligned} \bar{p} &= 0 && \text{si } S = 1 \\ \bar{p} &= P_{EXT} && \text{si } S = 1 \text{ et } P_{EXT} \text{ est imposée} \\ \bar{q} &= 0 && \text{si } S < 1 \end{aligned}$$

Afin d'implémenter cette condition de suintement dans le logiciel, il faut utiliser une relation liant la pression et le débit grâce à une technique de pénalisation :

$$\begin{aligned} \bar{q} &= 0 && \text{si } p \geq 0 \text{ dans le domaine et } P_{EXT} = 0 \\ \bar{q} &= -k_v p && \text{si } p < 0 \text{ dans le domaine et } P_{EXT} = 0 \\ \bar{q} &= -k_v (p - p_{EXT}) && \text{si } \forall p \text{ dans le domaine et } P_{EXT} \neq 0 \end{aligned}$$

k_v étant un coefficient de perméabilité fictif (paramètre de pénalisation).

Il reste maintenant à définir l'état initial :

$$\begin{aligned} u_i(t = t_0) &= u_{i0} && \text{sur tout le domaine} \\ p(t = t_0) &= p_0 && \text{sur tout le domaine} \end{aligned}$$

Philosophie de la modélisation par éléments finis

Le but de ce paragraphe est simplement de résumer la philosophie de la discrétisation en éléments finis en se limitant aux généralités sans s'étendre sur la mise en équation. Pour plus de détails, le lecteur intéressé pourra se référer à la littérature spécialisée (*Hughes T.J.R., 2000 ; Zienkiewicz O.C., Naylor R.L., 1989*).

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique approchée qui consiste à transformer les équations différentielles du problème physique en un système linéaire fini d'équations algébriques par l'application d'un principe variationnel. Le domaine étudié est représenté par un milieu contenu dans un contour polygonal (le plus proche possible du contour réel) et subdivisé en sous-domaines appelés éléments finis ou mailles.

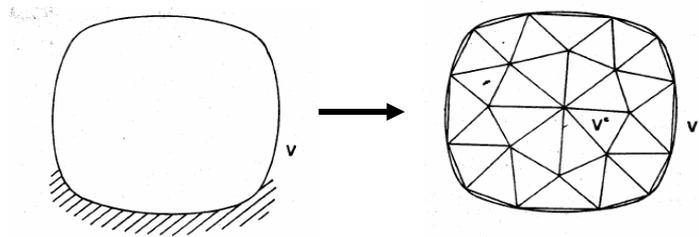


Figure 2-7 : Discrétisation en éléments finis (*Mestat P., 1993*)

Les inconnues du problème à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini sont alors déterminées par résolution de ces équations algébriques en certains points des éléments suivie d'une interpolation polynomiale afin d'en déterminer les valeurs entre ces points. Ce processus conduit à un système d'équations algébriques de la forme :

$$K.U = F$$

où F est un vecteur de forces nodales connues, U le vecteur des déplacements et des pressions aux nœuds (inconnues) et K la matrice de rigidité de l'assemblage traduisant la réponse de chaque élément aux sollicitations. Si le comportement du milieu est linéaire, la matrice K peut être directement inversée. Cependant, ce n'est généralement pas le cas en géotechnique où nous sommes souvent en présence d'un sol au comportement non linéaire (comme dans notre cas). Cela signifie que la matrice de rigidité K est une fonction indirecte du champ inconnu U et que le système d'équations est donc implicite. Dans ce cas, un processus itératif et incrémental basé sur la linéarisation du système d'équations doit être effectuée.

Les données nécessaires à la résolution numérique relative à un problème géotechnique sont donc :

- La géométrie du domaine étudié avec la distinction des différents matériaux
- Le maillage qui est la subdivision de tout le domaine en éléments finis
- Les lois de comportement pour chaque matériau défini dans la géométrie
- Les conditions de bord mécaniques et hydrauliques
- La détermination de l'état initial

Cette dernière est une donnée essentielle à la résolution numérique mais n'est pas introduite explicitement par l'utilisateur. En effet, cet état initial est déterminé par le logiciel en effectuant une étape 0 correspondant à un calcul du massif sous son poids propre, à déformations nulles et tenant compte d'un état d'écoulement permanent. L'état de contrainte ainsi obtenu après ce calcul préliminaire, statiquement admissible avec le poids des terres, constitue l'état de contrainte initial de l'étape 1.

Interaction hydro-mécanique : 2 types d'approche

Afin de modéliser l'effet de l'eau dans les massifs de sol, il est possible d'aborder les phénomènes selon deux approches différentes.

La première approche consiste en une modélisation assez simple supposant que la déformation du squelette solide n'agit pas sur l'écoulement. Les équations de l'écoulement sont alors résolues par la méthode des éléments finis et les pressions interstitielles sont déterminées en tout point. Ces pressions sont ensuite introduites comme des contraintes initiales isotropes dans le calcul par éléments finis du problème mécanique pur afin de considérer l'effet de l'écoulement sur le comportement mécanique du massif.

Cette manière de procéder n'est cependant acceptable qu'au bout d'un temps très long (tendant vers l'infini en théorie). En effet, cette méthode ne prend pas en compte la phase transitoire pendant laquelle il existe une interaction entre le squelette solide et les écoulements.

Dans cette première approche « pseudo-permanente », les durées introduites sont donc fictives et permettent simplement de définir la séquence des phénomènes. En effet, tout se passe comme si chaque pas de temps se prolongeait à l'infini afin de permettre une stabilisation des pressions interstitielles sur tout le domaine. Il s'agit donc là d'une succession d'états permanents.

Par contre, la deuxième approche tient compte de ces phénomènes transitoires. L'interaction entre la déformation du squelette solide et les mouvements de la masse d'eau est alors considérée et peut s'expliquer de la façon suivante.

Un écoulement particulier suscité par des gradients hydrauliques créés par les charges imposées s'établit. Sous l'action de ces charges mécaniques, l'eau s'évacue donc progressivement vers les zones drainantes (ou de basses pressions). Pendant ce processus transitoire, il s'effectue un transfert progressif des charges appliquées, de l'eau vers le squelette du sol. Les pressions se dissipent donc progressivement, ce qui provoque ainsi une augmentation des contraintes effectives s'accompagnant d'un renforcement du sol. C'est le phénomène de « consolidation ».

3. Problématique

3.1. Introduction

Le problème qui nous préoccupe tout au long de ce travail est l'étude du comportement hydro-mécanique du versant instable appelé « versant de Triesenberg », du nom de village implanté au milieu de la pente. Les mouvements du terrain se font ressentir en surface par plusieurs manifestations assez contraignantes pour les habitants de la zone. On pense en particuliers aux maisons fissurées, aux routes dégradées et autres canalisations endommagées (§ 2.1.3. - Figure 2-1). Une étude complète des mécanismes tant hydrogéologiques, que hydromécaniques régissant le versant est donc nécessaire afin de mieux cerner les phénomènes se produisant sur le versant et de tenter d'aboutir à des solutions de confortation. Ce qui nous préoccupe, l'étude du comportement hydro-mécanique, s'insère donc dans un processus d'étude plus globale dont la philosophie générale a déjà été explicitée ci-dessus (§ 2.2.1).

3.2. Les étapes du travail

En accord avec Messieurs L.Laloui et Ch.Bonnard, nous nous sommes donnés une ligne de conduite afin de comprendre les phénomènes régissant le glissement du versant de Triesenberg de plus en plus précisément au fil de l'avancement du travail.

3.2.1. *Inventaire des données requises pour la modélisation*

Cette première étape consiste en un recueil de toutes les informations disponibles relatives au glissement étudié. Ceci permet donc d'avoir une vision globale des phénomènes. Les renseignements qui nous intéressent plus précisément concernent la répartition spatiale des mouvements présents et passés, la structure du sous-sol, la caractérisation des matériaux meubles, les données piézométriques et hydrogéologiques. En particulier, la caractérisation des sols en place se fera grâce au calage de simulation numérique d'essais de laboratoire effectués sur des échantillons prélevés dans la masse glissée.

3.2.2. *Première phase de modélisation du versant*

Dans un premier temps, nous modéliserons le phénomène de glissement en deux dimensions. Le but de cette modélisation est principalement de repérer les grands mécanismes régissant les mouvements. Une coupe appropriée devra donc être choisie. Nous partirons d'une surface de glissement active prédéterminée tout au long de laquelle nous introduirons des données de potentiels hydrauliques fictives

qui permettrons de valider les différents paramètres de la modélisation. Comme mentionné au sein du chapitre précédent, cette modélisation sera réalisée à l'aide du logiciel d'éléments finis Z_SOIL.

3.2.3. Deuxième phase de modélisation du versant

La modélisation précédente nous ayant permis de comprendre la liaison entre les pressions interstitielles et le mouvement du terrain dans un aspect bidimensionnel, il sera, à ce stade, nécessaire d'étendre les conclusions à un cadre tridimensionnel. Pour cela, une modélisation géomécanique 3D sera réalisée. Elle intégrera les calculs hydro-géologiques effectués au Laboratoire de Géologie de l'EPFL. Le logiciel utilisé en 2D permet également une modélisation tridimensionnelle. Nous utiliserons donc également le logiciel Z_SOIL.

3.2.4. Etablissement d'une carte préliminaire des zones instables

La modélisation 3D nous ayant permis de déterminer la sensibilité des divers secteurs aux réactivations potentielles induites par des variations de champs de potentiels, nous pourrions subdiviser la zone étudiée en trois niveaux de sensibilité.

3.2.5. Mesures de confortation

Après avoir appris à comprendre les phénomènes sous-jacents au glissement, nous pourrions envisager diverses solutions d'assainissement du versant. Celles-ci devront bien entendu être réalisables sur le terrain.

3.2.6. Recommandations sur la gestion des terrains instables

Finalement, une série de recommandations sur la gestion de terrains instables en général seront avancées grâce aux conclusions que nous aurons pu dégager au fil de ce travail. En effet, pour la plupart des études relatives à des zones d'instabilité, la même approche synthétique pourra être envisagée. Il serait donc bon de fixer une certaine marche à suivre pour l'appréhension globale de ce type de phénomène.

3.3. Objectifs du travail

Comme vous aurez pu le constater tout au long de cette description introductive, le gros du travail consistera donc en la modélisation hydro-mécanique 2D et 3D du versant instable de Triesenberg. Ces modélisations nous ayant permis de comprendre les phénomènes, il faudra ensuite être à même d'en trouver des parades. Ces différentes modélisations seront ainsi suivies de la recherche d'un certain nombre de possibilités de stabilisation du versant grâce à toute l'information complémentaire apportée par l'approche numérique.

Une carte des zones instables ainsi que des recommandations générales seront établies et pourront également être utilisées pour une exploitation future de la zone.

4. Glissement de Triesenberg

4.1. Introduction

Tout au long de ce présent chapitre, nous décrivons les caractéristiques principales du glissement. Néanmoins, cette description n'a pas la prétention d'être exhaustive. Comme déjà signalé ci-dessus, l'appréhension de tels phénomènes nécessite une approche pluridisciplinaire. Dans ce chapitre, nous rappellerons simplement les caractéristiques principales du glissement liées à chaque discipline afin de se faire une idée globale du comportement général de la zone instable. Nous nous concentrerons plus particulièrement sur la description géotechnique. En effet, les caractéristiques géomécaniques des matériaux en place sont les données de base à toute modélisation numérique hydro-mécanique. Nous analyserons ainsi les quelques résultats d'essai en notre possession afin de nous faire une idée plus précise des propriétés du sol en place.

4.2. Caractéristiques principales du glissement

4.2.1. Généralités

Le versant instable étudié se situe dans la principauté du Liechtenstein à trois kilomètres environ au Sud-Est de la capitale Vaduz et s'étend sur le versant ouest de la chaîne de montagne séparant la vallée du Rhin, au sein de laquelle se situe le village de Triesen, de la vallée de la Samina. Cette chaîne est dominée par le sommet de Plattenspitz, à 1702 m d'altitude. La zone instable couvre une surface totale de plus de 5 km² et comprend plusieurs secteurs d'activités différents. Le phénomène d'instabilité limite le développement du village de Triesenberg situé sur la masse instable.

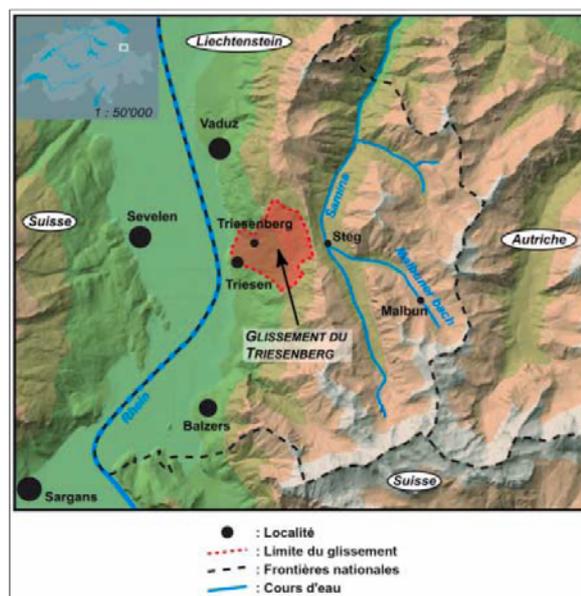


Figure 4-1 : Localisation du versant instable de Triesenberg (Tullen P., 2002)

Voici les caractéristiques principales du glissement (*Tullen P., 2002*) :

Nom du glissement	Triesenberg
Pays	Principauté du Liechtenstein
Coordonnées moyennes	760'000 / 220'000
Type de phénomène	Glissement translationnel
Superficie	Environ 5,5 km ²
Altitude min/max	460 m / 1503 m
Longueur totale	2300 m
Largeur	1500 - 3200 m
Profondeur moyenne	10 - 20 m
Volume	Environ 75 millions de m ³
Pente moyenne	24°
Vitesse	3 à 6 cm / an
Substrat	Schistes, calcaires, grès et flysch
Terrains de couverture	Éléments de calcaires, dolomies, grès et quaternaire pris dans une matrice argilo-limoneuse
Couverture végétale	Pâturages et quelques zones boisées
Méthodes d'investigation	Hydrogéologie, forage, GPS, RMT
Dégâts potentiels	Infrastructures liées à deux grands villages

4.2.2. Géométrie

Topographie

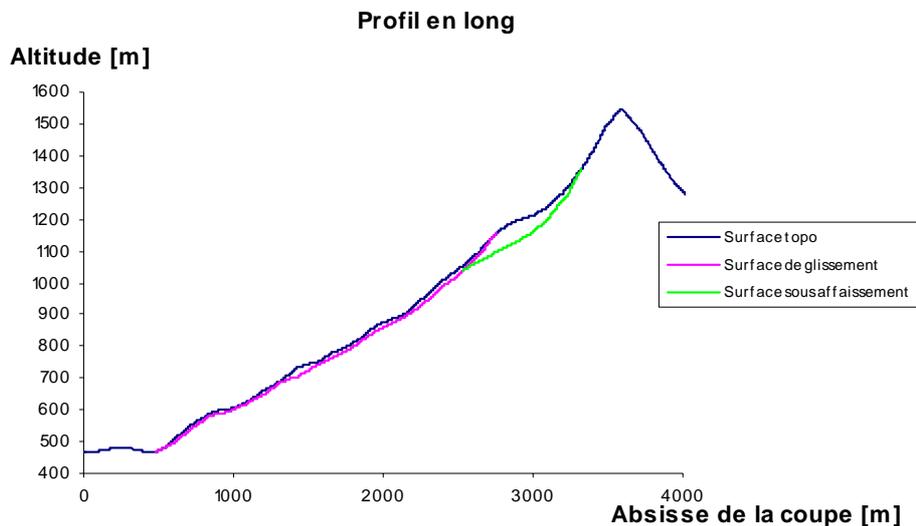
La topographie a été reprise de la modélisation hydro-géologique réalisée par Mademoiselle Caroline Siéro du Laboratoire de géologie de l'EPFL. La ligne de plus grande pente qui correspond à la direction générale du glissement a une pente moyenne de 24°, elle est orientée du Nord-Est (à l'amont) au Sud-Ouest (à l'aval). La pente présente quelques très faibles ondulations mais est plus ou moins constante dans l'ensemble, à l'exception des niches d'affaissement au sommet du glissement créant une petite rupture de pente.

Morphologie

On peut distinguer deux zones caractéristiques dans le versant instable. Dans la partie amont, il s'est produit une série d'affaissement il y a 10.000 ans environ. On peut le remarquer sur la topographie par la présence de plusieurs cuvettes. Nous pouvons supposer que cette zone se prolonge sous la partie supérieure de la zone en glissement (*Tullen, 2002*). Cette zone n'est pas encore tout à fait stabilisée et on peut encore observer un léger tassement accompagné de glissements de quelques centimètres par an. Ensuite, vient la partie en mouvement proprement dite. La transition entre les deux zones se fait de façon graduelle, ce qui pourrait traduire un glissement rocheux local ancien entre les deux zones.

La surface de glissement s'étend à une profondeur moyenne de 10 à 20 mètres. L'emplacement exact de celle-ci a pu être extrapolé au plus juste par le Laboratoire de géologie de l'EPFL, à partir des résultats fournis par les différents inclinomètres installés sur le site.

Voici l'allure générale de la coupe que nous utiliserons pour notre modélisation 2D (§ 6.1) :



Comme dans la plupart des glissements de terrain, l'épaisseur de la zone instable est petite en comparaison avec les dimensions longitudinales et transversales.

Occupation du territoire

La partie amont de la zone instable est recouverte de pâturages et de quelques zones boisées traversées de temps en temps par une route serpentant sur le versant. Ce secteur est donc très peu sensible aux mouvements du terrain (hormis de temps en temps, la rupture d'un ouvrage d'égouttage ou autre). La partie centrale est beaucoup plus critique. En effet, à cet endroit est implanté le village de Triesenberg peuplé d'environ 2500 habitants. Les habitations, ainsi que les infrastructures qui le composent sont affectées (*Figure 2-1*) et le développement de l'urbanisation de la zone est limité. Plus en aval, le pied du glissement intercepte également le haut du village de Triesen qui connaît donc les mêmes inconvénients.

4.2.3. Géologie

Le glissement se développe complètement dans les terrains du quaternaire. Ces terrains meubles constituant le matériel de remplissage du versant présentent une épaisseur très variable de 20 à 200 mètres. Ces matériaux ont été mis en place par une succession d'événements tels que des éboulements, des affaissements, des phénomènes de fluage ou encore de glissement (Tullen, 2002). Il en résulte donc une très grande hétérogénéité du milieu. Les forages à notre disposition nous montrent une succession de couches assez minces (parfois inférieurs à un mètre) de nature assez différentes. En résumé, on peut dire que le corps du glissement est principalement composé de flysch, de grès, de calcaires et de dolomies dans une matrice argilo-limoneuse. La partie affaissée au sommet du glissement est formée de roches (dolomies, calcaires et schistes) fortement fracturées.

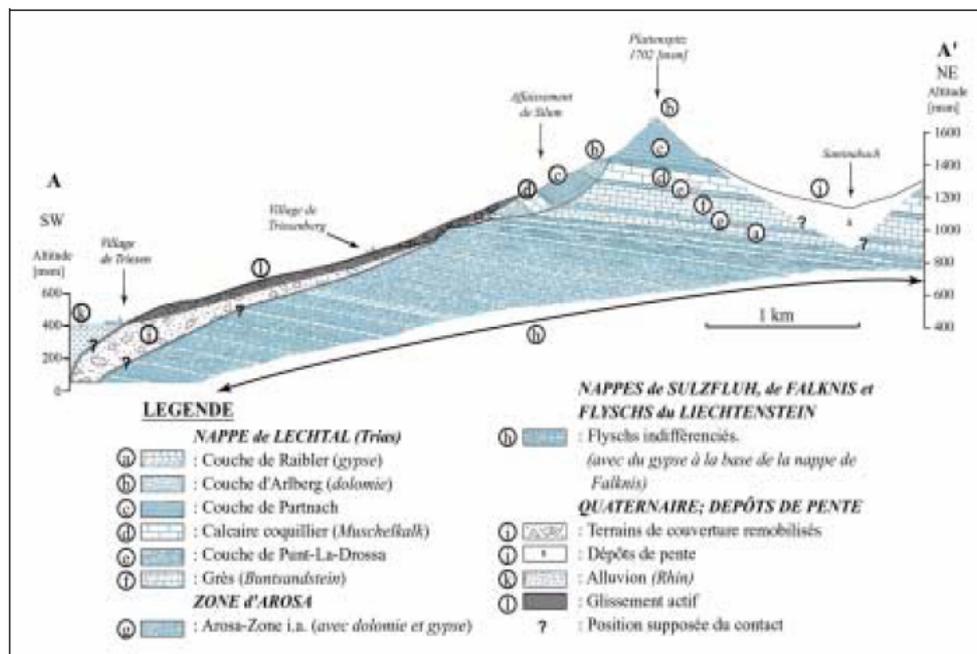


Figure 4-3 : Coupe géologique du versant de Triesenberg (Tullen P., 2002 d'après Bernasconi R.)

4.2.4. Hydrogéologie

Généralement, dans la plupart des sols, il existe un lien direct entre les précipitations tombant sur la région et la hauteur de la nappe et donc les pressions interstitielles. Pour le versant qui nous préoccupe, ce n'est pas exactement le cas. La partie des précipitations tombant sur le versant et s'infiltrant dans le sol alimente directement la nappe. Cependant, en plus de cette contribution, il faut prendre en compte une alimentation indirecte. En effet, le travail de thèse de P. Tullen a très bien démontré que la nappe du versant de Triesenberg était partiellement alimentée par un apport externe. Il a montré par une analyse pluridisciplinaire (analyse des isotopes, essai de traçage, étude des précipitations,...) qu'il existait un lien hydro-géologique entre le bassin versant de la Samina et le versant instable de Triesenberg.

La perméabilité des matériaux meubles au sein desquels se développe le glissement est très hétérogène. D'une façon générale, la perméabilité moyenne est d'environ 10^{-6} m/s. Cependant, on peut observer la présence de chenaux perméables dans la partie supérieure. Dans la partie aval, le niveau de la nappe se trouve quelques mètres sous la topographie, c'est-à-dire qu'elle intercepte largement la masse glissée. Tandis que dans la partie amont, les chenaux perméables provoquent un abaissement considérable du niveau de la nappe. Tout au sommet du glissement, la nappe n'intercepte donc plus la masse glissée.

La distribution spatio-temporelle des pressions dans le massif nous est fournie par le Laboratoire de Géologie de l'EPFL. Pour une pluie moyenne constante sur tout le massif, voici l'allure des pressions à la base du glissement tout le long de la coupe que nous avons utilisée pour la modélisation en 2D :

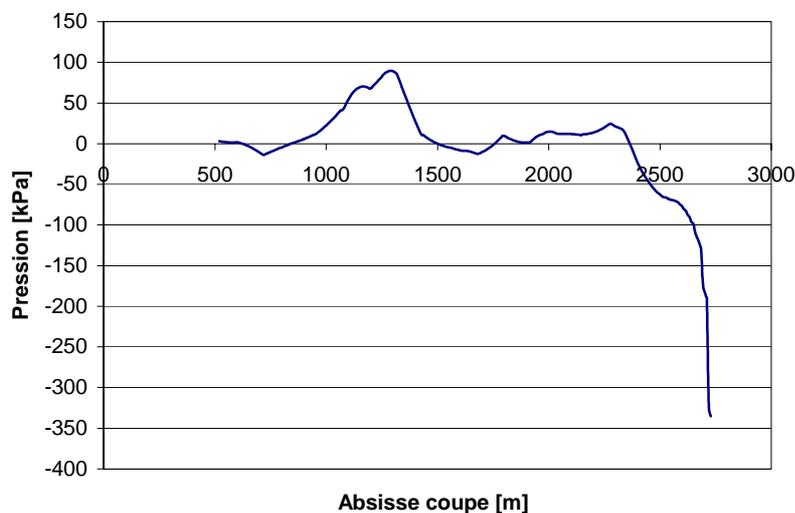


Figure 4-4 : Pression à la base du glissement le long de la coupe utilisée pour la modélisation 2D

où $P > 0$ représente la compression.

Ce graphique des pressions correspondant à une pluie moyenne constante représente donc une situation intermédiaire. En effet, en période de sécheresse, les pressions à la base du glissement seraient plus faibles, tandis qu'en période de fortes pluies, elles seraient plus importantes.

4.2.5. Géotechnique

Nous ne disposons que de très peu d'essais in-situ ou en laboratoire qui nous permettraient de déterminer avec précision les caractéristiques géomécaniques des matériaux en place. Trois matériaux différents, issus de carottages à trois profondeurs différentes, ont pu être testés au Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL. Des tamisages afin de faire ressortir une courbe granulométrique ainsi que des essais de compression triaxiale axisymétrique et de consolidation à

l'oedomètre incrémental ont été effectués. Les résultats de ces différents essais en laboratoire se trouvent en annexe 2.

Les trois profondeurs de carottage représentent trois niveaux caractéristiques dans le massif :

N° échantillon	Profondeur	Niveau
5966-1	12,4 m	Masse glissée
5966-2	21,4 m	Surface de glissement
5966-9	28,7 m	Roche saine

Ces trois échantillons proviennent de deux sondages différents ; les échantillons 5966-1 et 5966-2 ont été extraits d'un forage réalisé au niveau du village de Triesen, tandis que le 5966-9 est issu d'un second forage effectué dans le centre du village de Triesenberg.

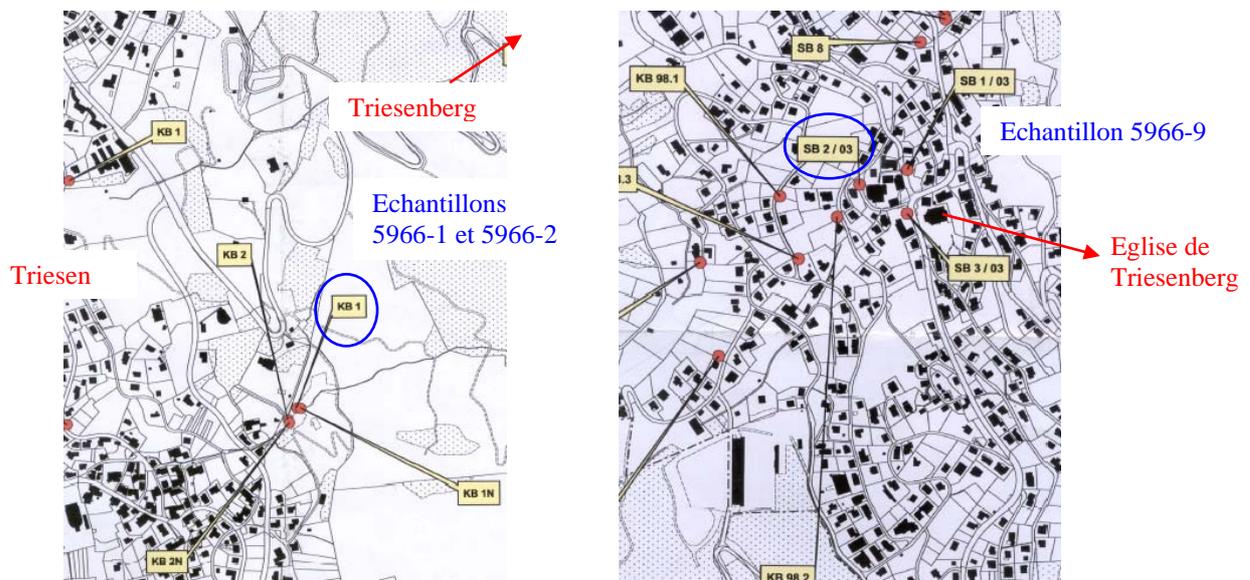


Figure 4-5 : Localisation des prélèvements des échantillons 5966-1, 5966-2, 5966-9

Voici les enseignements principaux que l'on peut tirer de ces essais :

Echantillon 5966-1

La limite de liquidité (w_L) du matériau est de 26 % alors que son indice de plasticité (I_p) vaut 13,1. 50 % (en masse) des particules formant ce matériau sont inférieures à 0,02 mm. Dans la classification basée sur l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg, il s'agit donc là d'un sol argileux de type CL.

Les éprouvettes utilisées pour effectuer les essais triaxiaux ont été fabriquées dans un tube de 50 mm de diamètre à partir de matière tamisée à 2 mm. Trois essais en condition drainée avec trois niveaux de contrainte de préconsolidation (300 kPa, 500 Kpa et 800 kPa) ont été réalisés. Nous pouvons ainsi en déduire plusieurs paramètres. Le module de rigidité peut être calculé par la formule

$$E = E_0 \left(\frac{P}{p_0} \right)^n$$

où $n = 0,8587$

et $p_0 = 240$ kPa (relatif à une profondeur de 12 m, profondeur de prélèvement de la carotte)

ce qui nous donne :

pour	$\sigma_3 = p = 300$ kPa,	$E = 97$ Mpa	\Rightarrow	$E_0 = 80$ Mpa
	$\sigma_3 = p = 500$ kPa,	$E = 134,8$ Mpa	\Rightarrow	$E_0 = 71,7$ Mpa
	$\sigma_3 = p = 800$ kPa,	$E = 223,7$ Mpa	\Rightarrow	$E_0 = 79,5$ Mpa

Le E_0 moyen est donc de l'ordre de 75 Mpa.

De cet essai, nous pouvons apprendre également que la cohésion est nulle et l'angle de frottement interne vaut 25° .

Enfin, deux essais à l'oedomètre incrémental ont été réalisés sur trois éprouvettes recomposées avec des matériaux de granulométrie inférieure à 2 mm. Ce matériau recomposé à une perméabilité d'environ $2 \cdot 10^{-10}$ m/s et un indice des vides de 0,5. Néanmoins, il faut rester très prudent face à ces valeurs car il s'agit là d'un matériau remanié dont on n'a gardé que la partie fine (< 2 mm) ce qui réduit donc fortement sa perméabilité.

Echantillon 5966-2

Le matériau formant cet échantillon possède 37,6 % (en masse) d'éléments inférieurs à 0,02 mm. Sa limite de liquidité vaut 22,2 % tandis que son indice de plasticité vaut 10,6. Il s'agit donc là plutôt d'un sable argileux de type SC (classification basées sur l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg).

Un seul essai triaxial en condition drainée a été réalisé avec une contrainte de préconsolidation de 560 kPa. L'éprouvette utilisée a été fabriquée de la même façon que pour l'échantillon 5966-1 (à partir de matière tamisée à 2 mm dans un tube de 50 mm de diamètre). Le module de rigidité qui a pu en être déduit est de 128,6 MPa. Ce matériau a une cohésion de 11,13 kPa et un angle de frottement de 30° .

Deux essais de consolidation à l'oedomètre incrémental ont aussi été réalisés avec deux éprouvettes formées d'un matériau recomposé à partir de la partie fine (< 2 mm). Ce matériau possédait un indice des vides initial d'environ 0,4 et une

perméabilité de $2 \cdot 10^{-10}$ m/s pour une éprouvette et de $4 \cdot 10^{-10}$ m/s pour l'autre. Comme déjà évoqué ci-dessus, ces valeurs ne sont pas vraiment représentatives du matériau que l'on peut trouver en place car celui-ci a été fortement remanié pour former l'éprouvette d'essai.

Echantillon 5966-9

Sur ce dernier échantillon de sol, seul trois essais triaxiaux en condition drainée ont été effectués avec trois contraintes de préconsolidation différentes (300kPa, 500 kPa et 800 kPa). Les éprouvettes ont une nouvelle fois été confectionnées dans un tube de 50 mm de diamètre avec une matière tamisée à 2 mm. Grâce à la même formule que pour l'échantillon 5966-1,

où $n = 0,6373$

et $p_0 = 560$ kPa (relatif à une profondeur de 28 m, profondeur de prélèvement de la carotte)

nous pouvons déterminer le module de rigidité E_0 :

pour	$\sigma_3 = p = 300$ kPa,	$E = 271,6$ Mpa	\Rightarrow	$E_0 = 295$ Mpa
	$\sigma_3 = p = 500$ kPa,	$E = 330,1$ Mpa	\Rightarrow	$E_0 = 279$ Mpa
	$\sigma_3 = p = 800$ kPa,	$E = 415,3$ Mpa	\Rightarrow	$E_0 = 291$ Mpa

Ce qui donne un E_0 moyen de 280 Mpa. Ce matériau possède un angle de frottement interne de $30,3^\circ$ et une cohésion de 17,1 kPa.

En résumé, ces différents essais nous montrent que la masse glissée est composée d'un sol à tendance argileux. Les particules sont assez fines sur les premiers mètres et ensuite deviennent de plus en plus grossières avec la profondeur. De plus, plus on descend dans le massif, plus l'indice de plasticité diminue et le module de rigidité augmente. Les coefficients de perméabilité établis au cours des essais oedométriques ne sont pas très représentatifs car ils sont déterminés à partir d'éprouvettes remaniées et composées des particules les plus fines. Sur le terrain, la perméabilité est quelques ordres de grandeurs plus élevées. Les rapports techniques du Dr. Bernasconi mentionne plutôt une perméabilité de l'ordre de 10^{-6} m/s.

Les résultats à notre disposition étant insuffisants (ils se réduisent à ces trois échantillons), il ne nous est pas possible de faire ressortir plusieurs couches de sol avec des caractéristiques géotechniques différentes. Nous ne distinguerons donc que trois matériaux différents : la masse glissée, la roche saine sous cette masse glissée et l'affaissement. Les caractéristiques du matériau formant la masse glissée seront établies en se basant sur les résultats des tests de l'échantillon 5966-1 (profondeur 12,4 m) tandis celles de la roche saines seront tirées des résultats issus des tests sur l'échantillon 5966-9 (§ 6.2.5.).

Afin de caler au mieux les paramètres des matériaux utilisés dans les différentes modélisations, une simulation numérique des essais de compression triaxiale et de consolidation à l'oedomètre incrémental a été réalisée (§ 5.5.).

4.2.6. Cinématique

Suite à l'analyse des résultats fournis par les inclinomètres placés à différents endroits sur la zone instable (*voir annexe 4*) ainsi qu'à la comparaison de relevés topographiques anciens (1976-1981) et plus récents (1996-1997) - ces derniers ont été réalisés par des mesures GPS -, nous pouvons constater que la répartition spatio-temporelle des vitesses est conforme à ce qui est généralement observé dans la plupart des glissements de terrain.

En effet, sur la plupart des versants instables, nous pouvons remarquer que (*Vulliet, 1986*) :

- Le champ de vitesse est tridimensionnel
- La vitesse en surface suit la ligne de plus grande pente
- La valeur de la vitesse varie fortement d'un point à l'autre
- La vitesse sur la base du glissement n'est pas nulle. Il existe donc un cisaillement important au niveau de la base.
- La vitesse en un point change au cours du temps (les vitesses dépendent donc de la durée d'observation)

Suite à cette dernière constatation, nous devons distinguer les vitesses à moyen terme (sur une durée de l'ordre de 20 ans) qui peuvent être mesurées par des relevés topographiques, les vitesses à court terme (inférieur à 5 ans) et les vitesses exceptionnelles (lors de période de forte activité) obtenues par des mesures inclinométriques.

Dans notre cas voici l'ordre de grandeurs des résultats obtenus :

Vitesses à moyen terme : de 0,5 à 4 cm par an

Vitesses à court terme : de 0,1 à 5 cm par an

Vitesses exceptionnelles : jusque 8 à 10 cm par an.

Remarquons que les valeurs de vitesses exceptionnelles sont ramenées par an mais leur durée est bien inférieure à cela (de l'ordre de la semaine).

En règle générale, les vitesses les plus importantes sont observées au niveau du village de Triesenberg, c'est-à-dire environ au milieu du glissement. Le mouvement s'oriente dans la direction de la ligne de plus grande pente, vers le Sud-Ouest.

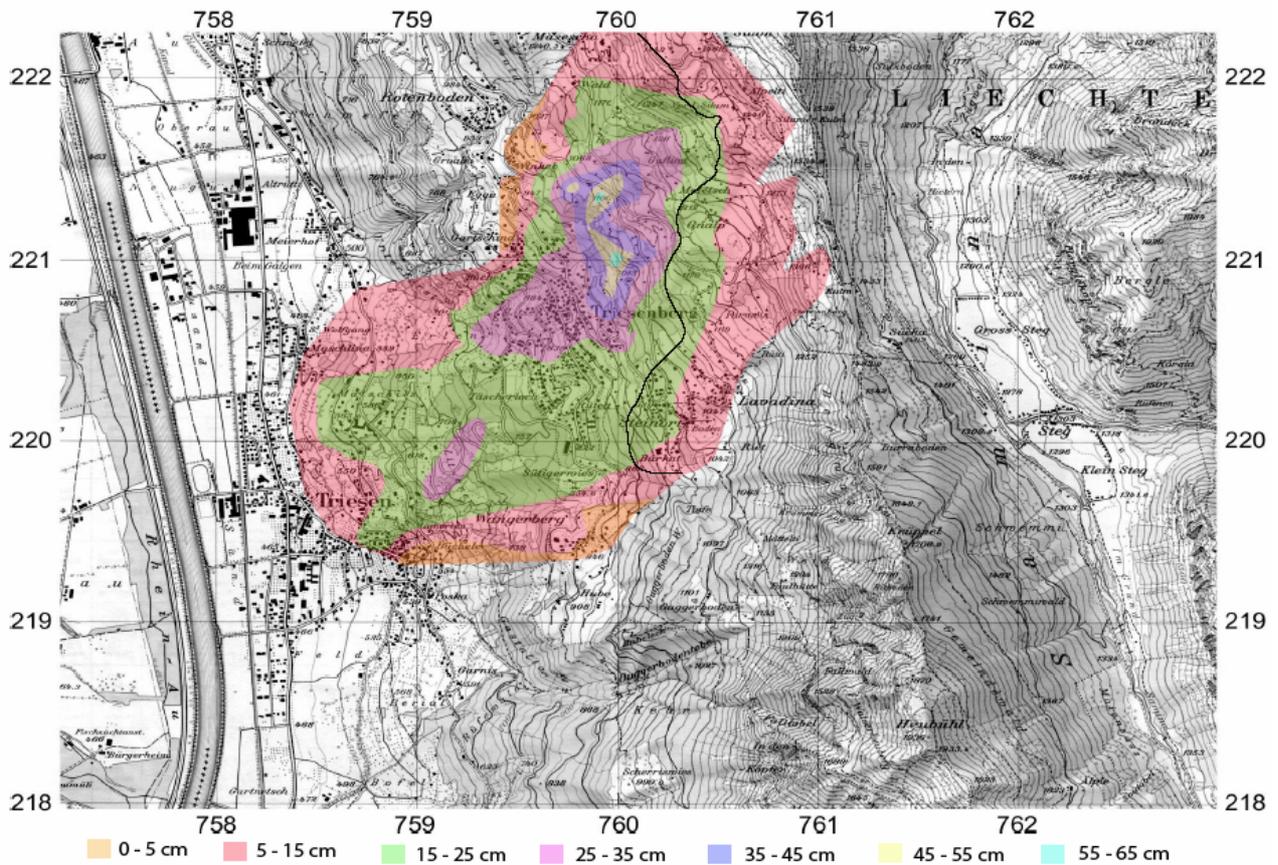


Figure 4-6 : Répartition des déplacements à moyen terme (+/- 15 ans)

Les données antérieures nous montrent que le glissement est marqué par une phase d'activation saisonnière de plusieurs semaines lors du printemps (*Tullen, 2002*). Celle-ci correspond à la fonte des neiges sur le versant de la Samina (ce qui confirme l'existence d'un lien hydrogéologique entre les deux versants). Cela nous amène à penser que l'élément moteur principal de l'instabilité serait l'eau dans le terrain car les périodes d'activités importantes du glissement correspondent à une hausse du niveau de la nappe. Ceci devra bien évidemment être confirmé par la modélisation hydro-mécanique.

5. Modélisation constitutive

5.1. Introduction

Avant de commencer toute modélisation, une caractérisation optimale des matériaux en place est indispensable. Il est donc nécessaire dans un premier temps de trouver une loi constitutive qui est à même de représenter correctement le comportement du matériau, c'est-à-dire la réponse de celui-ci aux diverses sollicitations qu'il peut rencontrer, et ensuite d'ajuster les différents paramètres décrivant cette loi pour coller au mieux au comportement du matériau observé sur le terrain ou lors d'essais en laboratoire. Pour ce faire, nous avons simulé numériquement par la méthode des éléments finis les essais triaxiaux et de consolidation à l'oedomètre incrémental réalisés sur des échantillons de sol prélevés dans la masse instable. Une comparaison des résultats issus du laboratoire et de cette simulation numérique nous permettra ainsi de caler au mieux les différents paramètres décrivant le comportement du matériau.

Pour ce faire, nous utiliserons dans la simulation numérique de ces essais, successivement trois lois constitutives : le modèle de Mohr-Coulomb, le modèle dit de « CAP » ainsi que le modèle « modified Camclay ».

5.2. Le modèle de Mohr-Coulomb

Il s'agit d'une loi élastique parfaitement plastique. Le critère de plasticité exprime que la contrainte de cisaillement (τ) maximale dépend de l'angle de frottement (ϕ), de la cohésion (c) et de la pression normale (σ_n).

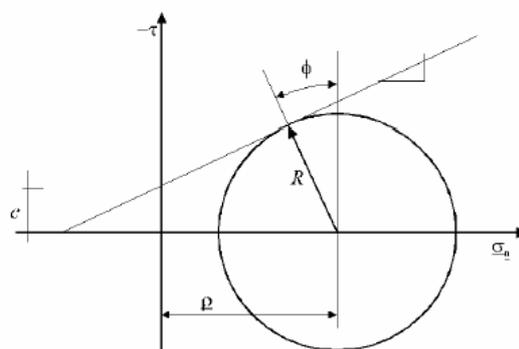


Figure 5-1 : Critère de plasticité de Mohr-Coulomb

Lorsque le palier plastique est atteint, la relation entre ces quatre paramètres est la suivante :

$$|\tau| = \sigma_n + c \cdot \tan \phi$$

Dans le logiciel d'éléments finis, les paramètres à introduire par l'utilisateur sont :

- Le module de Young, E
- L'indice des vides, e_0
- La cohésion, c
- L'angle de frottement interne, ϕ
- L'angle de dilatance, ψ

5.3. Le modèle CAP

Le modèle dit de « CAP » est un modèle élastoplastique avec écoulement (*Z_SOIL, manuel d'utilisation, 2003*). Trois surfaces distinctes définissent le critère de plasticité (*Figure 5-2*). A l'intérieur de ces trois surfaces, le matériau a un comportement élastique linéaire. Ces surfaces de plasticité sont définies par les relations qui suivent.

D'une part, une surface fixe correspondant à un critère de rupture de type Drucker-Prager, dépendant donc de la cohésion et de l'angle de frottement, défini par l'expression suivante :

$$F_{DP} = a_\phi I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0$$

D'autre part, une surface mobile, permettant d'intégrer l'écrouissage du matériau. Cette seconde surface prend la forme d'une ellipse et dépend de l'histoire du matériau. Elle est définie par l'expression suivante :

$$F_{C1} = q^2 + \frac{M^2}{(R-1)^2} (\underline{p} - \underline{p}_c)(\underline{p} + \underline{p}_c - 2\underline{p}_{cs}) = 0 \quad \text{si} \quad \underline{p} \geq \underline{p}_{cs}$$

$$F_{C2} = q^2 + \frac{M^2}{(R-1)^2} (\underline{p}_{cs} - \underline{p}_c)(\underline{p}_c - \underline{p}_{cs}) = 0 \quad \text{si} \quad \underline{p} < \underline{p}_{cs}$$

L'écrouissage pris en compte par le déplacement de la surface elliptique se traduit par la modification des paramètres p_c et R.

Au cours de cet écoulement, le taux de déformation volumique élastoplastique peut se décomposer en un taux de déformation volumique élastique et un plastique :

$$\dot{\epsilon}_{kk}^{tot} = \dot{\epsilon}_{kk}^e + \dot{\epsilon}_{kk}^p$$

Ainsi, avec les relations suivantes,

$$d\varepsilon_{kk} = \frac{de}{1+e_0}$$

$$de = -\frac{\lambda}{\underline{p}_c} d\underline{p}_c$$

$$de_s = (1+e_0)d\varepsilon_{kk} = -(1+e_0)\frac{d\underline{p}_c}{K}$$

l'évolution de \underline{p}_c peut s'exprimer en fonction de la variation de la déformation volumique plastique :

$$d\varepsilon_{kk}^p = -\left(\frac{\lambda}{1+e_0} \frac{1}{\underline{p}_c} - \frac{1}{K}\right) d\underline{p}_c$$

R, quant à lui, varie suivant la relation :

$$R = R_{IN} - (R_{IN} - R_0) \frac{\underline{p}_c - \underline{p}_{c0}}{a + \underline{p}_c - \underline{p}_{c0}}$$

où les paramètres R_{IN} et a sont établis automatiquement par une procédure numérique pour conserver approximativement la même dilatance $d = \frac{\partial Q / \partial p}{\partial Q / \partial q}$ pour un

chemin de contrainte avec un rapport $\frac{q}{p} = \frac{M}{2}$. R_0 est introduit par l'utilisateur.

Et finalement, une surface hyperbolique correspondant à une rupture en traction définie par la relation suivante :

$$F_{CT} = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 + \sqrt{J_2} - \frac{1}{\sqrt{3}} I'_{1T} = 0$$

$$\text{avec } \begin{array}{ll} q = \sqrt{3J_2} & J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \\ \underline{p} = -\frac{I_1}{3} & \underline{p}_{cs} = \frac{\underline{p}_c + (1-R)p_T}{R} \\ M = 3\sqrt{3}a_\phi & p_T = \frac{k}{3a_\phi} \end{array}$$

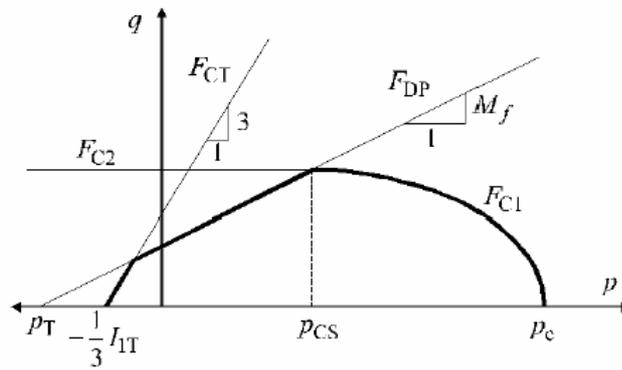


Figure 5-2 : Surface de plasticité du modèle CAP

Cette loi permet donc de modéliser le comportement d'un matériau pouvant présenter deux modes de rupture distincts selon l'état de contrainte. Lorsque celui-ci atteint la droite représentant le critère de Drucker-Prager, la rupture est fragile. Tandis que lorsque la surface elliptique est atteinte, il se produit un phénomène d'écroutissement aboutissant à une rupture ductile.

A l'intersection entre la droite et l'ellipse, la tangente à la surface mobile est parallèle à l'axe des abscisses. En conséquence, lors de la plastification dans un état de contrainte correspondant à cette intersection, le vecteur de déformation plastique est parallèle à l'axe des ordonnées, ce qui implique une déformation purement déviatorique sans changement de volume lorsque le critère de rupture est atteint.

L'intersection entre la surface mobile et l'axe des abscisses se réalise à angle droit. Cela implique que pour un écroutissement dans état de contrainte isotrope (pression hydrostatique), il n'y a pas de déformation déviatorique.

Par rapport au modèle classique de Mohr-Coulomb, ce modèle nécessite l'introduction des paramètres supplémentaires suivants :

- σ_p ($= p_{c0}$) correspondant à la contrainte de préconsolidation du matériau. Il s'agit donc de la valeur de l'abscisse de l'intersection entre la surface mobile initiale et l'axe des x. Cette valeur dépend donc de l'histoire du matériau. Celle-ci peut être introduite sous la forme d'un ratio de surconsolidation (O.C.R.)
- R_0 représente le rapport entre le grand et le petit axe de l'ellipse. Il détermine donc la forme de la surface mobile. La valeur de ce paramètre est généralement comprise entre 1,5 et 2.

5.4. Le modèle « modified Camclay »

Comme le modèle CAP, le « modified CamClay » est un modèle élastoplastique avec écouissage (*Z_SOIL, manuel d'utilisation, 2003*). Ce modèle est bien connu et fréquemment utilisé dans le domaine de la mécanique des sols. Une seule surface elliptique définit le critère de plasticité. Elle est définie par l'équation suivante :

$$F(\sigma, \underline{p}_c) = q^2 + M_c^2 r^2(\theta) p(p - \underline{p}_c)$$

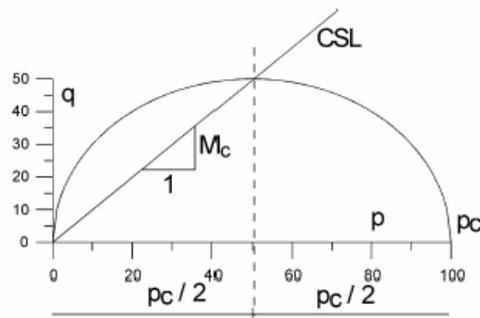


Figure 5-3 : Surface de plasticité du modèle « modified Camclay »

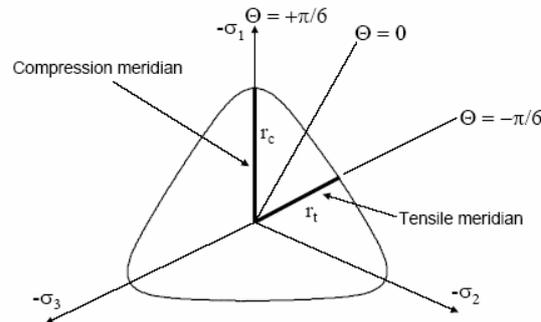


Figure 5-4 : Modified CamClay : Forme de la surface de plasticité dans le plan déviatorique

Ainsi, M_c est la pente de la droite d'état critique en compression, p_c , la contrainte de préconsolidation, elle détermine la longueur du grand axe de l'ellipse et $r(\theta)$ est fonction de l'angle de Lode et définit la forme de l'ellipse dans le plan déviatorique :

$$r(\theta) = \left(\frac{1 - \alpha \sin(3\theta)}{1 - \alpha} \right)^n$$

où

$$\sin(3\theta) = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}$$

$$n = -0,229 \quad \text{et} \quad \alpha \leq 0,7925$$

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}$$

$$J_3 = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki}$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{\sigma_{kk}}{3}$$

$$\alpha = \frac{k^{\frac{1}{n}} - 1}{k^{\frac{1}{n}} + 1}$$

où $k = \frac{M_E}{M_C}$ (M_E est la pente de la droite d'état critique en extension),
celle-ci prend par défaut la valeur suivante :

$$k = \frac{3}{3 + M_C}$$

Domaine élastique

A l'intérieur de la surface de plasticité, le matériau a un comportement élastique non linéaire où K (le module de compressibilité volumique) est fonction de p tandis que le rapport $\frac{K}{G}$ est supposé constant :

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa} p$$

e_0 est l'indice des vides initial, κ la pente de la courbe de consolidation primaire dans les axes $e - \ln p$ et G le module de cisaillement.

Plasticité

Le taux de déformation plastique est normal à la surface de plasticité et se définit par la relation :

$$\dot{\varepsilon}^P = \dot{\lambda} \frac{\partial F}{\partial \sigma}$$

$\dot{\lambda}$ étant le multiplicateur plastique.

Et donc ainsi, la dilatance, qui est le rapport entre le taux de déformation volumique plastique et déviatorique plastique prend la forme :

$$d = -\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_D^p} = \frac{\frac{\partial F}{\partial p}}{\frac{\partial F}{\partial q}} = \frac{M_c^2 r^2 - \left(\frac{q}{p}\right)^2}{2\left(\frac{q}{p}\right)}$$

L'écroûssage est fonction de la déformation volumique irréversible (ε_v^p) et son signe varie donc selon le rapport entre la contrainte volumique et la longueur du grand axe de l'ellipse. Il en résulte que le modèle peut être durcissant ou adoucissant. S'il est fortement surconsolidé, il est dilatant et donc adoucissant. Cette adoucissement se poursuivra jusqu'à ce que l'état de contrainte ait le déviateur maximum possible (jusqu'au sommet de la surface) (*Figure 2-3*). A ce moment, le déviateur volumique s'annule et le modèle présente alors une plasticité parfaite.

Dans le logiciel d'éléments finis, les paramètres à introduire par l'utilisateur sont :

- Le coefficient de poisson, ν
- L'indice des vides initial, e_0
- La pente de la droite d'état critique en compression, M
- La pente de la droite de consolidation primaire dans les axes $e - \ln p$, λ
- La pente de la droite de consolidation secondaire dans les mêmes axes, κ
- Le ratio de surconsolidation, O.C.R.

5.5. Simulation numérique des essais réalisés au laboratoire

Comme déjà signalé dans la description géotechnique (§ 4.2.5), nous disposons d'essais triaxiaux et de consolidation à l'oedomètre incrémental pour trois sols issus de trois profondeurs différentes dans le glissement. Dans ce paragraphe, nous nous concentrerons exclusivement sur les essais réalisés sur l'échantillon de sol extrait de la masse glissée. En effet, pour modéliser le comportement de la roche saine, il n'est pas nécessaire d'utiliser une loi de comportement complexe. Les mouvements observés au niveau de celle-ci (sous la masse glissée) étant nuls ou très faibles, le matériau restera dans le domaine élastique. Nous utiliserons donc simplement une loi élastique pour modéliser le comportement de cette roche.

Les résultats expérimentaux de tous ces essais ainsi qu'une description des essais de compression triaxiale et de consolidation à l'oedomètre incrémental se trouvent respectivement en annexe 2 et 3.

5.5.1. Simulation d'essais de compression triaxiale

La modélisation numérique d'un tel essai nécessite d'introduire une géométrie de l'éprouvette ainsi que des conditions de bord aussi proches que possible des conditions expérimentales.

Voici résumé les conditions dans lesquelles ont été effectués les essais :

- Dimensions éprouvettes : cylindre de 99,5 mm (hauteur) x 50 mm (diamètre)
- Contraintes de préconsolidation : 300 kPa - 500 kPa - 800 kPa
- Vitesse de déformation : 0,001 mm/minute
- Condition hydraulique : drainée
- Préparation de l'échantillon : Matière tamisée à 2 mm

Nous avons donc tenté de respecter au mieux ces conditions expérimentales dans l'introduction des données dans le logiciel d'éléments finis. L'éprouvette étant cylindrique, nous avons utilisé un formalisme axisymétrique.

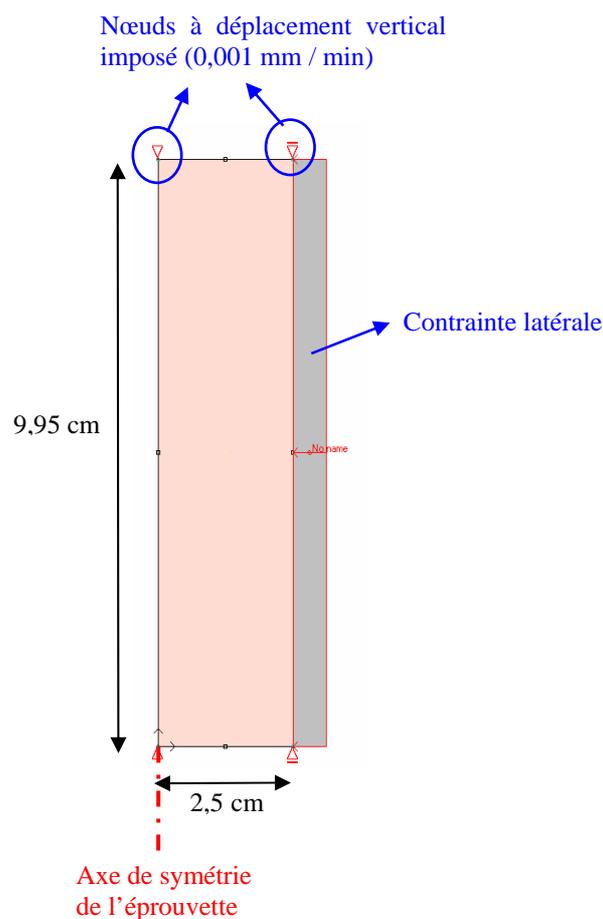


Figure 5-5 : Modélisation d'un essai de compression triaxiale

Dans un premier temps, pour caractériser le matériau dans la simulation numérique, nous avons utilisé les paramètres qui ont été déduits des résultats d'essais par une procédure numérique automatisée.

Voici ces paramètres :

σ_3 [kPa]	e_0	élastique		Mohr-Coulomb		CamClay		
		E [Mpa]	ν [-]	c' [kPa]	ϕ' [°]	M [-]	κ [-]	λ [-]
300	0,419	97	0,25	0	25	0,98	0,01	0,11
500	0,327	134,8						
800	0,311	223,7						

Le modèle Cap reprend des paramètres élastiques (E et ν), du modèle de Mohr-Coulomb (c' et ϕ') et du modified CamClay (λ).

Par la suite, il s'est avéré que le paramètre λ utilisé dans le modèle CamClay et CAP a dû être quelque peu modifié afin de coller au mieux aux courbes expérimentales. Nous lui avons ainsi attribué une valeur de 0,04. L'angle de frottement interne (ϕ') a également dû être modifié dans le cas du modèle CAP pour lequel un ϕ' de 35° donnait des résultats numériques plus proches des résultats issus des essais de laboratoire.

Voici ainsi les courbes du déviateur des contraintes normalisés ($\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c}$) en fonction des déformations axiales (ε_1) et de la variation de volume ($\frac{\Delta V}{V}$) en fonction des mêmes déformations axiales ; en bleu, les courbes obtenues par la simulation numérique et en rose celles issues des essais de laboratoire :

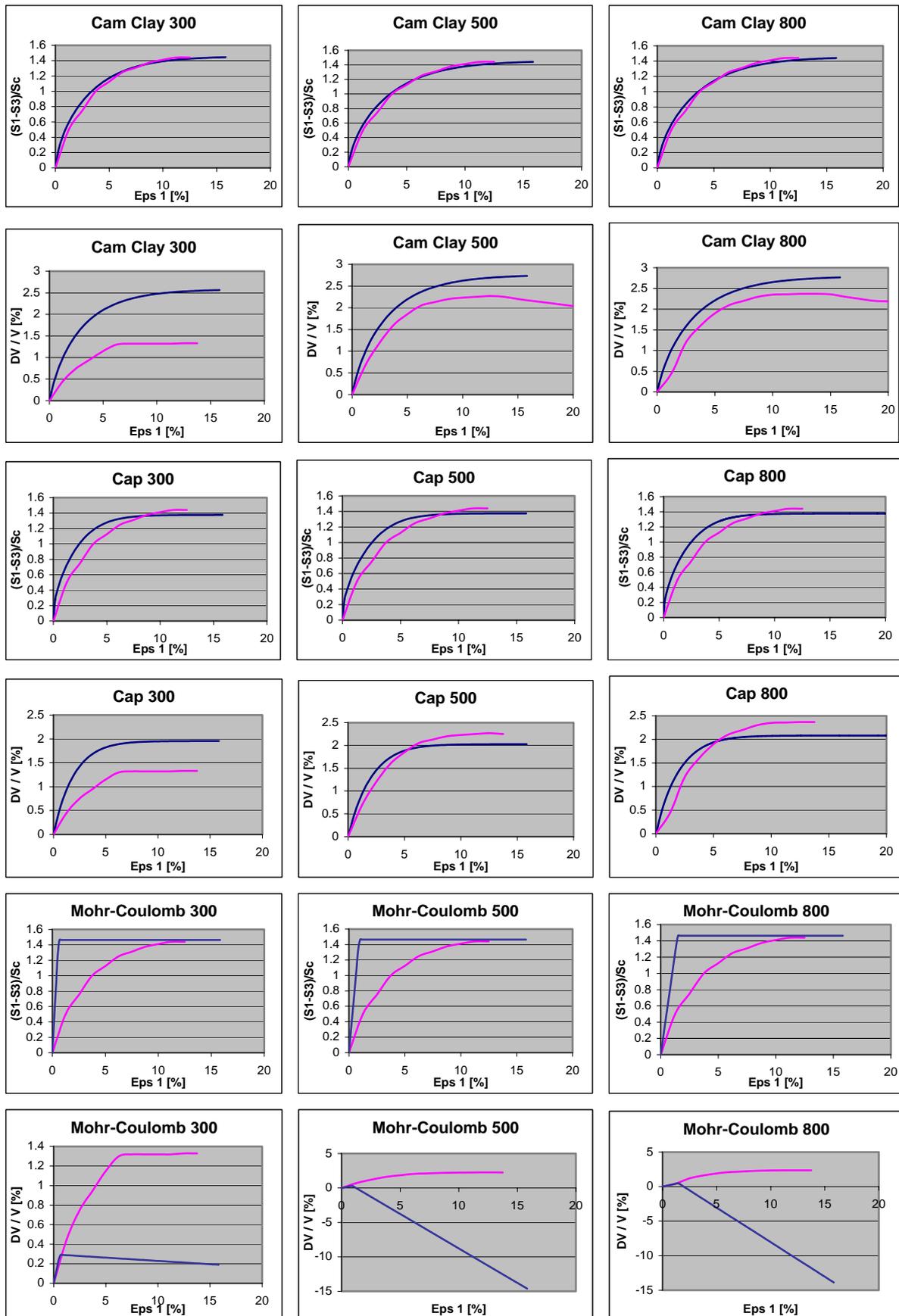


Figure 5-6 : Simulation des essais de compression triaxiale pour 3 contraintes de préconsolidation (300, 500 et 800 kPa) - Comparaison avec les courbes issues des essais en laboratoire

Nous pouvons donc observer que c'est le modèle modifié CamClay qui donne les résultats les plus satisfaisants. Le modèle Cap permet également de s'approcher assez bien du comportement réel observé durant les essais. Tandis que le modèle de Mohr-Coulomb, comme nous pouvions nous y attendre, donne des résultats assez éloignés de la réalité. En effet, il s'agit là d'un modèle élastique parfaitement plastique ayant l'avantage d'être très simple d'utilisation mais qui n'a pas la prétention de représenter parfaitement le comportement réel des matériaux.

Face à ces essais triaxiaux, les modèles Cap et CamClay avec les paramètres introduits semblent donc retranscrire assez bien le comportement réel de l'échantillon. La simulation de l'essai de consolidation à l'oedomètre incrémental qui suit devrait confirmer la cohérence des résultats obtenus ci-dessus.

5.5.2. Simulation d'un essai de consolidation à l'oedomètre incrémental

Cet essai a été réalisé dans les conditions suivantes :

- Dimensions de l'éprouvette : 14,92 mm (hauteur) x 60 mm (diamètre)
- Palier de contraintes appliquées [kPa] :
1,1 - 15 - 60 - 125 - 250 - 500 - 1000 - 125 - 1,1
- Préparation de l'échantillon : Matière tamisée à 2 mm.

Tout comme pour la modélisation des essais triaxiaux, nous utiliserons le formalisme axisymétrique.

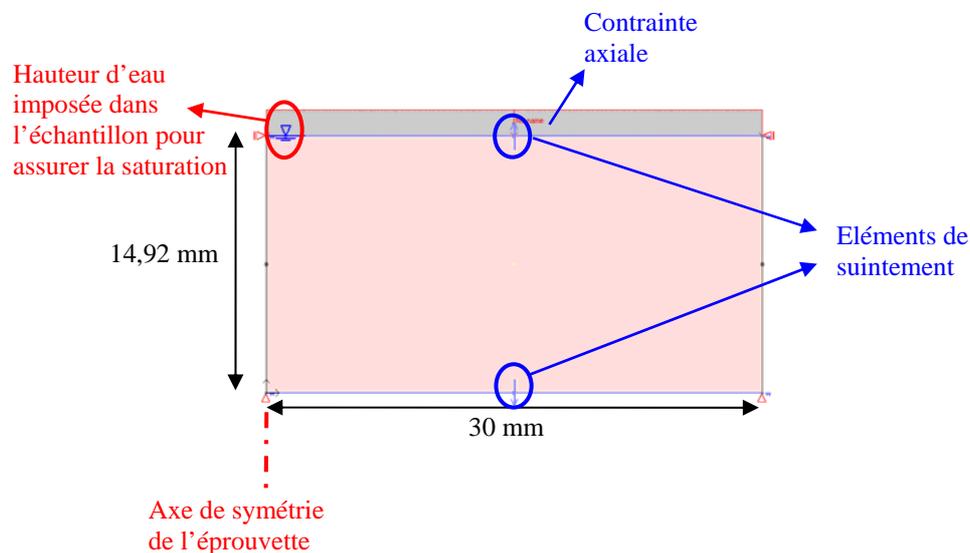


Figure 5-7 : Modélisation d'un essai de consolidation à l'oedomètre incrémental

Les paramètres définissant le comportement du matériau seront les mêmes que ceux utilisés lors de la simulation précédente (essais triaxiaux). Néanmoins, contrairement à cette simulation précédente, nous ne connaissons pas la contrainte de préconsolidation de l'échantillon. En effet, celui-ci a été fortement remanié avant d'être placé dans la cellule oedométrique. Il a donc en quelque

sorte « perdu » la contrainte de préconsolidation qu'il possédait in-situ (à 12,4 m de profondeur). La contrainte interne initiale avant l'essai n'est pas imposée (il n'y a pas eu comme dans le cas des essais triaxiaux une consolidation préalable imposée). Celle-ci dépend donc simplement de la manière avec laquelle l'éprouvette a été confectionnée. Cependant, nous pouvons assez aisément la déduire car elle correspond, dans les axes $e - \ln \sigma'$, à la contrainte pour laquelle la courbe change d'inclinaison (passage d'un comportement élastique à un comportement plastique). On peut donc voir que celle-ci vaut 10 kPa. C'est donc cette contrainte que nous introduirons initialement dans l'échantillon, sous forme de contrainte interne.

Remarquons que nous n'avons plus utilisé la loi constitutive de Mohr-Coulomb pour caractériser le matériau, car celle-ci ne donne des résultats que très peu satisfaisants. Les résultats de la modélisation numérique de cet essai ne porte donc que sur les modèles Cap et CamClay.

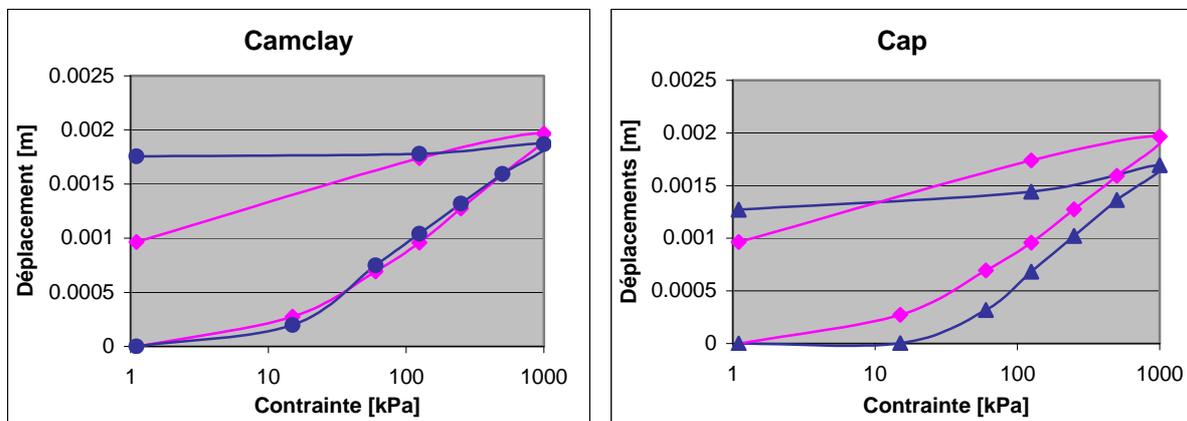


Figure 5-8 : Simulation de l'essai de consolidation à l'oedomètre incrémental - Courbe ($\Delta H - \ln \sigma'$) Comparaison avec la courbe issue des essais de laboratoire

Afin de passer des déplacements en tête d'éprouvette à l'indice des vides, il faut faire appel à quelques relations de base d'un milieu triphasique.

Par définition, l'indice des vides est le rapport entre le volume des vides et le volume des grains solides présents dans l'échantillon :

$$e = \frac{V_{vide}}{V_{solide}} = \frac{V_{total} - V_{solide}}{V_{solide}} = \frac{H_{total}}{H_{solide}} - 1$$

car la section de l'éprouvette reste constante,

où
$$H_{total} = H_{initial} - \Delta H = 14,92 - \Delta H \quad [\text{mm}]$$

et
$$H_{solide} = \frac{M_s}{\rho_s \cdot S} \quad (\text{S étant la section de l'échantillon} = 2827 \text{ mm}^3)$$

avec
$$M_s = \frac{M_{initial}}{1 + \frac{w_{sat}}{100}} \quad (w_{sat} = 18,1 \%)$$

où
$$M_{initial} = V_{initial} \cdot \rho_{initial} = 2827.14,92.2,16 = 91,31 \quad [g]$$

Une fois ces transformations effectuées, nous pouvons tracer le graphe de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective.

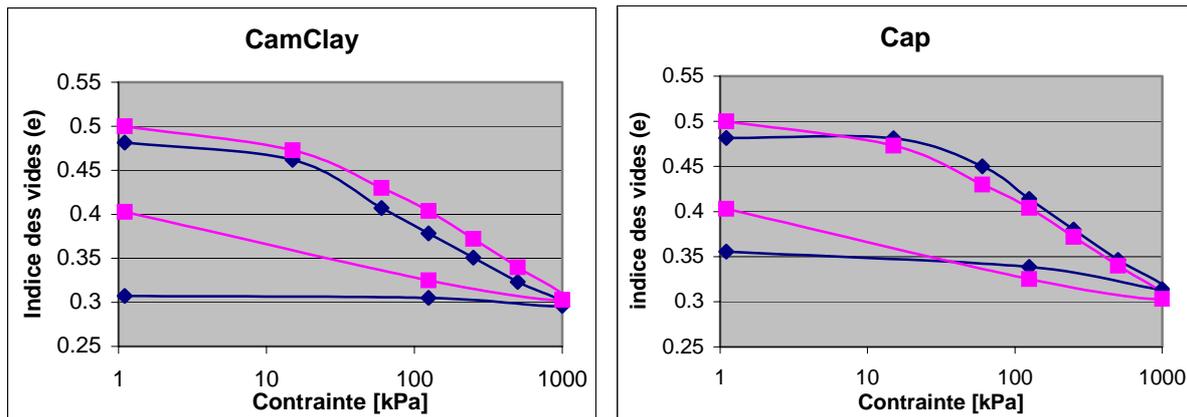


Figure 5-9 : Simulation de l'essai de consolidation à l'oedomètre incrémental - Courbe (e - ln σ')
Comparaison avec la courbe issue des essais de laboratoire

Ces résultats numériques nous paraissent donc assez proches du résultat obtenu expérimentalement et confirme ainsi les paramètres déduits lors de la simulation des essais triaxiaux.

5.5.3. Conclusions de ces simulations

La simulation numérique de ces deux types d'essais fondamentaux en mécanique des sols permettant de caractériser le comportement des matériaux donne des résultats assez proches de ceux issus de ces essais de laboratoire. Le modèle modifié CamClay donne les résultats les plus convaincants. Le modèle Cap donne également de bons résultats mais légèrement inférieurs à ceux obtenus grâce au modèle modifié CamClay. Néanmoins, en replaçant les choses dans leur contexte, dans le domaine de la géotechnique, la différence entre les courbes des tests de laboratoire et les courbes obtenues par le modèle Cap reste relativement minime. Par contre, le modèle de Mohr-Coulomb traduit assez mal la réalité. Mais ce modèle, de par sa simplicité, reste intéressant pour effectuer une première phase de modélisation assez grossière.

Dans les modélisations qui suivront, afin de pouvoir tirer profit des avantages de chaque modèle, nous les utiliserons tous, chacun à des moments différents, selon nos besoins et la précision souhaitée dans les résultats. Ils seront également utilisés en parallèle et ce, afin de pouvoir effectuer une comparaison. Néanmoins,

il faudra toujours garder à l'esprit les lacunes de chaque modèle et en tenir compte dans l'interprétation des résultats obtenus.

Nous pouvons maintenant mettre des valeurs chiffrées précises sur les différents paramètres des lois constitutives utilisées pour caractériser le comportement du sol formant la masse glissée. La profondeur moyenne de la surface de glissement étant d'environ 15 à 20 mètres, nous utiliserons les paramètres des matériaux issus d'une profondeur intermédiaire de 10 m, c'est-à-dire ayant une contrainte de préconsolidation d'environ 200 kPa. Voici donc les paramètres que nous utiliserons dans les modélisations hydromécaniques futures :

Modèle de Mohr-Coulomb : $E = 75 \text{ Mpa}$
 $\nu = 0,25$
 $c = 0 \text{ kPa}$
 $\phi = 25^\circ$
 $\psi = 25^\circ$
 $e_0 = 0,5$

Modèle CAP : $E = 75 \text{ Mpa}$
 $\nu = 0,25$
 $c = 0 \text{ kPa}$
 $\phi = 35^\circ$
 $\psi = 35^\circ$
 $\lambda = 0,04$
 $e_0 = 0,5$
 $R = 1,8$
 O.C.R. = 1

Modèle Modified CamClay : $\nu = 0,25$
 $e_0 = 0,5$
 O.C.R. = 1
 $M = 0,98$
 $\kappa = 0,01$
 $\lambda = 0,04$

Enfin, il est important de signaler que d'autres modèles beaucoup plus complexes existent. Mais le calage des paramètres nécessite des connaissances beaucoup plus approfondies sur les caractéristiques des matériaux (ce que nous ne possédons pas). Ces trois lois constitutives utilisées dans la suite établissent donc un bon compromis entre leur efficacité et leur relative simplicité.

5.6. Critique de cette modélisation constitutive

La critique principale des conclusions précédentes est qu'il est toujours hasardeux d'étendre à tout le massif les caractéristiques d'un sol prélevé à un endroit précis dans celui-ci. Si l'on veut avoir une connaissance suffisante du massif, un certain nombre de sondages accompagnés d'essais en laboratoire ou même in-situ sont nécessaires. Ces essais doivent être effectués de façon très réfléchie. La localisation des prélèvements de sol doit être bien répartie sur tout le massif, effectuée à des profondeurs différentes et doit permettre de faire ressortir une certaine répartition des différents types de sol sur la zone. De plus, en laboratoire, les essais doivent être adaptés à ce que l'on veut connaître sur le sol. Souvent, on se limite à quelques essais bon marché mais qui ne nous apprennent pas grand chose, sinon, ce que l'on connaît déjà. Mais il s'agit là d'un problème récurrent dans le domaine de la géotechnique. L'étendue de la zone sur laquelle se développe le glissement devrait nous obliger à multiplier et à varier les essais. Ainsi un seul essai dans la partie aval du glissement est bien trop insuffisant.

Ensuite, les résultats d'essais en notre possession sont relatifs à des expériences réalisées sur des échantillons remaniés. En effet, grâce à un tamisage, ces échantillons ont été confectionnés avec les particules inférieures à 2 mm. Suite à ce remaniement, les propriétés de ce sol ont été fortement modifiées et il est donc encore une fois délicat de se baser sur les propriétés de ce sol remanié pour caractériser le massif en place.

Enfin, il aurait été intéressant de posséder plusieurs essais de même type sur le même sol. Des propriétés moyennes auraient ainsi pu être déduites. Un seul essai nous rend tributaire des erreurs de manipulations ou de la présence d'une hétérogénéité très locale modifiant les caractéristiques du sol contenu dans l'éprouvette.

Néanmoins, ces quelques tests en notre possession nous permettent d'avoir un ordre de grandeurs des propriétés du massif. De plus, le comportement du sol observé lors des essais triaxiaux et de l'essai de consolidation à l'oedomètre incrémentale semble assez identique. Ce qui nous met déjà à l'abri d'une erreur de manipulation.

6. Modélisation 2D

6.1. Choix de la coupe

Plusieurs travaux en cours ou déjà réalisés ont permis de dégager une direction privilégiée du glissement. Comme déjà mentionné à plusieurs reprises ci-dessus, cette direction correspond assez logiquement à la ligne de plus grande pente. L'orientation de notre coupe devra donc s'inspirer de cet axe préférentiel. Il nous semble assez raisonnable d'opter pour une coupe qui traverserait le village de Triesenberg et cela pour de multiples raisons :

- Les vitesses de glissement les plus importantes ont été observées dans la zone du village ou juste en amont.
- Les dommages créés par ce glissement se font essentiellement ressentir au sein de Triesenberg. En effet, c'est à cet endroit que se concentre l'urbanisation et donc les ouvrages sensibles aux dégradations.
- Les résultats à notre disposition relatifs à la réalisation de forages et la pose d'inclinomètres sont essentiellement concentrés dans cette zone.
- Plusieurs études antérieures (géologiques, hydrogéologiques, ...) ont déjà été réalisées au départ de cette coupe passant au travers du village.
- La modélisation en 2D par une coupe traversant le milieu de la zone instable permet de s'affranchir des effets de bord qui existent sur le pourtour du glissement.

Voici le tracé exact de la coupe :

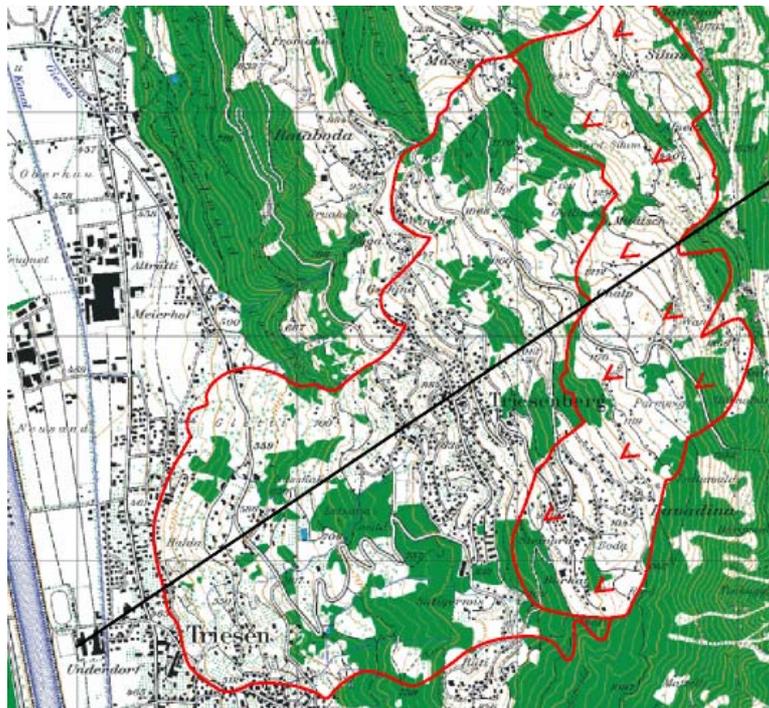


Figure 6-1 : Axe de la coupe utilisée dans la modélisation en 2D (Tullen P., 2002)

6.2. Données pour la résolution numérique

6.2.1. Géométrie

La surface topographique ainsi que la base du glissement sont définies par des points espacés d'environ 40 mètres. Entre ces points, la topographie et la surface de rupture sont donc considérées comme linéaires.

Sous cette surface de glissement, la roche saine est représentée sur une couche de 5 mètres. Dans un premier temps, nous avons choisi de modéliser la zone affaissée. Ensuite, dans une deuxième version, nous ne prendrons plus cette zone en compte. Nous pourrions ainsi par comparaison des deux alternatives, analyser le rôle et l'influence réelle qu'a la zone affaissée dans le mécanisme général de l'instabilité.

6.2.2. Maillage

Comme signalé dans la description du glissement, l'épaisseur de la zone instable est très faible par rapport à sa longueur. Dans un premier temps, nous aurions donc tendance à utiliser des mailles assez étirées. Cependant, il est préférable d'introduire un maillage le plus isoparamétrique possible. Les mailles doivent donc avoir une forme proche du carré. En général, dans notre maillage, le critère indiquant que le rapport de longueur entre les côtés d'une maille ne devant pas dépasser 1 pour 10 afin de ne pas compromettre la convergence du calcul est assez bien respecté. A l'exception des deux extrémités de la coupe où l'épaisseur devenant quasi nulle, les mailles deviennent très étirées. Nous n'avons néanmoins pas constaté de problèmes de convergence à ces endroits ce qui ne nous a pas obligé à réaliser un maillage plus fin de ces zones.

Aux extrémités, la zone instable se termine en pointe. Néanmoins, afin de ne pas introduire des mailles triangulaires qui sont souvent source de divergence du calcul, nous avons interrompu la zone modélisée quelques mètres avant l'extrémité et introduit une force équivalente représentant la pression des terres supprimées (§ 6.2.3. - Figure 4) .

En général, l'ordre de grandeur de la taille des mailles est de 5 mètres. L'hypothèse des petites déformations stipule que la déformation des éléments ne doit pas excéder 20%. Dans la réalité, on observe des déplacements de l'ordre de 50 centimètres sur une période de 20 ans, ce qui correspond donc, pour des mailles de 5 m de côté, à des déformations maximales de 10%. Ce niveau de raffinement du maillage nous permet donc de rester dans le formalisme des petites déformations.

Nous obtenons ainsi environ 3700 nœuds et 3300 éléments, ce qui conduit à un temps de calcul assez raisonnable.

Nous avons également envisagé une variante du maillage avec un raffinement de la dernière couche de mailles de la masse glissée juste au dessus de la roche saine. Ce raffinement a pour but d'augmenter la précision du calcul là où les déformations se concentrent principalement.

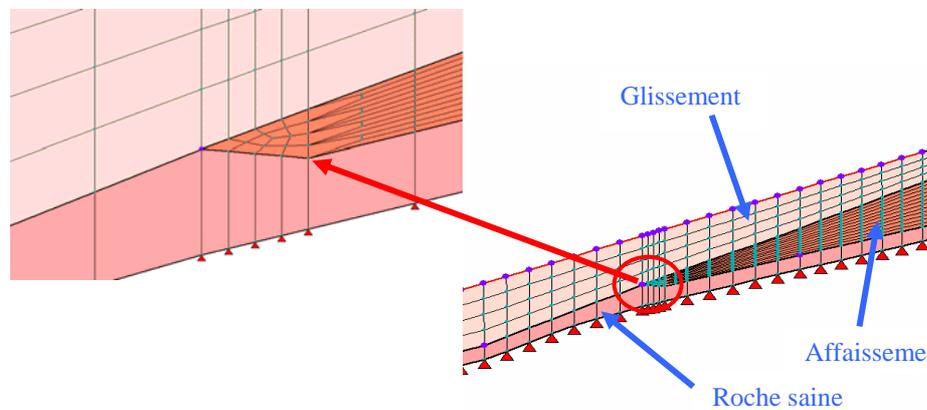


Figure 6-2 : Maillage 2D - Détails

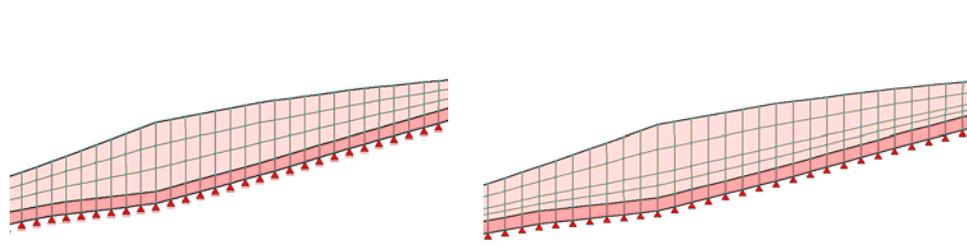


Figure 6-3 : Maillage 2D régulier / raffiné à la base du glissement

6.2.3. Conditions de bord

Chaque nœud sous la roche saine est bloqué en déplacement selon les deux directions. Nous imposons donc un déplacement nul 5 mètres en-dessous de la masse glissée.

Comme signalé ci-dessus, nous avons supprimé les dernières mailles aval et amont ce qui entraîne la présence de parois verticales. Afin de les stabiliser, des forces surfaciques sont introduites. Nous testerons dans la suite l'influence de l'intensité de ces forces sur le comportement du glissement. Trois valeurs de coefficient K seront envisagées ($K= 0,3 ; 1 ; 3$) (§ 6.3. - *Influence de divers paramètres*).

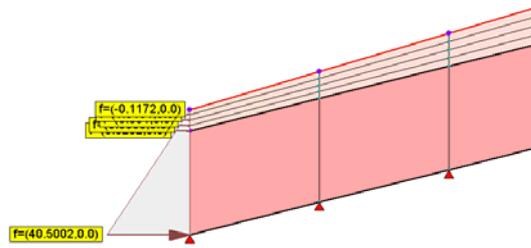


Figure 6-4 : Force de butée à l'aval du glissement

Les conditions de bord hydrauliques sont introduites en imposant des pressions aux nœuds entre la masse glissée et la roche saine. Dans une première étape du travail, nous ne possédions pas les conditions hydrauliques réelles. Nous nous sommes donc imposés des pressions fictives. Plusieurs scénarii ont été envisagés. Nous avons tout d'abord imaginé une montée linéaire et uniforme du niveau de la nappe au rythme d'un mètre par mois depuis un niveau de 15 mètres sous la topographie jusqu'au niveau topographique lui-même. Ensuite, nous avons envisagé une phase de crise suivie d'une phase de freinage selon le schéma suivant :

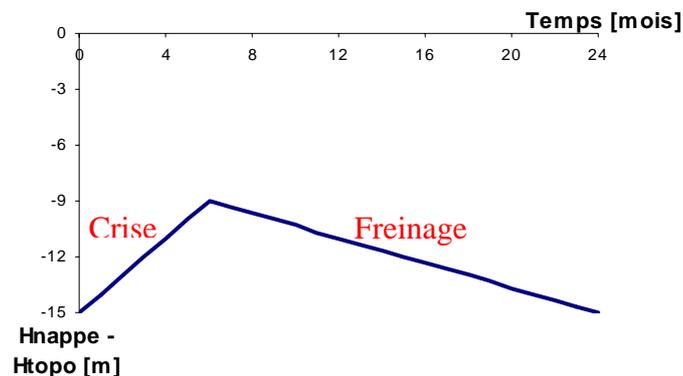


Figure 6-5 : Condition hydraulique fictive - Charge / décharge
Initialisation à un niveau de 15 m sous la topographie

Deux variantes ont été envisagées à ce stade. Dans un premier temps, nous avons réalisé l'initialisation des contraintes pour une hauteur de la nappe 15 mètres sous la topographie (Figure 6-5). Ensuite dans une deuxième phase, cette initialisation s'est faite pour une nappe 11 mètres sous la surface du terrain. Nous pourrions ainsi observer l'influence du choix de l'état initial sur le comportement du glissement qui suit cette phase d'initialisation.

Sur tous les segments représentant la surface topographique, nous avons introduit des éléments de suintement afin de rendre cette surface perméable et permettre ainsi à l'eau de s'écouler librement vers l'extérieur si les circonstances l'exigent.

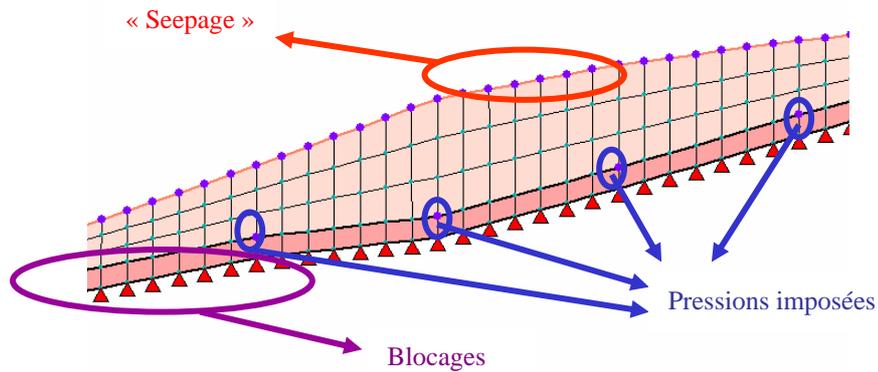


Figure 6-6 : Conditions de bord

6.2.4. Type d'analyse hydro-mécanique

Dans cette modélisation en deux dimensions, nous n'imposerons que des conditions hydrauliques fictives. Ainsi nous effectuerons une analyse « pseudo-permanente ». Les temps introduits pour définir l'évolution des pressions interstitielles imposées sont donc purement fictifs. Ils permettent simplement d'établir une chronologie dans le temps. Ces conditions de pressions correspondant à une nappe parallèle à la topographie située à différentes hauteurs dans le temps traduisent donc une succession d'état permanent.

6.2.5. Matériaux

Le peu de sondages effectués sur le site ne nous permettant d'avoir que très peu d'informations sur les caractéristiques des matériaux d'une part et la très grande hétérogénéité du sol d'autre part nous ont poussés à ne considérer qu'un seul matériau ayant des caractéristiques moyennes pour toute la masse glissée. Un deuxième matériau sera introduit pour la zone affaissée et un troisième pour la roche saine. Nous modéliserons la zone affaissée par un matériau élastique ayant le même module de Young (E) et coefficient de Poisson (ν) que la masse glissée.

Voici les propriétés ainsi que les lois constitutives utilisées pour les différents matériaux :

Matériaux	Paramètres généraux	Lois constitutives	Paramètres spécifiques à la loi
<i>Masse glissée</i>	$E = 75000 \text{ kPa}$ $\nu = 0,3$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $e_0 = 0,5$ $k = 10^{-6} \text{ m/s}$	-Mohr-Coulomb -Modèle CAP -Modèle CamClay	$c = 0 \text{ kPa}$ $\phi = 25^\circ$ $\psi = 25^\circ$ $c = 0 \text{ kPa}$ $\phi = 35^\circ$ $\psi = 35^\circ$ $R = 1,8$ $\text{O.C.R.} = 1$ $\lambda = 0,04$ $M = 0,98$ $\kappa = 0,01$ $\lambda = 0,04$ $\text{O.C.R.} = 1$
Roche	$E = 285000 \text{ kPa}$ $\nu = 0,25$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $e_0 = 0,3$ $k = \text{imperméable}$	-Elastique	
Affaissement	$E = 75000 \text{ kPa}$ $\nu = 0,25$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $e_0 = 0,5$ $k = 10^{-6} \text{ m/s}$	-Elastique	
Fluide	$\gamma_F = 10 \text{ kN/m}^3$ $K_F = 3,37 \cdot 10^{+38} \text{ kPa}$ $S_r = 0$ $\alpha = 0,2 \text{ m}^{-1}$		

Les valeurs de tous ces paramètres (à l'exception des paramètres définissant le fluide) ont pu être déterminés grâce au calage des simulations numériques des essais triaxiaux et de consolidation à l'oedomètre incrémentale par rapport aux essais réelles (§ 5.5.).

Les trois lois constitutives évoquées ci-dessus (Mohr-Coulomb, CAP et CamClay) sont détaillées aux paragraphes 5.2., 5.3. et 5.4..

6.3. Interprétations

6.3.1. Conditions hydrauliques fictives

Montée uniforme de la nappe

Comme déjà expliqué dans les conditions de bord, dans cette première phase, nous avons imposé des pressions interstitielles à la base de la masse glissée correspondant à une montée du niveau de la nappe de un mètre par mois.

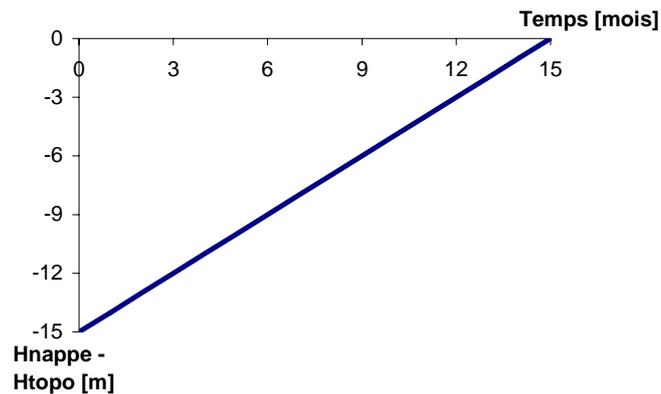


Figure 6-7 : Condition hydraulique fictive : Montée linéaire de la nappe

Tout au long de cette première approche nous n'utilisons, pour modéliser le comportement des matériaux formant la masse glissée, que le modèle de Mohr-Coulomb.

Modèle hydraulique

Les vitesses hydrauliques maximales obtenues sont de 10^{-6} m/s. Cette valeur semble conforme à ce que l'on pourrait obtenir par une simple application de la loi de Darcy.

En effet,

$$v_{\text{moy}} = k.i \quad \text{avec } k=10^{-6} \text{ m/s}$$
$$i = \frac{\Delta \text{Altitude}}{L_{\text{coupe}}} = \frac{1336 - 476}{3291 - 519} = 0,3$$

Et donc,

$$v_{\text{moy}} = 3.10^{-7} \text{ m/s}$$

L'ordre de grandeur des vitesses obtenues par le calcul semble correct ce qui nous conforte dans la façon dont nous avons imposé les conditions de bord hydrauliques.

La surface de la nappe est bien parallèle à la topographie comme nous le désirions. A l'exception du sommet du glissement où la pente étant très prononcée, les pressions imposées à la base ne sont pas suffisantes pour « rabattre » la nappe, ce qui entraîne une résurgence à cet endroit. Pour éviter cela, nous avons imposé des pressions interstitielles supplémentaires sur tous les nœuds de la surface topographique dans cette petite zone.

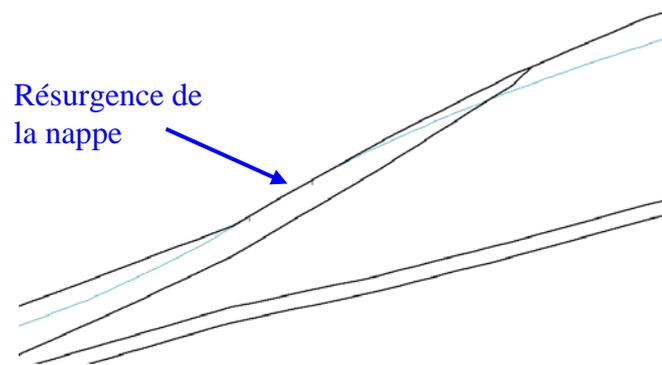


Figure 6-8 : Niveau de la nappe au sommet du glissement avant imposition des pressions au niveau de la surface topographique

Modèle mécanique

Dans cette partie du calcul, sans la prise en compte de l'eau dans le terrain, nous attendions à obtenir des déplacements nuls dans toute la zone étudiée. En effet, toutes les observations antérieures du glissement laissent à penser que c'est l'eau dans le sol qui serait le moteur principal du mouvement. Ce sont effectivement les résultats que l'on obtient. Les seuls déplacements que nous avons perçus sont de 2 mm en 15 mois là où la pente est la plus forte, ce qui est négligeable.

Les contraintes normales et tangentielles obtenues sur une section verticale quelconque sont bien distribuées de façon triangulaire.

Modèle hydro-mécanique

Lors du premier essai, le calcul a divergé dès le premier pas de temps (en $t_1 = 1$ mois). Cette divergence est due à des déplacements beaucoup trop importants (de l'ordre du mètre) au sommet du glissement, là où la pente est la plus forte. Il s'agit donc là d'une instabilité de surface assez locale. Pour permettre la poursuite du calcul nous avons utilisé une loi élastique pour représenter cette partie de la masse glissée.

Une fois cette modification réalisée, le calcul a pu converger jusqu'au pas de temps t_8 (= 8 mois) correspondant à une hauteur de nappe de 7 mètres sous la topographie. A cet instant, les déplacements qui avaient évolués assez calmement jusque là, ont subitement augmenté pour atteindre l'ordre du mètre et provoqué la divergence du calcul.

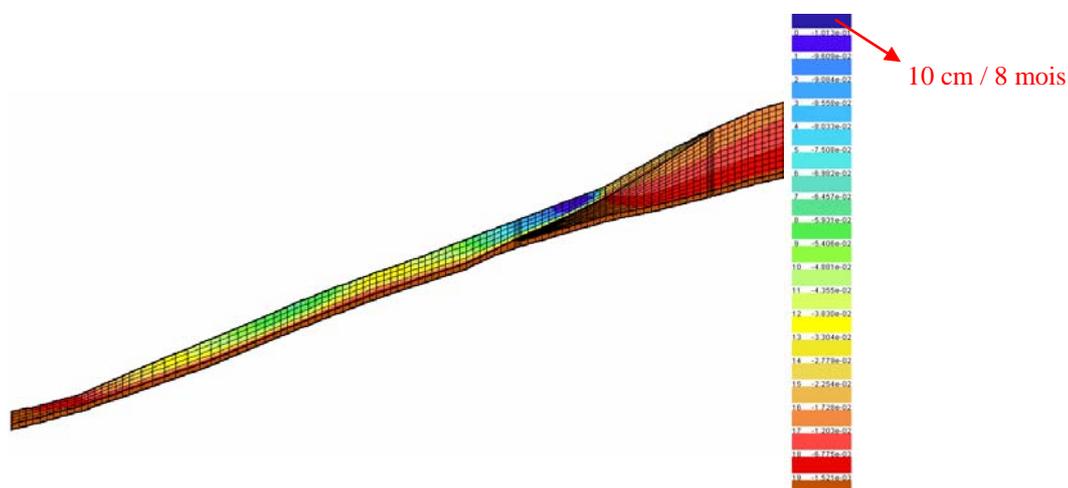


Figure 6-9 : Modélisation 2D : Montée uniforme de la nappe - Localisation de la zone de forte activité au sommet du glissement

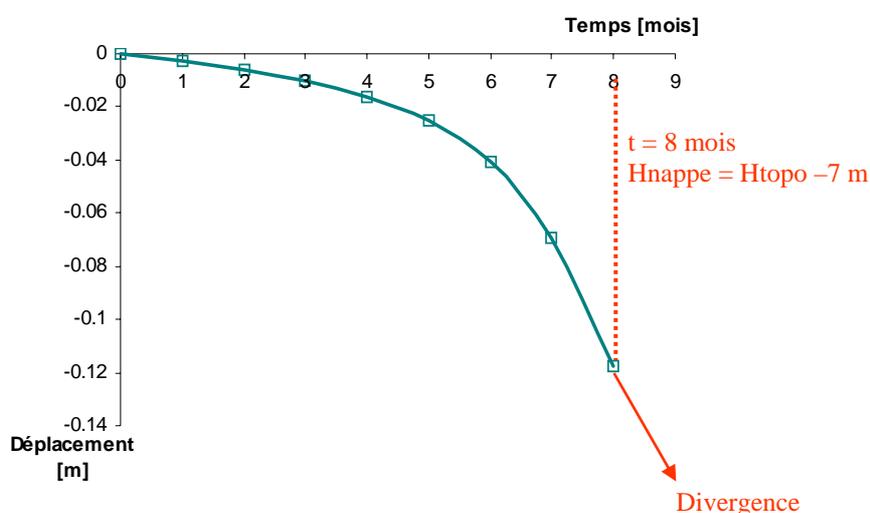


Figure 6-10 : Modélisation 2D : Montée uniforme de la nappe - Déplacement en surface de la zone la plus active (abscisse 2600 m)

L'ordre de grandeur des déplacements maximaux observés avant cette phase de divergence est d'environ 1 à 2 cm par mois, voir plus vers les temps t_6 et t_7 . Dans la réalité, les déplacements maximaux lors de périodes de fortes crises sont de l'ordre de 5 mm par mois. La modélisation réalisée surestime donc un peu les mouvements réels.

Par contre, la répartition spatiale en 2D obtenue est assez bien en accord avec les données inclinométriques et les relevés GPS en notre possession. On observe la plus forte activité sur le haut du glissement, environ 500 mètres en aval du sommet. Une autre zone active est obtenue beaucoup plus en aval, vers l'altitude 700 mètres. Dans la réalité, comme on peut le voir sur la carte de répartition des vitesses de déplacement à moyen terme (*Figure 4-6*), on retrouve bien ces deux zones.

Nous observons également un phénomène de gonflement (déplacement selon $Y > 0$). Ces déplacements sont de l'ordre du centimètre à certains endroits. Cela s'explique assez aisément par la relation de Terzaghi. En effet, lorsque la nappe monte, les pressions augmentent, ce qui pour un même niveau de contrainte totale, tend à diminuer les contraintes effectives. Ces dernières sont en relation étroite avec les déformations. Si les contraintes effectives diminuent, les déformations « diminuent », ce qui se traduit par un gonflement du massif.

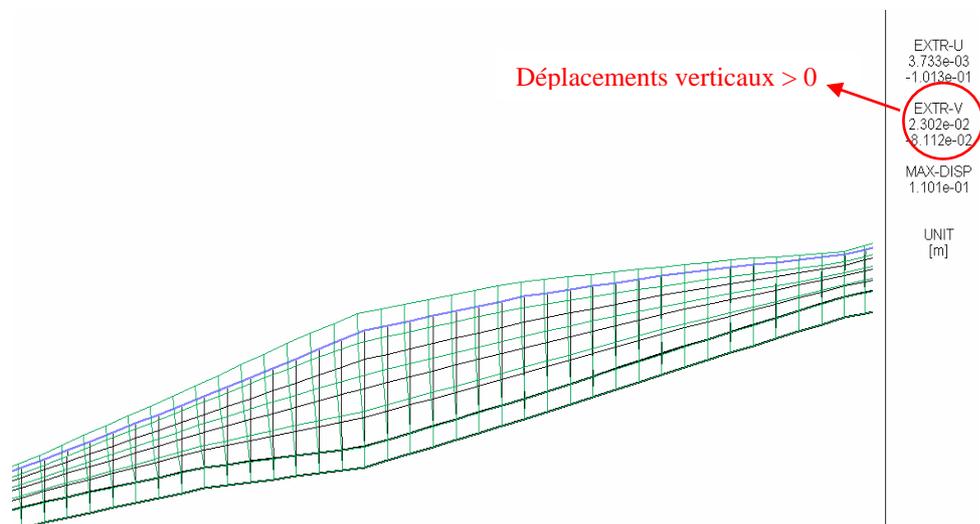


Figure 6-11 : Phénomène de gonflement

Une modélisation rapide d'un bloc de dix mètres de côté de sol ayant les mêmes caractéristiques que notre masse glissée avec une montée de la nappe du niveau -10 m (base du cube) au niveau 0 (sommet du cube) nous conduit à des déplacements selon Y d'environ 5 mm. Ceci est donc en accord avec les gonflements que nous obtenons dans la modélisation du glissement.

Ce phénomène se produit certainement dans la réalité mais est difficilement perceptible car il s'agit généralement d'une montée homogène de tout le massif. Néanmoins ces déplacements selon Y sont assez négligeables et n'influencent en rien la cinétique du mouvement selon X . Nous n'en tiendrons donc plus compte dans la suite du développement.

Phase de crise et de freinage

Nous envisagerons ici une phase de crise correspondant à une montée de la nappe jusque 9 mètres sous la topographie (ce qui correspond à un niveau de nappe 2 mètres plus bas que le niveau déclenchant l'instabilité totale du versant) suivi d'une redescente progressive de la nappe. Deux niveaux d'initialisation des contraintes ont été envisagés (11 m et 15 m sous la topographie) (§ 6.2.3).

Initialisation des contraintes avec un niveau de nappe 15 m sous la topographie

Lors de la phase de crise, les déplacements observés évoluent de la même façon que dans le point précédent. On observe des mouvements d'environ 5 cm à la fin de la crise avec une répartition spatiale assez proche de la réalité. Des gonflements sont également observés (déplacements positifs selon y)

Lors du déchargement, on constate une diminution des déplacements cumulés selon x, ce qui traduit un retour du glissement vers l'amont pouvant être assez important à certains endroits. En effet, les zones non plastifiées lors de la phase de crise retrouvent leur position initiale après le déchargement grâce à un retour totalement élastique. Cela est éventuellement possible dans la réalité mais pas dans de telles proportions et une solution doit être envisagée afin de résoudre ce problème.

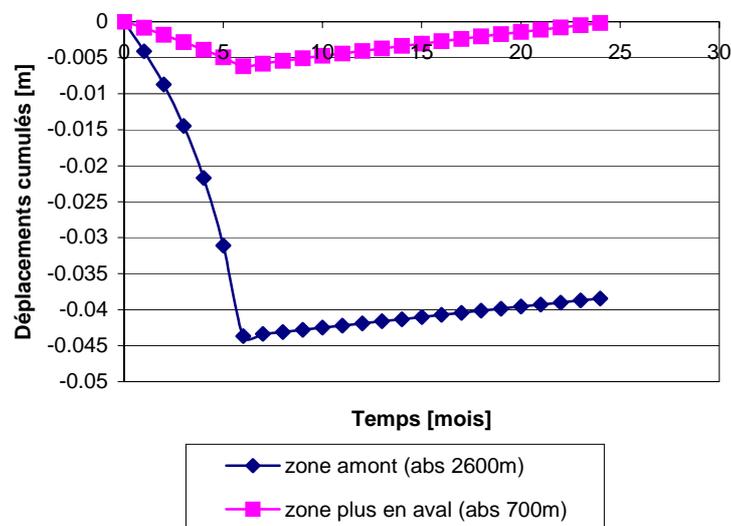


Figure 6-12 : Phénomène de retour vers l'amont du glissement

Le modèle de Mohr-Coulomb semble donc être inefficace face à ce problème. A ce stade du développement il serait donc judicieux d'envisager un modèle de comportement plus évolué. Nous utiliserons alors dans un premier temps le modèle CAP (*description* § 5.3.) qui permet d'introduire une contrainte de préconsolidation. Ce paramètre est introduit en considérant un O.C.R. de 1 dans toute la masse glissée. La contrainte de préconsolidation varie donc avec la profondeur et place le matériau proche de la plasticité. Une faible perturbation de

la nappe provoque donc la plastification du matériau, ce qui diminue considérablement les zones restant élastiques et contourne ainsi partiellement le problème du retour élastique vers l'amont. De plus, lors de la phase de déchargement, nous considérerons un module de rigidité 6 fois supérieur (450 MPa) à celui utilisé lors de la phase de chargement (75 MPa) ce qui rigidifie donc le massif lors du déchargement et diminue ainsi de façon assez importante les déplacements « négatifs ».

Enfin, nous avons également modélisé la masse glissée avec le modèle modified CamClay (*description § 5.4.*) afin de pouvoir comparer les déplacements obtenus avec ce dernier et avec le modèle CAP. Remarquons que pour ce modified CamClay, nous avons gardé les mêmes paramètres durant la phase de charge et de décharge.

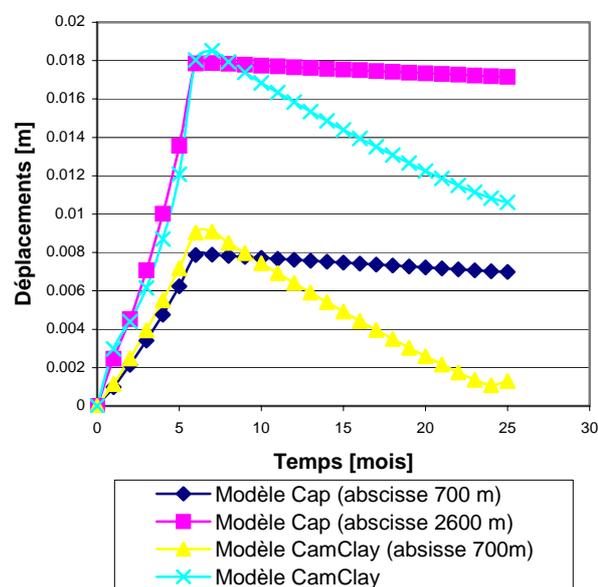


Figure 6-13 : Phase de charge - décharge : Déplacements - Comparaison du modèle CAP et modified CamClay

Les comportements du massif lors de la phase de crise sont identiques avec le modèle CAP et avec le modified CamClay. En effet, l'évolution des déplacements observés sur deux points de la surface topographique situés chacun au milieu d'une zone active est semblable. Lors de la décharge, l'augmentation du module de Young dans le modèle CAP permet de limiter fortement le retour en arrière. Le glissement ne se produit donc que lors de la montée de la nappe. Par contre, le modèle modified CamClay ne permettant pas de modifier les paramètres au milieu du calcul, nous n'avons pas pu augmenter la rigidité du massif au déchargement. Ainsi, on observe un retour en arrière du massif plus important qu'avec le modèle CAP.

Initialisation des contraintes avec un niveau de nappe 11 m sous la topographie

Dans ce cas, la phase de crise est donc raccourcie et ne représente donc plus qu'une montée de la nappe de 2 mètres. Les déplacements observés sont donc considérablement réduits. On observe des mouvements maximaux de 4 mm en 3 mois ce qui est sensiblement trop peu par rapport à la réalité.

Nous observons également une deuxième différence importante par rapport au cas où les contraintes étaient initialisées avec une nappe 15 mètres sous la topographie : les déplacements cumulés continuent à augmenter lors du début de la phase de déchargement. Cela traduit donc dans la réalité un mouvement continu plutôt qu'un mouvement limité aux seuls phases de montée de la nappe. Ce phénomène est observé de façon beaucoup plus importante avec le modified CamClay. Cette allure de courbe est beaucoup plus proche de ce qui est observé dans la réalité. En effet, dans la réalité, les mouvements les plus importants se produisent lors des phases de crise mais ceux-ci se prolongent également lors de la descente de la nappe. Ainsi, les déplacements n'évoluent pas de façon saccadée mais plutôt continuellement.

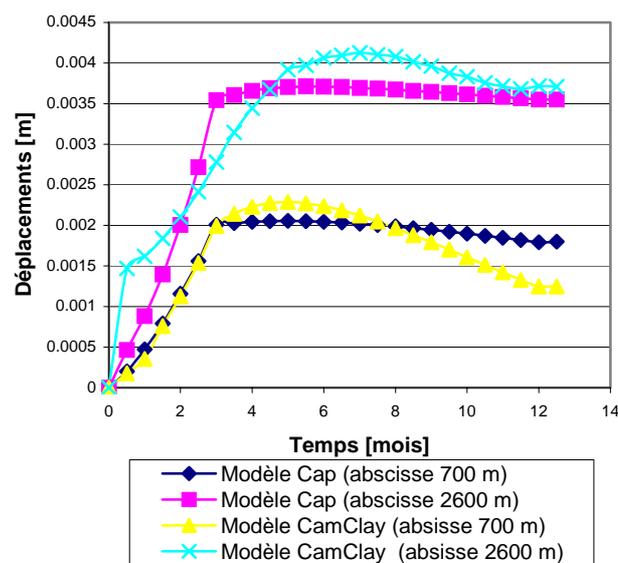


Figure 6-14 : Phase de charge - décharge : Initialisation des contraintes pour une nappe au niveau - 11 m : Comparaison des modèles Cap et modified CamClay

On constate donc que le niveau de la nappe lors de l'initialisation des contraintes joue un rôle prépondérant sur la suite du comportement du massif. Dans la suite des modélisations, il faudra donc veiller à initialiser le niveau de la nappe de façon la plus précise possible.

Comparaison des modélisations avec et sans la zone affaissée

A partir de ce stade, nous n'utiliserons plus que les modèles CAP et CamClay comme lois constitutives pour modéliser le comportement de la masse glissée. En effet, comme nous avons pu le constater au point précédent, ceux-ci semblent donner de bien meilleurs résultats que le modèle de Mohr-Coulomb.

Le but de ce paragraphe est de déterminer le véritable rôle de la zone affaissée dans le mécanisme général du glissement. Deux modélisations ont donc été entreprises, l'une en représentant la zone affaissée, tout comme nous l'avons fait jusqu'ici, et l'une sans la représenter.

L'influence de l'affaissement ne se fait réellement ressentir que dans la zone amont du glissement, sur les 500 derniers mètres. En effet, plus en aval, les deux modélisations nous donnent des résultats en terme de déplacements et de contraintes parfaitement identiques.

Dans la représentation avec l'affaissement, on peut dégager deux zones de fortes activités dans les 500 mètres amont du glissement, tandis que dans celle sans l'affaissement, une seule zone très active subsiste (celle la plus en aval). Cela peut-être observé aussi bien en utilisant le modèle Cap que le modèle modifié CamClay.

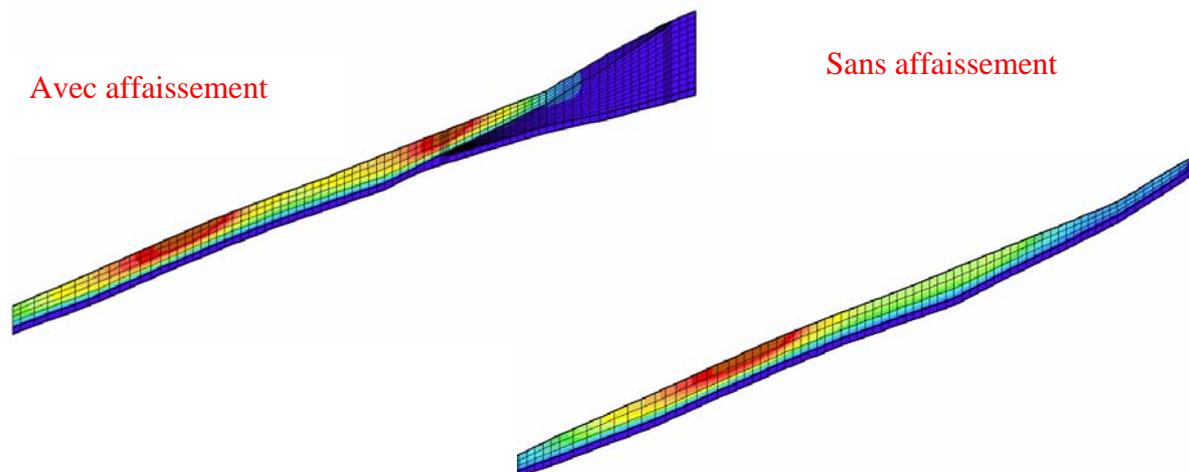


Figure 6-15 : Comparaison de la localisation des zones de fortes activités dans les cas avec et sans affaissement

Dans la réalité, avec les relevés GPS en notre possession, une seule zone active se dégage. De plus, la représentation de l'affaissement nous oblige à utiliser une loi élastique sur le sommet du glissement pour permettre au calcul de converger (*Voir montée uniforme de la nappe - modèle hydro-mécanique*), ce qui n'est pas le cas si nous ne la modélisons pas. Enfin, la modélisation de l'affaissement conduit à des vitesses de glissement trop importantes par rapport à la réalité (9 cm par an). Si on ne représente pas cette zone, les vitesses maximales observées sont réduites à 6

à 7 cm par an, ce qui est encore trop élevé mais qui semble néanmoins plus proche de la réalité.

Ces trois points nous laissent donc penser que la modélisation de l'affaissement n'est pas nécessaire et que celle-ci aurait même un effet néfaste sur les résultats obtenus. Nous ne possédons pas d'information précise sur les propriétés des matériaux formant l'affaissement. Nous avons donc attribué les mêmes caractéristiques qu'à la masse glissée tout en utilisant une loi élastique au lieu d'un modèle élastoplastique. Ces valeurs semblent donc être sous-estimées par rapport à la réalité, ce qui rend cette masse affaissée instable dans le modèle alors qu'elle semble être stabilisée sur le terrain.

Dans la suite du travail, nous ne modéliserons donc plus la zone affaissée.

Comparaison entre le maillage normal et le maillage raffiné à la base

Comme annoncé précédemment dans la description du maillage (§ 6.2.2.), nous avons envisagé une variante avec un maillage raffiné juste au dessus de la base du glissement, là où l'essentiel des déformations se produit.

On constate une augmentation d'environ 5% des déformations sans trop affecter le temps de calcul. Ce maillage semble donc augmenter la précision des résultats. Nous utiliserons donc cette version dans la modélisation 3D si cela ne conduit pas à des mailles trop distordues.

Influence de divers paramètres

Influence du coefficient K introduit dans la force de butée à l'aval du glissement

Comme expliqué dans le paragraphe 6.2.3., au pied du glissement, les dernières mailles triangulaires ont été remplacées par une force triangulaire de butée. Nous avons étudié l'influence de l'intensité de cette force sur les mouvements observés à l'aval du glissement. Trois coefficients K ont été envisagés : une valeur caractéristique de la poussée (= 0,3), une valeur au repos (= 1), et une valeur caractéristique de la butée (= 3).

Nous avons pu constater que l'intensité de ces forces n'a aucune influence sur le comportement du glissement. En effet, les vitesses de déplacements observées tendent vers zéro lorsqu'on se rapproche des bords du glissement. Il n'existe donc pratiquement pas de déplacement à l'extrémité de la masse glissée ($D = 1,3 \cdot 10^{-4}$ m en un an) et le rôle de la force appliquée est simplement de stabiliser la paroi verticale, créée par la suppression de la dernière maille, afin d'éviter un écroulement local qui risquerait de provoquer une divergence du calcul.

A la limite, nous pourrions même bloquer mécaniquement cette dernière rangée de nœuds selon les deux directions. En effet, au vu des déplacements que l'on peut qualifier d'inexistants dans cette zone, cela n'aurait aucune influence. Nous n'avons toutefois pas appliqué cette solution et nous en sommes restés à l'application d'une force de butée.

En résumé, nous pouvons donc affirmer que le choix de la valeur du coefficient K ne modifie pas le comportement du glissement. Nous prendrons donc une valeur unitaire correspondant à la valeur au repos.

Influence de l'entredistance entre les points de pression imposées à la base du glissement

L'entredistance entre les nœuds de pressions imposées à la base du glissement est d'environ 40 mètres. Il serait bon de connaître l'influence de cet espacement sur la régularité des pressions. En effet c'est à la base du glissement, entre la roche saine et la masse glissée que les pressions sont les plus déterminantes pour la cinématique du versant. Des irrégularités dans les valeurs pourraient influencer la précision des résultats obtenus.

A première vue, comme déjà expliqué ci-dessus, le profil de la nappe ne présente aucune irrégularité. La nappe reste bien parallèle à la topographie comme nous le désirions. Mais cela ne signifie pas nécessairement qu'à la base du glissement, la distribution des pressions est tout aussi régulière.

Si les calculs sont effectués selon le formalisme d'une succession d'états permanents, à chaque pas de temps, le programme itère jusqu'à une stabilisation des pressions. Dans ce cas, on n'observe évidemment pas d'irrégularité dans les pressions à la base du glissement. Cependant, lorsque l'on passe en état transitoire, les irrégularités n'ont pas nécessairement le temps de se dissiper. On observe alors que la distribution des pressions le long de la surface de glissement présente quelques irrégularités, surtout lorsque l'on impose des variations brusques des conditions hydrauliques (ex : montée rapide du niveau de la nappe). Dans ce cas, les pressions obtenues entre les nœuds de pression imposée ne résultent pas exactement d'une interpolation linéaire entre les valeurs imposées comme on l'observait en régime permanent.

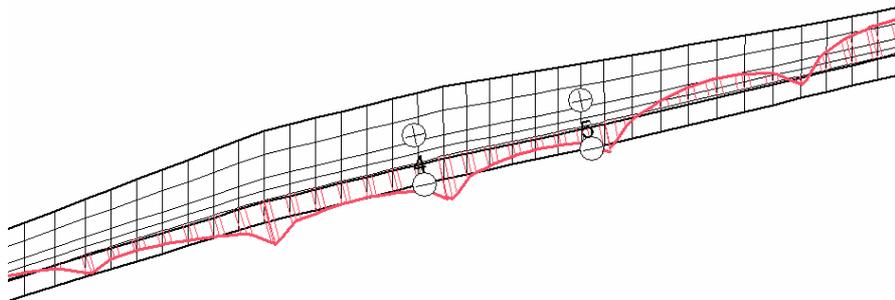


Figure 6-16 : Irrégularités des pressions à la base du glissement en régime transitoire

Dans cette partie du développement, pour des conditions hydrauliques fictives, nous sommes restés en régime « pseudo-permanent » et donc comme cela vient d'être signalé, le champ de pressions à la base du glissement a le temps de se stabiliser et ne présente donc pas d'irrégularités. Nous pouvons donc conserver cette entredistance de 40 m entre les points de pressions imposées. Cependant, lorsque nous travaillerons avec les conditions hydrauliques réelles, nous passerons en régime transitoire et donc afin de conserver une distribution de pression régulière à la base du glissement, nous réduirons à environ 20 mètres, la distance séparant les nœuds où l'on impose la pression.

Conclusions

Cette première étape de modélisation hydro-mécanique, en deux dimensions, selon une coupe traversant le centre du glissement dans la direction de la plus grande pente et avec l'imposition de conditions hydrauliques fictives nous a permis de tirer deux types d'enseignements assez intéressants pour la suite des développements.

D'une part, nous avons pu, en partant d'un cas assez simplifié, caler différents paramètres liés à la modélisation :

- Les conditions de bord hydrauliques sous forme de pressions interstitielles imposées à la base du glissement, sur les nœuds entre la masse glissée et la roche saine, paraît donner de très bons résultats concernant le profil général de la nappe.
- Les divers problèmes rencontrés initialement tels que des irrégularités dans le maillage, une surface de résurgence sur le haut du glissement, une instabilité locale là où la pente est la plus importante, provoquant la divergence du calcul, ont pu être contournés tout en restant cohérent avec les phénomènes observés sur le terrain.
- Nous avons pu constater que le niveau de la nappe lors de la phase d'initialisation des contraintes conditionne toute la suite de l'évolution des déplacements au sein du massif. Il faudra donc y être attentif dans la suite de l'étude.
- L'influence de la force de butée introduite en pied de glissement simulant la réaction de la dernière série de mailles que nous avons supprimée est négligeable. Nous avons ainsi placé une force surfacique dont l'intensité varie avec la profondeur avec un coefficient K (coefficient de butée) unitaire.
- L'affaissement semble créer des déplacements supplémentaires dans la partie supérieure de la masse glissée qui ne sont pas observés dans la réalité. Dans la suite du développement, nous ne modéliserons donc plus cet affaissement.

- L'imposition des pressions tous les 40 mètres environ est insuffisante dans le cas d'une analyse en régime transitoire avec des variations brusques et soudaines du niveau de la nappe. En effet, dans ce cas, on peut observer des irrégularités de la pression au niveau de la surface de glissement. Dans la suite du développement nous rapprocherons donc, à environ 20 mètres, ces points où l'on impose la pression.

- Le modèle de Mohr-Coulomb, nous a permis de débiter la modélisation de façon assez simple sans trop de complexité. Mais pour une analyse plus précise, ce modèle se révèle bien vite insuffisant. Par contre, les modèles de CAP et modified CamClay nous donnent des résultats en matière de déplacement assez semblables entre eux et beaucoup plus satisfaisants. Nous utiliserons donc exclusivement ces deux modèles dans la suite du développement.

D'autres part, nous pouvons déjà faire ressortir quelques ordres de grandeurs concernant les déplacements en fonction des pressions rencontrées au sein du massif :

- Le niveau de la nappe provoquant la rupture générale du versant semble se trouver environ 7 mètres sous la topographie. Néanmoins, tout au long de cette première partie, nous avons considéré une nappe parallèle à la surface, ce qui n'est certainement pas le cas dans la réalité. Cela devra être confirmé ultérieurement grâce aux conditions hydrauliques réelles fournies par le service de géologie.

- L'ordre de grandeur des déplacements obtenus semble un peu élevé par rapport à ce que l'on observe en réalité. Cela peut être dû à un niveau de nappe trop élevé. Ce point devra également être confirmé par les données hydrauliques réelles. Cependant, qualitativement, nous pouvons déjà observer que la répartition spatiale en 2D du mouvement semble assez proche de la réalité.

6.3.2. Cas de la pente infinie

Afin de vérifier l'ordre de grandeur des valeurs obtenues précédemment concernant les vitesses de déplacement ainsi que le niveau de la nappe produisant l'instabilité totale, nous avons étudié le cas d'une pente infinie avec une surface de glissement parallèle à cette pente se situant à une profondeur de 10 mètres sous la topographie, ce qui correspond environ à la profondeur moyenne de la masse glissée le long de la coupe utilisée précédemment. Deux approches peuvent être envisagées pour étudier ce phénomène ; une approche analytique et une par éléments finis.

Etude analytique

Une formule analytique bien connue faisant intervenir la hauteur de la nappe, l'angle d'inclinaison de la pente, le poids volumique, la cohésion et l'angle de frottement du sol en place permet de déterminer un coefficient de sécurité face à la rupture du massif :

$$F_s = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta - u) \cdot \tan \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}$$

Cette relation exprime simplement l'équilibre d'un parallélogramme ABCD compris entre la surface topographique et la base du glissement :

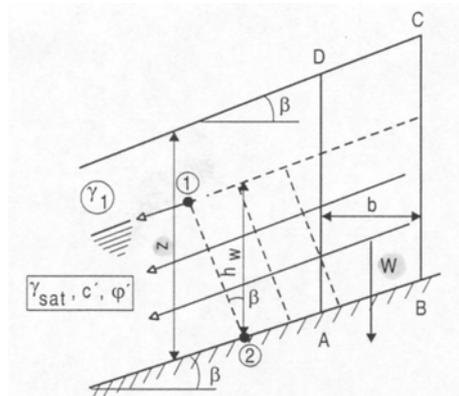


Figure 6-17 : Pente infinie : équilibre mécanique d'une élément (Charlier R. 2001)

Nous pouvons donc ainsi déterminer quel est le niveau de la nappe pour lequel le facteur de sécurité descend sous l'unité se traduisant dans la réalité par une instabilité globale du massif.

Dans notre cas, $\beta = 24^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$
 $\phi' = 35^\circ$
 $c' = 0 \text{ kPa}$
 $z = 10 \text{ m}$
 $F_s = 1$

On obtient ainsi $u = 66 \text{ kPa}$. Le niveau de nappe provoquant la rupture du massif se situe donc 6,6 m au-dessus de la surface de glissement, c'est-à-dire 3,4 m sous la topographie.

Au cours du développement précédent, dans la géométrie réelle, nous avons pu constater que l'on obtenait une divergence du calcul, correspondant à la rupture du massif, pour une hauteur de nappe 7 m sous la topographie. Néanmoins dans la

coupe réelle, la pente n'étant pas régulière, certaines zones ont une pente beaucoup plus forte que 24° , surtout au sommet du glissement. Cela explique donc en partie le fait que la rupture totale du massif se produit pour un niveau de nappe inférieur à ce que l'on observe pour une pente infinie.

Nous pouvons évaluer le coefficient de sécurité correspondant à une hauteur de nappe 7 m sous la topographie. Dans ce cas, $u = 30$ kPa et nous obtenons un coefficient de sécurité de 1,3, ce qui est assez faible en géotechnique. Cela nous place donc très proche de la rupture.

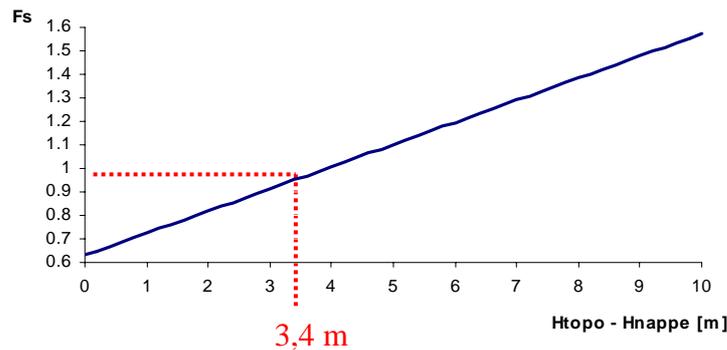


Figure 6-18 : Pente infinie : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de la nappe

Lorsque la pente est de 30° , comme c'est le cas dans la partie haute de la géométrie réelle du glissement, le niveau de la nappe nous donnant un coefficient de sécurité unitaire se trouve 5 mètres sous la topographie, ce qui se rapproche un peu plus de ce que l'on obtient avec la coupe réelle.

Etude par éléments finis

La même étude a été réalisée grâce à un calcul par éléments finis. Cela nous permettra donc d'obtenir certaines informations supplémentaires et en particulier, les vitesses de déplacement obtenues pour différents niveaux de la nappe. Nous pourrions également tester les deux modèles de comportement utilisés dans les développements précédents et suivants (CAP et modified CamClay).

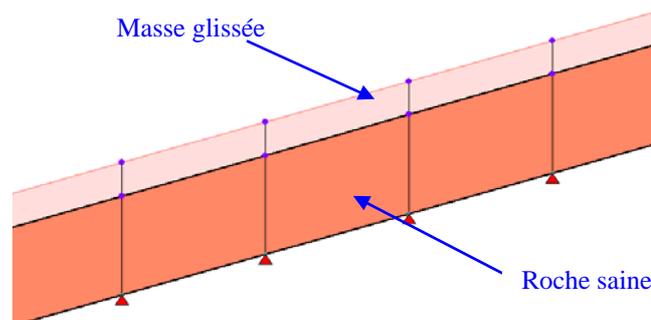


Figure 6-19 : Pente infinie - Modélisation par éléments finis : Maillage

Montée uniforme de la nappe - Comparaison modèle de CAP et modified CamClay

Comme pour la modélisation de la géométrie réelle de la masse glissée ci-dessus (§ 6.2.3. et 6.3.1.), nous avons imposé les pressions aux nœuds formant la base du glissement. L'évolution de ces pressions imposées traduit une nappe parallèle à la topographie, et donc également à la surface de glissement, initialement au niveau de celle-ci et montant de 1 m par mois pendant 10 mois pour finir au niveau topographique.

En utilisant la même géométrie et les mêmes valeurs c et ϕ que dans le calcul analytique, nous avons comparé les déplacements obtenus en utilisant les deux mêmes lois constitutives que précédemment ; les modèles CAP et modified CamClay.

Voici les résultats obtenus :

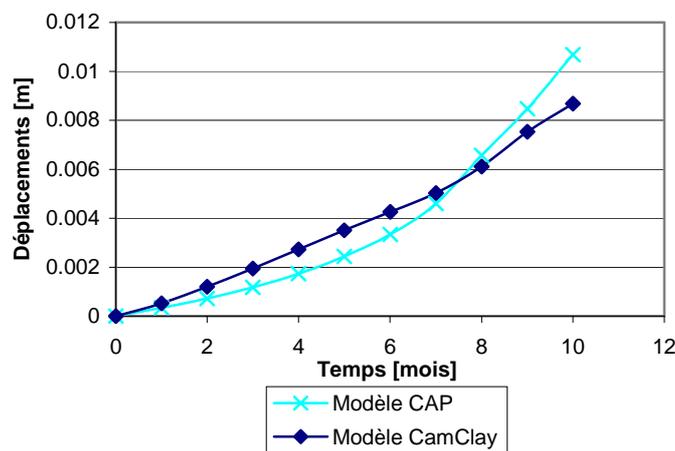


Figure 6-20 : Pente infinie - Montée linéaire de la nappe : Déplacements

L'allure générale des courbes obtenues avec les deux modèles est assez semblable. Les déplacements sont de l'ordre du centimètre. On ne constate pas vraiment d'instabilité générale lorsque le niveau de la nappe se rapproche du niveau topographique. Néanmoins, à partir de 8 mois (pour une nappe au niveau - 2 m), on peut observer une légère augmentation des vitesses de déplacements du massif, surtout avec l'utilisation du modèle CAP. Pour permettre une comparaison avec les calculs analytiques, nous considérerons donc que pour un tel niveau de nappe, le coefficient de sécurité s'approche de l'unité.

Chargement / Déchargement

Afin d'observer le comportement de ce versant simplifié lors d'une descente de la nappe, nous avons envisagé une initialisation des contraintes pour une nappe au niveau de la surface de glissement (niveau -10 m) suivie d'une montée uniforme de celle-ci jusqu'au niveau -5 m sur une durée de 5 mois et ensuite d'une descente jusqu'au niveau initial en 5 mois également.

Pour le modèle Cap, le module d'élasticité E est, comme dans l'étude réalisée sur la géométrie réelle, multiplié par six durant la phase de descente de la nappe. Tandis que pour le modified CamClay, les mêmes paramètres sont utilisés durant la charge et la décharge.

Voici les déplacements que l'on obtient :

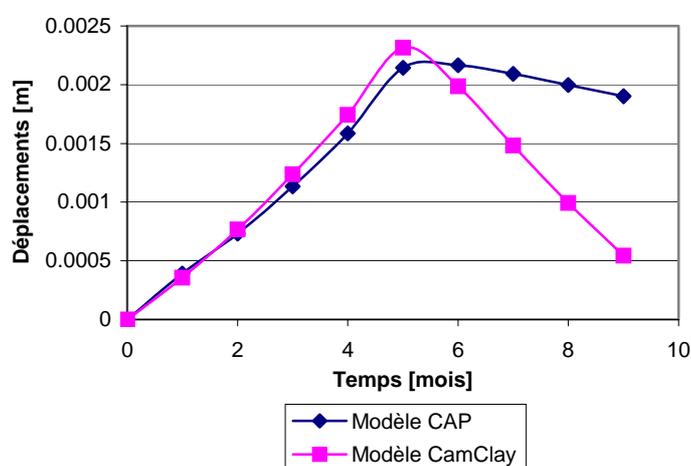


Figure 6-21 : Pente infinie - Phases de charge et décharge - Modèles CAP et modified CamClay : Déplacements

Tout comme nous l'avons observé pour la géométrie réelle, il se produit un retour en arrière du glissement (diminution des déplacements cumulés selon X) lors de la phase de décharge. Celui-ci est très léger lorsque l'on utilise le modèle CAP pour définir le comportement du matériau, tandis qu'il est beaucoup plus important avec le modified CamClay. Cela est dû au fait qu'avec le modèle CamClay, nous n'avons pas pu rigidifier le matériau en modifiant les paramètres de la loi constitutive lors du déchargement. Néanmoins, comme nous avons pu le constater lors de la modélisation de la géométrie réelle, ce comportement lors de la décharge est fortement lié au niveau de la nappe lors de l'initialisation des contraintes (§ 6.3.1). Et celui-ci a été arbitrairement fixé à 10 mètres sous la topographie (au niveau de la base du glissement).

Différentes remarques sur les phénomènes observés

Lorsque l'on observe l'évolution des déplacements avec la profondeur, on constate qu'ils varient linéairement depuis la base du glissement, où les déplacements sont nuls, jusqu'à la topographie, où ils sont maximums.

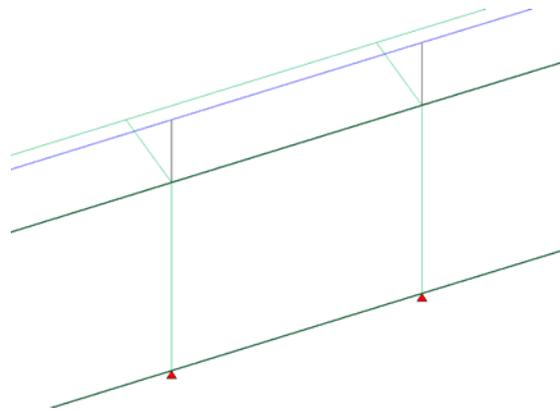


Figure 6-22 : Pente infinie : Déformée

Notons aussi que le phénomène de gonflement exposé au paragraphe 6.3.1. est également observé ici.

Les déplacements obtenus en surface sont constants sur toute la pente à l'exception des extrémités où les conditions limites (forces de butée) influencent le mouvement. En effet, dans le cas présent, l'intensité de ces forces de butée joue un rôle assez important car le glissement reste actif jusqu'au pied de la zone modélisée. Ce n'est pas le cas dans la géométrie réelle où l'épaisseur de la masse glissée tend vers zéro au pied et donc annule progressivement la vitesse du glissement.

Conclusions

L'étude rapide, d'une part par l'utilisation d'une relation analytique assez simple et d'autre part par une modélisation numérique, de cette situation simplifiée et idéalisée, nous permet donc de nous conforter dans les ordres de grandeur obtenus tout au long du développement du paragraphe 6.3.1..

Le niveau de la nappe provoquant une instabilité générale est de l'ordre de 3 mètres sous la topographie pour le cas de la pente infinie alors qu'il est de 7 mètres pour la géométrie réelle. Cette différence s'explique aisément par l'irrégularité de la pente dans la géométrie réelle qui crée des zones de plus forte pente que la pente moyenne et c'est donc à ces endroits que l'instabilité se produit.

Les problèmes de gonflement et de retour en arrière sont également observés dans les deux configurations.

L'ordre de grandeur des vitesses de déplacement avant l'instabilité générale est également assez semblable à celui obtenu lors de la modélisation avec la géométrie réelle (de l'ordre du centimètre en 8 mois).

D'autre part, la formule analytique et la modélisation numérique nous donnent également des ordres de grandeur semblables sur le niveau de la nappe provoquant la rupture du massif. Les hypothèses établies au cours de la modélisation numérique semblent donc être assez conformes à la réalité.

6.4. Conclusions

Cette modélisation en deux dimensions n'a pas la prétention d'expliquer les mécanismes hydromécaniques précis se produisant sur le versant de Triesenberg. Elle permet simplement de valider les différents paramètres de la modélisation comme les caractéristiques des matériaux, l'imposition des conditions de bord tant mécaniques qu'hydrauliques, la géométrie et le type de maillage utilisé. Tous ces paramètres étant réglés et nous donnant des résultats assez satisfaisants en matière de déplacement, nous pouvons maintenant passer à une modélisation en trois dimensions en tenant compte de tous les enseignements qu'a pu nous apporter cette première étape de modélisation.

Remarquons, que nous n'avons pas trouvé nécessaire d'introduire les conditions hydrauliques réelles dans cette modélisation en 2D. En effet, l'objectif à ce stade, le calage des paramètres, étant atteint, ces conditions hydrauliques réelles ne nous auraient rien apporté de plus. Par contre, nous pourrions tirer beaucoup plus d'enseignements de celles-ci grâce à leur introduction dans le modèle 3D.

7. Modélisation 3D

7.1. Analyse morphologique préalable

Comme déjà signalé dans la description générale du glissement (§ 4.2.6), nous disposons de relevés topographiques des années 1976-1981 et 1996-1997 nous permettant en les comparant d'élaborer un champ de vitesses de déplacement à moyen terme sur toute la zone étudiée. Nous pouvons donc par une première visualisation assez rapide nous faire une idée générale des directions principales des mouvements, ainsi que de leur intensité.

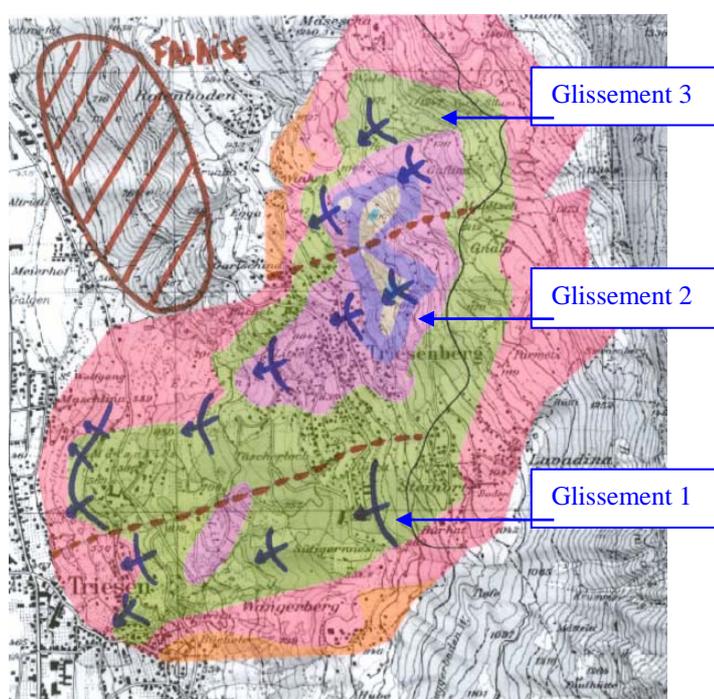


Figure 7-1 : Analyse morphologique du versant

Suite à cette première analyse, il semblerait que le glissement ne se produise pas de façon « monobloc ». En effet, la zone délimitant le glissement prend la forme d'une courbe alors que les vecteurs vitesses sont assez parallèles entre eux sur l'ensemble de l'espace étudié.

Dans un premier temps, trois glissements parallèles et se produisant de façon indépendante semblent se dégager.

Une analyse morphologique plus détaillée va nous permettre de confirmer cette hypothèse :

- Nous pouvons dégager trois zones de forte activité présentes sur la zone en mouvement, deux dans la partie amont et une plus en aval.

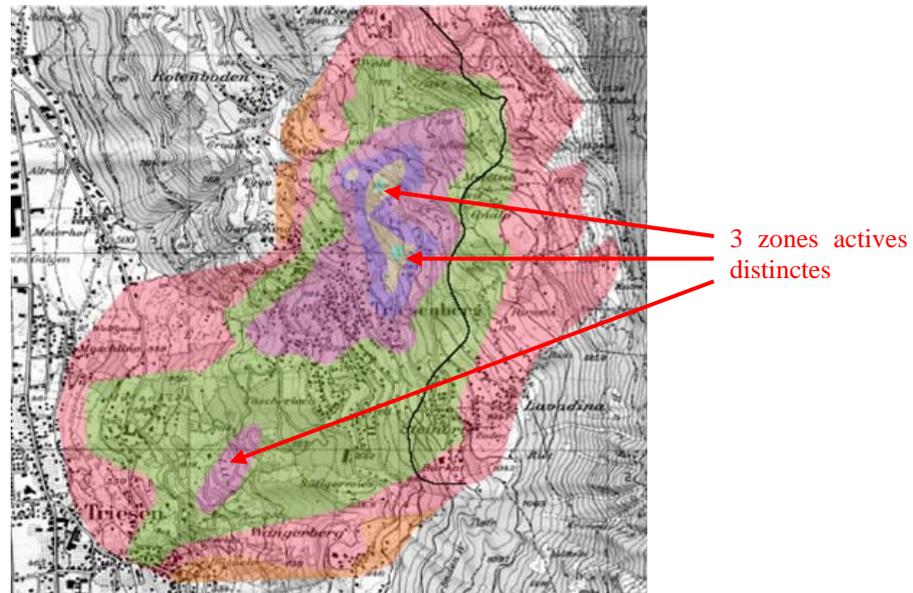


Figure 7-2 : Localisation des trois zones de forte activité

Dans l'hypothèse d'un seul glissement monobloc, la zone « d'accalmie » entre les deux régions actives de l'amont n'aurait aucun sens. En effet, comment expliquer que le mouvement s'accélère une première fois, ralentit et se réactive 300 mètres plus en aval ? L'hypothèse de deux glissements parallèles séparés par une zone plus calme nous semble ainsi beaucoup plus cohérentes.

- Pour suivre la forme de la courbure générale que décrit la zone instable, la direction des mouvements devrait être quasiment perpendiculaire à la direction de plus grande pente dans la partie la plus au Nord, c'est-à-dire en suivant presque les courbes de niveau. Cela est évidemment impensable et est en désaccord avec la direction des vecteurs vitesses à moyen terme.

- Dans l'hypothèse que nous avançons, le glissement le plus au nord se développerait sur une distance assez faible vis-à-vis des deux autres. En effet, plus en aval, les courbes de niveau se resserrent, ce qui traduit la présence d'une falaise. A ce niveau, plus aucun mouvement n'est observé. La falaise serait donc un élément qui stoppe l'instabilité.

- Lorsque l'on examine le profil de la profondeur à laquelle se trouve la base du glissement (différence entre la cote de la topographie et la cote de la surface de glissement) selon plusieurs coupes transversales, nous pouvons dégager plusieurs cuvettes : trois dans la partie amont et deux dans la partie aval. En effet, dans la partie aval, le troisième glissement n'existe plus car, comme expliqué ci-dessus, celui-ci se développe sur une longueur moins importante que les deux autres.

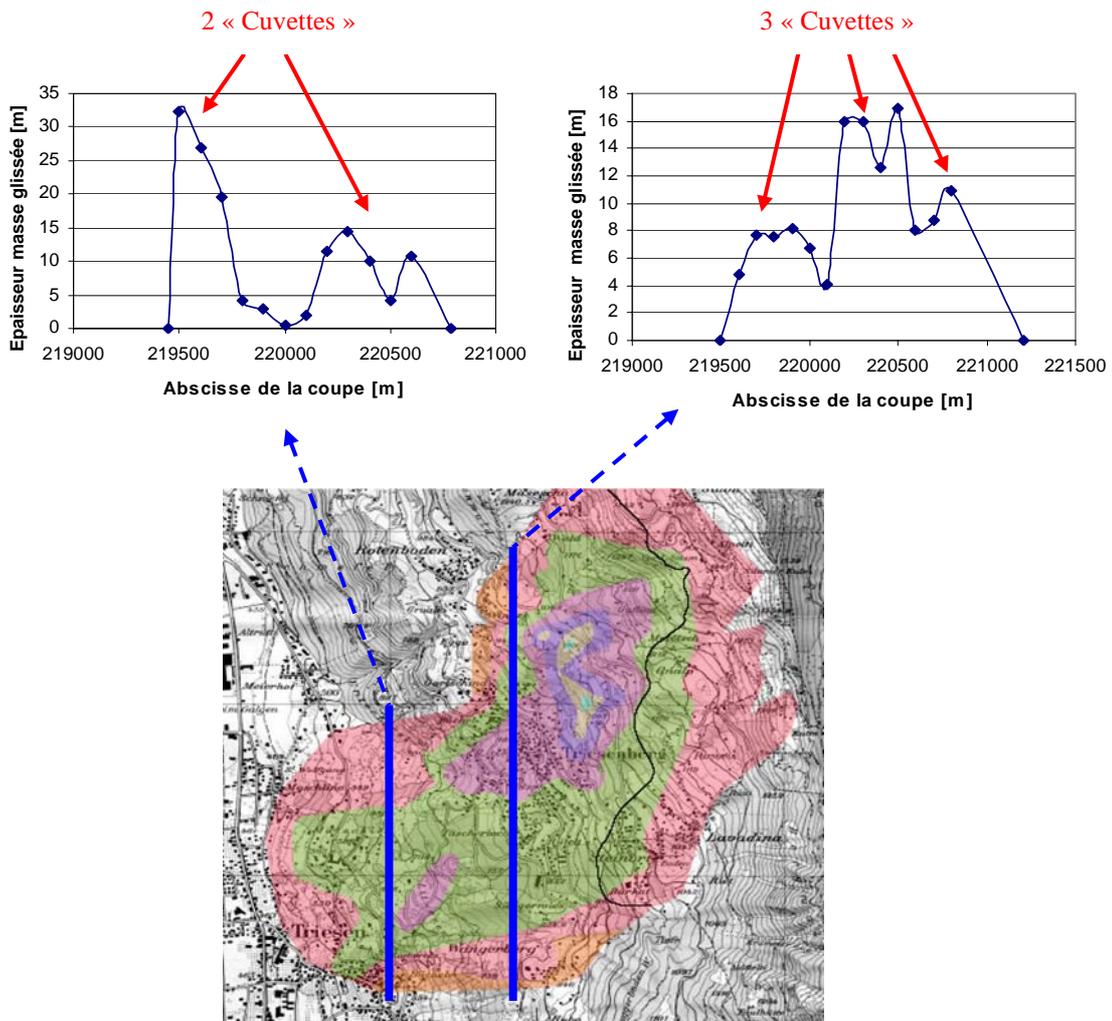


Figure 7-3 : Evolution de l'épaisseur de la masse glissée selon deux coupes transversales

Nous pouvons ainsi observer une diminution de l'épaisseur de la couche instable à l'aplomb des limites entre les différents glissements. Idéalement, pour considérer que les trois masses instables fonctionnent de façon parfaitement indépendante, il aurait fallu que la base du glissement remonte jusqu'à la topographie, annulant ainsi la profondeur de la couche instable au niveau des limites entre les différentes zones. Dans notre cas, il subsiste donc une légère interaction entre les différentes masses instables se traduisant par du cisaillement provoqué par des mouvements différentiels.

- Lorsque l'on observe les courbes topographiques, celles-ci présentent des irrégularités aux limites entre les zones pouvant être le signe de mouvements différentiels. Par contre, au milieu des zones, on peut constater des « ventres » dans ces courbes. Cela est un signe évident d'un glissement de masse assez homogène dans la partie centrale de chaque zone.

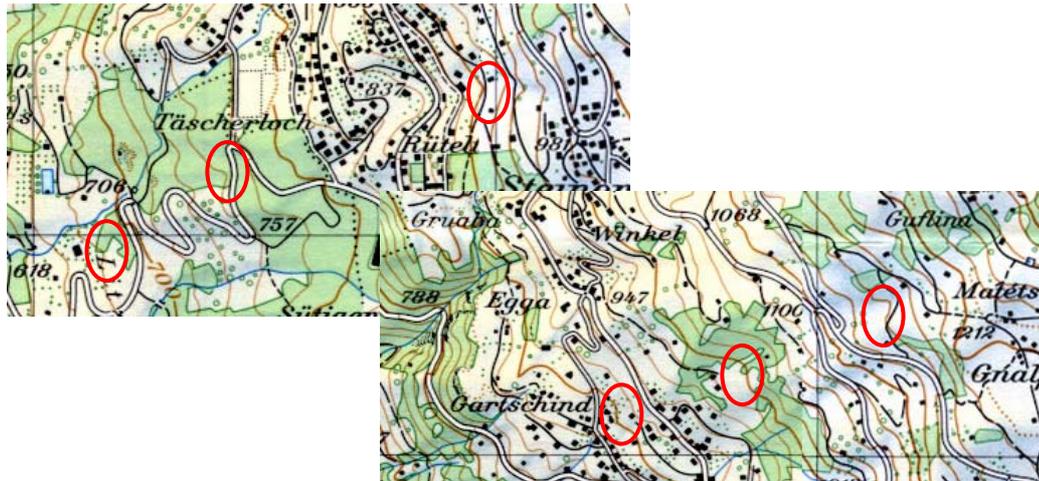


Figure 7-4 : Irrégularités dans les courbes de niveaux

- Enfin, les dégâts que l'on peut observer sur les ouvrages (*Figure 2-1*) se concentrent essentiellement dans ces zones « frontières », délimitant les trois glissements. Cela traduit donc la présence de mouvements différentiels du massif à ces endroits qui pourrait être le signe de la présence d'une zone séparant deux masses instables fonctionnant de façon assez indépendante l'une de l'autre.

En conclusions, les six points exposés ci-dessus nous confortent dans notre hypothèse des trois glissements parallèles et quasi indépendants. Nous modéliserons donc trois zones instables distinctes, ce qui nous permettra d'effectuer trois maillages de taille réduite plutôt qu'un seul gros maillage. Cela représente un atout assez important quant à la réduction du temps de calcul du logiciel d'éléments finis.

7.2. Données pour la résolution numérique

Tout au long de l'introduction des données relatives à la modélisation en 3D, nous nous sommes servis des conclusions tirées lors de la représentation des phénomènes en deux dimensions. En effet, l'étude selon une coupe 2D nous a permis d'ajuster toute une série de paramètres afin de palier aux problèmes de divergence du calcul, de manque de précision numérique et de caractériser les matériaux de façon aussi proche que possible de la réalité.

Ce calage des résultats étant réalisé tout au long du développement précédent, dans ce paragraphe nous irons directement à l'essentiel, c'est-à-dire à la modélisation aussi proche que possible de la réalité. Nous représenterons néanmoins dans un premier temps des données hydrauliques fictives correspondant à une nappe parallèle à la topographie. Cette représentation simplifiée nous permettra de détecter plus facilement d'éventuelles erreurs dans l'introduction des données. Une fois ces erreurs corrigées, nous imposerons directement les conditions hydrauliques réelles.

La même méthode dans l'introduction des données sera utilisée successivement pour les trois zones instables déterminées ci-dessus (§ 7.1).

7.2.1. Géométries

La géométrie de la surface topographique et de la base du glissement a été définie grâce à des points de coordonnées distribués selon une grille horizontale possédant des mailles de 100 m sur 100 m. Entre ces nœuds de la grille, l'altitude de la surface topographique et de la base du glissement varie donc linéairement avec les coordonnées x et y.

Sous cette masse glissée comprise entre les deux surfaces définies ci-dessus, nous avons modélisé la roche saine sur une épaisseur de 5 mètres. La base de cette roche saine est donc parallèle à la base du glissement.

Suite aux conclusions tirées dans la modélisation 2D, la partie de la zone instable formant l'affaissement en amont de la masse glissée n'a pas été représentée.

Sur le bord du glissement, l'épaisseur de la masse glissée tend vers zéro. Néanmoins, pour conserver une forme de maille ne compromettant pas la convergence du calcul, nous avons stoppé la zone modélisée là où l'épaisseur atteignait 2 mètres.

7.2.2. Maillages

Sur l'ensemble de la zone modélisée, nous avons utilisé exclusivement des mailles à 8 nœuds.

La masse en mouvement a été subdivisée en trois couches de mailles d'égale épaisseur. Si l'on considère une épaisseur moyenne de la masse glissée de 10 à 15 mètres, l'ordre de grandeur de la hauteur d'une maille est donc de l'ordre de 3 à 5 mètres. Cette épaisseur diminue lorsque l'on s'approche de la limite du glissement pour atteindre 2 mètres (comme nous l'avons signalé dans la géométrie) là où nous stoppons la modélisation, ce qui donne une hauteur de maille minimale de 66 cm.

Nous n'avons pas poursuivi dans l'idée d'un renforcement du maillage à la base du glissement comme évoqué dans la modélisation en deux dimensions. En effet, les mailles obtenues en procédant à ce renforcement devenaient beaucoup trop distordues, ce qui provoquait une divergence du calcul.

Les mailles (100m x 100m) de la grille initiale que nous avons utilisée pour définir la géométrie ont été divisées en six selon les deux directions (x et y). On obtient donc ainsi une maille de 16,6 m de côté pour les dimensions dans le plan XY.

Tout le long de la limite du glissement, le rapport des dimensions d'une maille est de donc de 0,66 m en hauteur pour 16,6 m dans le plan. Cela est en désaccord avec le rapport minimal recommandé qui est de $1/10^{\text{ème}}$. Néanmoins, nous n'avons pas rencontré de problème de divergence. Nous avons donc conservé ce maillage.

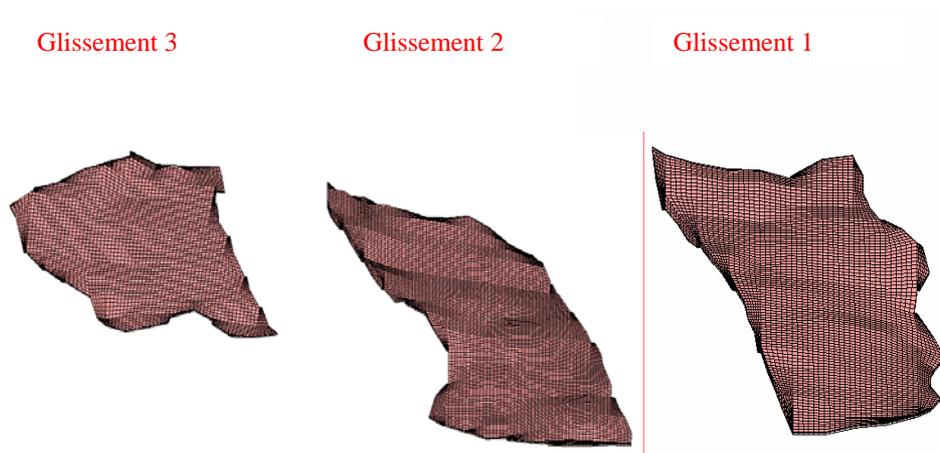


Figure 7-5 : Visualisation du maillage 3D

Nous obtenons ainsi les nombres de nœuds et d'éléments suivants :

	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments
Glissement n° 1	25595	17424
Glissement n° 2	34055	26424
Glissement n° 3	17495	13392

7.2.3. Conditions de bord

Tous les nœuds sous la roche saine sont bloqués en déplacements selon les trois directions. Tout comme dans l'étude en 2D, les déplacements sont donc considérés nuls 5 mètres sous la surface de glissement.

Sur le pourtour des trois zones instables modélisées, on est en présence de parois verticales de 2 mètres de hauteurs qu'il faut absolument soutenir afin d'éviter un « écroulement » local qui créerait la divergence du calcul. Ces écroulements n'ont évidemment pas de sens dans la réalité car ils sont uniquement dus à notre choix d'interrompre la zone modélisée là où l'épaisseur de la masse glissée devenait inférieure à 2 mètres et ce pour éviter une distorsion trop importante des mailles. Contrairement à ce qui a été fait dans la modélisation en 2D, ici, nous avons bloqué tous les nœuds formant ces parois verticales dans les trois directions. Sur les frontières extérieurs des trois glissements cela n'a que peu d'influence car dans la réalité, sur ces bords, aucun mouvement n'est observé. Cependant, sur les frontières séparant les trois glissements, ces conditions sont certainement un peu trop fortes car elles empêchent tout mouvement alors que dans la réalité, ces mouvements existent. Néanmoins, il est très difficile de faire autrement. Nous

avons tenté de placer des appuis à rouleaux permettant le mouvement des nœuds dans la direction de la plus grande pente mais dans ce cas, il se produisait également des écroulements locaux des parois verticales qui provoquaient la divergence du calcul. Avec ces déplacements bloqués dans les trois directions sur les bords, les mouvements ainsi que les contraintes à proximité des frontières risquent d'être légèrement modifiés, nous en tiendrons donc compte dans l'interprétation des résultats.

Les conditions hydrauliques sont introduites en imposant la pression à chaque nœud formant la surface de glissement (entre la roche saine et la masse glissée). Les points de pression imposée sont donc équidistants de 16,6 m. En effet, lors de notre modélisation en 2D, nous avons pu constater qu'une imposition de pression tous les 40 mètres était insuffisante lorsque la nappe varie brusquement.

Nous envisagerons comme précédemment, dans un premier temps une montée uniforme de la nappe de 15 mètres sous la topographie jusqu'au niveau 0 (niveau de la topographie) en 15 mois afin de valider la modélisation. En effet, ces conditions fictives assez simples nous permettront aisément de localiser d'éventuelles erreurs issues d'une introduction erronée des données. Ensuite les pressions interstitielles « réelles » fournies par le Laboratoire de Géologie seront introduites à la base du glissement. Ce champ de pression devra être quelque peu modifié pour permettre le bon déroulement des calculs et obtenir des résultats les plus proches possibles de la réalité. Cela sera expliqué plus en détails au cours de la modélisation avec les conditions hydrauliques « réelles » (§ 7.3.2. - *Considérations préalables*).

7.2.4. *Type d'analyse hydro-mécanique*

Nous utiliserons une analyse « pseudo-permanente » dans le cas de l'imposition des conditions fictives et une analyse transitoire lorsque nous imposerons les conditions réelles.

7.2.5. *Matériaux*

Les propriétés des matériaux introduites dans la modélisation 3D sont identiques à celles utilisées en 2D (§ 6.2.5.). Nous ne les détaillerons donc plus dans ce paragraphe. Notons simplement que nous nous sommes limités, pour la modélisation du comportement de la masse glissée, aux modèles CAP et modified CamClay. Nous n'avons donc plus utilisé la loi de Mohr-Coulomb qui donnait de moins bons résultats.

Sur le bord des glissements, la géométrie étant généralement assez mal connue et donc mal définie, la surface de glissement introduite dans notre modélisation rejoint la topographie avec une pente assez importante. Cela crée des instabilités locales à ces endroits. Pour remédier à ces problèmes assez locaux, nous avons dû utiliser une loi élastique pour modéliser le comportement des matériaux présents le long de ces frontières.

7.3. Interprétations

7.3.1. Conditions hydrauliques fictives

Comme signalé dans la description des conditions de bord, nous avons dans un premier temps imposé une montée de la nappe parallèlement à la topographie, du niveau -15 m au niveau 0 en 15 mois.

Nous obtenons un état initial cohérent avec la réalité :

- Les pressions au niveau de la surface topographique valent environ 150 kPa ($P > 0$ correspondant à de la succion, selon la convention utilisée dans le logiciel Z_SOIL) ce qui correspond bien à une nappe se situant au niveau -15 m avec une variation hydrostatique des pressions.
- Les vitesses d'écoulement au sein du massif sont de l'ordre de 10^{-7} m/s ce qui est en accord avec la loi de Darcy comme nous l'avons déjà exposé pour le modèle en 2D (§ 6.3.1.).
- Les contraintes totales verticales σ_{zz} sont bien nulles en surface et évoluent linéairement avec la profondeur
- Les déplacements sont nuls, ce qui est la définition même d'un état initial.

Lorsque le niveau de la nappe augmente, on constate d'une manière générale, aussi bien en utilisant le modèle CAP que le modèle modified CamClay, pour les trois glissements, que le calcul diverge environ après 4 mois, c'est-à-dire pour un niveau de la nappe 11 m sous la topographie. Cette divergence est due à des déplacements excessifs (parfois de l'ordre du mètre) dans la partie amont de chaque glissement.

Cette instabilité générale est un peu prématurée par rapport à ce que nous avons observé en 2 dimensions (où le calcul divergeait pour une hauteur de nappe 7 mètres sous la topographie). Cependant, la modélisation en 2 dimensions n'est qu'une approche réduite du phénomène globale. Cette coupe ne modélisait que le comportement du 2^{ème} glissement selon un axe particulier. Par contre, les modélisations 3D considèrent l'ensemble du domaine étudié et les instabilités provoquant la divergence du calcul se produisent à des endroits non modélisés par la coupe 2D. Il est donc logique que ces instabilités surviennent plus rapidement que celles observées le long de la coupe.

De plus, ces conditions hydrauliques fictives surestiment les pressions dans la partie amont (là où se produisent les instabilités). En effet, dans la réalité, cette zone amont est constituée de chenaux perméables qui abaissent considérablement le niveau de la nappe (§ 4.2.4.) et réduisent donc le risque d'instabilité dans cette zone.

Voici illustrés graphiquement ci-dessous la distribution des déplacements que nous obtenons sur les trois glissements au pas de temps précédent la divergence du calcul.

Glissement 1

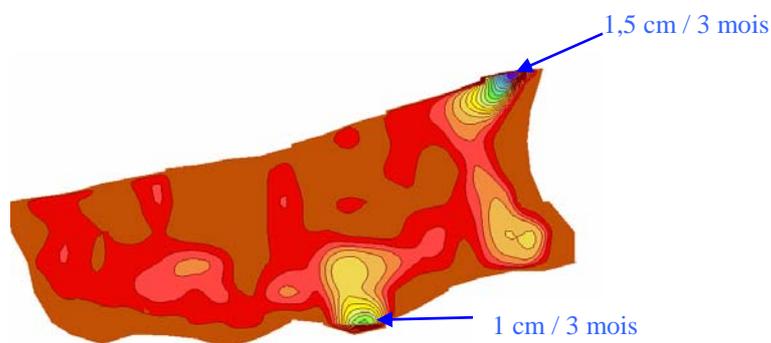


Figure 7-6 : Conditions hydrauliques fictives : Glissement 1 - Distribution des déplacements avant divergence pour une nappe parallèle à la topographie

Glissement 2

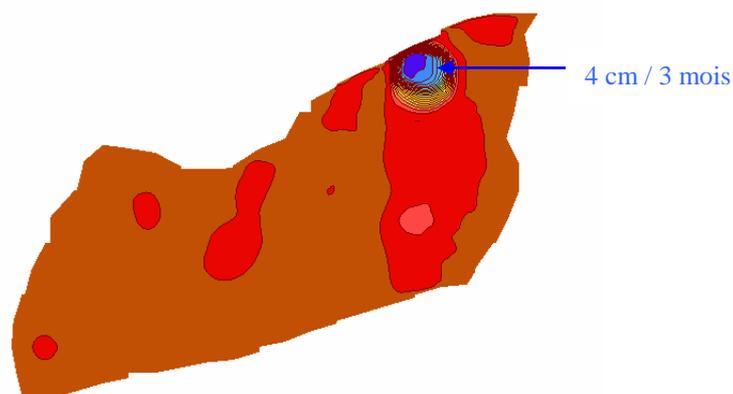


Figure 7-7 : Conditions hydrauliques fictives : Glissement 2 - Distribution des déplacements avant divergence pour une nappe parallèle à la topographie

Glissement 3

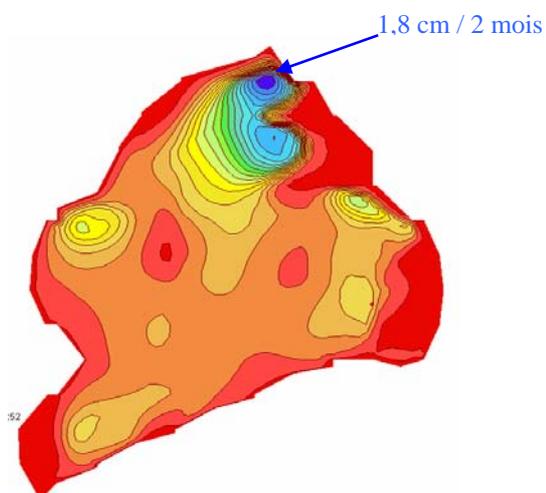


Figure 7-8 : Conditions hydrauliques fictives : Glissement 3 - Distribution des déplacements avant divergence pour une nappe parallèle à la topographie

Remarquons qu'il est difficile de faire ressortir une courbe de l'évolution des déplacements en fonction du temps car nous ne possédons des valeurs que sur les 2 ou 3 premiers pas de temps.

En conclusion, cette première analyse en 3 dimensions nous a permis, comme nous le souhaitions, de valider le maillage ainsi que les conditions de bord. Les résultats obtenus ne doivent pas être considérés quantitativement mais bien qualitativement. Sous cet aspect, les résultats sont assez satisfaisants et nous permettent d'envisager sereinement la dernière étape de la modélisation correspondant aux conditions aussi proches que possible de la réalité.

7.3.2. Conditions hydrauliques réelles

Considérations préalables

La modélisation hydro-géologique étant réalisée en parallèle par le Laboratoire de Géologie, les premières conditions hydrauliques en notre possession ne sont pas nécessairement parfaitement correctes et définitives. En effet, celles-ci nous permettent, dans un premier temps, de vérifier lorsque nous les introduisons dans notre modélisation hydro-mécanique si elles ne conduisent pas à des déplacements incohérents par rapport à ce que nous observons dans la réalité. Il s'agit donc là d'un travail itératif entre le Laboratoire de Géologie et nous. Plusieurs « aller-retour » entre les deux modélisations (hydro-géologique et hydro-mécanique) devraient donc être effectués afin d'obtenir un champ de pression issu de la modélisation hydro-géologique donnant des déplacements le plus proche possible de la réalité lorsque nous les introduisons dans le modèle hydro-mécanique. Dans le cadre de ce présent rapport, nous n'avons malheureusement pas le temps suffisant pour procéder à ces calages entre les deux modélisations, surtout qu'à ce stade, tous les paramètres du modèle hydro-géologique ne sont pas encore parfaitement calés avec la réalité.

Dans un premier temps, nous avons donc obtenu du Laboratoire de Géologie, un champ de pression approximatif et relatif aux 34 jours suivant le 1^{er} juin 1998 que nous avons introduit dans notre modèle. Cette période du 1^{er} juin au 4 juillet 1998 ne correspond pas vraiment à une crise, mais à une phase assez « neutre » précédant la crise de février 1999.

Cette distribution de pression imposée à la base du glissement provoque une divergence du calcul dès l'état initial pour le glissement 1 et 2. Cette divergence est due à des déplacements trop importants dans la partie centrale des deux premiers glissements.

Dans cette zone, les pressions interstitielles sont incohérentes et beaucoup trop importantes. En effet, à certains endroits, nous obtenons des pressions de -600kPa (compression < 0) au niveau de la topographie, correspondant donc à un niveau de nappe 60 m au dessus de la surface du terrain. Il est à noter que l'on ne rencontre pas ces problèmes dans le glissement 3 où les pressions semblent assez réalistes.

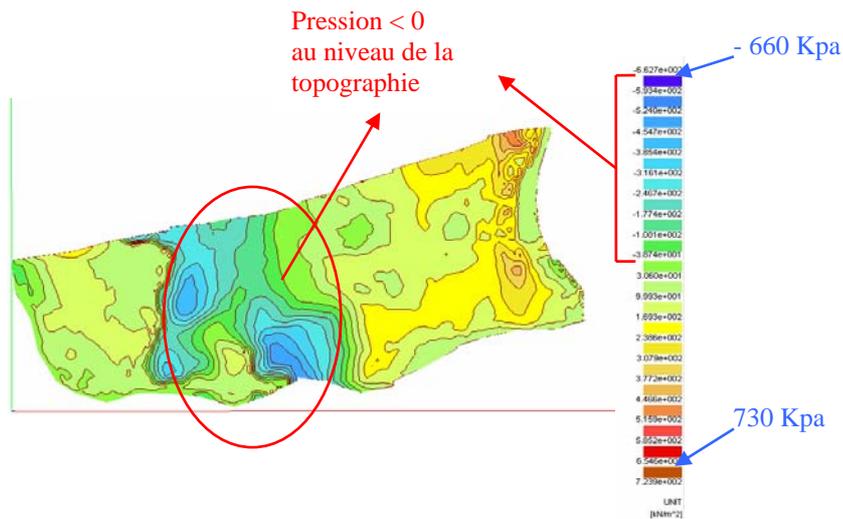


Figure 7-9 : Glissement 1 : Pression négative (compression) au niveau de la topographie

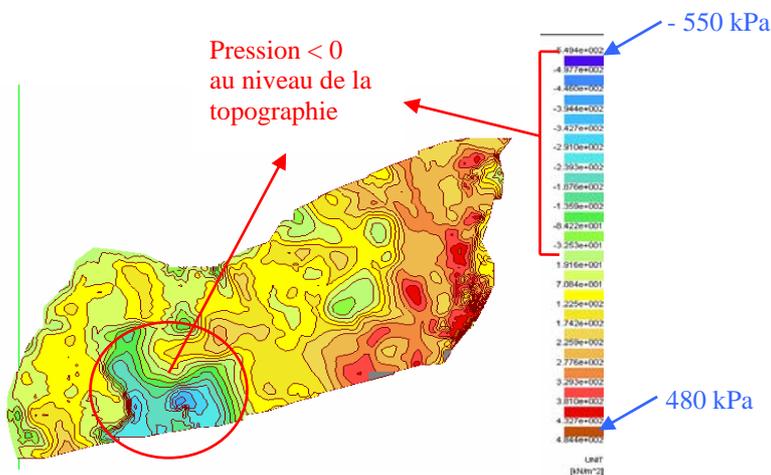


Figure 7-10 : Glissement 2 : Pression négative (compression) au niveau de la topographie

Néanmoins, hors de cette « zone à problèmes », la tendance générale des pressions semble assez cohérente avec ce qui est observé sur le terrain : la nappe est assez proche de la topographie dans la partie aval et se trouve beaucoup plus en profondeur dans la partie amont. Afin de pouvoir néanmoins utiliser ce champ de pression dans la modélisation hydromécanique, nous sommes contraints d'introduire quelques modifications. A ce stade, deux possibilités s'offrent à nous :

- Nous pouvons modéliser la masse glissée comprise dans la zone présentant des pressions négatives (compression) au niveau topographique par un matériau élastique et cela, afin de permettre la poursuite du calcul. Il s'agit là d'une astuce très peu orthodoxe permettant de « neutraliser » les problèmes de divergence rencontrés dans cette zone et de pouvoir tirer quelques premières conclusions en dehors de cette zone, là où les déplacements restent cohérents.

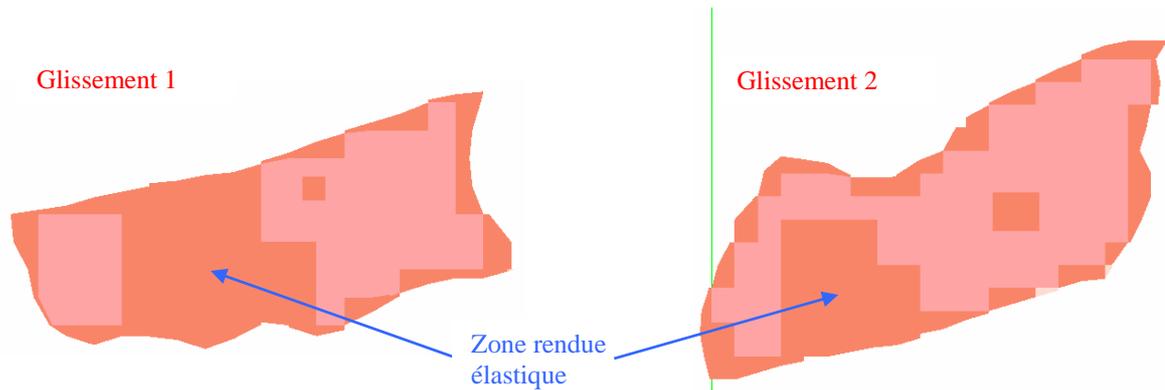


Figure 7-11 : Zones rendues élastiques dans la « zone à problèmes »

- Une deuxième solution est de modifier les pressions issues du modèle hydrogéologique afin de rabattre la nappe légèrement (1,5 m) sous la topographie dans la « zone à problèmes ». En effet, les observations sur le terrain nous montrent effectivement que dans cette partie centrale du glissement, certaines zones sont presque totalement saturées avec une nappe quasiment affleurante à la surface du terrain. Il semble donc cohérent de rabattre la nappe juste sous la surface du terrain. Une fois cette nappe au niveau souhaité, nous conserverons la même évolution des pressions que celle des données initiales.

Voici schématiquement ce que cela donne :

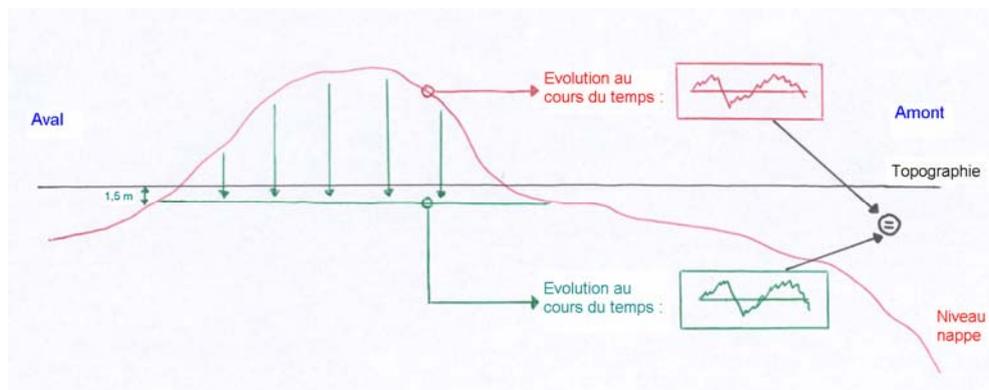


Figure 7-12 : Rabattement de la nappe dans la « zone à problèmes » : Vue schématique

Nous allons donc étudier ces deux possibilités et nous pourrons ainsi avoir quelques points de comparaison et tirer des conclusions générales.

Modélisation avec le matériau rendu élastique dans la « zone à problèmes »

Dans cette première approche, nous avons donc conservé le champ de pression inchangé et modélisé le comportement du matériau, dans la zone où nous rencontrons des problèmes de divergence que nous appellerons « zone à problèmes », par une loi élastique (Figure 7-11).

Voici les résultats que nous obtenons :

Glissement 1

Si l'on ne se préoccupe pas des résultats obtenus dans la zone « à problèmes », les déplacements que nous obtenons semblent assez cohérents. On peut observer une zone quelque peu active dans la partie amont du glissement. Les mouvements dans cette partie semblent être assez bien en accord avec la réalité (de l'ordre de quelques millimètres en 34 jours).

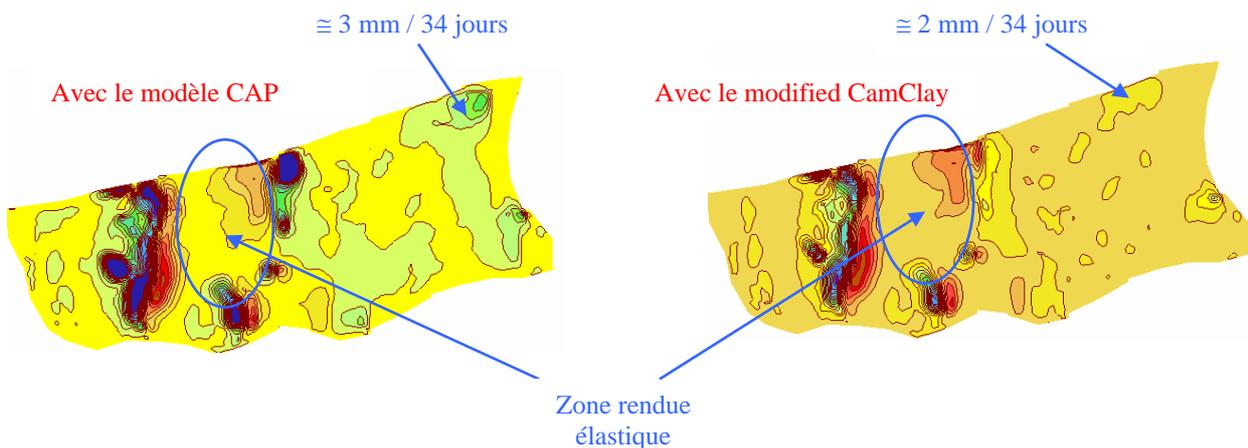


Figure 7-13 : Glissement 1 : Distribution des déplacements avec la « zone à problèmes » rendue élastique

En effet, nous disposons dans cette zone amont de résultats de deux inclinomètres nous donnant des déplacements moyens relatifs à la période s'étendant du 20 octobre 1998 au 23 avril 1999. Voici ce que nous obtenons :

Inclinomètre KB3 : Déplacement moyen : 0.035 mm/jour \Rightarrow 1.19 mm / 34 jours
KL2 : : 0.031 mm/jour \Rightarrow 1.05 mm / 34 jours

La localisation de ces deux inclinomètres ainsi que leurs résultats détaillés se trouvent en annexe 4-1.

Glissement 2

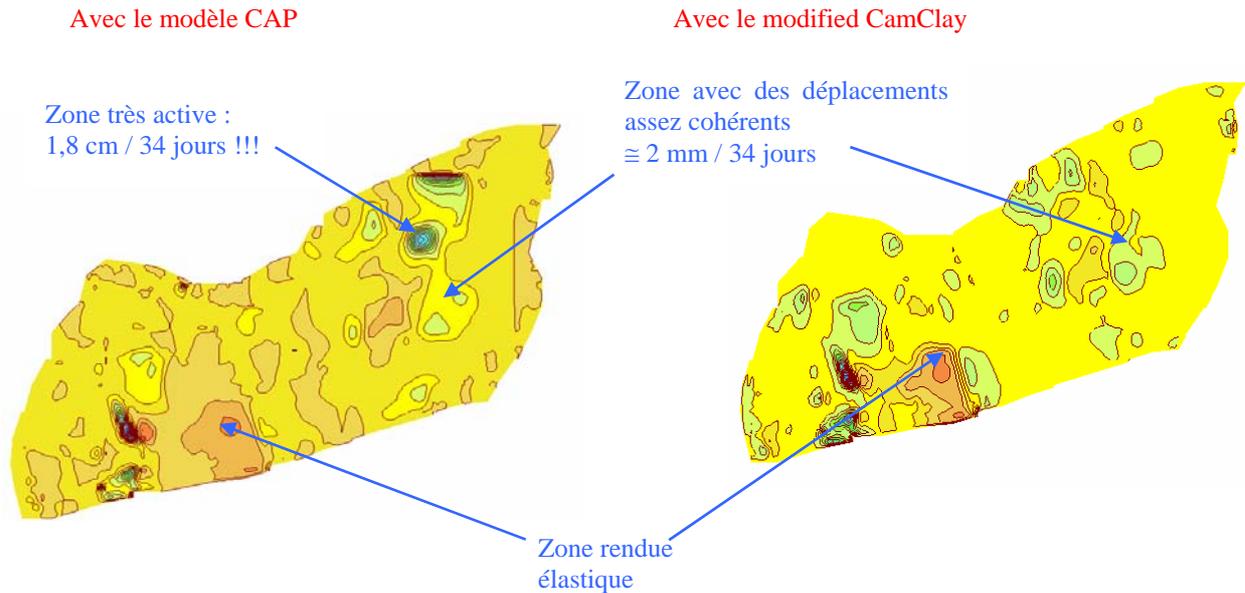


Figure 7-14 : Glissement 2 : Distribution des déplacements avec la « zone à problèmes » rendue élastique

En utilisant le modèle CAP, dans la partie amont, une zone très active, où nous pouvons observer des déplacements de près de 2 cm en 34 jours, se dégage. Ces mouvements sont beaucoup trop importants par rapport à ce qui est observé dans la réalité. Ceux-ci sont dus à des pressions trop élevées (correspondant à une nappe qui affleure) dans cette zone assez locale. Le deuxième champ de pressions devra donc corriger cette petite anomalie.

Par contre, avec le modified CamClay, cette zone fortement active n'apparaît pas. On observe tout au plus une légère activité de quelques millimètres sur les 34 jours. En utilisant ce modèle pour caractériser le comportement du matériau, les déplacements obtenus semblent donc être moins sensibles à la présence de pressions assez élevées localement.

Tout aux alentours de cette petite zone locale où les deux modèles sont en désaccord, les déplacements sont de l'ordre du millimètre avec les deux modélisations, ce qui, si l'on observe les données inclinométriques à cet endroit, semble très cohérent :

Inclinomètre KL 1A : du 27.05.98 au 29.07.98 Déplacement moyen = 0,038 mm/jour
⇒ 1,3 mm / 34 jours

Inclinomètre KL 1B : du 29.07.98 au 29.09.98 Déplacement moyen = 0,058 mm/jour
⇒ 2 mm / 34 jours

La localisation de ces deux inclinomètres ainsi que leurs résultats détaillés se trouvent en annexe 4-2.

Glissement 3

Comme signalé ci-dessus, le champ de pression interstitielle introduit sur toute la base du glissement 3 ne présentait pas d'incohérences majeures comme pour les deux premiers glissements. Nous n'avons donc pas introduit de zone élastique (hormis celles sur le bord du glissement, comme expliqué au paragraphe 7.2.5.).

Nous obtenons ainsi, suite à la modélisation des 34 jours successivement avec les deux lois constitutives (CAP et modified CamClay), des déplacements qui se concentrent majoritairement dans la partie centrale du glissement.

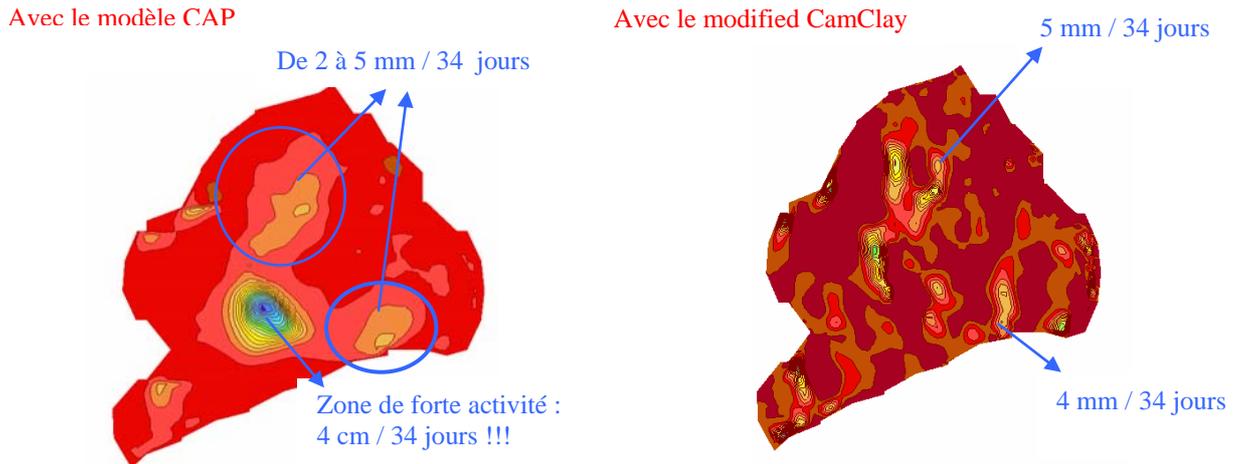


Figure 7-15 : Glissement 3 : Distribution des déplacements avec la « zone à problèmes » rendue élastique

En utilisant le modèle CAP pour définir le comportement de la masse glissée, on obtient une zone très active qui conduit à des déplacements de plus de 4 cm en 34 jours au centre du glissement. Cette zone active se retrouve effectivement dans la réalité mais avec une intensité nettement moindre (de l'ordre de 4 à 5 cm par an). Tout comme pour le glissement 2, cette surestimation des mouvements par la modélisation peut être expliquée par la valeur élevée des pressions imposées à cet endroit. En effet, dans cette zone, les pressions sont quasi nulles au niveau topographique, ce qui signifie que dans notre modélisation, la nappe est affleurante.

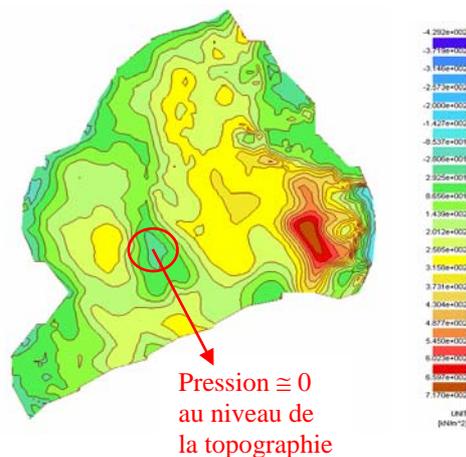


Figure 7-16 : Glissement 3 : Champs de pression au niveau de la surface topographique

Par contre, en utilisant le modèle modified CamClay, on ne retrouve pas cette zone fortement active. Ce qui confirme l'idée énoncée lors de l'analyse des mouvements du glissement 2 ; la modélisation avec cette loi constitutive est moins sensible à la présence de pressions élevées localement. Néanmoins, dans la prochaine modélisation, avec le champ de pression modifié, nous diminuerons légèrement les pressions à cet endroit afin d'obtenir, aussi bien avec le modèle CAP qu'avec le modified CamClay des déplacements plus cohérents avec la réalité.

En dehors, de cette petite partie où il subsiste une incohérence entre les deux modélisations, les déplacements obtenus semblent assez bien en accord avec la réalité. En effet, autour de cette zone, dans toute la partie centrale, les déplacements sont de l'ordre de 1 à 3 mm en 34 jours, ce qui donne 1 à 3 cm par an.

Les résultats inclinométriques en notre possession dans cette zone ne sont malheureusement pas relatifs à la période que nous étudions, ils nous donnent des déplacements pour une période de 1978 à 1979. Néanmoins, ils pourront nous donner un ordre de grandeur des déplacements rencontrés dans cette partie du glissement. Voici le résumé de ces résultats :

Inclinomètre TB 13 - M8 : du 11.07.78 au 02.10.79 (\cong 810 jours) \Rightarrow 4 cm
 \Rightarrow 0,05 mm / jour
 \Rightarrow 1,7 mm / 34 jours

Inclinomètre TB 13 - M11 : du 13.06.79 au 23.11.79 (\cong 160 jours) \Rightarrow 0,6 cm
 \Rightarrow 0,037 mm / jour
 \Rightarrow 1,3 mm / 34 jours

La localisation de ces deux inclinomètres ainsi que leurs résultats détaillés se trouvent en annexe 4-3.

Remarquons également qu'au sein de ce glissement 3, les zones actives se retrouvent aux mêmes endroits dans les deux modélisations mais semblent être plus étendues avec le modèle CAP qu'avec le modified CamClay. En effet, avec ce dernier les zones atteignant des déplacements de plus de 1 mm sur les 34 jours de modélisation sont assez localisées et en dehors, très peu de déplacements sont observés.

Modélisation avec une nappe rabattue dans la « zone à problèmes »

Dans cette partie du développement, hors de la « zone à problèmes », les pressions interstitielles imposées à la base du glissement sont semblables à celles du point précédent. Nous avons simplement rabattu la nappe sous la topographie, là où le champ de pression présentait des incohérences avec la réalité (Figure 7-9 et 7-10). Ces conditions hydrauliques ne sont donc pas encore les conditions « réelles » à proprement parlé, telles que rencontrées sur le site durant les 34 jours suivants le 1^{er} juin 1998. Néanmoins, à partir des données hydrauliques en notre possession, nous avons tenté de nous en approcher le plus précisément possible.

Notons que dans les différents graphes de l'évolution des pressions en fonction du temps (Voir ci-dessous), une pression positive signifie que l'on se trouve sous le niveau de la nappe (compression). Il s'agit là de la convention inverse de celle utilisée par le logiciel ; néanmoins, pour faciliter la compréhension nous avons préféré raisonner avec les conventions utilisées habituellement.

Voici, pour les trois glissements, les résultats que nous obtenons :

Glissement 1

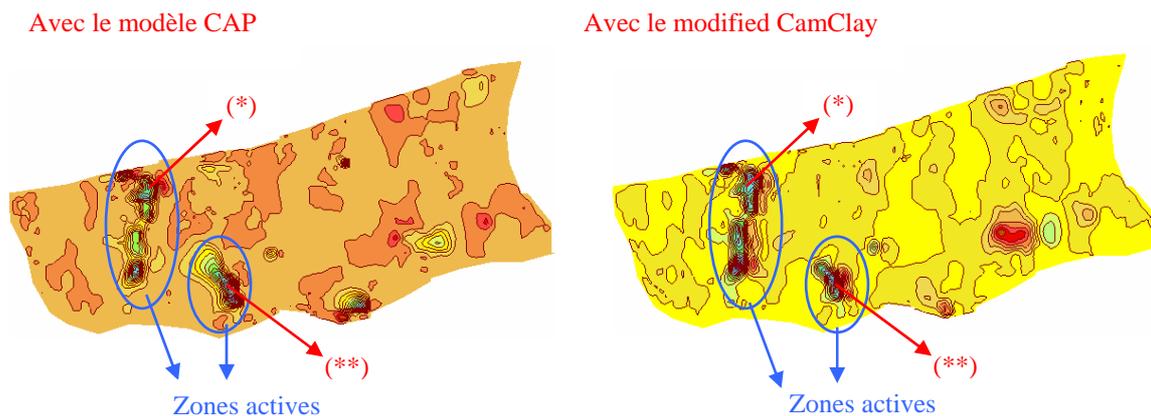


Figure 7-17 : Glissement 1 : Distribution des déplacements avec le champ de pression modifié

D'une manière générale, cette modélisation fait ressortir deux zones plus actives dans la partie aval de ce glissement 1. Les déplacements obtenus après 34 jours au milieu de ces zones actives sont légèrement inférieurs au centimètre (7 à 8 mm), ce qui ramené sur une année donne des déplacements de 8 cm par an. La modélisation surestime donc un peu les mouvements réels dans cette zone car sur le terrain, on retrouve cette zone aval active mais avec des déplacements moindres (de l'ordre de 2 cm par an).

Examinons maintenant de façon plus précise l'évolution des déplacements en deux points de la surface topographique et de la pression au niveau de la surface de glissement à l'aplomb de ces deux points (*(*)* et *(**)* sur la Figure 7-17) en fonction du temps :

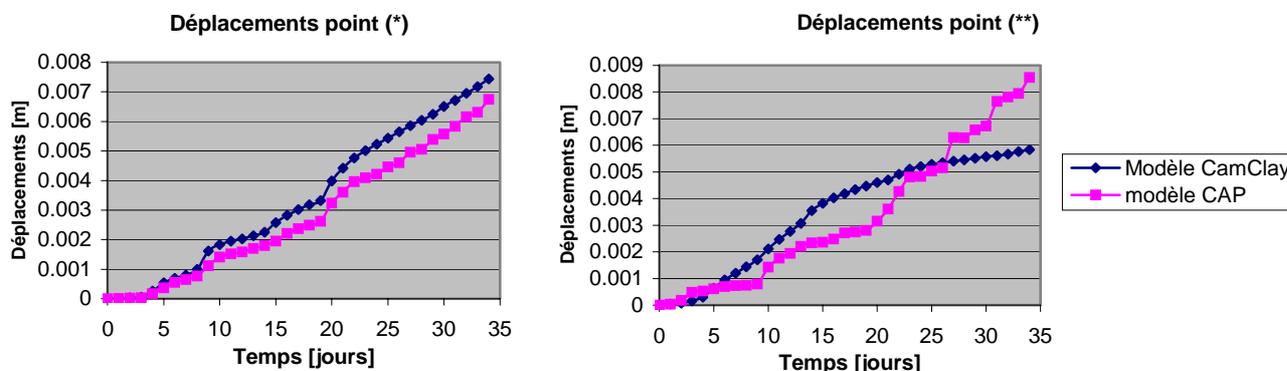


Figure 7-18 : Glissement 1 : Evolution du déplacement de deux points à la surface des zones actives en fonction du temps

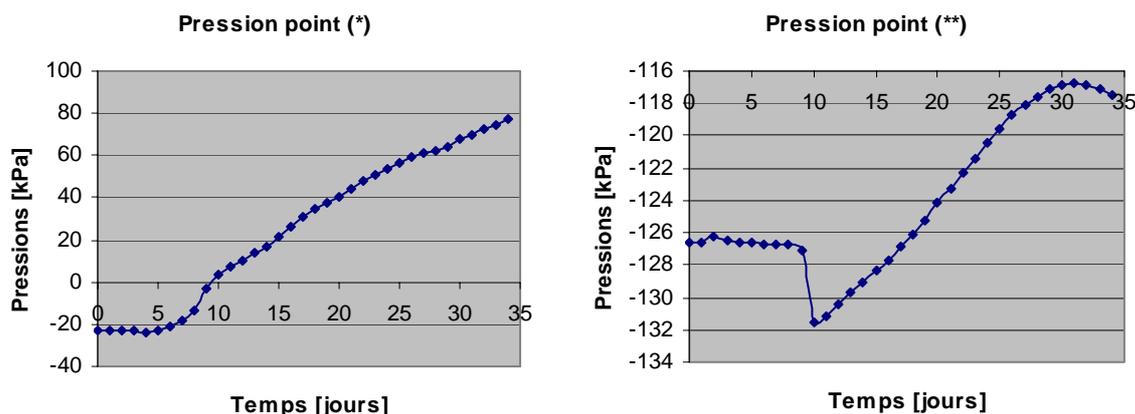


Figure 7-19 : Glissement 1 : Evolution de la pression en deux points de la base du glissement dans les zones actives

On constate donc que les deux lois constitutives utilisées successivement dans deux modélisations parallèles donnent une évolution très semblable des déplacements en ces deux points. La différence maximale en termes de déplacements entre les deux modélisations est d'environ 25 %, ce qui dans le domaine de la géotechnique est tout à fait acceptable.

Si on relie l'évolution de la pression avec l'évolution des déplacements, on constate qu'une augmentation régulière de la pression entraîne, pour les deux points étudiés, une évolution assez linéaire des déplacements.

Notons également qu'une augmentation si importante des pressions en 34 jours (100 kPa) dans la zone aval du glissement est le signe que le modèle hydro-géologique n'est pas encore stabilisé et qu'il dépend encore fortement des conditions initiales. En effet, cette montée importante du niveau de la nappe en aval est due à la « vidange » des chenaux perméables en amont. Ce phénomène devrait se stabiliser avec le temps et créer un niveau de nappe assez constant en aval. Dans le modèle hydro-géologique, 34 jours de modélisations semblent donc insuffisants pour permettre de se libérer de l'influence des conditions initiales.

Glissement 2

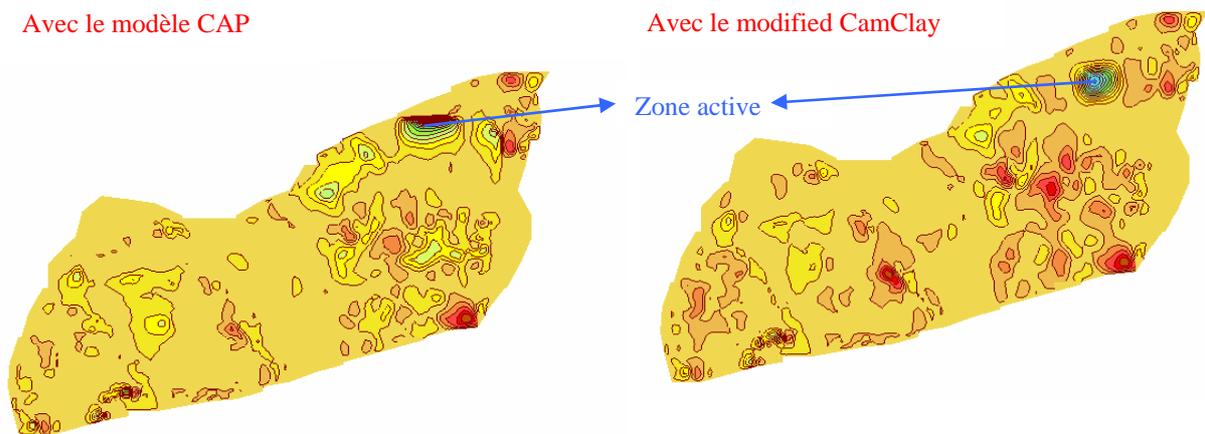


Figure 7-20 : Glissement 2 : Distribution des déplacements avec le champ de pression modifié

Au vu de la répartition des déplacements illustré par la figure ci-dessus, nous pouvons affirmer que les deux modélisations donnent la même distribution des mouvements sur le massif avec une zone active (1 cm en 34 jours) sur le sommet.

On peut de façon plus précise suivre l'évolution des déplacements en surface dans cette zone en fonction du temps et les comparer avec l'évolution de la pression à la base du glissement dans cette même région.

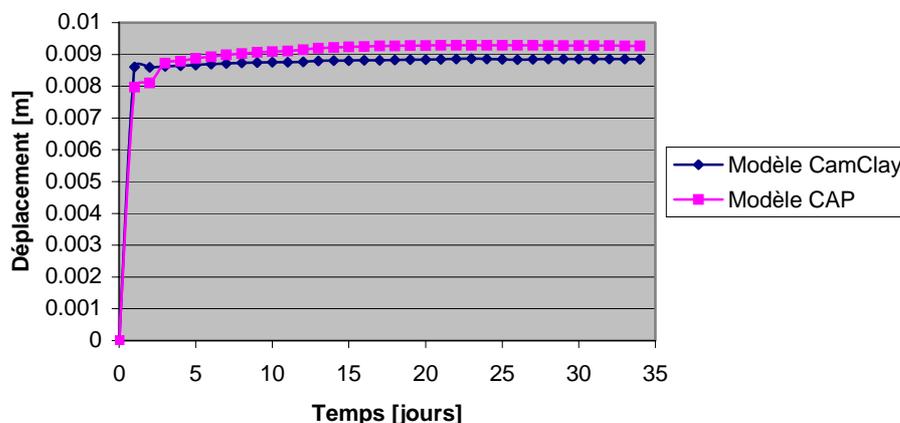


Figure 7-21 : Glissement 2 : Evolution du déplacement d'un point à la surface de la zone active en fonction du temps

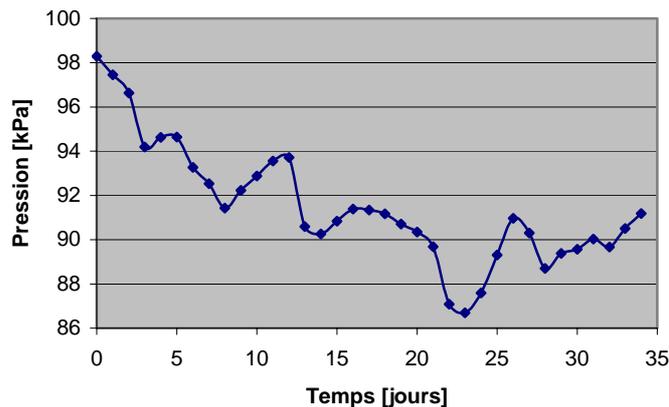


Figure 7-22 : Glissement 2 : Evolution de la pression en un point de la base du glissement dans la zone active

On constate que la majorité des déplacements se concentre lors du premier pas de temps. C'est un comportement anormal qui ne se retrouve pas dans la réalité. Cela est dû au fait que durant les premiers jours modélisés, le comportement du massif est encore fortement influencé par les conditions initiales. Lors de l'état initial, les déplacements sont bloqués et les contraintes dans le massif sous poids propre sont calculées. Une fois, l'état initial déterminé, les déplacements sont libérés et il se peut alors que le massif « se mette en place » ce qui crée des mouvements importants lors du premier pas de temps. Une fois ce premier pas de temps passé, on peut voir que les déplacements n'évoluent presque plus (< 1 mm sur 33 jours).

A la base du glissement, à l'aplomb du point dont nous avons évalué le déplacement, les pressions n'évoluent guère. On constate simplement une petite variation de 10kPa (correspondant donc à une différence de 1 m d'eau), ce qui pourrait expliquer que les déplacements n'évoluent presque plus une fois que le massif s'est mis en place.

Glissement 3

Le champ de pression imposé à la base du glissement est très semblable à celui imposé lors de la modélisation précédente du glissement 3. En effet, au sein de ce glissement, aucune « zone à problèmes » ne se présentait, nous n'avons donc pas dû modifier énormément les conditions hydrauliques imposées précédemment. Nous avons simplement réduit quelque peu les pressions dans la petite zone où les déplacements obtenus avec le modèle CAP étaient trop importants (*Figure 7-15*). Cela a eu pour effet de réduire les déplacements de 4 cm à 1,6 cm sur 34 jours lorsque l'on utilise le modèle CAP, ce qui est encore trop élevé par rapport à la réalité mais déjà beaucoup plus acceptable. Pour le reste, les mêmes conclusions qu'à la modélisation précédente du glissement 3 peuvent être tirées.

Avec le modèle CAP

Avec le modified CamClay

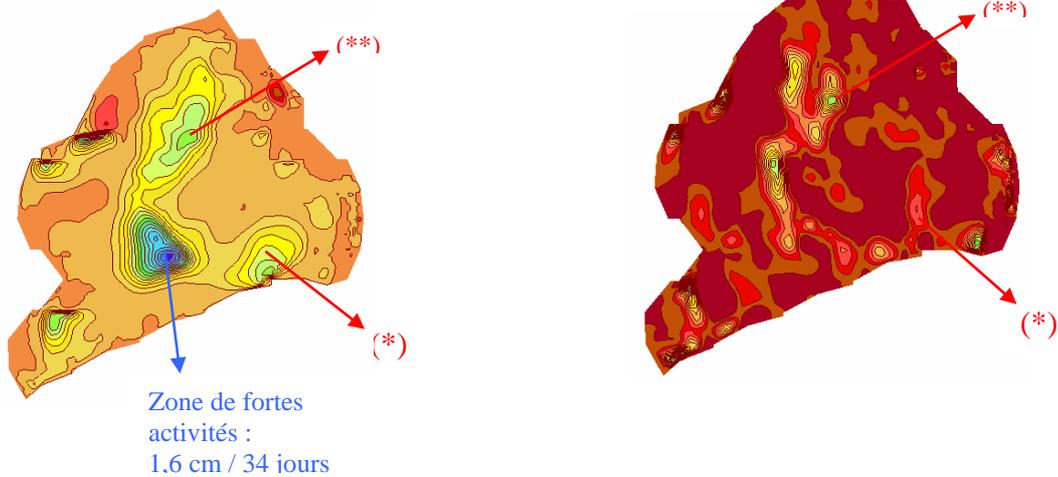


Figure 7-23 : Glissement 3 : Distribution des déplacements avec le champ de pression modifié

Voici l'évolution des déplacements et des pressions en deux points particuliers du glissement ((*) et (**) sur la Figure 7-23); comme précédemment, les pressions sont prises au niveau de la surface de glissement tandis que les déplacements sont mesurés au niveau de la surface topographique :

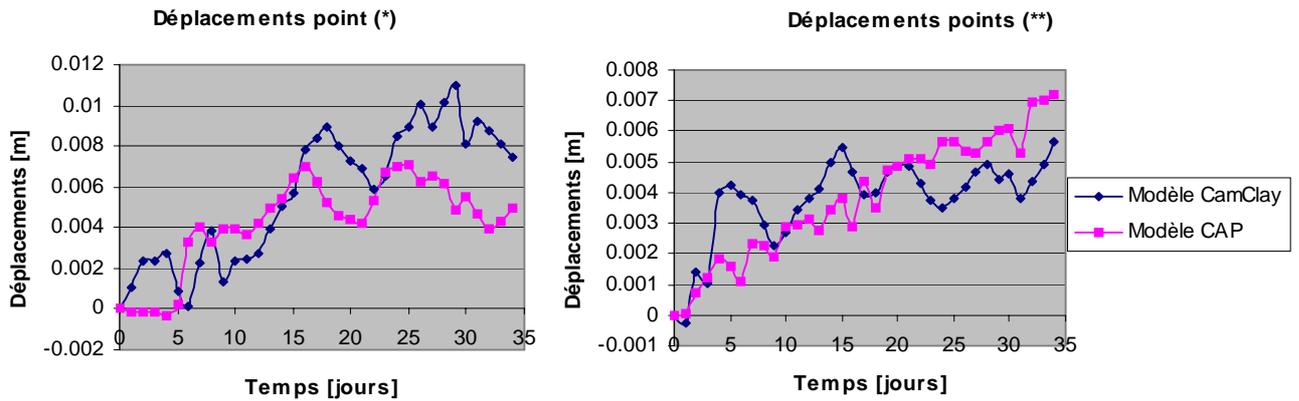


Figure 7-24 : Glissement 3 : Evolution du déplacement de deux points à la surface des zones actives en fonction du temps

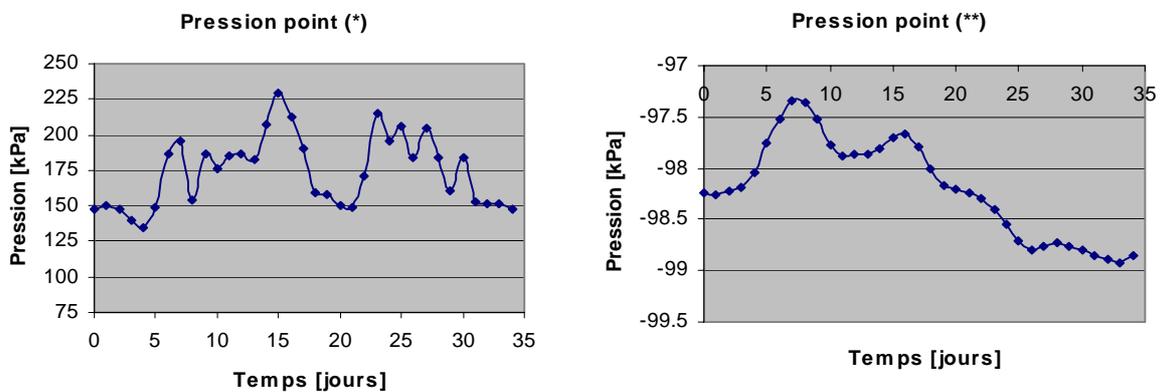


Figure 7-25 : Glissement 3 : Evolution de la pression en deux points de la base du glissement dans les zones actives

L'évolution de la pression présentant beaucoup d'oscillations, les déplacements obtenus sont assez saccadés dans le temps et on obtient assez fréquemment des phases de diminution des déplacements cumulés, ce qui traduirait une remontée du glissement vers l'amont. Cela se produit lorsque les pressions interstitielles diminuent (phase de descente du niveau de la nappe) ce qui en quelques sortes décharge le massif et donc donne lieu à un retour élastique. Ce phénomène avait déjà été observé lors de la modélisation en 2 dimensions (§ 6.3.1. - *Phase de crise et de freinage*) et ce problème avait pu être contourné en augmentant le module de Young dans les paramètres du modèle CAP lors de la phase de descente de la nappe. Nous étions dans ce cas, en conditions hydrauliques fictives avec des phases de charge et de décharge bien définies. Ici, avec les conditions hydrauliques réelles, il est évidemment impossible d'adopter cette astuce car l'évolution des pressions étant tout à fait irrégulière, il n'est pas possible de faire ressortir clairement des phases de montée et des phases de descente de la nappe. L'évolution des pressions n'étant pas uniforme sur le domaine, les pressions peuvent augmenter en un point alors qu'elles diminuent en un autre point voisin du premier.

On constate encore comme pour la modélisation des deux premiers glissements, que l'évolution ainsi que l'ordre de grandeur des déplacements obtenus en utilisant le modèle CAP ou le modified CamClay sont assez semblables.

7.4. Critique de la modélisation 3D

Toute modélisation, comme son nom l'indique, se base sur des modèles, c'est-à-dire sur des simplifications des conditions réelles. Celles-ci se font de façon plus ou moins forte en fonction de la précision souhaitée dans les résultats. Nous avons tout au long de la modélisation 3D tenté de limiter ces simplifications afin de se rapprocher le plus possible des conditions rencontrées dans la réalité. Néanmoins, quelques approximations inévitables ont été réalisées.

Les mailles de 16,6 m de côté dans le plan horizontal réalise un bon compromis entre le temps de calcul du logiciel et la précision des résultats. Des mailles plus petites auraient augmenté de façon trop importante la taille des fichiers et donc le temps de calcul, tandis que des mailles plus grandes ne garantissaient pas une précision suffisante des résultats. Le rapport entre les dimensions dans le plan horizontal et vertical des mailles peut à certains endroits, là où la profondeur de la masse glissée est faible, être inférieur au rapport 1 sur 10 recommandé. Néanmoins, aucun problème n'a été rencontré au cours des calculs et les résultats ne semblent pas présenter d'incohérences majeures telles que des fluctuations injustifiées dans le temps et dans l'espace. Cela permet donc de valider à posteriori la géométrie des mailles utilisées.

L'hypothèse de base consistant à subdiviser la zone instable en trois sous-glissements indépendants peut sans doute paraître un peu forte. Même si cette supposition est appuyée par plusieurs observations sur le terrain (§ 7.1.), elle n'en reste pas moins qu'une hypothèse. Néanmoins, encore une fois, à posteriori, la cohérence des résultats tend à confirmer la quasi indépendance des trois zones que nous avons fait ressortir et donc à valider l'hypothèse avancée.

Comme déjà explicité dans le paragraphe 7.2.3., les conditions de bord mécaniques introduites sur le pourtour des trois glissements bloquant tout mouvement dans les trois directions peuvent porter sujet à discussion. En effet, on impose là des blocages qui n'ont pas lieu d'être dans la réalité. Les résultats en terme de déplacements et contraintes à proximité de ces frontières doivent donc être interprétés avec la plus grande prudence.

La définition des conditions hydrauliques sous forme de pressions imposées en chaque nœud formant la base du glissement peut à certains moments, lorsque les variations de celles-ci sont brusque, être insuffisante. En effet, lorsque l'on examine l'évolution des pressions dans le temps sur une série de noeuds de mêmes coordonnées (x, y) et à des profondeurs différentes dans la masse glissée, on constate que plus on se rapproche de la surface topographique, plus les variations dans le temps de ces pressions s'amortissent. Néanmoins, ce sont les pressions interstitielles à proximité de la surface de glissement qui sont primordiales pour la cinétique des mouvements et à cet endroit, elles sont en accord avec les pressions exactes dans le terrain.

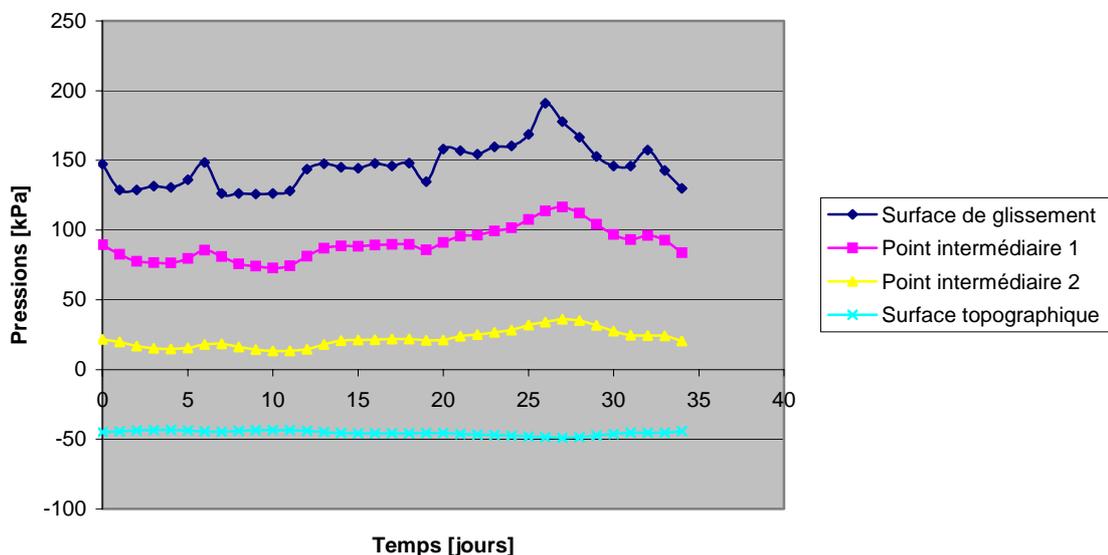


Figure 7-26 : Evolution des pressions à différentes profondeurs dans le massif - Phénomènes d'amortissement

Le peu de données disponibles sur les caractéristiques géotechniques du massif nous a obligé à étendre les paramètres caractérisant le sol prélevé en un point à toute la masse glissée. Au cours de nos différentes modélisations, nous avons ainsi attribué les mêmes propriétés à toute cette masse glissée sans pouvoir faire ressortir plusieurs types de matériaux distincts. Cependant, de par la structure très « malaxée » du sol meuble au sein duquel se développe le glissement, il semble très difficile de faire ressortir plusieurs types de sol à différents endroits dans le glissement. Néanmoins, il aurait été bon de pouvoir confirmer cette hypothèse de caractéristique « unique » du sol par différents sondages distribués sur l'ensemble de la zone instable et accompagnés d'essais en laboratoire.

Comme nous l'avons déjà mentionné précédemment, les pressions « réelles » que nous avons introduites dans la modélisation présentaient quelques incohérences par rapport à la réalité. Nous avons donc dû les modifier afin de se rapprocher d'un profil de nappe plus plausibles (§ 7.3.2.). Ces conditions hydrauliques ne sont donc pas totalement rigoureuses mais elles nous ont permis de progresser dans l'étude des phénomènes hydro-mécaniques et donnent néanmoins une distribution de vitesses de déplacement assez proche de la réalité.

De plus, ce champ spatio-temporel de pression n'est relatif qu'à une durée de 34 jours. C'est beaucoup trop peu pour permettre de faire ressortir une tendance générale des mouvements. En effet, l'intervalle de temps entre deux données inclinométriques est de l'ordre d'un à deux mois et donc une période de 34 jours nous limite à une seule valeur de déplacement par inclinomètre. L'idéal aurait été de pouvoir réaliser une modélisation sur une période d'un an voir plus. Ainsi, il aurait été possible d'intégrer une ou plusieurs phases de crise afin de pouvoir étudier le comportement du massif durant ces crises. De plus, en se limitant à 34 jours de modélisation, les déplacements que nous obtenons sont encore fortement liés aux conditions hydrauliques lors de la phase d'initialisation des contraintes. Pour se libérer de l'influence de ces conditions initiales, la modélisation des phénomènes sur une durée beaucoup plus longue est indispensable.

Une fois que le modèle hydro-géologique sera parfaitement calé, nous pourrons remédier à ces deux derniers points.

7.5. Conclusions

Cette modélisation en trois dimensions était indispensable pour étendre les quelques premières conclusions que nous avons pu tirer de la modélisation selon une coupe 2D traversant le centre du glissement. Les résultats obtenus ici confirment bien les premières notions, tirées de la modélisation 2D, sur les mécanismes hydro-géologiques régissant les mouvements du massif.

Malgré les points négatifs mentionnés dans le paragraphe précédent, les résultats obtenus au cours de cette modélisation 3D sont assez convaincants. Les ordres de grandeurs des déplacements semblent tout à fait en accord avec ce qui est observé sur le terrain et la distribution spatiale des mouvements obtenus par la modélisation fait bien ressortir les zones actives que l'on retrouve dans la réalité. Ces résultats sont obtenus aussi bien en utilisant le modèle Cap que le modified CamClay.

Ainsi, nous avons pu, grâce au suivi de l'évolution des déplacements et de la pression en quelques points du massif en fonction du temps, mettre en évidence l'étroite relation qui lie les mouvements à l'évolution des pressions interstitielles à la base du glissement. Ainsi, l'augmentation des potentiels hydrauliques au sein du massif, combinés avec la forte inclinaison du versant, sont bien les facteurs prépondérants qui activent les mouvements.

8. Etablissement d'une carte des zones instables

8.1. Introduction

Cette carte des zones instables découle de la synthèse des résultats obtenus en terme de déplacements grâce aux différentes modélisations effectuées au cours de cette présente étude. Grâce à une réunion des résultats obtenus sur les 3 glissements issus des simulations numériques nous pourrons déterminer la localisation des zones actives (analyse qualitative) et l'intensité des déplacements au sein de celles-ci (analyse quantitative) et ainsi comparer les résultats qualitativement et quantitativement avec la distribution réelle des mouvements observés sur le terrain. De plus, cela nous permettra de valider tout le développement réalisé jusqu'ici.

Après cette comparaison et cette mise en commun des déplacements réels et issus des simulations numériques, nous subdiviserons toute la zone étudiée en trois degrés de sensibilité.

Le degré 1 représente les zones pour lesquelles des mouvements très faibles, voir même inexistants sont observés, même en phase de crise ; les vitesses atteintes y sont inférieures à 1 cm par an.

Le degré 2, intermédiaire, définit les zones pour lesquelles, des mouvements assez faibles (2 à 3 cm par an) sont observés en moyenne, mais qui peuvent s'accroître lors d'une phase de crise pour conduire à des déplacements plus importants (4 à 5 cm/an).

Enfin, le degré 3 s'applique aux zones les plus actives. Les déplacements au sein de celles-ci sont de l'ordre de 4 à 6 cm par an et peuvent atteindre des vitesses plus importantes, de 8 à 10 cm par an, en phase de crise.

Remarquons que les termes « très faible », « assez faible » et « important », utilisés pour qualifier les mouvements, sont tout à fait relatifs et propres au versant de Triesenberg. Il est évident que ce qui est qualifié de déplacement important pour le massif qui nous préoccupe peut être considéré comme faible pour un autre versant où la valeur moyenne des mouvements serait plus importante. Rappelons que nous étudions un glissement lent. Les valeurs maximales atteintes par les vitesses restent donc tout à fait raisonnables.

8.2. Comparaison des résultats des modélisations avec les déplacements réelles

Les données inclinométriques en notre possession étant rarement relatives à la période étudiée par la modélisation (Juin 1998), il est très difficile, à partir de ces données, de faire ressortir une distribution générale des vitesses de déplacement du massif pendant cette période. Nous ne nous baserons donc pas sur celles-ci pour réaliser les comparaisons entre les déplacements réels et ceux obtenus par les modélisations. Par contre, la répartition des vitesses à moyen terme, obtenue par comparaison de cartes topographiques et de relevés GPS (§ 4.2.6.), permet elle de faire ressortir les grandes tendances des mouvements et est plus facilement interprétable. C'est donc à cette carte que nous nous référerons pour réaliser la comparaison. Pour les déplacements obtenus par les simulations numériques, nous nous baserons sur les modélisations avec la nappe rabattue dans « la zone à problème ». En effet, c'est cette configuration qui nous semble la plus proche de la réalité.

Dans un premier temps, si l'on ne s'intéresse qu'aux zones les plus actives, on constate que celles observées sur le terrain se retrouvent bien dans les résultats de modélisation, comme le montre la figure suivante.

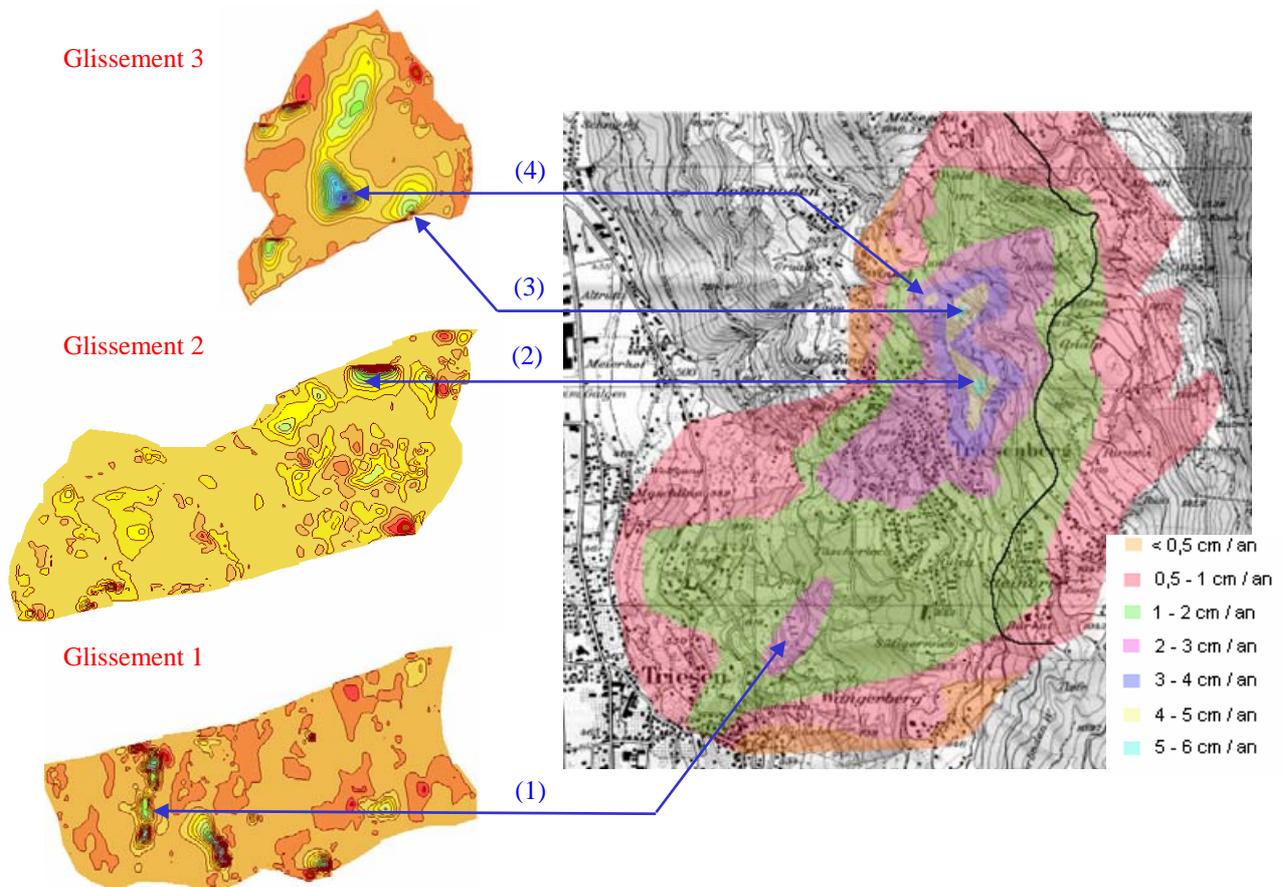


Figure 8-1 : Comparaison qualitative des zones instables ressortant de la carte des distributions des vitesses à moyen terme et des modélisations

Lorsque l'on évalue de façon quantitative les déplacements obtenus, voilà ce que l'on obtient :

Numéro de la zone active	Vitesse à moyen terme mesurée sur le terrain	Vitesse obtenue par la modélisation
(1)	2 - 3 cm / an	7 mm / 34 jours \Rightarrow 7,5 cm / an
(2)	5 - 6 cm / an	9 mm / 34 jours \Rightarrow 9,5 cm / an
(3)	5 - 6 cm / an	7 mm / 34 jours \Rightarrow 7,5 cm / an
(4)	4 - 5 cm / an	1,6 cm / 34 jours \Rightarrow 17 cm / an (CAP) 7 mm / 34 jours \Rightarrow 7,5 cm / an (CamClay)

On constate donc que la modélisation surestime légèrement les déplacements mesurés à moyen terme. Néanmoins, il est difficile de comparer des résultats traduisant 34 jours de modélisation avec des déplacements mesurés sur une période d'environ 15 ans. De plus, dans le domaine de la géotechnique, et en particulier dans notre cas, avec les hétérogénéités et la complexité des comportements du terrain, des écarts de l'ordre de 20 à 30 % restent tout à fait acceptables. Nous pouvons donc affirmer que les résultats obtenus par la modélisation font bien ressortir, aussi bien de façon qualitative que quantitative, les zones actives du massif.

Mentionnons néanmoins que pour la zone active (4), on rencontre une petite anomalie dans les vitesses de déplacements et cela uniquement avec l'utilisation du modèle CAP. Ce point a déjà été discuté au cours de la modélisation 3D (§ 7.3.2. - *Modélisation avec une nappe rabattue dans la « zone à problèmes » - Glissement 3*) et nous n'y reviendrons donc plus ici.

En dehors de ces zones les plus actives, les modélisations des trois glissements font ressortir quelques endroits où il apparaît des déplacements de l'ordre de 2 à 3 mm sur 34 jours, ce qui donne, ramené sur une année, des mouvements de 2 à 3 cm par an. Ces zones présentent donc une activité moindre mais pas inexistante.

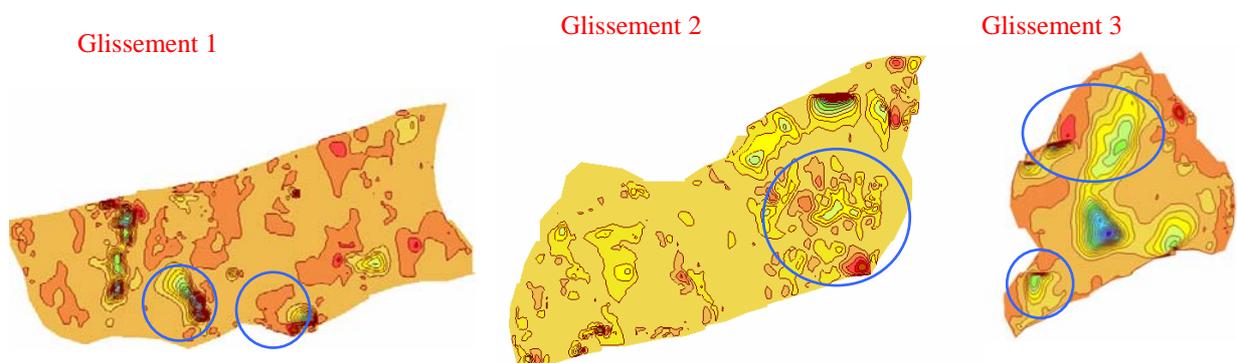


Figure 8-2 : Zones d'activités secondaires

Hors de ces deux zones de fortes activités et d'activités secondaires, les mouvements sont très faibles voire inexistants. Nous pouvons ainsi qualifier ces dernières zones de « quasiment inactives ».

8.3. Carte préliminaire des zones instables

Ainsi, de par les observations ci-dessus, les trois degrés d'activité énoncés dans l'introduction ressortent clairement (les zones les plus actives - degré 3, les zones d'activité secondaire - degré 2 et les zones quasiment inactives - degré 1), ce qui nous permet d'établir la carte préliminaire des zones instables.

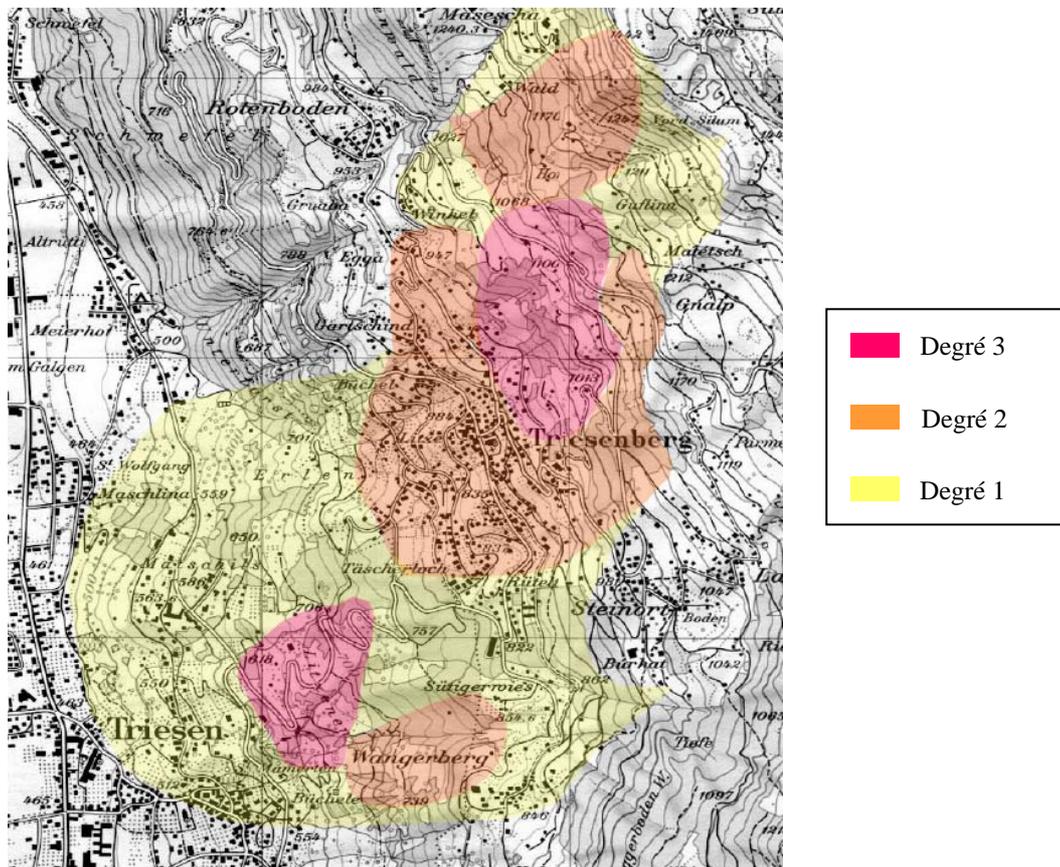


Figure 8-3 : Carte préliminaire des zones instables

Cette carte subdivise donc la zone étudiée en trois degrés de sensibilité des mouvements aux variations de pression interstitielle au niveau de la surface de glissement. La précision de cette carte n'est pas optimale mais elle a l'avantage, de par sa simplicité, de mettre en évidence les zones les plus critiques. Signalons également que cette carte ne considère pas les mouvements se produisant au sein de l'affaissement en amont des trois glissements car cette zone n'a pas été prise en compte tout au long de la modélisation en 3D.

9. Recherche de solutions d'assainissement

9.1. Différentes techniques utilisées pour la stabilisation de pente

Comme nous l'avons déjà signalé au cours de l'introduction (§ 2.1.2.), les causes principales de l'activation et de l'entretien des mouvements de terrain résident dans une combinaison de plusieurs éléments dont les principaux sont :

- la géométrie du site avec des pentes de versant assez importantes
- les propriétés des matériaux en place
- les conditions hydro-géologiques
- l'érosion des pieds de versant par les cours d'eau

Assainir un versant consiste donc à modifier ces paramètres, autant que possible, dans le sens de la sécurité.

Dans un premier temps, indépendamment de l'étude réalisée ci-dessus, nous allons exposer succinctement les différentes méthodes de stabilisation de pente les plus souvent utilisées. Cela nous permettra d'avoir une vue assez large sur ce qu'il est possible de réaliser en matière d'assainissement de versant. Nous pourrons ainsi, par la suite, nous concentrer sur la ou les méthodes les plus appropriées pour le glissement qui nous préoccupe.

Travaux de terrassement

Ces travaux consistent à modifier la géométrie du versant afin de réduire la pente de celui-ci aux endroits les plus critiques. En effet, un versant présente souvent un profil peu linéaire où des zones d'inclinaison assez forte alternent avec des adoucissements de pente. Il s'agit donc souvent de linéariser le profil du versant afin d'obtenir une pente assez uniforme. En général, on enlève des masses en tête de glissement (déblais) là où les forces gravifiques sont prépondérantes pour la cinétique du glissement et on recharge en pied de pente (remblais) pour créer une force résistante de butée.

Cette solution d'assainissement est la première qui vient généralement à l'esprit car elle joue sur la cause mécanique principale de l'instabilité, l'inclinaison du terrain lui-même. Néanmoins elle présente quelques inconvénients majeurs. Cette solution n'est applicable que pour des instabilités de versant de faible extension. Il n'est évidemment pas envisageable d'appliquer cette technique à un glissement de plus de 5 km² comme celui se développant sur le versant de Triesenberg. De plus, ces travaux de terrassement peuvent avoir un impact environnemental assez important. En effet, le relief du versant étant totalement modifié, cela peut créer par la suite une modification du régime d'écoulement des eaux et donc un changement des conditions hydro-géologiques. Ces travaux nécessitent également

en général une modification de la végétation en place. On pense en particulier au déboisement avec tous les inconvénients qui en découlent.

Ancrages

La mise en œuvre de tirants d'ancrage précontraints permet d'accroître le facteur de sécurité en augmentant les forces résistantes sans toucher aux forces motrices. Cela consiste donc à augmenter principalement les forces normales au niveau de la surface de glissement, ce qui entraîne une mobilisation plus importante du frottement et tend donc à stabiliser la masse en mouvement.

Cette technique est très adéquate pour stabiliser des glissements couches sur couches de massifs rocheux. Elle peut également être utilisée dans le cas de glissement lent de faible profondeur en terrain meuble.

Les avantages de cette méthode résident dans sa souplesse d'adaptation aux conditions rencontrées au cours de l'exécution. En effet, le forage préalable permet de déterminer généralement les conditions exactes du terrain et de situer de façon assez précise la surface de glissement. Ainsi, par la suite, la longueur de l'ancrage ainsi que la force de précontrainte à appliquer peuvent être ajustés au mieux. De plus au cours de la vie de l'ancrage, en fonction du comportement du glissement, on peut toujours modifier cette force de précontrainte.

Néanmoins, l'altération à long terme de ces dispositifs est assez difficile à éviter. De plus, les mouvements du terrain modifient en permanence la tension dans les tirants. Ces systèmes nécessitent donc un suivi au cours du temps afin de s'assurer que les ancrages continuent à jouer leur rôle après plusieurs années de mise en service. Enfin, dans notre cas, au vu des dimensions de notre glissement, il est difficilement concevable d'opter pour cette solution sur l'ensemble de la masse glissée. Néanmoins, il est toujours possible de l'appliquer localement et de la combiner à d'autres méthodes plus globales.

Drainages

Ces méthodes de drainage ont pour but de modifier les conditions hydro-géologiques du versant et ainsi de diminuer les pressions interstitielles au niveau de la base du glissement. Ces pressions peuvent provenir de plusieurs types d'eau souterraine : une nappe libre, une nappe sous pression emprisonnée sous une couche de sol imperméable ou une percolation diffuse au-dessus de la nappe libre provenant des eaux de précipitation.

Plusieurs types de drainage existent. Ils se différencient par leur endroit de mise en œuvre par rapport à la masse glissée. On distingue les grandes classifications suivantes (*Duti, Projet d'école, 1985*) :

- *A l'amont du glissement proprement dit, en surface ou en profondeur.* Ces drains en amont permettent de rabattre la nappe à proximité du sommet du glissement et également d'intercepter les eaux de ruissellement provenant de l'amont et qui, sans ces drains, traverseraient la masse glissée. Le grand avantage de cette technique est que ces ouvrages de drainage ne sont pas sujets aux mouvements du terrain qui pourraient les endommager. Néanmoins, cette solution prise isolément n'est généralement pas suffisante pour stabiliser un glissement tout entier.

- *A la surface de la zone instable.* Cette technique consiste donc à récolter les eaux atmosphériques avant qu'elles ne pénètrent dans le sol. Des cunettes ou des drains à faibles profondeurs sont alors placés à la surface du glissement et amènent l'eau directement vers le ruisseau en aval. On peut ainsi diminuer de façon considérable la quantité d'eau qui s'infiltré dans le massif. Cette solution est assez efficace en cas de fonte rapide des neiges présentes sur le versant ou de pluies intenses de courte durée. Par contre, cette méthode est inefficace face à l'existence d'une alimentation externe de la nappe, comme c'est le cas pour le glissement de Triesenberg.

- *Dans la masse glissée elle-même.* Dans ce cas de figure, plusieurs alternatives sont possibles. Des tranchées drainantes creusées depuis la surface munies à la base d'un collecteur peuvent être mise en oeuvre au sein de la masse glissée. La profondeur que peut atteindre ces tranchées dépend fortement de la qualité du terrain dans lequel on les effectue. Grâce à des techniques spéciales (rideaux de palplanche, parois moulées) et dans des terrains de bonne qualité, ces tranchées peuvent atteindre des profondeurs de 15 mètres. Ce système peut être mis en oeuvre avec différentes orientations par rapport à la direction de plus grande pente. Il faut également noter que ce dispositif nécessite une perméabilité du sol assez élevée. En effet, vu les faibles profondeurs atteintes par les drains, la zone de rabattement de la nappe induite par ceux-ci est assez peu étendue si la perméabilité est faible.

Une deuxième possibilité serait de forer des drains subhorizontaux dans le massif. L'eau récoltée par ceux-ci s'écoule alors de façon gravitaire jusqu'à la surface du versant. Cette solution exige un entretien régulier car avec le temps, ces drains ont tendance à s'obstruer ce qui réduit progressivement leur efficacité.

Une variante consiste à effectuer les forages de façon verticale. L'eau captée par ces drains peut alors être remontée à la surface par un système de pompe ou s'écouler par gravité et se vidanger vers une formation perméable. Ces deux méthodes d'évacuation des eaux comportent chacune leurs inconvénients. Tout d'abord, l'évacuation par pompage nécessite un apport énergétique permanent qui peut se révéler assez coûteux avec le temps. L'écoulement par gravité permet de palier à cet inconvénient mais est assez délicat car les drains doivent traverser la surface de glissement et présentent donc un risque assez important de rupture ou d'obstruction par cisaillement. De plus, le déversement dans une formation perméable nécessite une connaissance parfaite des mécanismes hydro-géologiques

afin de s'assurer que cette eau ne provoque pas des surpressions sous le plan de glissement ou ne ressurgisse au sein de la masse glissée plus en aval.

- *Dans le plan de glissement.* Il s'agit là simplement d'un cas particulier de la technique précédente où l'on prolonge le drain jusqu'à la base du glissement. Cette technique est assez efficace dans son principe car elle diminue les pressions interstitielles là où leur effet est le plus néfaste pour la stabilité du versant. Néanmoins sa mise en application rencontre le problème majeur de l'altération des drains par cisaillement au droit du plan de glissement ce qui réduit l'efficacité complète de ce dispositif à quelques années. Au delà, il est souvent nécessaire de procéder au forage de nouveaux puits de remplacement qui eux aussi n'auront une durée de vie que de quelques années. Cela nécessite donc un renouvellement assez régulier des puits.

- *Sous le plan de glissement.* Il s'agit là de creuser une galerie sous la surface de glissement et de placer des drains rayonnants de part et d'autre de celle-ci afin d'en étendre la zone d'influence. On peut ainsi construire un véritable réseau souterrain qui permet de rabattre la nappe sous la masse glissée. Les avantages principaux de cette méthode sont multiples. L'évacuation des eaux drainées peut généralement se faire par gravité le long de la galerie ce qui réduit considérablement les frais de fonctionnement. Un autre point appréciable est que le risque de cisaillement du dispositif au niveau de la surface de glissement est assez limité car la majeure partie de l'ouvrage se trouve sous le glissement, dans une zone stable. De plus, la mise en œuvre est assez modulable et peu se faire en différentes étapes sans perturber l'environnement de surface. Cette méthode semble présenter assez peu d'inconvénients par rapport aux autres techniques de drainage énoncées ci-dessus. Néanmoins, la mise en œuvre de ce dispositif demande un investissement financier assez important.

Enfin, pour toutes ces méthodes de drainage, il est important d'étudier l'impact d'un rabattement de la nappe sur tout l'environnement du versant. En effet, l'écosystème tout entier est en relation avec le fonctionnement hydro-géologique du milieu. La végétation trouve généralement ses ressources hydriques dans la nappe. Un rabattement de celle-ci pourrait donc avoir des conséquences assez dramatiques. De plus, il n'est pas rare que l'eau souterraine soit captée et utilisée par les habitants des villages environnants. Il ne faut donc absolument pas négliger l'impact environnemental de la mise en œuvre de tels drains au sein du versant.

Diverses techniques secondaires

Il s'agit ici de méthodes de stabilisation ayant un rayon d'action assez local qui ne rentre pas dans les trois grandes classifications énoncées ci-dessus.

Tout d'abord, dans le cas d'une érosion prononcée des berges d'un cours d'eau qui peut conduire à l'activation ou à l'entretien d'une instabilité de versant, des mesures de *confortation des berges* peuvent être envisagées. Un voûtage local du cours d'eau, la pose de gabions, la construction d'un mur de berge, la canalisation complète du lit du ruisseau, où même sa dérivation sont autant de méthodes envisageables dans ce cas.

Une autre technique de stabilisation qui consiste à améliorer les propriétés des matériaux en place est *l'injection du sol* à basse pression par un coulis adapté à la nature des terrains à consolider. Cette injection est généralement effectuée directement au niveau de la surface de glissement afin de renforcer la résistance au cisaillement et ainsi de réduire les déplacements au niveau de cette surface. Dans certains cas particuliers, on peut également injecter le coulis au sein de la masse glissée pour colmater les fissures et ainsi diminuer l'infiltration de l'eau qui pourrait créer des surpressions au niveau de la base du glissement. Néanmoins, il faut s'assurer que ce coulis ne perturbe pas l'écoulement de la nappe phréatique de façon néfaste pour la stabilité du versant. De plus, cette technique est assez délicate à exécuter et demande une étude à part entière afin de régler différents paramètres (pression d'injection, localisation de l'injection, composition du coulis, quantité à injecter) qui peuvent modifier du tout au tout l'efficacité de ce procédé.

Le clouage de la zone instable par des micropieux traversant la surface de glissement est également une technique possible. Cela est envisageable dans le cas d'un glissement peu profond et comme les deux autres méthodes énoncées ci-dessus, son action reste très locale. Il existe plusieurs variantes d'exécution qui dépendent principalement des caractéristiques des matériaux et de la cinétique du glissement : on pense en particulier au forage de micropieux, au battage de pieux préfabriqués ou encore à la technique de la terre armée de portée extrêmement locale.

Le reboisement est une technique assez simple et souvent oubliée. L'action positive de cette méthode réside dans l'assèchement écologique du versant. En effet, le taux d'évapotranspiration de la zone peut ainsi être considérablement augmenté, ce qui réduit la quantité d'eau qui s'infiltré dans le sol et qui vient directement alimenter la nappe phréatique du versant. L'effet de l'augmentation de la résistance mécanique au cisaillement par les racines, qui ne joue un rôle que sur le premier mètre de sol, est assez négligeable et ne doit donc pas être pris en compte. L'inconvénient majeur de cette technique est que l'effet positif du reboisement met des années à se faire sentir.

Conclusions

Il existe ainsi une grande variété de techniques possibles permettant de stabiliser un versant instable en mouvement lent avec chacune leurs avantages et leurs inconvénients. Chacune joue sur un paramètre particulier régissant la cinétique du versant (conditions hydrogéologiques, propriétés des matériaux, géométrie du versant,...). Il n'existe donc pas une technique universelle qui résoudrait tous les problèmes d'instabilité de terrain. C'est plutôt la combinaison de plusieurs techniques énoncées ci-dessus qui permettra de stabiliser de façon optimale un versant. Cela permet ainsi d'obtenir une compensation des avantages et des inconvénients respectifs des différentes techniques. Néanmoins, dans le cas de grands glissements se développant sur plusieurs km² comme celui du versant de Triensenberg, il est généralement illusoire d'espérer une complète et définitive stabilisation du massif. Seul une réduction assez importante des mouvements peut être escomptée.

9.2. Techniques envisageables dans notre cas

La caractéristique principale du versant étudié est son étendue assez importante (5,5 km²). Il est donc inutile de recourir à des solutions d'assainissement de faible portée sauf s'il s'avérait nécessaire de conforter une instabilité secondaire assez locale sur le versant. Néanmoins, cela n'est pas le but premier de notre étude. En effet, nous étudions le problème dans son ensemble et donc une solution globale doit être envisagée.

Tout au long de notre étude menée jusqu'à ce stade, nous avons pu constater l'extrême sensibilité des mouvements du terrain aux variations du niveau de la nappe. Des fluctuations de 1 ou 2 mètres du niveau de cette nappe semblent réactiver de façon importante les mouvements. Il paraît donc assez logique de jouer sur les conditions hydro-géologiques du versant si l'on veut réduire les déplacements du massif. La solution d'un assainissement du versant par drainage vient donc immédiatement à l'esprit. A ce stade du développement, nous ne sommes malheureusement pas en mesure de réaliser une étude détaillée d'un réseau complet de drainage. L'influence d'un système drainant, placé à un endroit précis dans le massif, sur les pressions interstitielles doit d'abord être quantifiée dans le modèle hydro-géologique et seulement ensuite, introduite dans le modèle hydro-mécanique sous forme de conditions de bord afin d'en déterminer l'effet sur les déplacements. Une étude détaillée nécessite donc, plus que jamais, une étroite interaction entre les deux modélisations (hydraulique et mécanique).

En ce qui nous concerne, sans rentrer dans plus de détails, nous déterminerons au long de l'étude du paragraphe suivant un niveau de nappe « acceptable » au sein du massif qui conduirait à réduire de façon appréciable les mouvements observés jusqu'ici. Par la suite, lorsque les mécanismes hydrogéologiques régissant les écoulements au sein du versant seront connus avec plus de précision, il sera alors possible d'étudier en détail la mise en œuvre d'ouvrages drainants afin de rabattre

la nappe jusqu'au niveau souhaité. Mais cette phase de l'étude sort du cadre de ce présent rapport.

Enfin, comme signalé dans la conclusion du paragraphe précédent, une solution de drainage optimale réside certainement dans la combinaison de plusieurs techniques de mise en œuvre. L'importance de la zone sur laquelle s'étend le glissement permet de diversifier les techniques et de les adapter au mieux à l'environnement local.

9.3. Recherche d'un niveau de nappe acceptable par la modélisation 3D

9.3.1. Conditions hydrauliques

Afin de déterminer ce niveau de nappe qui permettrait de stabiliser le massif, nous allons introduire des conditions hydrauliques simplifiées représentant une nappe parallèle à la topographie dans la partie aval et qui présente un replat plus en amont. En effet, les pressions interstitielles issues de la modélisation hydro-géologique, même s'il ne s'agit pas là de la version totalement exacte et définitive, font ressortir une certaine tendance. Les pressions de succion obtenues au niveau topographique dans la partie aval semblent assez constantes ($\cong 80$ kPa). Cela traduirait la présence d'une nappe plus ou moins parallèle à la topographie (+/- au niveau -8 m). Par contre, dans la partie amont, au delà de l'abscisse 759800 des coordonnées globales, les succions à la surface semblent augmenter plus on monte dans le versant. Dans cette partie amont, la nappe n'intercepte donc plus la masse glissée et nous la supposons horizontale. Les figures 7-8 et 7-9 font bien ressortir cette tendance générale de la distribution des pressions au sein de massif.

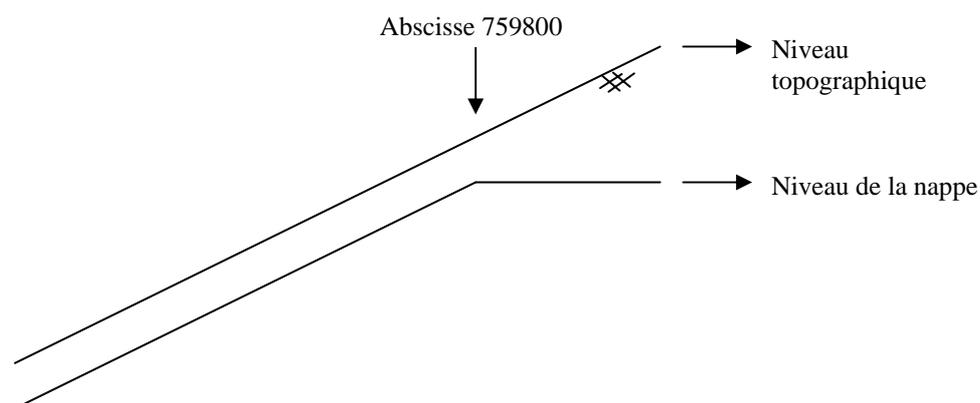


Figure 9-1 : Recherche d'un niveau de nappe « acceptable » : Représentation schématique du profil de la nappe

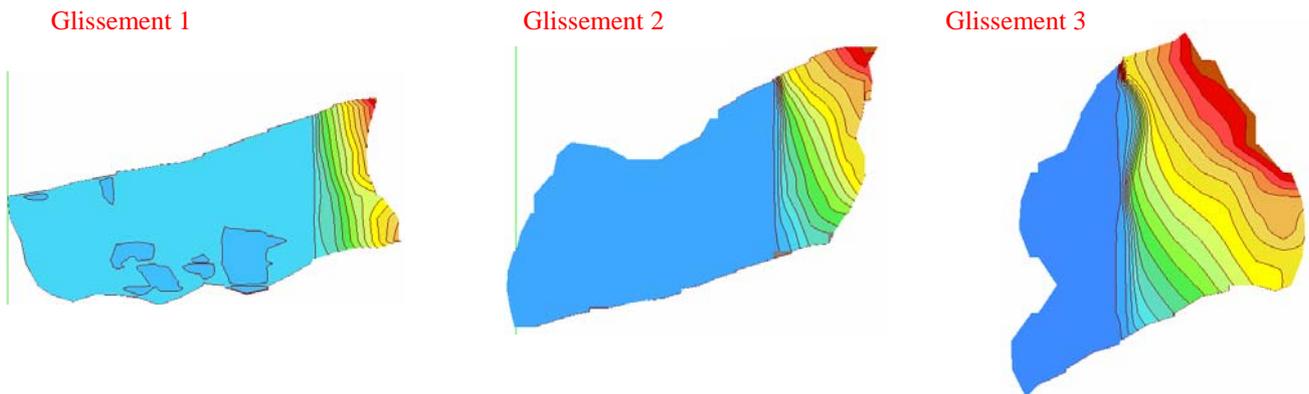


Figure 9-2 : Recherche d'un niveau de nappe « acceptable » : Distribution des pressions au niveau de la topographie

Il reste maintenant à représenter de façon la plus réelle possible une phase de crise provoquant une montée du niveau de la nappe. Tout d'abord, au vu des observations ci-dessus, nous initialiserons la nappe 8 mètres sous la topographie. Ensuite, si l'on observe l'évolution des pressions utilisées pour la modélisation 3D (Figures 7-18, 7-21 et 7-24), elle semble présenter au maximum des variations de 10 kPa (1 m d'eau) sur la durée des 34 jours. Si on assimile la phase de crise à des précipitations intenses, cette évolution de la nappe pourrait être un peu plus rapide. Nous avons donc opté pour une montée de 1,5 m par mois pendant une durée de 4 mois qui est environ l'intervalle de temps pendant lequel se développe une phase de crise.

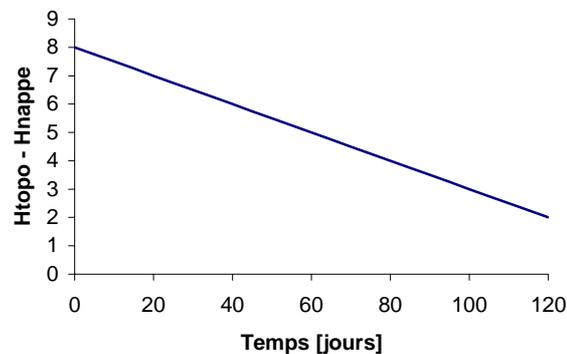


Figure 9-3 : Recherche d'un niveau de nappe « acceptable » : Evolution du niveau de la nappe

Il est bien évident que toutes ces considérations sont basées sur beaucoup d'hypothèses et d'approximations. Néanmoins, elles découlent de tout ce que cette étude nous a enseigné jusqu'ici.

9.3.2. Résultats de la modélisation 3D

Cette modélisation est donc fort semblable à la première modélisation 3D avec les conditions hydrauliques fictives traduisant une montée uniforme de la nappe (§ 7.3.1.). Cependant, il existe deux différences fondamentales ; d'une part la nappe n'est pas parallèle à la topographie jusqu'au sommet des trois glissements mais présente un replat dans la partie amont et d'autre part, l'initialisation des contraintes se fait pour un niveau de nappe 8 m sous la topographie au lieu de 15 m.

D'une manière générale, on observe une divergence du calcul, synonyme de déplacements trop importants sur une partie de la zone, après 10 à 20 jours, c'est-à-dire pour un niveau de nappe de 50 cm à 1 m au dessus du niveau initial qui était de 8 mètres sous la topographie. Néanmoins, les instabilités qui surviennent à ce stade sont assez locales. Toutefois, c'est le signe qu'à certains endroits, la nappe ne doit absolument pas atteindre un niveau supérieur à 7 m sous la topographie, sous peine qu'il se produise un décrochage complet d'une partie du massif.

Avec l'évolution des conditions hydrauliques définies ci-dessus, voici la localisation, pour les trois glissements des zones où risqueraient de se produire les instabilités :

Glissement 1

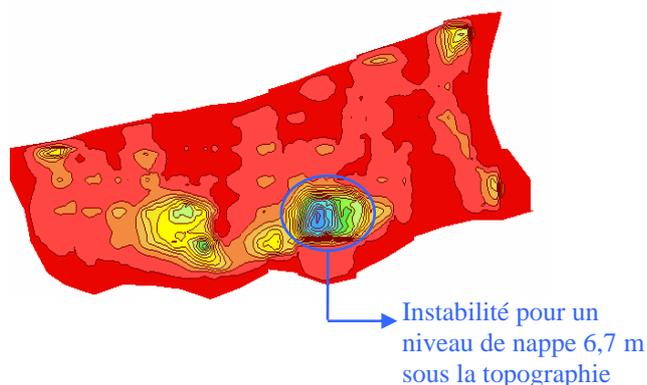


Figure 9-4 : Recherche d'un niveau de nappe acceptable : Glissement 1 - Localisation des instabilités

Glissement 2

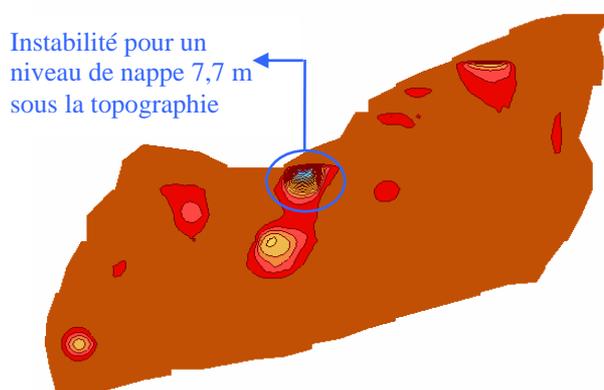


Figure 9-5 : Recherche d'un niveau de nappe acceptable : Glissement 2 - Localisation des instabilités

Glissement 3

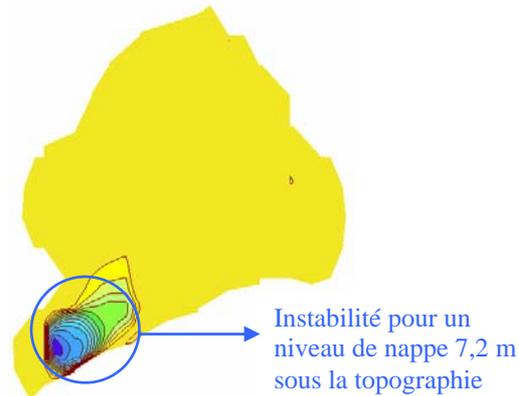


Figure 9-6 : Recherche d'un niveau de nappe acceptable : Glissement 3 - Localisation des instabilités

Ces instabilités surviennent aussi bien en utilisant le modèle CAP que le modified CamClay, et ce pour des niveaux de nappe très semblables. On observe des différences de l'ordre de 50 cm tout au plus et les valeurs de hauteur de nappe citées dans les figures ci-dessus résultent de la moyenne entre les valeurs obtenues par les deux modélisations.

9.4. Conclusions

Cette étude de sensibilité des mouvements aux variations de potentiel hydraulique a permis de faire ressortir un niveau de nappe, par rapport à la topographie, pour lequel certaines zones deviennent complètement instables. Celles-ci étant assez locales, le profil de nappe déterminé dans les considérations préalables (§ 9.3.1.) ne conduirait pas à une instabilité générale de tout le versant, mais plutôt à des instabilités secondaires distribuées sur tout le massif.

Le niveau de la nappe pour lequel ces instabilités se produisent se situe environ 7 m sous la topographie. Une future solution d'assainissement du versant par drainage devra donc absolument rabattre la nappe à un niveau bien inférieur à ces 7 m sous la surface du terrain. La profondeur moyenne de la masse instable étant environ de 15 m, il semble donc qu'en rabattant la nappe 1 ou 2 m au dessus de la surface de glissement, les déplacements dans le massif seront fortement réduits. L'avantage de ne pas rabattre la nappe sous la base du glissement est que les drains ne doivent pas traverser cette surface. Ainsi, le risque d'endommagement de ces drains par cisaillement est fortement réduit.

Parmi les solutions de drainage énoncées au paragraphe 9.1., celle qui semble donc la plus adaptée au versant qui nous préoccupe est le drainage dans la masse glissée elle-même. Néanmoins, cette première conclusion ne résulte que d'une étude assez grossière et simplifiée d'un phénomène beaucoup plus complexe qui nécessite une étroite interaction entre les modèles hydro-géologique et hydro-mécanique.

Ainsi, à l'avenir, une étude plus rigoureuse d'un système de drainage devra donc être réalisée afin de confirmer les quelques premiers résultats obtenus ci-dessus.

Enfin, indépendamment de cette modélisation, rappelons deux points essentiels, déjà énoncés dans la description des solutions d'assainissement mais sur lesquels il est bon d'insister. D'une part, diverses techniques de drainage existent, celles-ci se distinguent par leur emplacement dans le versant, par leur technique d'évacuation de l'eau, par leur mise en œuvre, etc., chacune ayant leurs avantages et leurs inconvénients. Au vu de l'étendue de la masse instable étudiée, il serait restrictif de se limiter à une seule technique de drainage pour assainir tout le versant. C'est plutôt dans la combinaison de plusieurs procédés qu'il faut trouver la solution optimale. D'autre part, le rabattement de la nappe par des systèmes de drainage peut avoir un impact environnemental assez important. Une étude détaillée dans ce domaine, qui n'est évidemment pas du ressort du géotechnicien, doit donc être réalisée pour tenter de les limiter.

10. Recommandations sur la gestion de terrains instables

10.1. Gestion des risques naturels

Les glissements de terrain tel que celui se développant sur le versant de Triesenberg sont des phénomènes faisant partie intégrante d'un ensemble beaucoup plus vaste comprenant entre autres les avalanches de neige, les coulées de boue, les chutes de pierres et de blocs, les écroulements de falaise, les effondrements de cavités souterraines, les crues torrentielles, les ruissellements, les inondations, les séismes, etc., qui sont des manifestations des forces de la nature pouvant créer des dommages importants. On parle de « risque naturel » lorsque ces phénomènes viennent menacer avec plus ou moins d'intensité les activités humaines.

La gestion des terrains instables s'intègre donc dans une structure plus large appelée « gestion des risques naturels » et lorsqu'il s'agit de combattre ces risques issus des différents phénomènes cités ci-dessus, la même philosophie générale doit être adoptée.

A ce stade, il serait bon de s'arrêter quelque peu sur cette notion de « risque ». Face à un danger naturel, deux éléments essentiels nous préoccupent ; d'une part la probabilité d'occurrence de l'événement et d'autre part, les conséquences possibles de cet événement sur l'ensemble des biens et des personnes. Ainsi, la notion de risque résulte du produit de la probabilité d'occurrence du phénomène [%] par le coût des dommages que celui-ci entraînerait [unité monétaire] (*Duti, Projet d'école, 1985*). Elle permet ainsi une quantification rationnelle des dangers induits par un phénomène naturel.

Afin de se prémunir contre ces risques naturels, nous pouvons réduire soit la probabilité d'occurrence du phénomène (1), soit les conséquences possibles de celui-ci (2) :

- (1) Lorsque ces phénomènes entravent le développement des activités humaines, on peut tenter de modifier leurs effets et d'y trouver des parades : c'est le domaine de la **correction** des risques naturels. Dans le cas qui nous préoccupe, pour le versant instable de Triesenberg, il s'agit donc de trouver des solutions d'assainissement afin de stabiliser la masse instable.

- (2) La deuxième façon de limiter ces risques naturels est d'aborder le problème plus en amont. On peut ainsi se soustraire à ces risques en étudiant les endroits où peuvent survenir les phénomènes, afin d'installer les activités humaines dans les zones les moins exposées. Il s'agit de la **prévention** des risques naturels. Pour le versant de Triesenberg, cette méthode est difficilement réalisable car l'activité humaine étant déjà implantée sur la zone « à risque », il s'avère donc

impossible de la stopper. Néanmoins, il est toujours envisageable de prendre des mesures pour en limiter son développement.

Mais avant de pouvoir lutter efficacement contre ces risques naturels, il faut d'abord pouvoir les évaluer. Et donc, la détection des phénomènes accompagnée d'une évaluation des conséquences possibles de ceux-ci sont indispensables et doivent aboutir à l'élaboration d'une carte des « risques ».

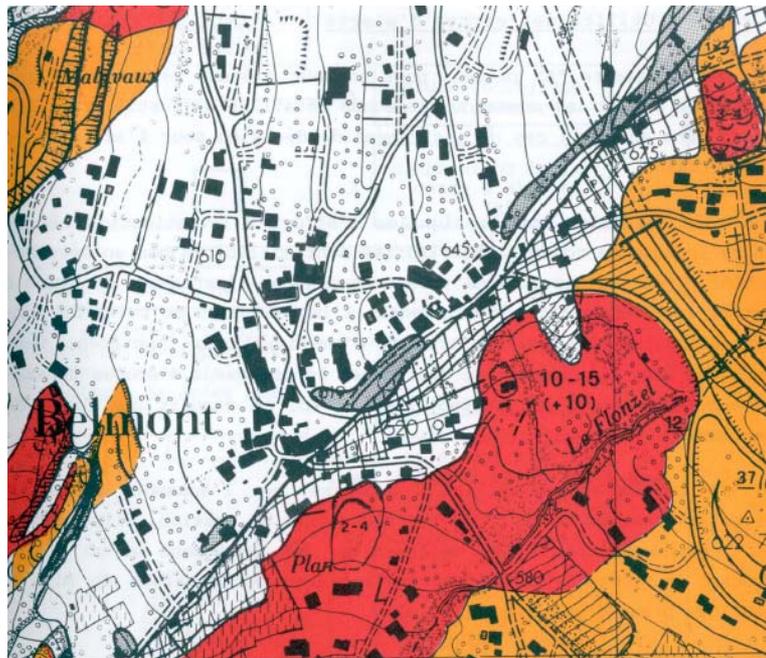


Figure 10-1 : Exemple de carte de risque (*Projet d'école, Duti, 1985*)

Une première étape indispensable est de réaliser une sorte d'état des lieux des phénomènes, à la fois par des observations de terrain et par une enquête, menée auprès des habitants, de la commune, des services de l'Etat... Néanmoins, une démarche raisonnée de protection vis-à-vis des risques naturels ne saurait s'appuyer que sur les phénomènes passés ou présents. Cette première étape doit donc être suivie d'une prise en compte de la probabilité de survenance de phénomènes dans le futur. Pour cela, une étude technique précise est nécessaire. Car si dans une zone, aucun phénomène n'est survenu jusqu'alors, cela ne signifie pas nécessairement que la probabilité d'occurrence future est nulle.

En résumé, il est donc nécessaire de posséder une bonne connaissance des phénomènes, grâce à un état des lieux accompagné d'un recueil de données et d'une étude technique précise, afin de pouvoir évaluer les risques et ainsi de permettre la mise sur pied d'une campagne complète de mesures visant à réduire ceux-ci.

10.2. Gestion des risques liés aux glissements de terrain

Cette démarche générale visant à réduire les risques naturels est tout à fait applicable au cas particulier des glissements de terrain. Comme nous l'avons déjà mentionné lors du positionnement de l'étude de ce présent rapport (§ 2.2.1.), la phase de détection des terrains instables nécessite une approche pluridisciplinaire. En effet, il faut être à même de comprendre le comportement des instabilités de pente dans tous leurs aspects et pour cela, une collaboration étroite entre différentes disciplines est indispensable. Ainsi des géomètres, des géologues, des hydrogéologues, des géotechniciens et parfois même des climatologues ou météorologues doivent se coordonner autour d'un même but, la compréhension des différents facteurs influençant le comportement de la masse instable. C'est seulement à la suite de cette étude rigoureuse que l'on peut être à même d'établir une cartographie des zones actives. Une fois cette carte établie, elle doit être mise en parallèle avec la carte de l'occupation du territoire afin d'aboutir, par la rencontre de ces deux dernières, à une carte des zones à risque comprenant différents niveaux de gravité.

Une fois le niveau de risque défini en tout point du domaine étudié, des solutions visant à réduire ce risque peuvent être envisagées. Comme mentionné dans le paragraphe précédent, celles-ci peuvent être de deux types :

Correction du risque

Il s'agit donc là d'étudier et de réaliser des solutions d'assainissement afin de stabiliser le versant. L'impact des différentes variantes d'assainissement sur le comportement futur de la masse instable doit également être étudié grâce à une approche pluridisciplinaire. Les techniques les plus fréquemment utilisées à cette fin, avec leurs différents avantages et inconvénients, sont détaillées dans ce présent rapport au paragraphe 9.1. ; nous n'y reviendrons donc plus. Néanmoins, il nous paraît important de rappeler deux points essentiels ; d'une part, une solution optimum de stabilisation d'un versant passe généralement par la combinaison de différentes techniques d'assainissement et d'autre part il ne faut pas négliger l'impact de ces méthodes de stabilisation sur le milieu naturel environnant.

Prévention du risque

Le zonage du domaine effectué lors de l'élaboration de la carte des zones à risque peut être utilisé comme support de base pour définir différentes contraintes appliquées à l'urbanisation allant du « non-constructible » à la « construction libre », en passant par un ensemble de recommandations et de prescriptions décrites dans des fiches spécifiques rattachées à chaque zone. En interdisant ou en adaptant la construction d'ouvrages sur les zones à risque, on limite ainsi les conséquences futures des mouvements du terrain sur les activités humaines.

10.3. Application au versant instable de Triesenberg

Pour le versant qui nous préoccupe, la démarche systématique visant à réduire les risques est appliquée. Nous en sommes actuellement à l'étude technique pluridisciplinaire visant à comprendre le comportement du massif instable. Ainsi, ce présent rapport a permis d'élaborer une première carte des zones instables (§ 8.) qui nécessitera peut-être, par la suite, quelques modifications en fonction du calage du modèle hydro-géologique. Celle-ci devra, comme expliqué ci-dessus, être mise en commun avec une carte de l'aménagement du territoire, ce qui permettra d'aboutir à une carte des zones à risque.

Cette future carte des zones à risque définira ainsi les zones prioritaires en matière d'assainissement. A cette fin, une étude assez simplifiée d'un système de drainage a également été réalisée dans ce présent rapport (§ 7.) et a permis de définir un niveau de nappe pour lequel les mouvements observés restent acceptables.

11. Conclusions générales et perspectives

11.1. Conclusions générales

La modélisation hydro-mécanique de phénomènes aussi complexes que les instabilités de versant n'est pas chose aisée. En effet, une modélisation rigoureuse nécessite la maîtrise de tous les paramètres, aussi bien physiques (caractéristiques des matériaux, conditions hydro-géologiques, géométrie du versant et de la surface de glissement, conditions de bord mécaniques, etc.) que numériques (taille et forme des mailles, importance du pas de temps, etc.), qui régissent le comportement hydro-mécanique général du massif. Nous avons donc abordé le problème progressivement en débutant par une modélisation simplifiée (en 2D avec une loi de Mohr-Coulomb et des conditions hydrauliques simplifiées) pour terminer par une modélisation la plus proche possible de la réalité (en 3D avec des lois constitutives plus évoluées et avec des conditions hydrauliques que l'on a abusivement qualifiées de « réelles »).

Malgré les quelques points négatifs, inhérents à toute modélisation, énoncés au paragraphe 7.4., nous pouvons tirer un bilan assez positif de l'étude réalisée ci-dessus.

D'une part, nous avons su caractériser de façon très satisfaisante le comportement du matériau formant la masse glissée. Les simulations numériques des essais de compression triaxiale et de consolidation à l'oedomètre incrémental donnent des résultats très proches de ceux obtenus en laboratoire sur des éprouvettes issues de sondages in situ. Ainsi, les paramètres des lois constitutives déduits de ces simulations ont pu être étendus à toute la masse glissée.

D'autre part, l'évolution des déplacements obtenus par les simulations avec les conditions hydrauliques que nous avons qualifiées de « réelles » donne des ordres de grandeur très cohérents par rapport à la réalité et ce aussi bien en utilisant le modèle Cap que le modified CamClay. De plus, la répartition spatiale des zones actives est très proche de celle observée sur le terrain. Néanmoins, ces simulations numériques devraient être poursuivies sur une durée plus longue que les 34 jours modélisés jusqu'ici et avec les conditions hydrauliques calées sur la réalité.

Une modélisation visant à déterminer une hauteur de nappe « acceptable » qui limiterait de façon appréciable les mouvements a également été réalisée. Celle-ci conduit à des résultats difficilement exploitables à l'échelle globale du massif car les instabilités découlant de ces modélisations restent très locales. Si une solution de drainage est envisagée dans le futur, cette étude donne déjà un premier ordre de grandeur des potentiels hydrauliques à atteindre dans le massif mais une modélisation plus précise devra être entreprise.

D'une façon générale, cette étude a bien fait ressortir que le moteur principal des mouvements est l'eau dans le terrain. Des pressions interstitielles élevées au niveau de la surface de glissement, combinées avec une forte inclinaison du versant provoquent les mouvements du massif. Les phases de crise sont ainsi en relation très étroite avec l'augmentation des potentiels hydrauliques au sein du versant.

11.2. Perspectives

L'étude du comportement hydro-mécanique du versant instable de Triesenberg, réalisée ici, n'est évidemment pas totalement aboutie et ce n'en était d'ailleurs pas là son but. En effet, tout le développement de ce présent rapport a permis de soulever des questions et des manquements, aussi bien dans les données que dans la modélisation elle-même. Les études futures du comportement hydro-mécanique du site devront donc tenter de combler ces manques et de répondre aux questions laissées sans réponse jusqu'ici.

En particulier, il est évident que trop peu de données sur les caractéristiques géotechniques des matériaux en place sont disponibles. Cela limite la précision avec laquelle nous pouvons définir le comportement de ces différents matériaux. Dans ces conditions comment garantir une précision dans les résultats de la modélisation lorsque les données introduites en aval restent vagues et floues ? Une campagne de reconnaissance plus précise devra donc être envisagée dans le futur. Celle-ci devra se faire de façon « intelligente » avec une localisation réfléchie des sondages et des essais en laboratoire appropriés aux informations que l'on veut obtenir sur le comportement des matériaux devront être entrepris.

Une fois la caractérisation des matériaux en place affinée, les conditions hydrauliques réelles pourront alors être introduites dans le modèle hydro-mécanique et une simulation numérique sur une durée assez importante (de l'ordre de l'année voir plus) devra être effectuées afin de pouvoir y intégrer une ou plusieurs phases de crise et de caler ainsi la modélisation sur le comportement réel du massif.

Enfin, seulement à ce stade, une étude rigoureuse de variantes d'assainissement pourra être envisagée. Celle-ci nécessitera plus que jamais une collaboration étroite entre les géotechniciens et les hydrogéologues.

Pour conclure, on peut donc dire que cette étude a permis de donner les bases sur lesquelles pourront s'appuyer les études futures qui intégreront des données hydro-mécaniques que l'on espère plus nombreuses à l'avenir.

Références Bibliographiques

Bernasconi R., Différents Rapports Techniques (Versant Instable de Triesenberg)

Bonnechere F., *Mécanique des Sols et des Roches*, Notes de Cours, Géomécanique Université de Liège, Fascicule 4 Classification des Sols et des Roches, 1992

Charlier R., *Application Non Linéaires des Eléments Finis en Milieu Souterrain*, Notes de Cours, MSN Université de Liège, 2000

Charlier R., *Fondations et Ouvrages de Soutènement*, Notes de Cours, Université de Liège, chap. Stabilité des Pentes et des Talus, 2001

Collas G., Pilot G., *Description et Classifications de Glissement de Terrain*, Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussée, mars 1976

Desai C.S., Siriwardane H.J., *Constitutive Laws For Engineering Materials With Emphasis on Geologic Materials*, Prentice-Hall, 1984

Duti, Projet d'école, *Détection et Utilisation des Terrains Instables*, Rapport final général, EPFL, Lausanne, Juin 1985

Hughes T.J.R., *The Finite Element Method Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*, Dover Publication, 2000

La Frasse, Glissement de La Frasse, Assainissement : Etude de faisabilité 2002-2003, Rapport Final, Février 2004

Laloui L., Tacher L., Moreni M., Bonnard Ch., *Hydro-mechanics Modeling of Crises of Large Landslides : Application to the La Frasse Landslide*, Proceedings of the IX International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, Balkema, 2004

Mestat P., *Lois de Comportement des Géomatériaux et Modélisation par la Méthode des Eléments Finis*, Etudes et Recherches du Laboratoire Central des Ponts et Chaussée, série géotechnique GT 52, 1993

Noverraz F., Bonnard Ch., *Mapping Methodology of Landsides and Rockfalls in Switzerland*, 6th Int. Conf. And Field Workshop on Landslides, Milan, 1990

Tullen P., *Méthodes d'Analyse du Fonctionnement Hydrogéologique des Versants Instables*, Thèse de doctorat n°2622, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2002

Vulliet L., *Modélisation des Pentes Naturelles en Mouvement*, Thèse de doctorat n°635, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1986

Vulliet L., *Mécanique et Ingénierie des Matériaux, Géomécanique Environnementale, Risques Naturels et Patrimoine*, Hermes Sciences Europe, ed. Schrefler B., Delage P., chap 3, 2001

Vulliet L., *Modelling in Geomechanics*, John Wiley and Sons, ed. Zaman M., Gioda G., Booker J., chap 25, 2000

Vulliet L., X.Dewarrat, *Nouveautés dans l'analyse des mouvements de terrain*, Communication des Laboratoire de Mécanique des Sols et des Roches, EPFL n°216, pp 46-54, 2003

Z_Soil.PC, Manuel d'Utilisation, 2003

Zienkiewicz O.C.,Naylor R.L., *The Finite Element Method*, Mac Graw-Hill Book Company, vol 2, 4ème ed., 1989

Annexes

Annexe 1 : Présentation du logiciel Z_SOIL

Z_SOIL est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis. Il offre une approche unifiée de simulations numériques relatives à la mécanique des sols et des roches, aux structures en sous-sol, aux excavations, aux interactions sol-structure, aux écoulements souterrains et aux analyses thermiques.

Z_SOIL.PC est développé depuis 1984 par Zace Services Ltd sous la supervision du Dr. Th. Zimmerman. Depuis 1993, une collaboration étroite entre l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne et plusieurs sociétés d'engineering suisses a pu être développée afin d'améliorer sans cesse le logiciel. Dans le même but, plus récemment, des collaborations avec des chercheurs de Cracow Institute of Technology et Moscow State University of Civil Engineering ont pu voir le jour.

Le logiciel offre une interface PC très conviviale grâce à l'utilisation de boîtes de dialogue et d'un menu d'options très fourni. Il permet également d'importer des fichiers AutoCad ou Excel.

Le logiciel permet des analyses non-linéaires axisymétriques, en déformations planes ou en trois dimensions avec une combinaison des options algorithmiques suivantes :

- Une évaluation automatique des conditions initiales incluant un régime d'écoulement permanent : une combinaison de la gravité et des contraintes initiales permet la reproduction de conditions initiales les plus complexes ;
- Une analyse de stabilité : grâce à un algorithme de réduction progressive des paramètres c et ϕ ou des niveaux de contraintes, le logiciel permet d'établir un coefficient de sécurité et une surface de rupture ;
- Une analyse en déformation ou à la rupture ;
- L'établissement de conditions de précontrainte (grâce à des ancrages) ;
- L'établissement d'étapes successives de construction et d'excavation ;
- La prise en compte du fluage volumique et déviatorique (processus dépendant du temps) ;
- Le calcul d'écoulement permanent ou transitoire, saturé ou insaturé, avec la prise en compte de conditions limites d'écoulement, de surfaces libres, de surfaces drainantes, couplées ou non avec les déformations ;
- Des analyses de migrations thermiques ou d'humidité
- Une stabilisation des algorithmes pour les calculs en milieu biphasique sans restriction sur le pas de temps ;

Le postprocesseur permet une visualisation graphique des résultats tels que les vitesses d'écoulements, les pressions, les déformations, les déplacements, le degré de saturation, les zones plastiques, les diagrammes M,N,T, les contraintes aux interfaces, les efforts dans les ancrages,...

Pour de plus amples informations, le lecteur intéressé pourra se rendre sur le site du logiciel : <http://www.zace.com>

*Annexe 2 : Résultats des différents essais réalisés
au laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL*

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL

COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Page 1/4

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude			Committant	
				nom	adresse
5966-1	Glissement de Triesenberg			Tiefbauamt Fürstentum	Liechtenstein
No sondage / profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon	Date réception échantillon	Date essai
KB1/	12.4 m	Paraffiné	Limon argileux -g	15.02.03	22.07.03
Mode conservation	Mode préparation éprouvette(s)	Ingénieur responsable		Opérateur	
		nom	signature		
Chambre humide	Fabriqué dans tube	G. Gruaz		GG	

CONSOLIDATION							$\rho_s [t^*m^{-3}] = 2.7$						
σ_c [kPa]	avant consolidation						après consolidation						
	H init [mm]	D init [mm]	ω init [%]	ρ_d init. [t^*m-3]	S_r init. [%]	e_0 [-]	dVc/V [%]	H final [mm]	D final [mm]	ω final [%]	ρ_d final. [t^*m-3]	S_r final [%]	e_c [-]
300	99.5	50.0	16.2	1.868	98	0.445	1.8	98.9	49.7	15.3	1.902	98	0.419
500	99.0	50.0	16.3	1.852	96	0.458	9.0	95.9	48.5	11.4	2.035	94	0.327
800	99.0	50.0	16.7	1.837	96	0.470	10.8	95.3	48.1	10.8	2.059	94	0.311

COMPRESSION				Type de l'essai: consolidé/drainé							
σ_3 [kPa]	Remaniement	vitesse déf. [mm^*min-1]	Contrepress. [kPa]	résistance ultime							
				σ_3' [kPa]	σ_1' [kPa]	q [kPa]	p' [kPa]	u [kPa]	ϵ_1 [%]	ϵ_v [%]	σ_1'/σ_3' [-]
300	Fabriqué	0.001	0	301	734	433	445	0	13.3	1.3	2.44
500	Fabriqué	0.001	0	500	1229	730	743	0	14.1	2.2	2.46
800	Fabriqué	0.001	0	800	1978	1178	1193	0	13.1	2.4	2.47

PARAMETRES													
σ_3 [kPa]	élastiques				Mohr-Coulomb		Drücker-Prager		Cam-Clay				
	E [MPa]	ν [-]	G [MPa]	K [MPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	α [°]	k [kPa]	M [-]	κ [-]	λ [-]	Γ [-]	N [-]
300	97.0	0.25	38.9	64.1	0.0	25.0	10.8	0.00	0.98	0.01	0.11	0.97	1.05
500	134.8		54.0	89.1						0.01		0.97	
800	223.7		89.6	147.9						0.01		0.97	

avec:

$$E = E_0 \left(\frac{p}{p_0}\right)^n \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \alpha = \frac{\tan \phi'}{\sqrt{3}(3-\sin \phi')} \quad M = \frac{6 \sin \phi'}{3-\sin \phi'} \quad \Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2$$

$$n = 0.8587 \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad k = \frac{6c' \cos \phi'}{\sqrt{3}(3-\sin \phi')} \quad \kappa = (1+e_c) \frac{K}{P}$$

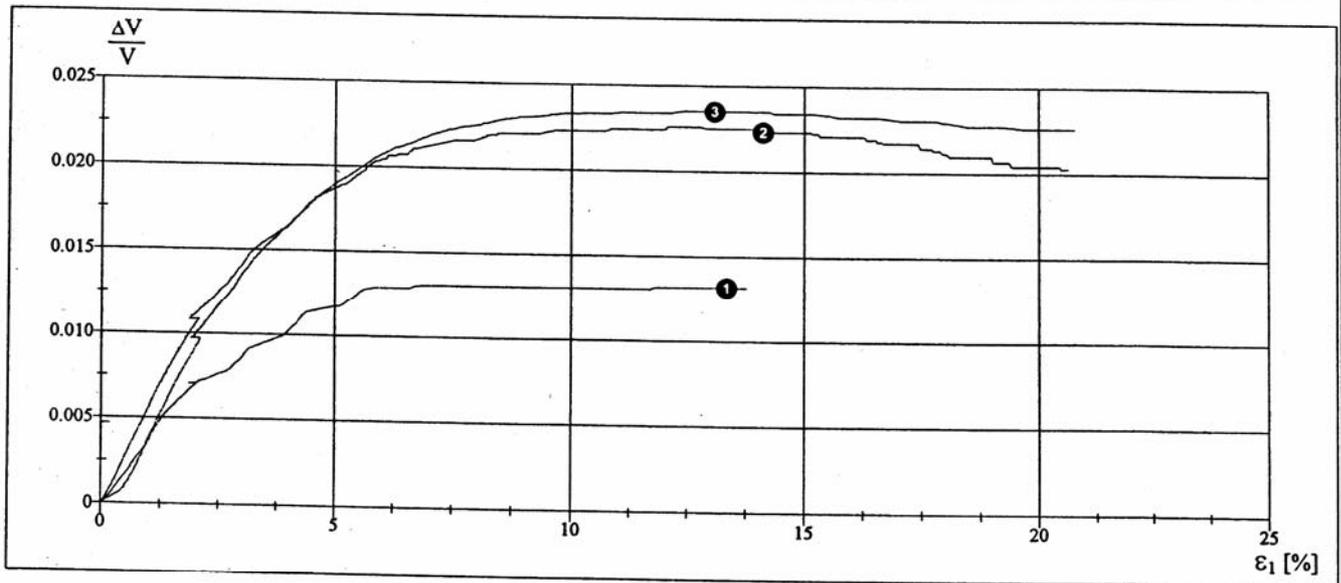
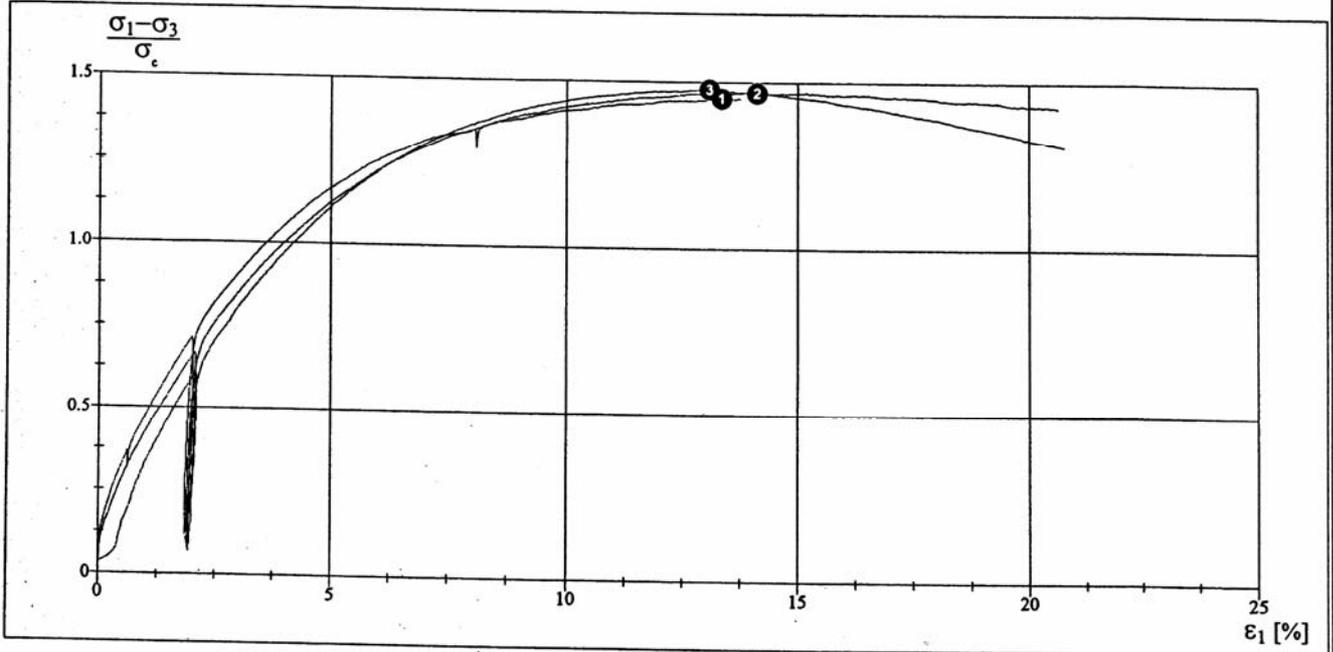
Observations: Matière tamisée à 2mm avec w--saturation et fabriqué dans tube diam. 50mm.

Page 2/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-1	Glissement de Triesenberg		GG	22.07.03

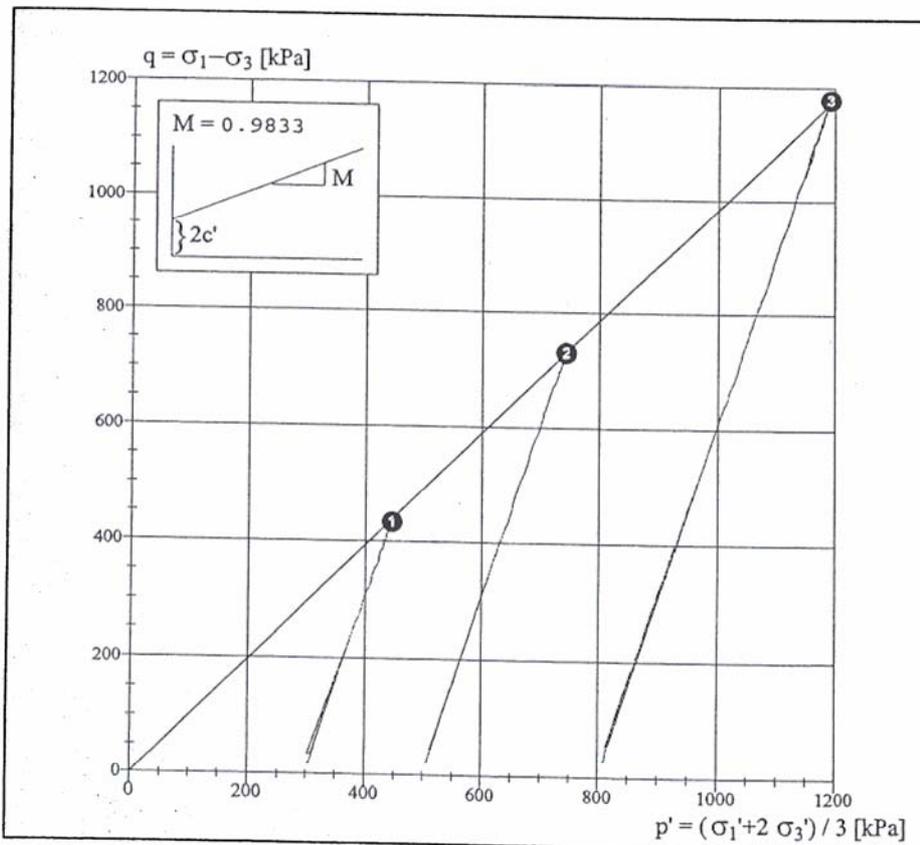
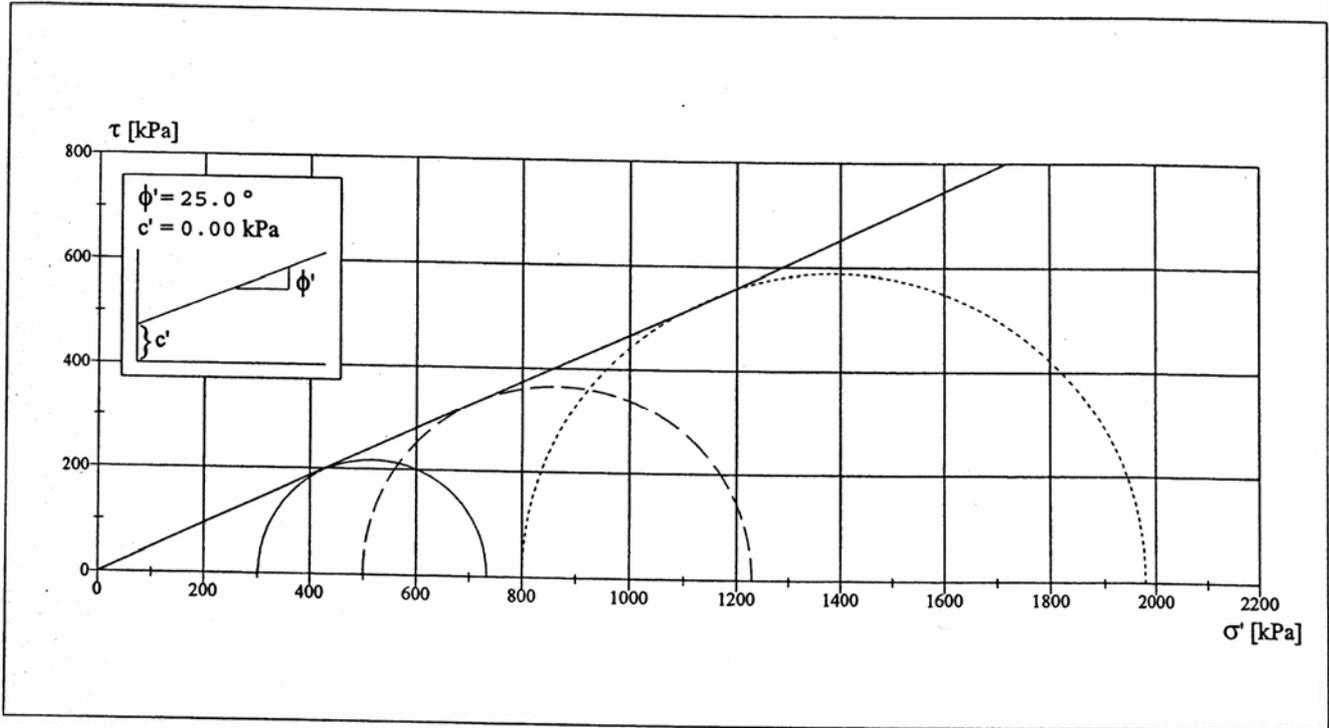


	$\sigma_c = 300$ kPa (1)	●	point de résistance ultime
	$\sigma_c = 500$ kPa (2)		
	$\sigma_c = 800$ kPa (3)		

Page 3/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-1	Glissement de Triesenberg		GG	22.07.03



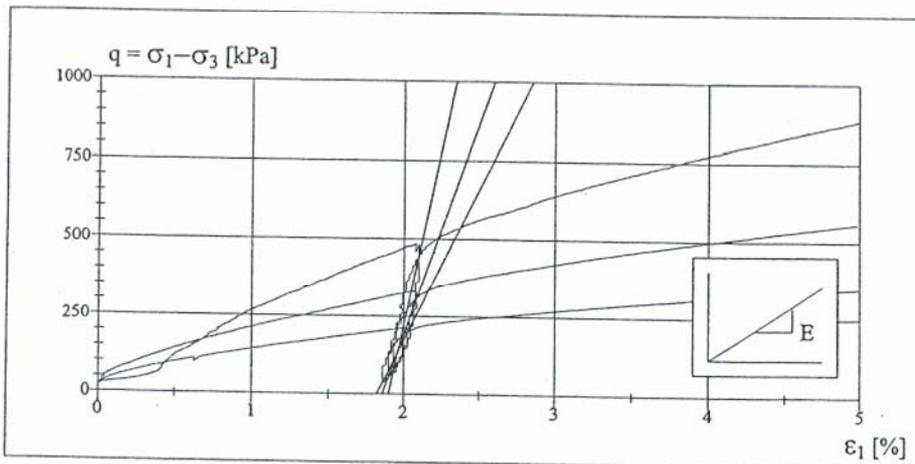
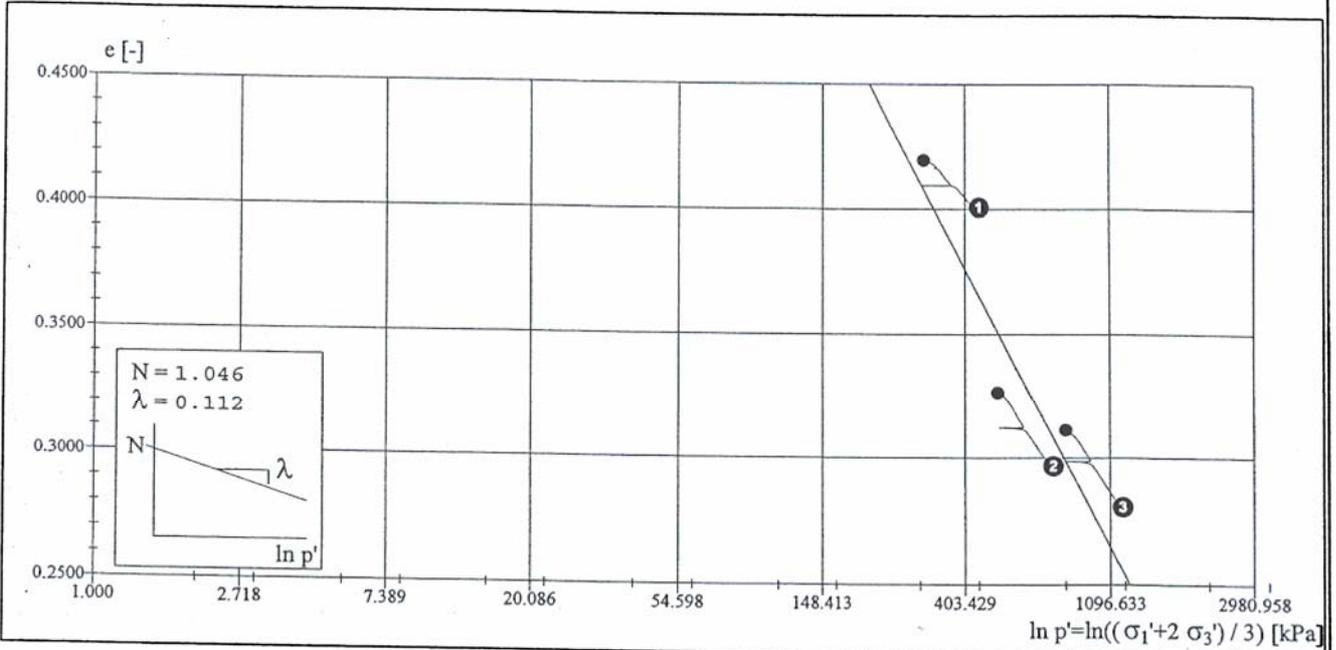
- $\sigma_c = 300 \text{ kPa}$ (1)
- - - $\sigma_c = 500 \text{ kPa}$ (2)
- ⋯ $\sigma_c = 800 \text{ kPa}$ (3)
- point de résistance ultime

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL

COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

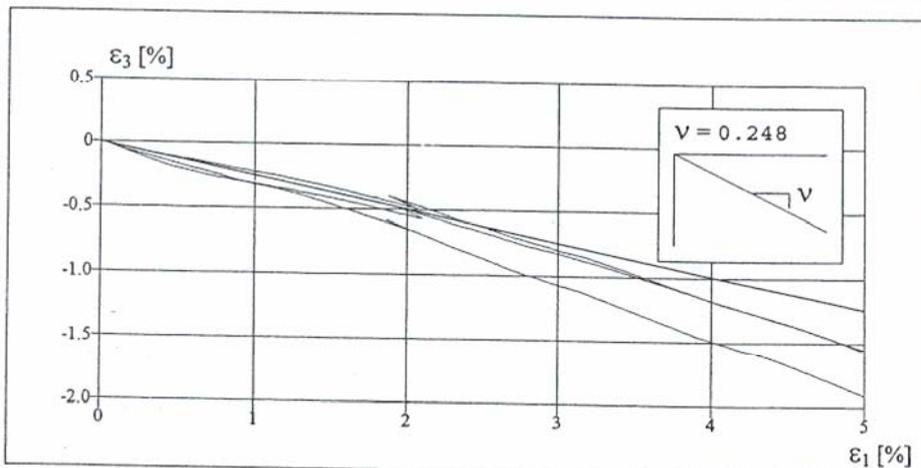
No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-1	Glissement de Triesenberg		GG	22.07.03



σ_c	E
300	96.98
500	134.77
800	223.66

} $n = 0.8587$

- $\sigma_c = 300$ kPa (1)
- $\sigma_c = 500$ kPa (2)
- $\sigma_c = 800$ kPa (3)
- point de résistance ultime
- point de départ



LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES DE L'EPFL
CONSOLIDATION A L'OEDOMETRE INCREMENTAL



Exécuté selon SIMSTF ETC5-D1.97 et ES.410

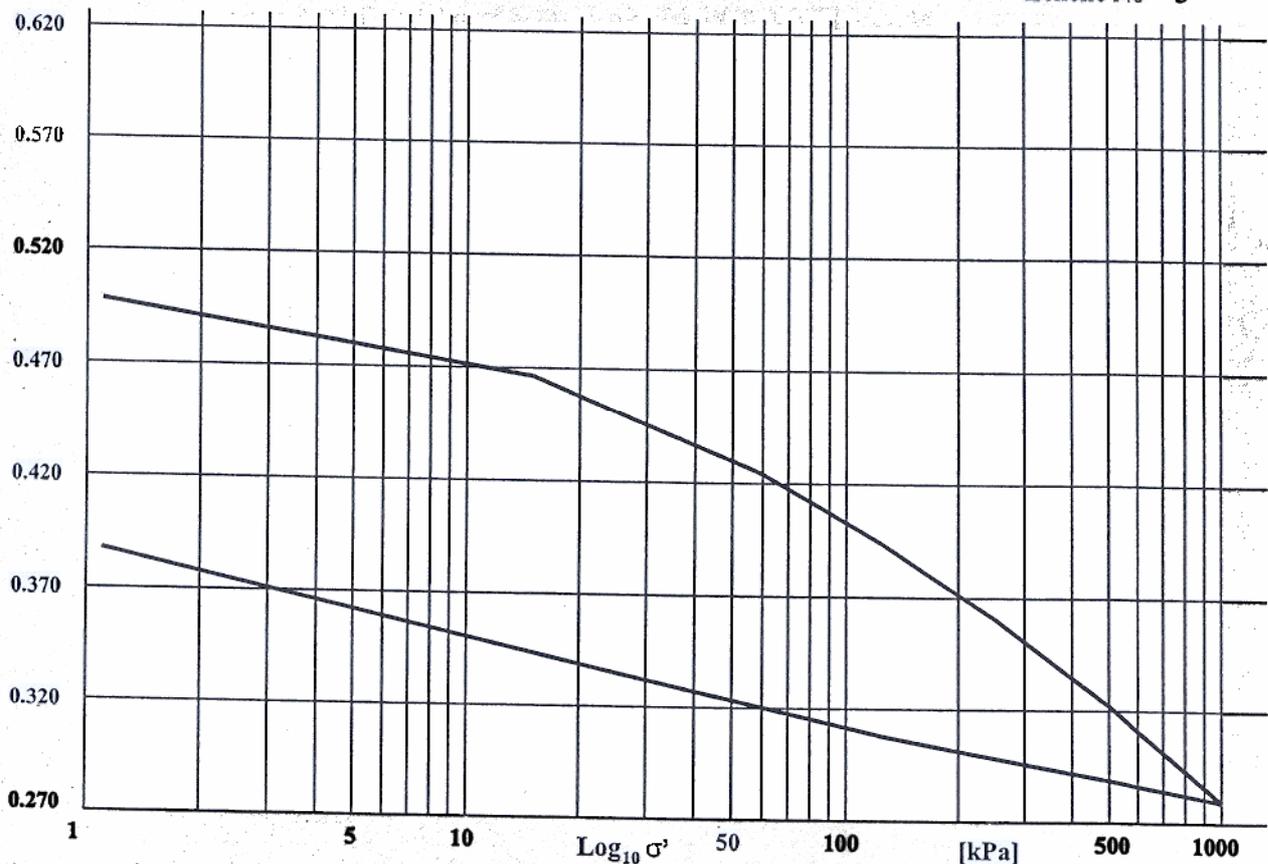
STS 224

No éprouvette	Titre de l'étude			Commettant		
				nom		adresse
S5966-1b -1b	Glissement de Triesenberg			Tiefbauamt		
No sondage / Profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon	Ech. prélevé par	Date récept. échantillon	Date essai
KB1	12.3-12.55	Carotte non p.	G+1+s	Commettant	01.05.03	26/ 8/ 3
Mode conservation		Mode préparation éprouvette(s)		Ingénieur responsable		Opérat.
G. Gruaz		Standard		nom	signature	
				G. Gruaz		PD

Hauteur [mm]	Diametre [mm]	e _{init} [-]	ρ _s [t m ⁻³]	ρ _{init} [t m ⁻³]	ρ _{sat init} [t m ⁻³]	w _{init} [%]	w _{sat init} [%]	w _{sat final} [%]
14.93	60.0	0.498	2.77	2.16	2.18	16.8	18.0	14.0

Indice des vides: e [-]

Echelle No 5



σ'	1.1	15.0	60.0	125.0	250.0	500.0	1000.0	125.0	1.1	[kPa]
e	0.498	0.466	0.424	0.394	0.361	0.322	0.279	0.308	0.388	[-]
E _{oed} · 10 ⁻³	0.65	1.55	3.03	5.31	8.80	15.35	39.00	2.02		[kPa]
pente	0.028	0.070	0.096	0.109	0.128	0.143	0.032	0.039		[-]
c _v	.17E-07	.32E-07	.56E-07	.54E-07	.77E-07	.93E-07	.79E-07	.66E-08		[m ² s ⁻¹]
k	.25E-09	.20E-09	.18E-09	.10E-09	.87E-10	.60E-10	.20E-10	.32E-10		[m s ⁻¹]

σ'										[kPa]
e										[-]
E _{oed} · 10 ⁻³										[kPa]
pente										[-]
c _v										[m ² s ⁻¹]
k										[m s ⁻¹]

Observations :

Echantillon recomposé avec matériaux <2mm

Ce protocole ne peut être reproduit partiellement. En outre, son contenu ne concerne que l'échantillon testé.



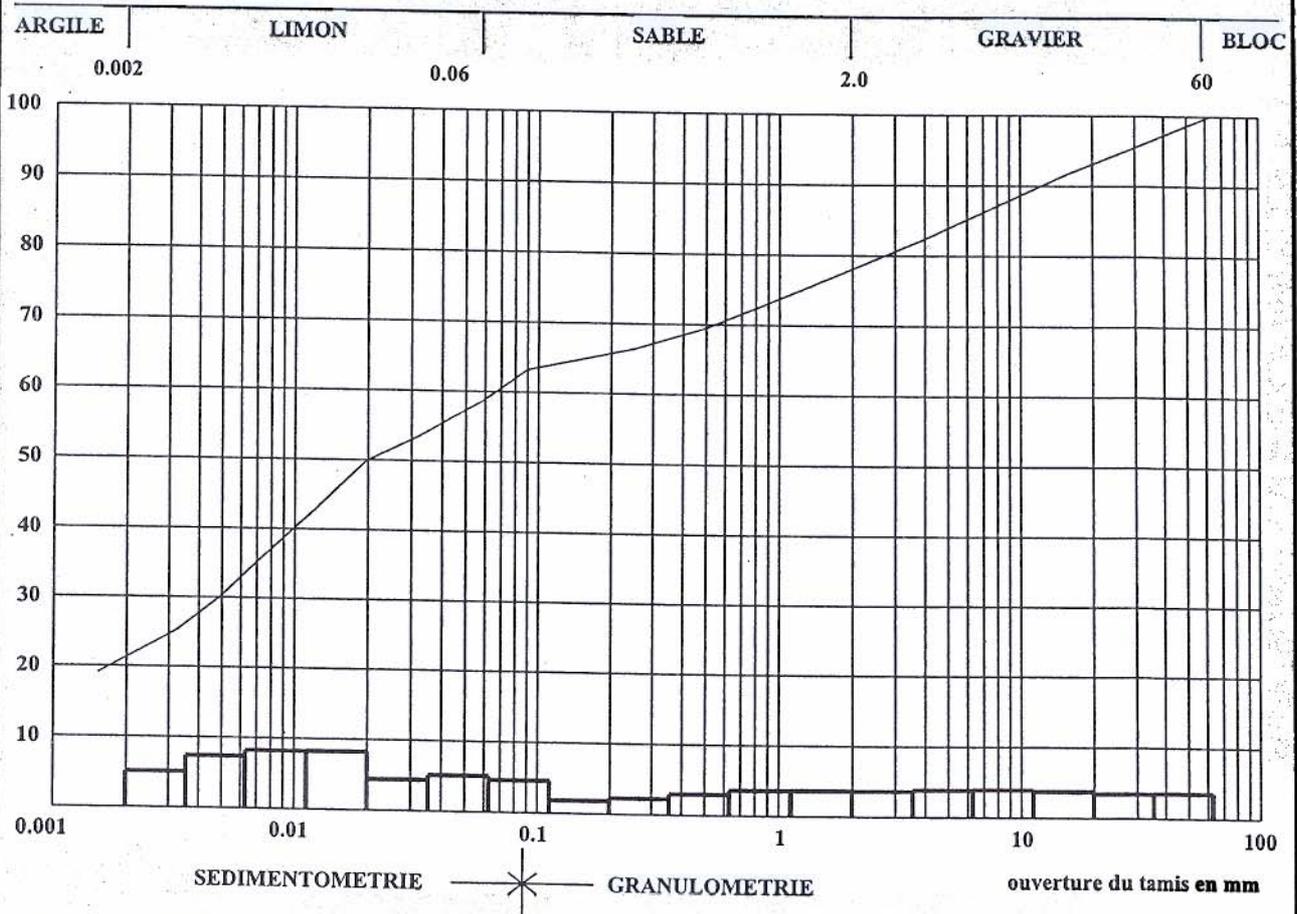
GRANULOMETRIE

Exécuté selon SN 670 810, SN 670 816, **ES.250** et **ES.260**

STS 224

No éprouvette		Titre de l'étude			Commettant		
					nom		adresse
S5966-1 -1		Glissement de Triesenberg			Tiefbauamt		Vaduz
No sondage / Profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon	Ech. prélevé par	Date récept. échantillon	Date essai	
KB1	12.3-12.55	Carotte non p.	G+l+s	Commettant	1.5.2003	19/ 6/ 3	
Mode conservation		Mode préparation éprouvette(s)		Ingénieur responsable		Opérat.	
				nom	signature		
Standard		Standard		Ch. Bonnard		PD	

Masse Tamisée [g]	Tamisat	Fréquence
7128.0	—————	□



USCS		% < 0.02 mm	D ₁₀ mm	C _{ud}	C _{cd}	W _L	I _p
SN 670 008a ~ASTM D2487	SN 670 008 (ancien)						
CL	CL	50.0	0.000			26.0	13.1

Observations :

Page 1/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL

COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude			Commettant			
				nom		adresse	
5966-2	Glissement de Triesenberg			Tiefbauamt Fürstentum		Liechtenstein	
No sondage / profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon		Date réception échantillon	Date essai	
KB1/	21.4 m	Paraffine	Limon argileux + g		01.05.03	14.07.03	
Mode conservation		Mode préparation éprouvette(s)		Ingénieur responsable			
				nom		signature	
Chambre humide		Fabriqué dans tube		G. Gruaz		PD+GG	

CONSOLIDATION							$\rho_s [t^*m^{-3}] = 2.7$						
σ_c [kPa]	avant consolidation						après consolidation						
	H init [mm]	D init [mm]	ω init [%]	ρ_d init. [t^*m-3]	S_r init. [%]	e_o [-]	dVc/V [%]	H final [mm]	D final [mm]	ω final [%]	ρ_d final [t^*m-3]	S_r final [%]	e_c [-]
560	110.6	55.3	14.9	1.927	100	0.40	7.6	107.7	53.9	18.8	1.790	100	0.51

COMPRESSION				Type de l'essai: consolidé/non-drainé							
σ_3 [kPa]	Remaniement	vitesse déf. [mm*min-1]	Contrepress. [kPa]	résistance ultime							
				σ_3' [kPa]	σ_1' [kPa]	q [kPa]	p' [kPa]	u [kPa]	ϵ_1 [%]	ϵ_v [%]	σ_1'/σ_3' [-]
560	Fabriqué	0.012	0	394	1136	742	641	170	10.4	0.0	2.88

PARAMETRES													
σ_3 [kPa]	élastiques				Mohr-Coulumb		Drücker-Prager		Cam-Clay				
	E [MPa]	ν [-]	G [MPa]	K [MPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	α [°]	k [kPa]	M [-]	κ [-]	λ [-]	Γ [-]	N [-]
560	128.6	0.50	-	-	11.13	30.0	13.2	13.35	1.20	-	0.11	-	0.61
avec:													
$E = E_o \left(\frac{p}{p_o}\right)^n$				$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$		$\alpha = \frac{\tan\phi'}{\sqrt{3}(3-\sin\phi')}$		$M = \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'}$		$\Gamma = N - (\lambda-\kappa) \ln 2$			
$n = 0.0000$				$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$		$k = \frac{6c'\cos\phi'}{\sqrt{3}(3-\sin\phi')}$		$\kappa = (1+e_c) \cdot \frac{K}{p}$					

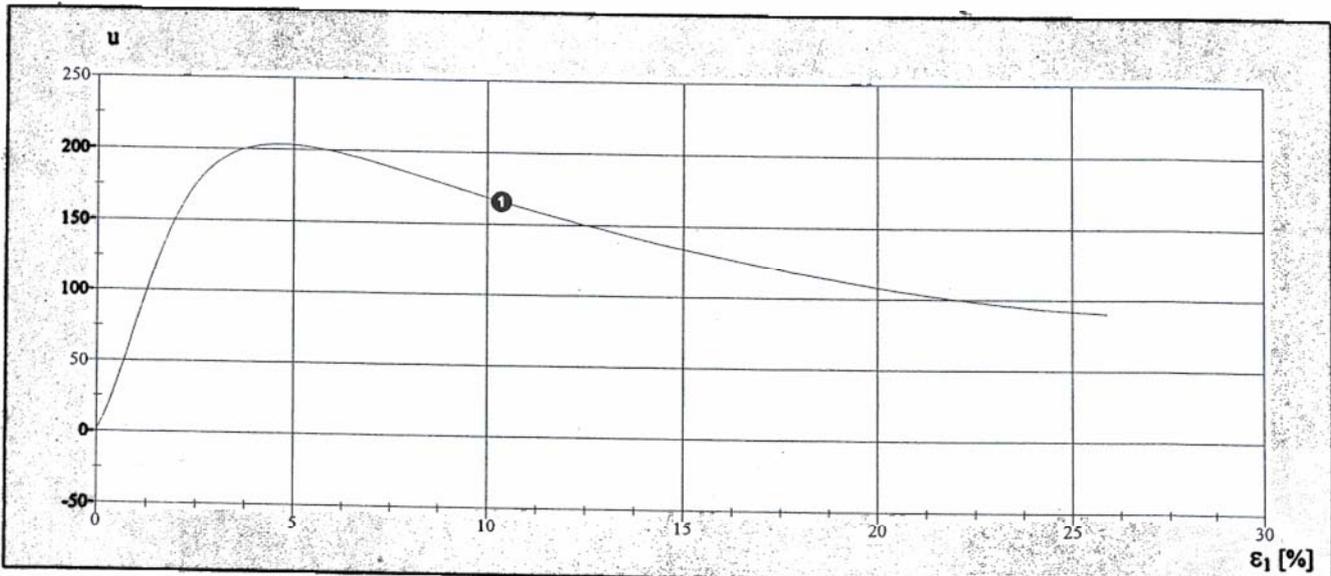
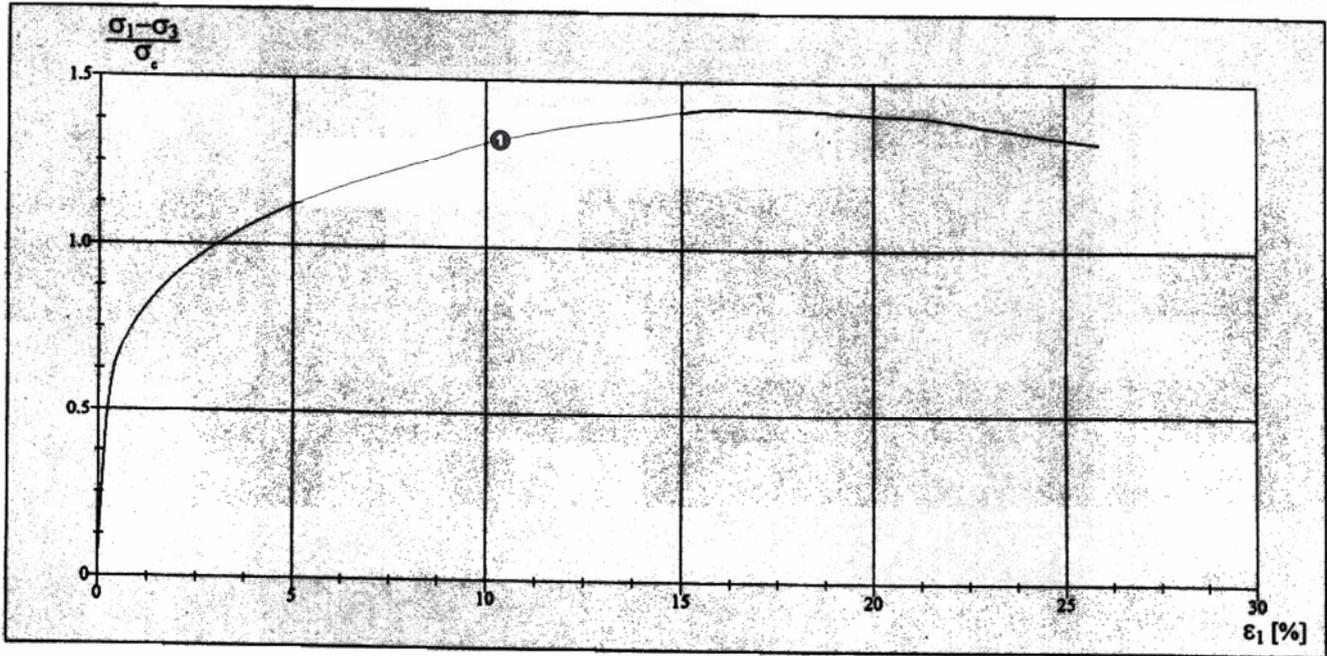
Observations: Matière tamisée à 2mm avec w=saturation et fabriqué dans tube diam. 55mm.

Page 2/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-2	Glissement de Triesenberg		PD+GG	14.07.03



— $\sigma_c = 560$ kPa (1) ● point de résistance ultime

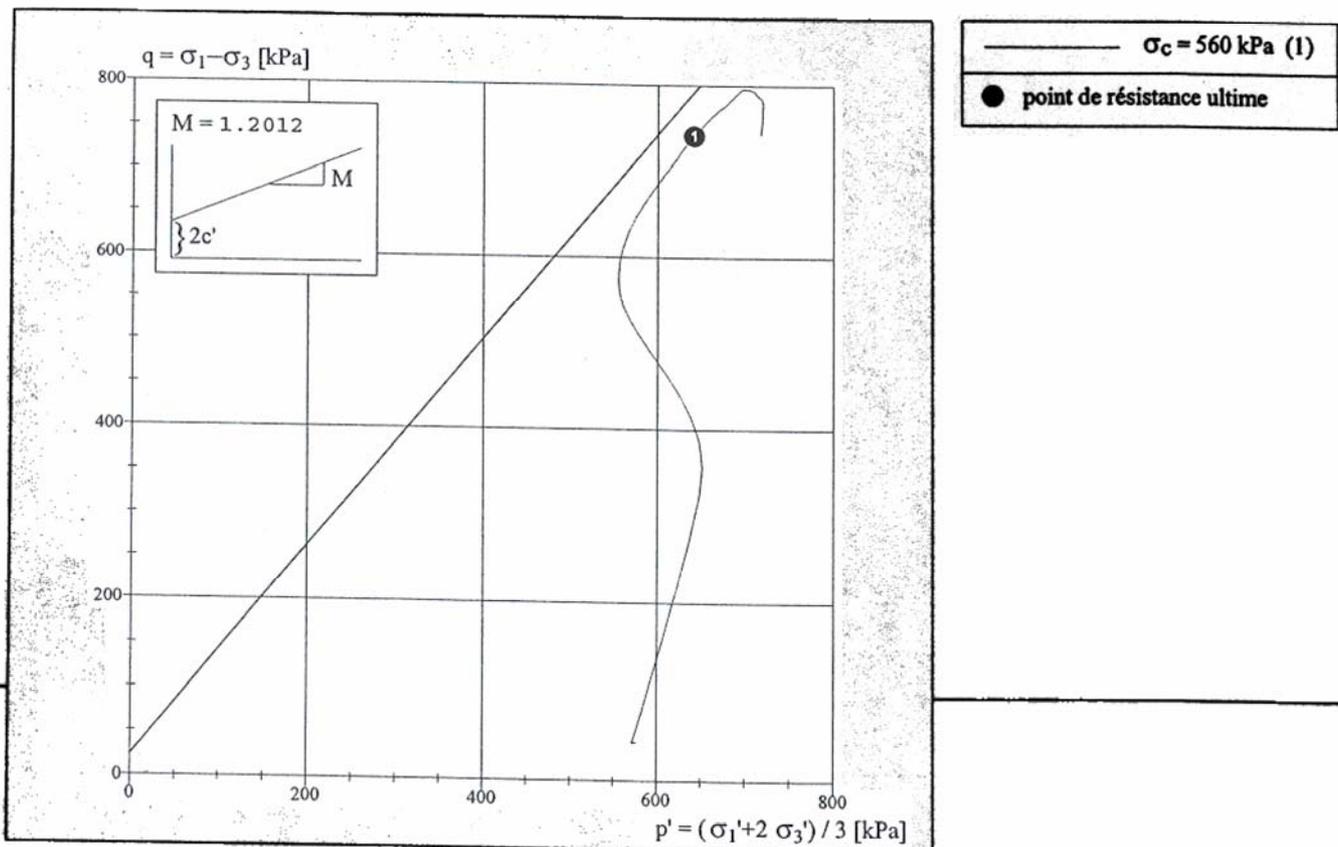
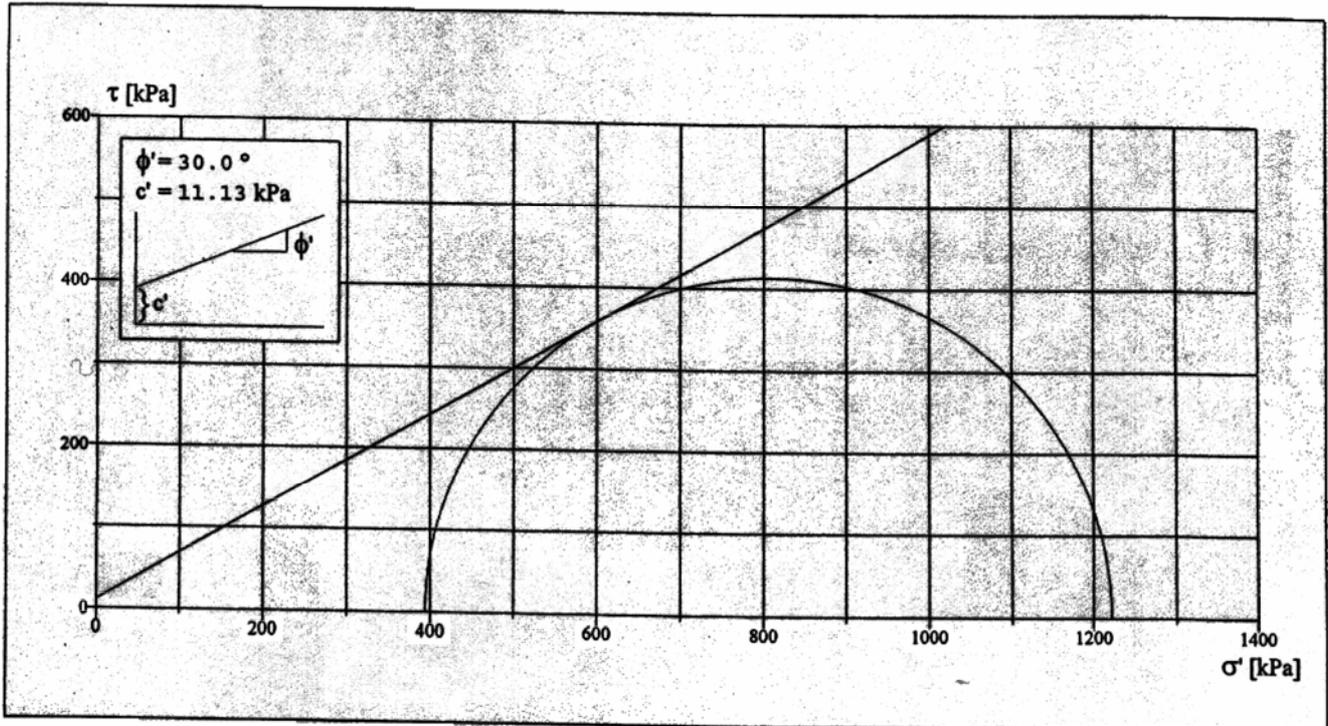
Rappel des résultats en page 1

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL

COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-2	Glissement de Triesenberg		PD+GG	14.07.03



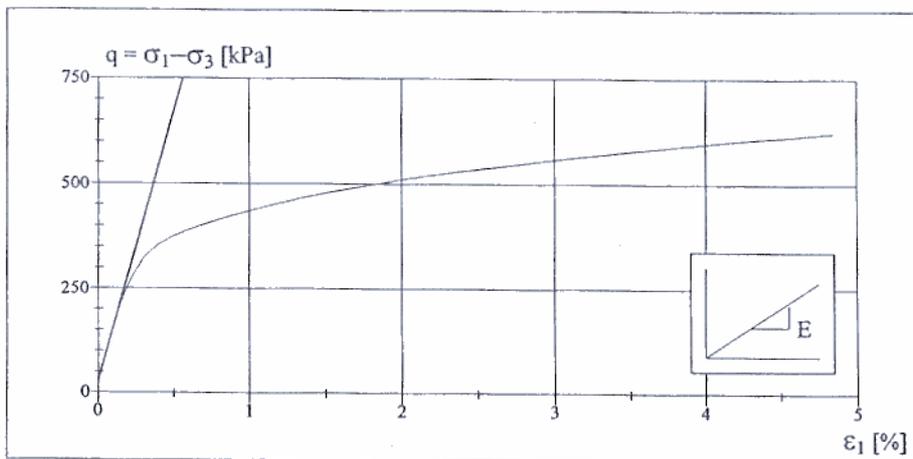
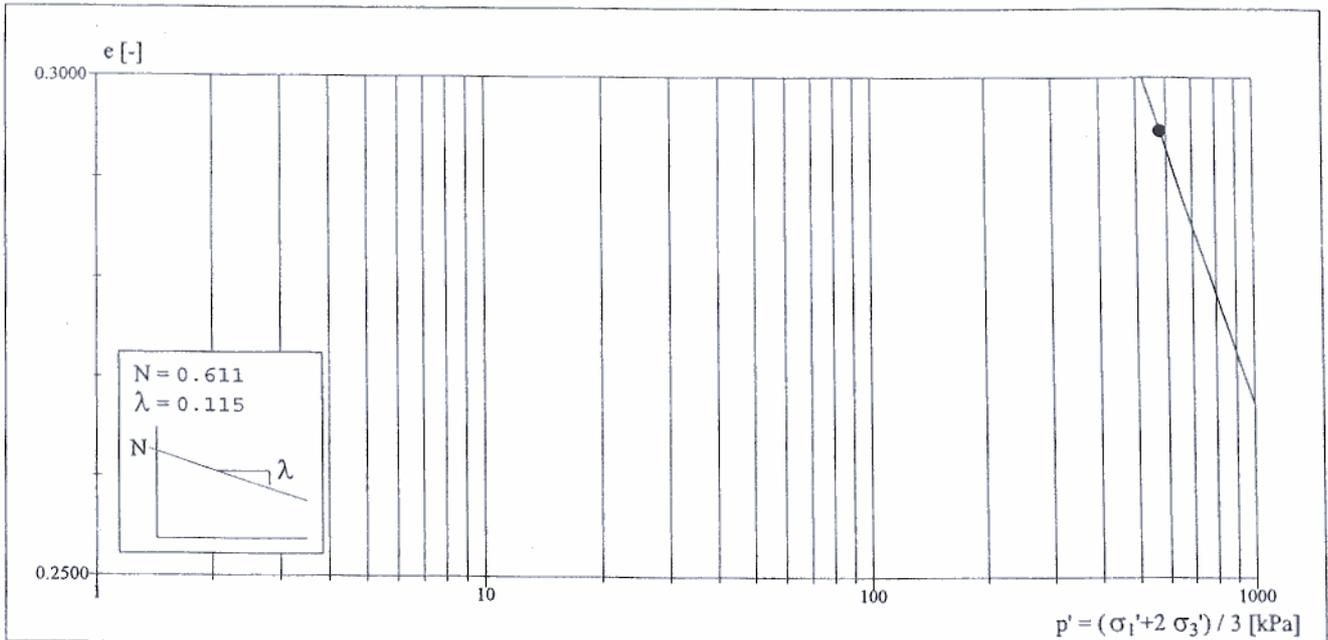
Page 4/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL

COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-2	Glissement de Triesenberg		PD+GG	14.07.03



σ_c	E
550	128.61

} n = 0.0000

- $\sigma_c = 560$ kPa (1)
- point de résistance ultime
- point de départ

Rappel des résultats en page 1

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES DE L'EPFL
CONSOLIDATION A L'OEDOMETRE INCREMENTAL

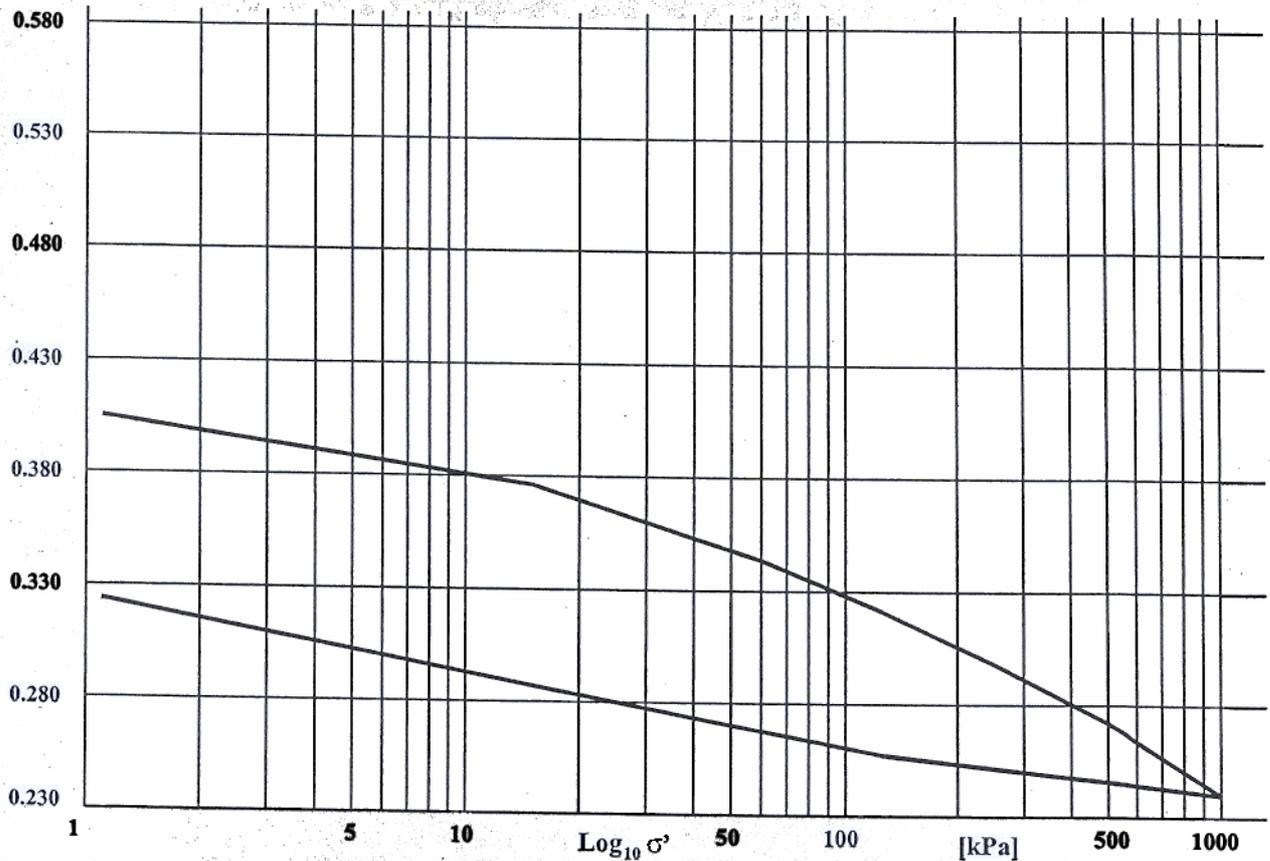


Exécuté selon SIMSTF ETC5-D1.97 et ES.410

No éprouvette	Titre de l'étude		Commettant					
			nom			adresse		
S5966-2a -2a	Glissement de Triesenberg		Tiefbauamt					
No sondage / Profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon	Ech. prélevé par	Date récept. échantillon	Date essai		
KB1	21.3-21.5	Carotte non p.	G+l+s	Commettant	01.05.03	26/ 8/ 3		
Mode conservation		Mode préparation éprouvette(s)		Ingénieur responsable				Opérat.
Chambre humide		Standard		nom		signature		
				G. Gruaz				PD
Hauteur [mm]	Diametre [mm]	e_{init} [-]	ρ_s [t m ⁻³]	ρ_{init} [t m ⁻³]	$\rho_{sat init}$ [t m ⁻³]	w_{init} [%]	$w_{sat init}$ [%]	$w_{sat final}$ [%]
14.92	60.0	0.408	2.77	2.25	2.26	14.4	14.7	11.7

Indice des vides: e [-]

Echelle No 5



σ'	1.1	15.0	60.0	125.0	250.0	500.0	1000.0	125.0	1.1		[kPa]
e	0.405	0.376	0.344	0.321	0.298	0.272	0.240	0.257	0.324		[-]
$E_{oed} \cdot 10^{-3}$	0.68	1.89	3.93	7.11	12.41	19.76	62.80	2.32			[kPa]
penete	0.025	0.054	0.070	0.077	0.087	0.107	0.019	0.033			[-]
c_v	.30E-07	.60E-07	.81E-07	.10E-06	.14E-06	.18E-06	.12E-06	.15E-07			[m ² s ⁻¹]
k	.43E-09	.32E-09	.21E-09	.15E-09	.11E-09	.91E-10	.19E-10	.62E-10			[m s ⁻¹]

σ'											[kPa]
e											[-]
$E_{oed} \cdot 10^{-3}$											[kPa]
penete											[-]
c_v											[m ² s ⁻¹]
k											[m s ⁻¹]

Observations :

Echantillon recomposé avec matériaux <2mm

Ce protocole ne peut être reproduit partiellement. En outre, son contenu ne concerne que l'échantillon testé.

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS ET DES ROCHES DE L'EPFL
CONSOLIDATION A L'OEDOMETRE INCREMENTAL



Exécuté selon SIMSTF ETC5-D1.97 et ES.410

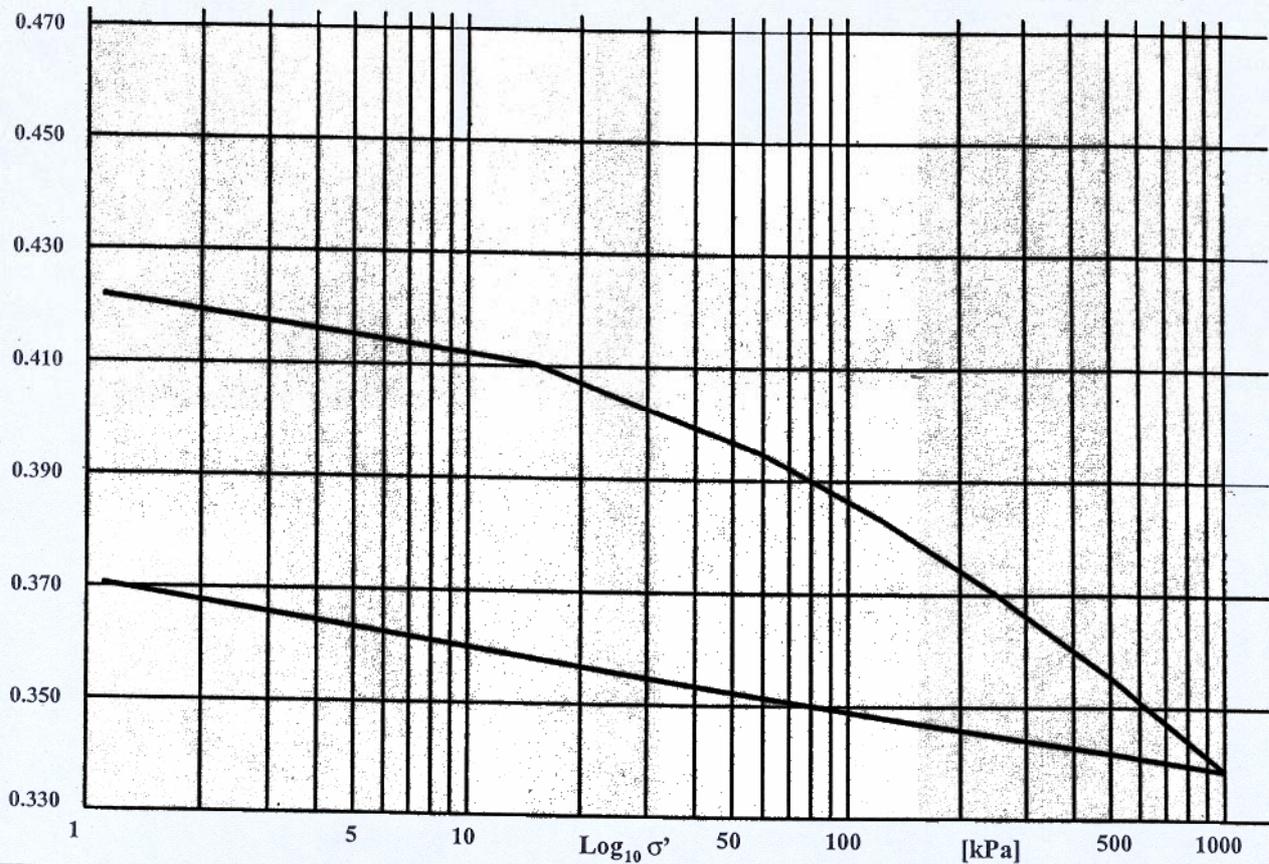
STS 224

No éprouvette	Titre de l'étude			Committant			
				nom		adresse	
S5966-2b -2b	Glissement de Triesenberg			Tiefbauamt			
No sondage / Profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon	Ech. prélevé par	Date récept. échantillon	Date essai	
KB1	21.3-21.5	Carotte non p.	G+1+s	Committant	01.05.03	26/ 8/ 3	
Mode conservation		Mode préparation éprouvette(s)		Ingénieur responsable			Opérat.
Chambre humide		Standard		nom	signature		
				G. Gruaz			PD

Hauteur [mm]	Diametre [mm]	e_{init} [-]	ρ_s [t m ⁻³]	ρ_{init} [t m ⁻³]	$\rho_{sat init}$ [t m ⁻³]	w_{init} [%]	$w_{sat init}$ [%]	$w_{sat final}$ [%]
14.96	60.0	0.422	2.77	2.23	2.25	14.2	15.2	13.4

Indice des vides: e [-]

Echelle No 6



σ'	1.1	15.0	60.0	125.0	250.0	500.0	1000.0	125.0	1.1	[kPa]
e	0.422	0.410	0.395	0.383	0.370	0.355	0.339	0.348	0.371	[-]
$E_{oed} \cdot 10^{-3}$	1.73	4.02	7.69	13.57	23.24	40.74	128.36	7.35		[kPa]
penete	0.010	0.026	0.037	0.042	0.049	0.055	0.010	0.011		[-]
c_v	.35E-07	.84E-07	.13E-06	.17E-06	.25E-06	.35E-06	.31E-06	.29E-07		[m ² s ⁻¹]
k	.20E-09	.21E-09	.16E-09	.12E-09	.11E-09	.85E-10	.24E-10	.40E-10		[m s ⁻¹]

σ'										[kPa]
e										[-]
$E_{oed} \cdot 10^{-3}$										[kPa]
penete										[-]
c_v										[m ² s ⁻¹]
k										[m s ⁻¹]

Observations :

Echantillon recomposé avec matériaux <2mm

Ce protocole ne peut être reproduit partiellement. En outre, son contenu ne concerne que l'échantillon testé.



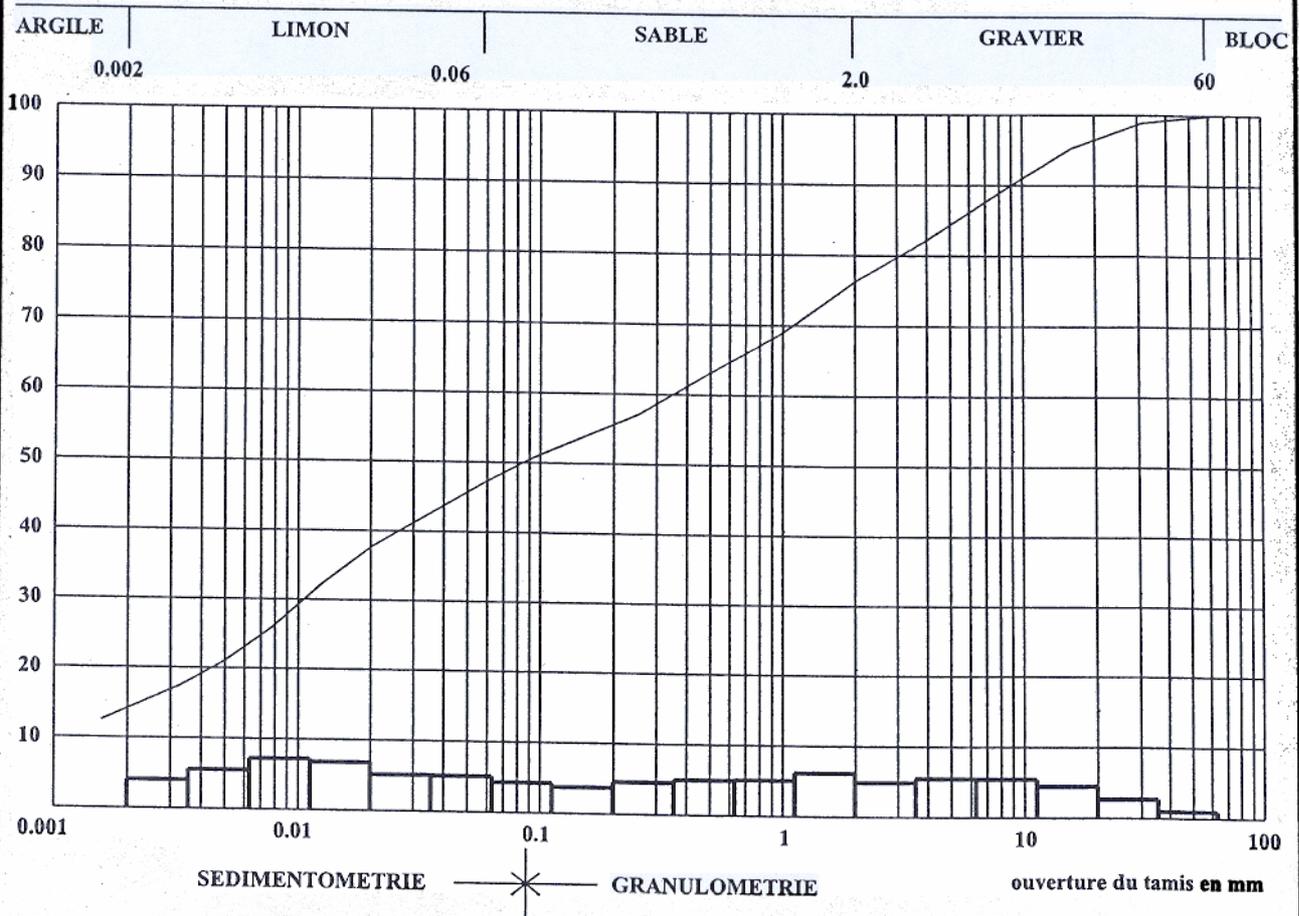
GRANULOMETRIE

Exécuté selon SN 670 810, SN 670 816, ES.250 et ES.260

STS 224

No éprouvette	Titre de l'étude		Committant			
			nom		adresse	
S5966-2 -2	Glissement de Triesenberg		Tiefbauamt		Vaduz	
No sondage / Profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon	Ech. prélevé par	Date récept. échantillon	Date essai
KB1	21.3-21.5	Carotte non p.	G+l+s	Committant	1.5.2003	19/ 6/ 3
Mode conservation	Mode préparation éprouvette(s)	Ingénieur responsable		Opérat.		
		nom	signature			
Standard	Standard	Ch. Bonnard		PD		

Masse Tamisée [g]	Tamisat	Fréquence
4505.5	—————	□



USCS		% < 0.02 mm	D ₁₀ mm	C _{ud}	C _{cd}	W _L	I _P
SN 670 008a ~ASTM D2487	SN 670 008 (ancien)						
SC	SC-CL	37.6	0.000			22.2	10.6

Observations :

Ce protocole ne peut être reproduit partiellement. En outre, son contenu ne concerne que l'échantillon testé.

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL

COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude			Commettant		
5966-9	Glissement de Triesenberg			nom		adresse
				Tiefbauamt Fürstentum		Liechtenstein
No sondage / profil	Profondeur	Type échantillon	Nature échantillon		Date réception échantillon	Date essai
B2/	28.7 m	Paraffiné	Limon argileux + g		21.07.03	12.09.03
Mode conservation		Mode préparation éprouvette(s)		Ingénieur responsable		Opérateur
Chambre humide		Confectionné dans tube		nom	signature	
				G. Gruaz		PD

CONSOLIDATION		$\rho_s [t^*m^{-3}] = 2.682$												
σ_c [kPa]	avant consolidation							après consolidation						
	H init [mm]	D init [mm]	ω init [%]	ρ_d init. [t [*] m ⁻³]	S_r init. [%]	e_0 [-]	dVe/V [%]	H final [mm]	D final [mm]	ω final [%]	ρ_d final [t [*] m ⁻³]	S_r final [%]	e_c [-]	
500	100.8	50.0	14.6	1.926	100	0.393	5.4	98.9	49.1	11.8	2.035	100	0.318	
700	100.8	50.0	15.0	1.906	99	0.407	6.0	98.7	49.0	11.8	2.028	98	0.322	
900	100.3	50.0	15.0	1.907	99	0.407	7.0	97.9	48.8	11.3	2.050	98	0.308	

COMPRESSION		Type de l'essai: consolidé/drainé									
σ_3 [kPa]	Remaniement	vitesse déf. [mm ³ min ⁻¹]	Contrepress. [kPa]	résistance ultime							
				σ_3' [kPa]	σ_1' [kPa]	q [kPa]	p' [kPa]	u [kPa]	ϵ_1 [%]	ϵ_v [%]	σ_1'/σ_3' [-]
500	Fabriqué	0.001	0	500	1586	1086	862	0	12.8	2.4	3.17
700	Fabriqué	0.001	0	700	2175	1475	1192	0	12.9	2.7	3.11
900	Fabriqué	0.001	0	899	2798	1899	1532	0	12.8	2.7	3.11

PARAMETRES													
σ_3 [kPa]	élastiques				Mohr-Coulomb		Drücker-Prager		Cam-Clay				
	E [MPa]	ν [-]	G [MPa]	K [MPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	α [°]	k [kPa]	M [-]	κ [-]	λ [-]	Γ [-]	N [-]
500	271.6	0.21	112.6	154.2	17.1	30.3	13.4	20.46	1.21	0.00	0.01	0.41	0.41
700	330.1		136.8	187.4								0.41	
900	415.3		172.1	235.8								0.41	

avec:

$$E = E_0 \left(\frac{p}{p_0}\right)^n \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \alpha = \frac{\tan \phi'}{\sqrt{3(3-\sin \phi')}} \quad M = \frac{6 \sin \phi'}{3-\sin \phi'} \quad \Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2$$

$$n = 0.7473 \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad k = \frac{6c' \cos \phi'}{\sqrt{3(3-\sin \phi')}} \quad \kappa = (1+e_c) \frac{K}{P}$$

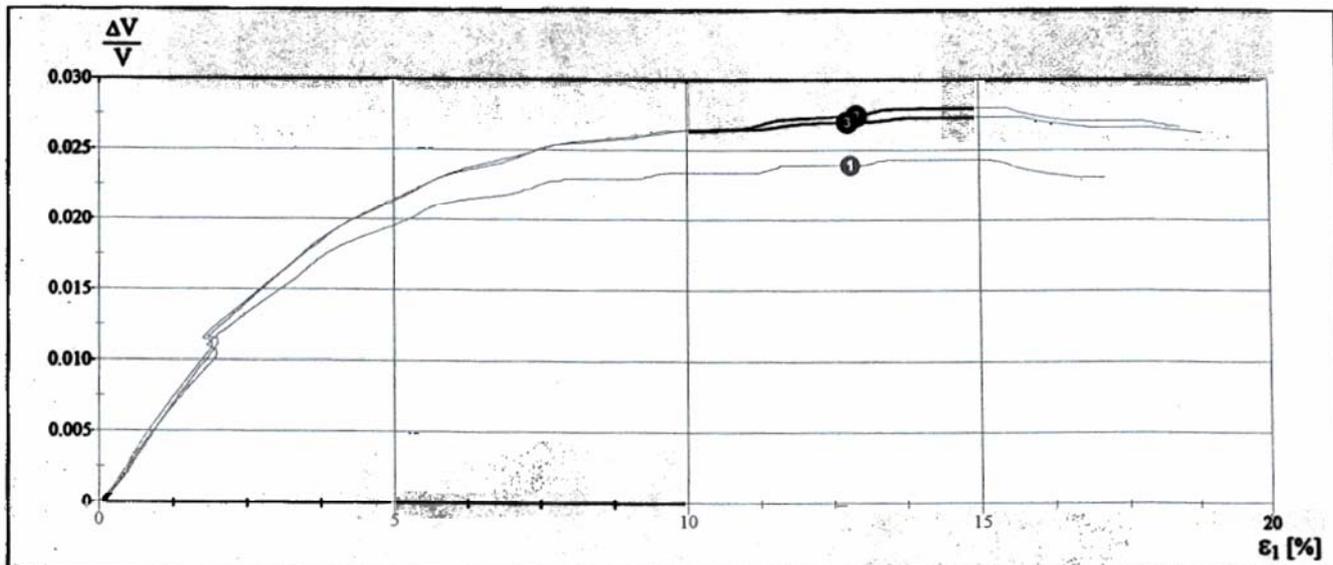
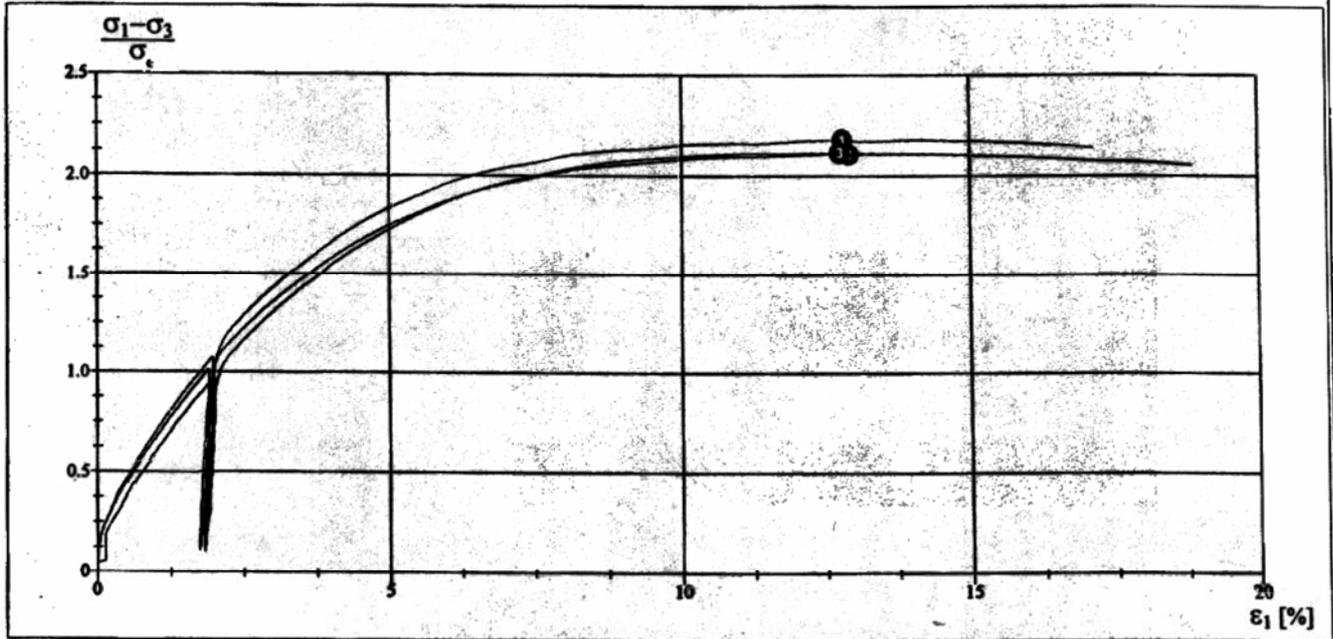
Observations: Matière tamisée à 2mm. puis échantillon confectionné dans tube de diamètre 50mm

Page 2/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-9	Glissement de Triesenberg		PD	12.09.03



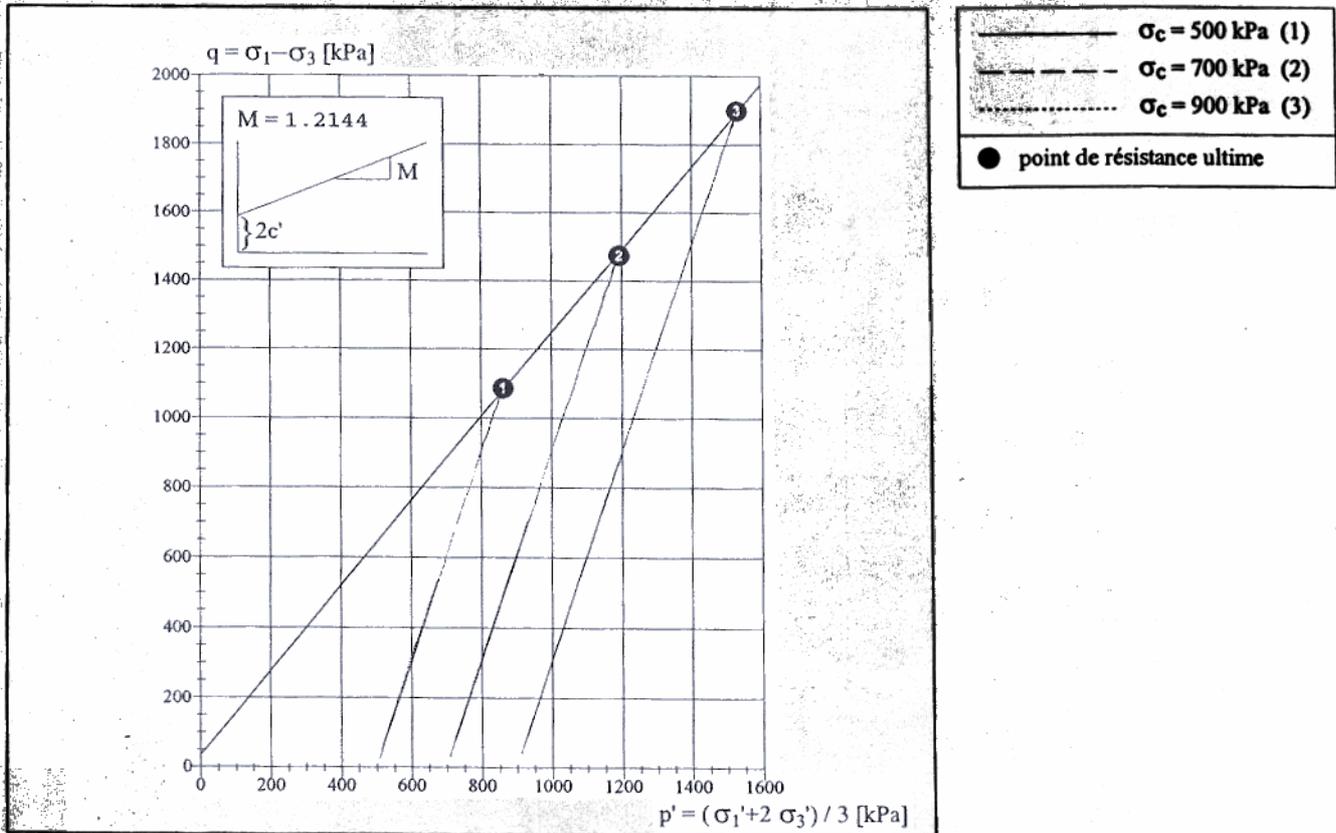
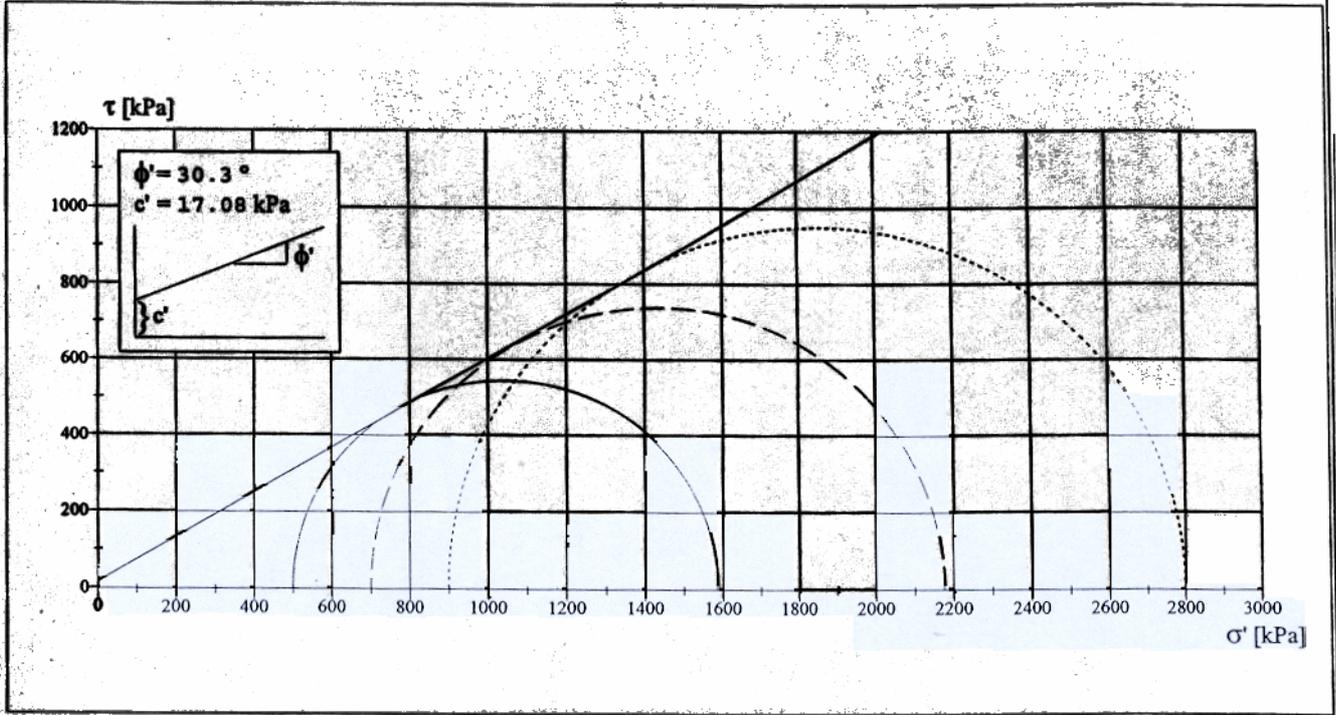
$\sigma_c = 500$ kPa (1)	$\sigma_c = 700$ kPa (2)	$\sigma_c = 900$ kPa (3)
point de résistance ultime		

Page 3/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-9	Glissement de Triesenberg		PD	12.09.03

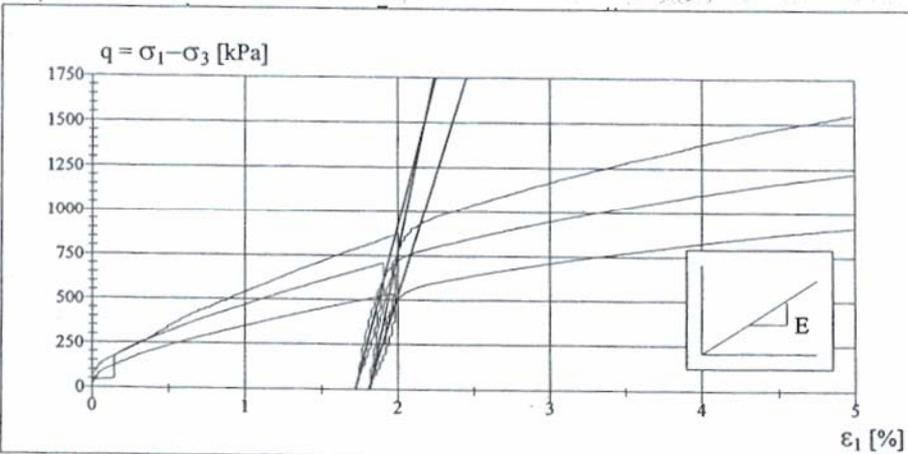
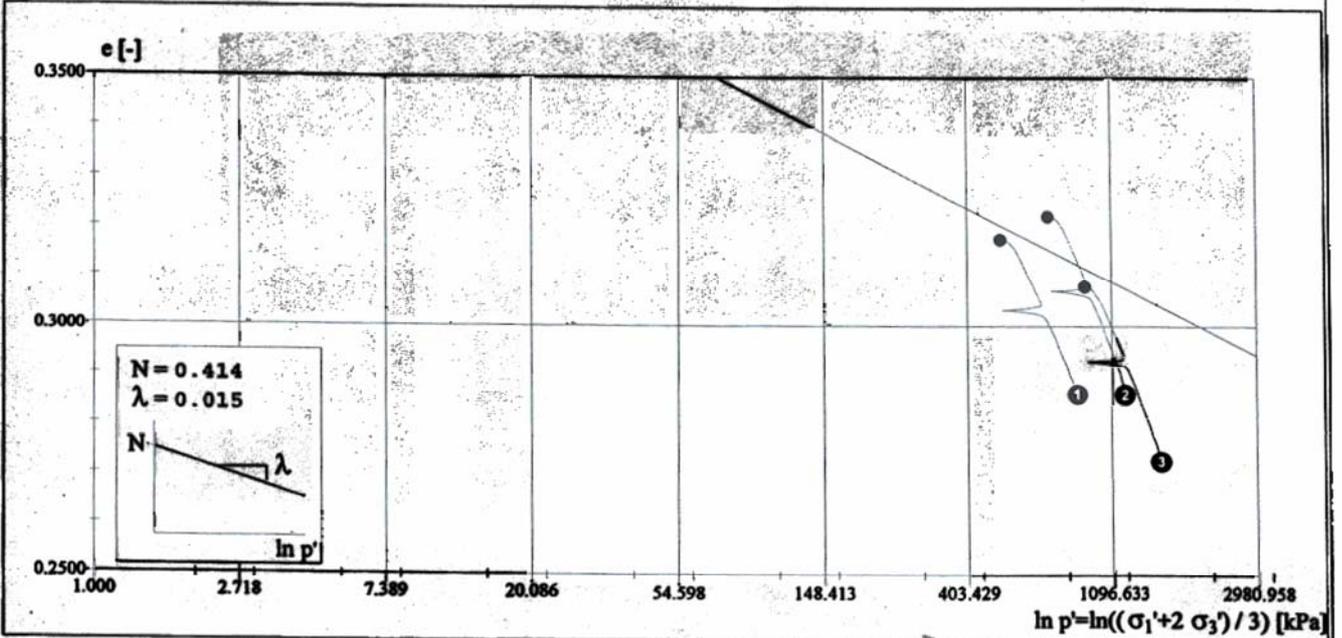


Page 4/4

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS DE L'EPFL COMPRESSION TRIAXIALE AXISYMETRIQUE

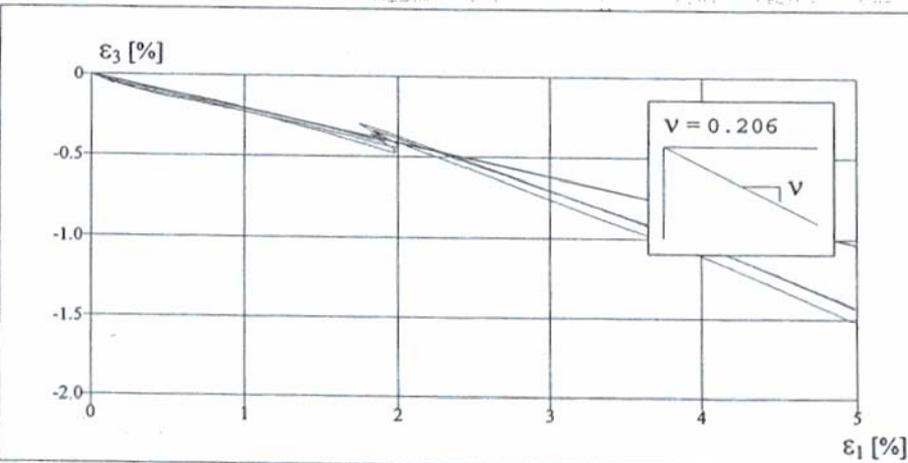
Exécuté selon la norme ISSMFE-ETC5 F1.97

No Etude-éch.	Titre de l'étude	Signature ingénieur	Opérateur	Date essai
5966-9	Glissement de Triesenberg		PD	12.09.03



σ _c	E	
500	271.63	} n = 0.7473
700	330.09	
900	415.29	

	σ _c = 500 kPa (1)
	σ _c = 700 kPa (2)
	σ _c = 900 kPa (3)
	point de résistance ultime
	point de départ



Annexe 3 : Description des essais de compression triaxiale et de consolidation à l'oedomètre incrémental

Annexe 3-1 : Description des essais de compression triaxiale

1. Domaine d'application

L'essai de compression triaxiale s'applique, dans le cadre d'études géotechniques, à tous les types de sols, qu'ils soient pulvérulents ou cohérents. Il est principalement utilisé pour déterminer les paramètres de la résistance effective des sols pulvérulents et les paramètres de la résistance totale et effective des sols cohérents (argiles et limons).

2. Objet

Les résultats des essais triaxiaux sont utilisés dans l'étude de deux grandes catégories de problèmes de stabilité :

Dans la catégorie 1, on trouve principalement :

- les problèmes de **stabilité à long terme** de talus, remblais, digues, etc.,
- les problèmes de **stabilité de massifs perméables et peu compressibles** soumis à des vidanges brusques de retenues d'eau.

Dans la catégorie 2, on rencontre :

- les problèmes de **stabilité initiale** de fondation de structures ou de remblais construits rapidement sur des sols saturés,
- les problèmes d'ouverture de fouilles dans des argiles,
- les problèmes de **stabilité de talus ou de massifs peu perméables** dont on modifie la pente, ou soumis à des écoulements brusques, etc.

3. Définitions

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de la rupture.

La rupture est considérée comme:

- le maximum de la contrainte de cisaillement $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ ou τ_{\max} ou
- la contrainte de cisaillement correspondant au maximum du rapport des contraintes effectives principales $(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3})_{\max}$ ou
- la contrainte de cisaillement correspondant à une déformation de 20% de l'éprouvette

Les valeurs de la résistance au cisaillement ainsi définies sont reportées sur un graphique en fonction de la contrainte normale σ , s'appliquant sur le plan de rupture. La courbe obtenue est approximativement une droite appelée "droite intrinsèque". L'angle de cette droite avec l'axe des abscisses est appelé "angle ϕ " et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée "cohésion c ".

L'équation de cette droite est donc: $\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \phi$

Elle exprime la loi de Coulomb.

4. Théorie et principe des essais triaxiaux

4.1. Théorie des essais triaxiaux

Un sol peut être soumis à deux modes de sollicitations principaux :

- la **compression** selon une ou plusieurs directions avec déplacement contrarié dans les autres directions. Ce problème est étudié en laboratoire dans l'oedomètre (consolidation ou tassement),
- le **cisaillement** selon une ou plusieurs directions avec le déplacement dans les autres directions. Les efforts de cisaillement jouent le rôle essentiel dans la plupart des problèmes pratiques de mécanique des sols : stabilité, portance, poussée des terres, etc.

La résistance au cisaillement d'un sol ne dépend pas que du sol lui-même, mais aussi de l'état de contrainte auquel il est soumis. D'où la représentation de Mohr qui donne la résistance au cisaillement (σ) en fonction des contraintes principales ($\sigma_{1,3}$).

A la rupture la courbe limite vérifie l'équation :

en contraintes totales : $\tau = c + \sigma \text{ tg } \phi$ (droite de Coulomb)

Il s'agit ici de contraintes totales qui agissent de l'extérieur sur un élément de matière.

Dans un sol, de l'eau interstitielle se trouve à côté des grains solides; l'application de contraintes extérieures la soumet à une certaine pression u qui dépend principalement de la perméabilité du sol et de la vitesse d'application de charges. Sur le squelette solide du sol n'agit donc en fait qu'une partie des contraintes totales, les contraintes effectives :

$$\tau \quad \text{et} \quad \sigma' = (\sigma - u)$$

L'expression de la résistance au cisaillement devient donc :

en contraintes effectives : $\tau = c + (\sigma - u) \text{ tg } \phi$

Pour déterminer la résistance au cisaillement d'un sol en laboratoire, on provoque un glissement suivant un plan déterminé : c'est l'essai de cisaillement direct ; ou bien on soumet un échantillon cylindrique à un tenseur de contraintes de révolution autour de l'axe de l'échantillon en recherchant le déviateur qui provoque le glissement : c'est l'essai triaxial.

4.2. Principe des essais triaxiaux

Le fluide entourant l'échantillon est mis en pression. Si l'on permet à l'eau interstitielle de s'écouler sous cette pression σ_c , l'échantillon est consolidé.

Pour provoquer un état de contrainte anisotrope (cisaillement), on applique sous forme de déformation verticale à vitesse constante un déviateur axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) en maintenant σ_c comme plus petite contrainte principale $\sigma_2 = \sigma_3$.

On laisse ou non l'eau interstitielle s'écouler. Suivant le processus naturel qu'on veut reproduire en laboratoire, on différencie les essais comme suit :

4.2.1. Essai non consolidé, non drainé (U.U)

Drainage fermé pendant l'application de σ_c puis (immédiatement après) du déviateur

4.2.2. Essai consolidé non drainé (C.U)

Drainage ouvert pendant l'application σ_c , donc consolidation. Ensuite, drainage fermé pendant l'application du déviateur.

4.2.3. Essai consolidé, drainé (C.D)

Drainage ouvert sous l'application de σ_c , puis du déviateur appliqué lentement.

Remarque: la pression interstitielle est mesurée dans les essais 4.2.1. et 4.2.2.. Dans l'essai 4.2.3., elle devrait être nulle.

Remarquons que dans notre cas, les essais triaxiaux réalisés sur les échantillons de sol prélevés dans le massif du versant de Triesenberg sont du troisième type (consolidé, drainé).

5. Description de l'appareillage triaxial

La cellule contenant l'échantillon comporte:

- Un système pour l'application des forces extérieures : La pression latérale $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_1$ est hydrostatique. L'eau est mise en pression par l'intermédiaire d'un détendeur, qui agit dans une chambre air-eau, permettant ainsi d'appliquer une pression de consolidation constante préalablement choisie. Un digibar électronique ou un manomètre permet de contrôler la pression, mesurée en kN/m^2 (kPa).

La pression verticale σ_1 est exercée par un piston placé entre la tête de l'échantillon et un anneau dynamométrique ou un capteur de force électronique solidaire du bâti d'une presse. Le plateau de la presse où est placée la cellule monte à vitesse constante. On enregistre au moyen d'une chaîne d'acquisition de données la force appliquée sur l'échantillon en fonction du temps.

- Un système pour le contrôle ou la mesure des réactions de l'eau interstitielle : Le socle de la cellule triaxiale comporte deux conduits débouchant sous la pierre poreuse qui permet en premier lieu le drainage de l'échantillon pendant la consolidation.

Pour la mesure de la pression interstitielle, une cellule équipée d'un capteur de pression à jauges de contraintes très sensible est fixée à la sortie du conduit. La pression est ainsi enregistrée à volume d'eau pratiquement constant, par la chaîne d'acquisition de données, en même temps que la force d'écrasement.

Cette description de l'essai de compression triaxiale se base sur le document ES 540 compris dans les modes opératoires des Laboratoires de mécanique des sols et des roches de l'EPFL.

Annexe 3-2 : Description des essais de consolidation à l'oedomètre incrémental

1. Objet

L'oedomètre à chargement incrémental sert avant tout à la détermination des propriétés de compression, de gonflement et de consolidation des sols. L'éprouvette d'essai cylindrique est confinée latéralement et soumise à un chargement ou déchargement vertical et axial par paliers tout en étant drainée par le haut et par le bas.

2. Domaine d'application

2.1 Paramètres dérivés de l'essai

Les principaux paramètres qui peuvent être obtenus par un essai oedométrique réalisé sur une éprouvette prélevée dans un échantillon non remanié sont:

- (1) Les paramètres de compressibilité (m_v , E_{oed} , S_c , C_c)
- (2) Le coefficient de consolidation (c_v)
- (3) La pression apparente de préconsolidation (σ'_p)
- (4) Le taux de consolidation secondaire (C_α)
- (5) Les paramètres du gonflement (S_s , C_s , pression de gonflement).

2.2 Principes de l'essai de chargement incrémental

Dans l'essai oedométrique à chargement incrémental :

- le chemin des contraintes correspond à une déformation unidimensionnelle;
- le drainage est axial et unidimensionnel.

Les chemins des contraintes et les conditions de déformation sous des fondations sont généralement tridimensionnels et des différences peuvent apparaître entre les valeurs calculées du tassement ou de sa vitesse, et la réalité.

La petite dimension de l'éprouvette ne permet pas de représenter correctement les hétérogénéités présentes dans le sol naturel. L'analyse d'un essai de consolidation admet généralement que le sol est saturé. Dans le cas d'un sol non saturé, quelques paramètres dérivés de l'essai n'ont pas de signification physique.

3. Appareillage

- L'anneau de l'oedomètre : Ses dimensions intérieures doivent être les suivantes :

Diamètre: au moins 35 mm.

Hauteur: au moins 12 mm.

Rapport D/H: au moins 2,5.

Il doit être soit confiné latéralement, soit avoir une rigidité suffisante pour empêcher que son diamètre intérieur ne se déforme de plus de 0,05% sous la charge maximale.

- Les plaques poreuses supérieures et inférieures : Elles doivent permettre le drainage de l'eau libre tout en empêchant leur colmatage avec les particules du sol. Le matériau les constituant doit avoir une compressibilité négligeable sous la contrainte maximale pouvant être appliquée pendant l'essai. Elles doivent aussi être assez épaisses pour empêcher leur rupture pendant l'essai.

- Le corps de cellule : Il doit être étanche et doit maintenir l'eau à un niveau qui submerge la plaque poreuse supérieure.

- Plaque de chargement : Elle est montée au centre de la cellule de consolidation et doit avoir une rigidité telle que sa déformation sous la charge soit négligeable.

- Les capteurs de déplacements : Ceux-ci peuvent être des comparateurs ou des capteurs électriques. Ils mesurent les déformations axiales et doivent avoir une résolution et une précision d'au moins 0,002 mm.

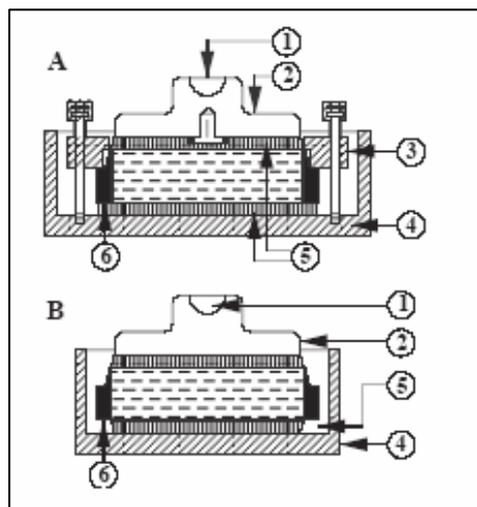


Figure : Disposition générale d'une cellule oedométrique typique (extrait de la norme ISSFME-ETC5- D1.97)

A: oedomètre à anneau fixe,
B: oedomètre à anneau flottant,

- 1: dispositif de centrage de la charge,
- 2: plaque de chargement,
- 3: confinement latéral pour l'anneau,
- 4: corps de la cellule,
- 5: plaques poreuses,
- 6: anneau.

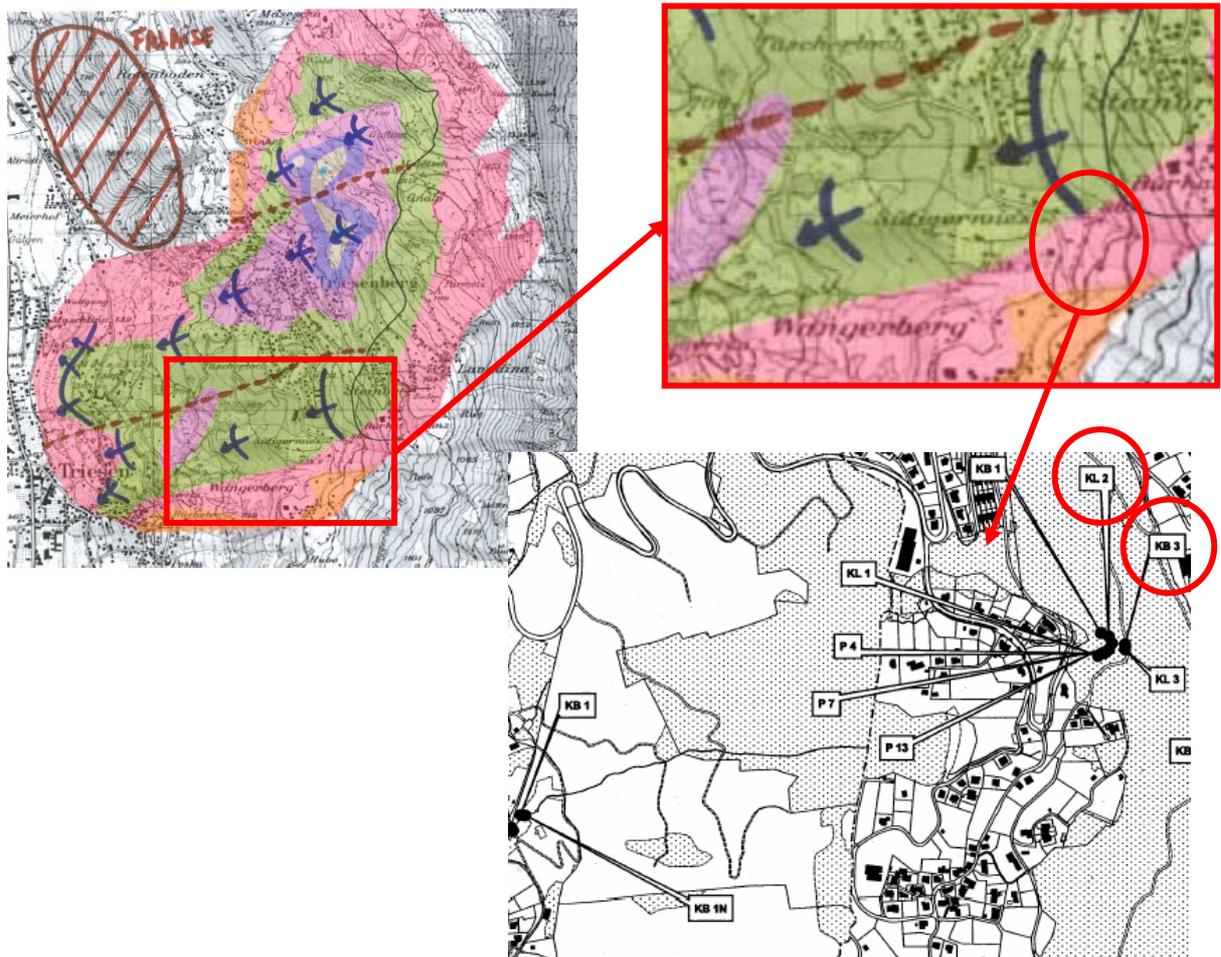
Cette description de l'essai oedométrique incrémental est basée sur la norme ISSFME- ETC5- D1.97 reprise dans le document ES 410 des modes opératoires des Laboratoire de mécanique des sols et des roches de l'EPFL.

Annexe 4 : Données inclinométriques

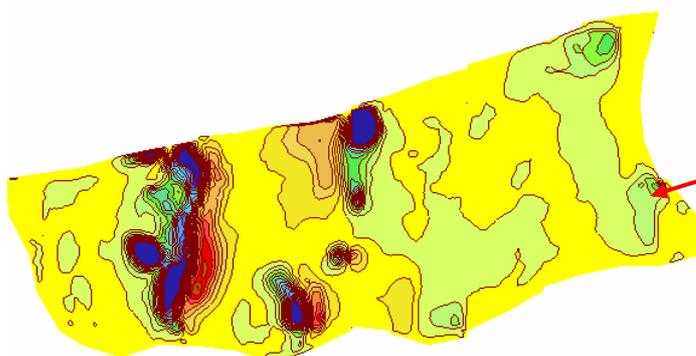
Annexe 4-1 : Données inclinométriques : Zone amont du glissement 1

Localisation

Sur le terrain :



Dans notre modélisation :



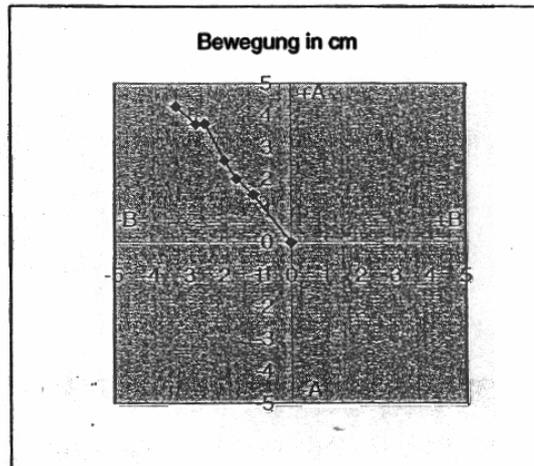
Déplacement :
1,75 mm / 34 jours
⇒ en moyenne : 0.05 mm / jour

KLINOMETERAUSWERTUNG IN BEWEGUNGSRICHTUNG

Objekt: G 3411, Hochwasser-Rückhaltebecken Sütigerwies, Triesenberg, Liechtenstein
 Messtaste: KB 3

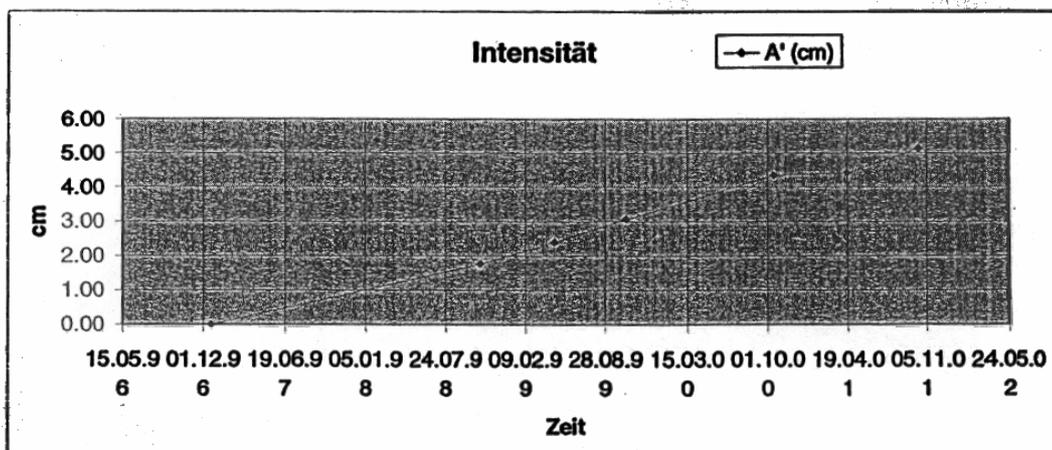
Azimut (A-Richtung): 290
 Auslenkung: Kopf

Datum	A (cm)	B (cm)
20.12.96	0	0
20.10.98	1.49	-1.05
23.04.99	2	-1.54
18.10.99	2.57	-1.88
18.10.00	3.73	-2.45
18.04.01	3.72	-2.69
16.10.01	4.27	-3.27



Hauptbewegungsrichtung: 270
 Differenz: 26

Datum	A (cm)	Intensität (mm/Tag)
20.12.96	0.00	0.00000
20.10.98	1.76	0.02529
23.04.99	2.41	0.03496
18.10.99	3.06	0.03662
18.10.00	4.34	0.03510
18.04.01	4.22	0.03393
16.10.01	5.73	0.03954





GRUNDBAUBERATUNG AG

ST. GALLEN LUZERN ZUERICH

INKLINATIONSMETER

BEFESTIGUNG: SÜDFREISCHÜTTUNG

BEWERTUNG: 230°

BAUSTELLE: K 5411
Mikroaltes Becken St. Gallen
Trosswiese, Lichtenstetl

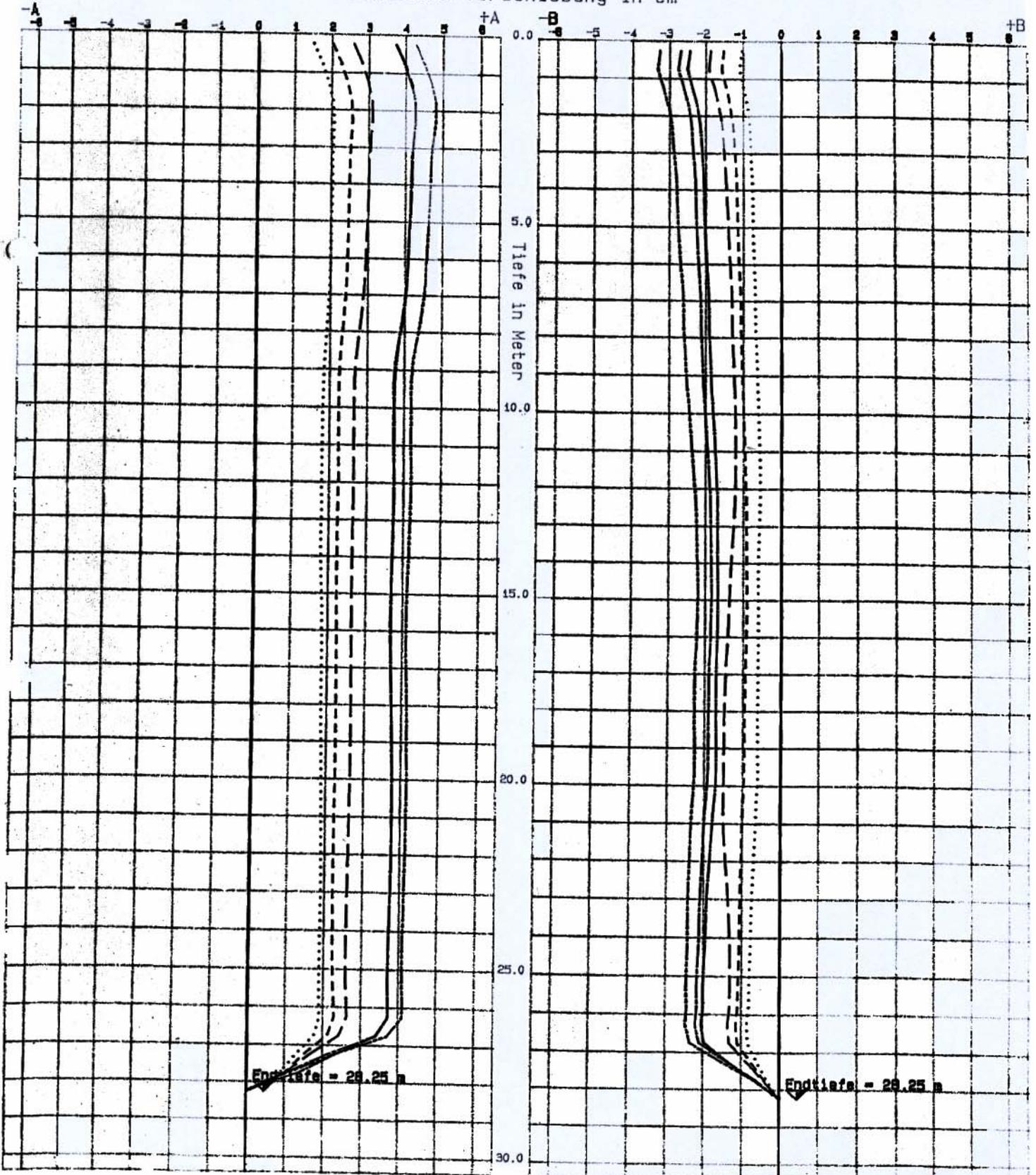


MESSSTELLE: KB 3

BEWERTUNG	BEWERTUNG
.....
-----	-----
-----	-----
-----	-----
-----	-----
-----	-----
-----	-----

MESSUNG: 12. 75
 20. 10 96
 20. 10 96
 20. 10 96
 19. 10. 96
 19. 10. 96
 16. 10. 01

Gemessene Verschiebung in cm

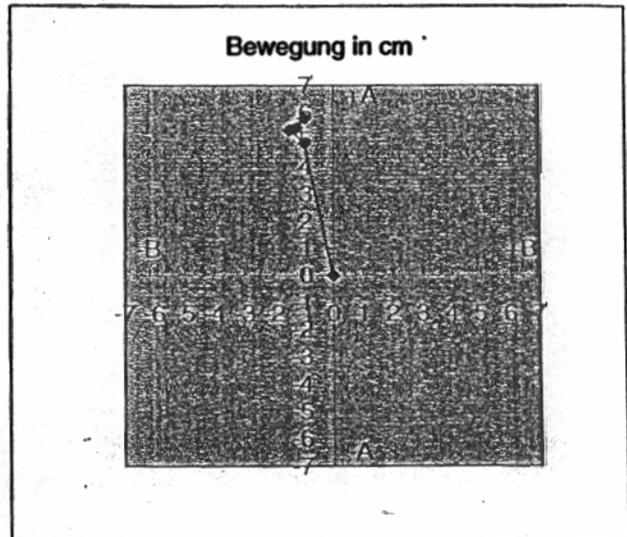


KLINOMETERAUSWERTUNG IN BEWEGUNGSRICHTUNG

Objekt: G 3411, Hochwasser-Rückhaltebecken Sütigerwies, Triesenberg, Liechtenstein
 Messstelle: KL 2

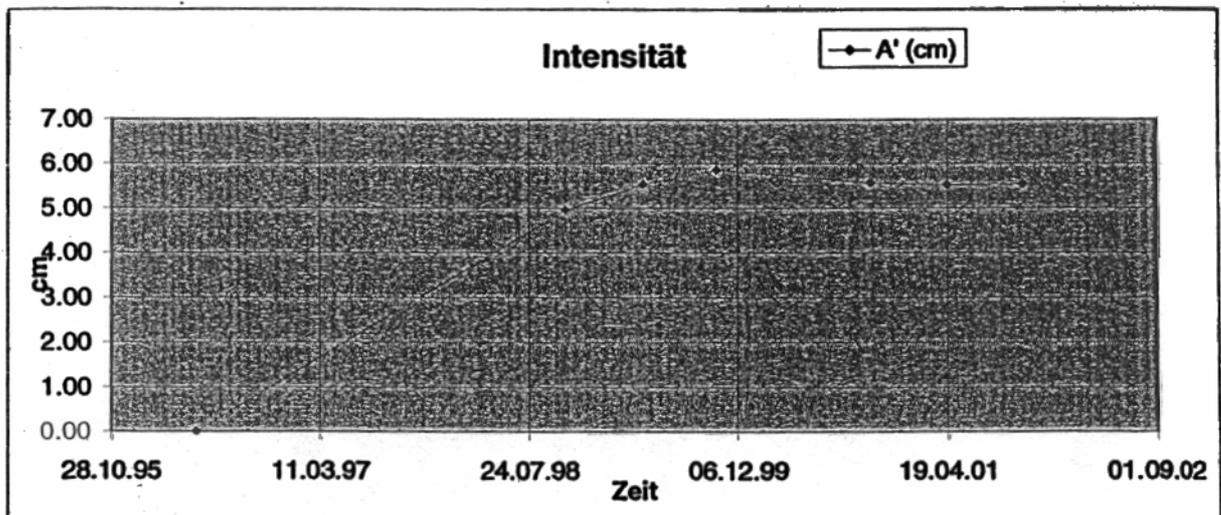
Azimuth (A-Richtung): 280
 Auslenkung: Kopf

Datum	A (cm)	B (cm)
17.05.96	0	0
20.10.98	4.87	-0.96
23.04.99	5.37	-1.43
18.10.99	5.79	-0.96
18.10.00	5.45	-1.2
18.04.01	5.36	-1.45
17.10.01	5.4	-1.28



Hauptbewegungsrichtung: 270
 Differenz: 10

Datum	A (cm)	Intensität (mm/Tag)
17.05.96	0.00	0.00000
20.10.98	4.87	0.05604
23.04.99	5.37	0.03102
18.10.99	5.79	0.01865
18.10.00	5.45	-0.00800
18.04.01	5.36	-0.00248
17.10.01	5.4	0.00512





GRUNDBAUBERATUNG AG

ST. GALLEN LUZERN ZUERICH

ENKELADRES: CH-8000 ZÜRICH

PROJEKT: MUSEUMS-NEUBAU

PROJEKTIONSART: PLAN

MESSWA:

DIAGRAMM: NACHTRAG

MESSWA:

BANDSTELLE: 0 Fall
Museumsgarten, Museum
Museum, Museum



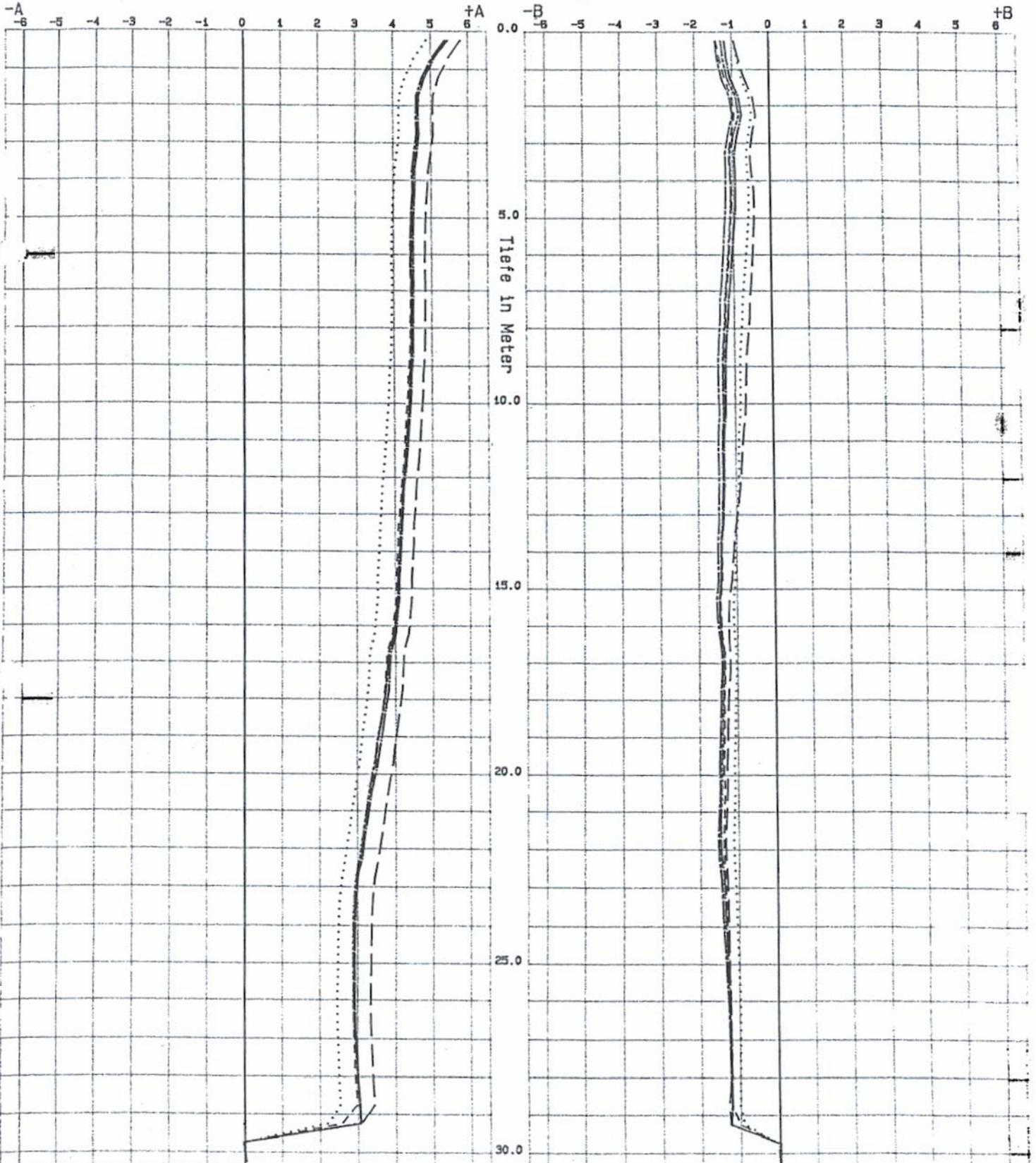
1
2
3
4
5
6

.....

17.5.96
20.04.99
23.04.99
18.10.99
25.10.99
17.04.01
12.10.01

MESSSTELLE: KL 2

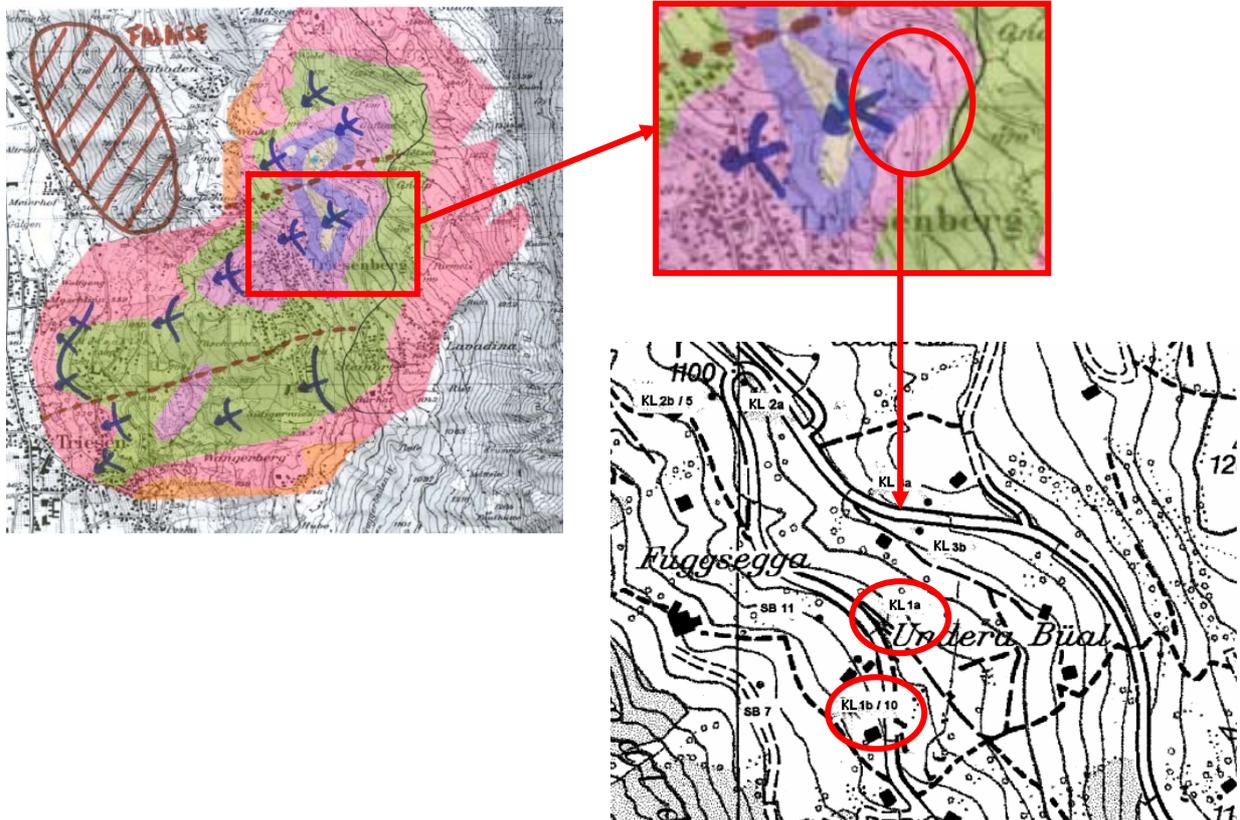
Gemessene Verschiebung in cm



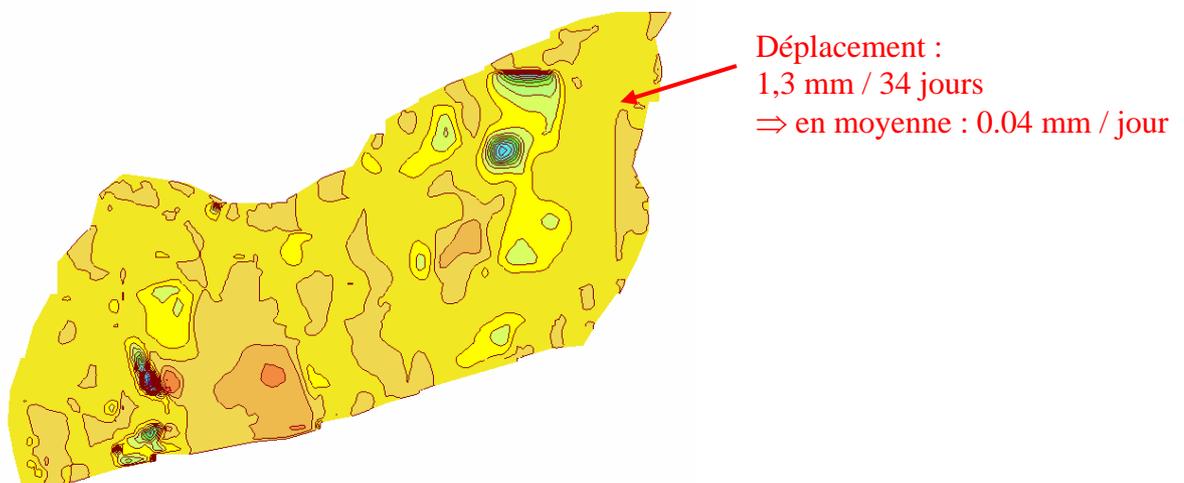
Annexe 4-2 : Données inclinométriques : Zone amont du glissement 2

Localisation

Sur le terrain :



Dans notre modélisation :





GRUNDBAUBERATUNG AG

ST. GALLEN LUZERN ZUERICH

INKLINOMETERMESSUNG

SEIFAETETYP:
SLOPE-INDICATOR

ORIENTIERUNG DER
INKLINOMETER

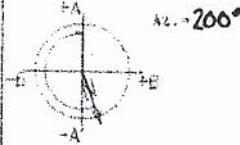
MESSUNG

VERSATZ
NALLMESSUNG

MESSDATUM

BAUSTELLE: G 3495

Gädmi / Maseschakreuzung
Gemeinde Triesenberg



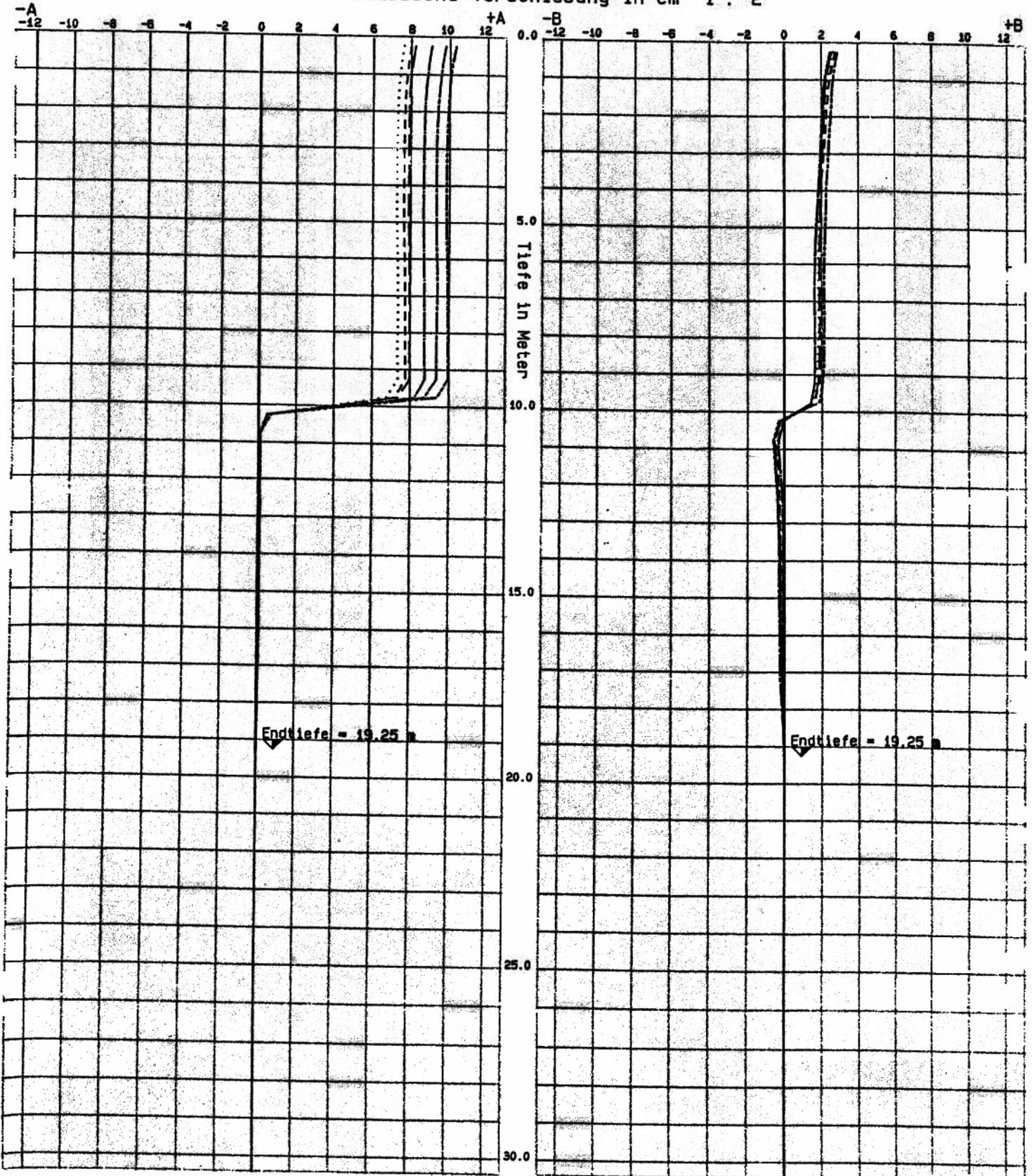
- 1
- 20
- 21
- 22
- 23
- 24
- 25

-
-
-
-
-
-
-

- 20.12.96**
- 18.07.99
- 18.08.99
- 14.09.99
- 16.11.99
- 15.01.00
- 12.03.00**

MESSSTELLE: KL 1A

Gemessene Verschiebung in cm 1 : 2

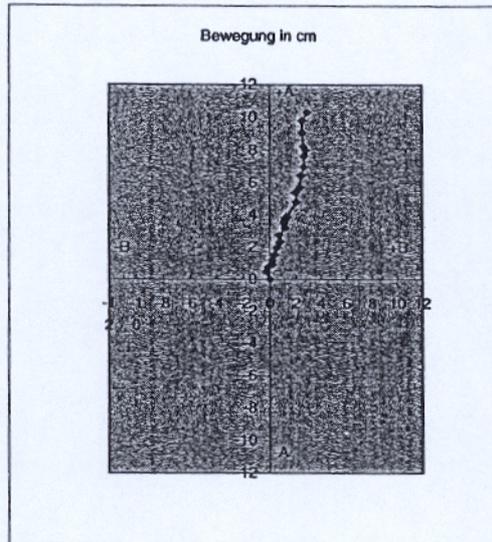


KLINOMETERAUSWERTUNG IN BEWEGUNGSRICHTUNG

Objekt: G 3495, Gädami / Maseschakreuzung, Gemeinde Triesenberg
 Messtabelle: KL 1A

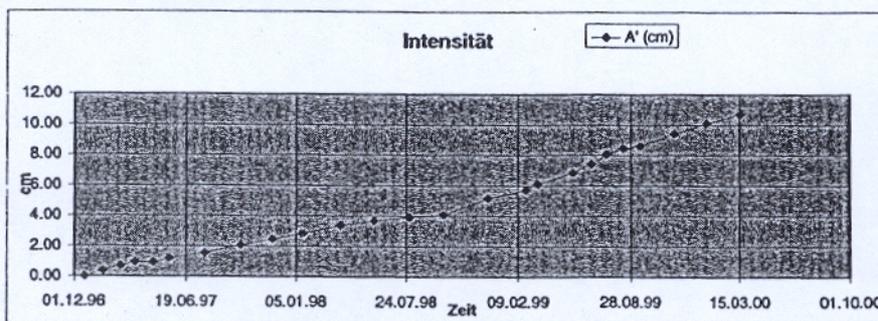
Azmut (A-Richtung): 200
 Auslenkung: Kopf

Datum	A (cm)	B (cm)
20.12.96	0.00	0.00
21.01.97	0.46	-0.24
21.02.97	0.76	-0.10
19.03.97	0.92	0.23
21.04.97	0.91	0.13
20.05.97	1.18	0.19
22.07.97	1.53	0.36
26.09.97	1.99	0.56
24.11.97	2.34	0.79
17.01.98	2.74	0.70
27.03.98	3.19	1.18
27.05.98	3.51	1.09
29.07.98	3.73	1.21
29.09.98	3.88	1.30
17.12.98	4.80	2.05
23.02.99	5.38	1.98
16.03.99	5.72	2.31
17.05.99	6.43	2.41
18.06.99	6.98	2.65
16.07.99	7.64	2.67
16.08.99	8.00	2.79
14.09.99	8.22	2.59
16.11.99	9.07	2.50
15.01.00	9.80	2.50
17.03.00	10.30	2.91



Hauptbewegungsrichtung: 215
 Differenz: 15

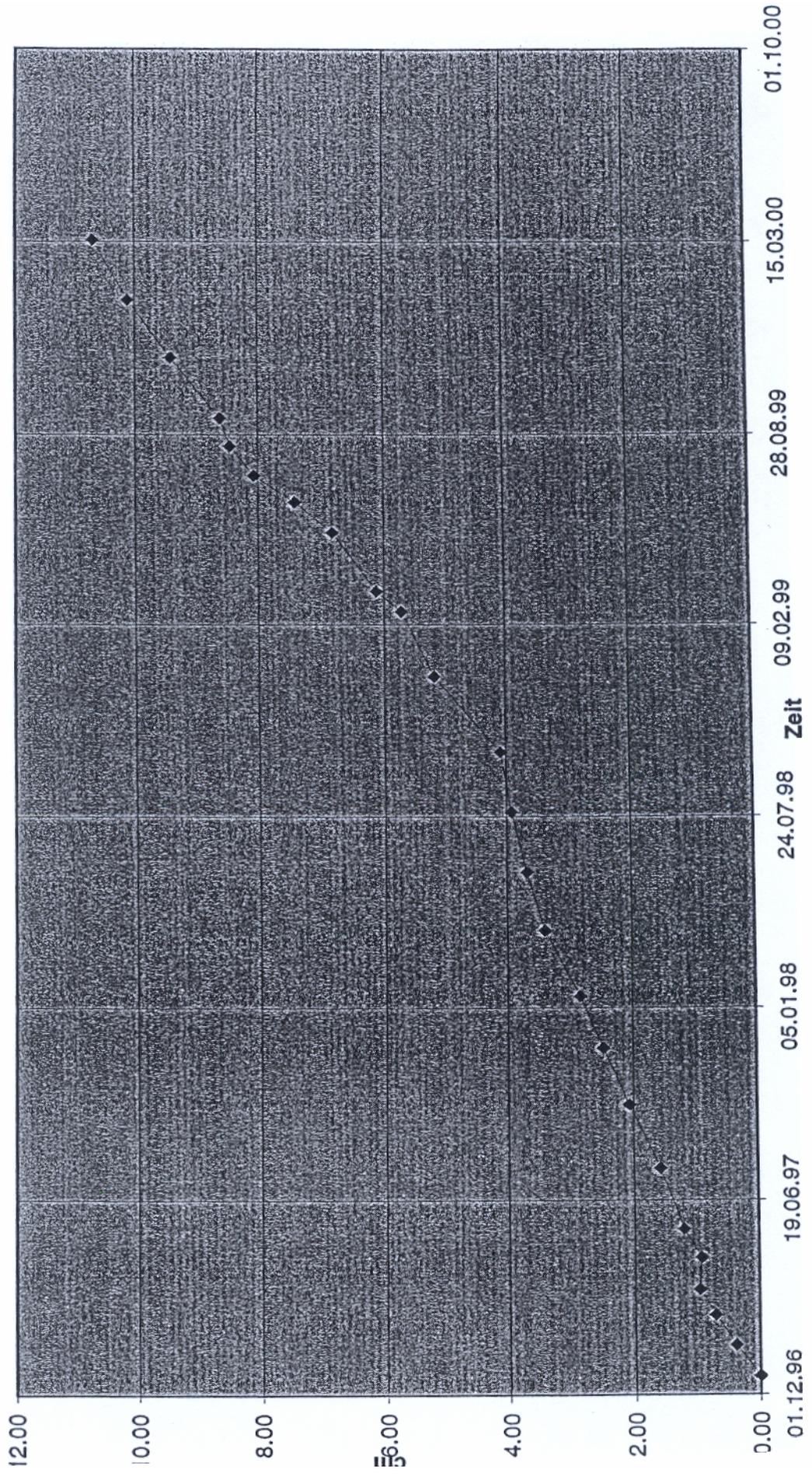
Datum	A (cm)	Intensität (mm/Tag)
20.12.96	0.00	
21.01.97	0.38	0.19440
21.02.97	0.71	0.10516
19.03.97	0.95	0.02232
21.04.97	0.91	0.01077
20.05.97	1.19	0.09236
22.07.97	1.57	0.06047
26.09.97	2.07	0.07365
24.11.97	2.46	0.06733
17.01.98	2.83	0.06723
27.03.98	3.39	0.08100
27.05.98	3.67	0.04655
29.07.98	3.92	0.03661
29.09.98	4.08	0.02712
17.12.98	4.87	0.13059
23.02.99	5.71	0.07922
16.03.99	6.12	0.19060
17.05.99	6.83	0.11478
18.06.99	7.43	0.18430
16.07.99	8.07	0.22953
16.08.99	8.45	0.12219
14.09.99	8.61	0.05428
16.11.99	9.41	0.13628
15.01.00	10.11	0.12218
17.03.00	10.70	0.10682



Kopf Diagramm 5

—◆— A' (cm)

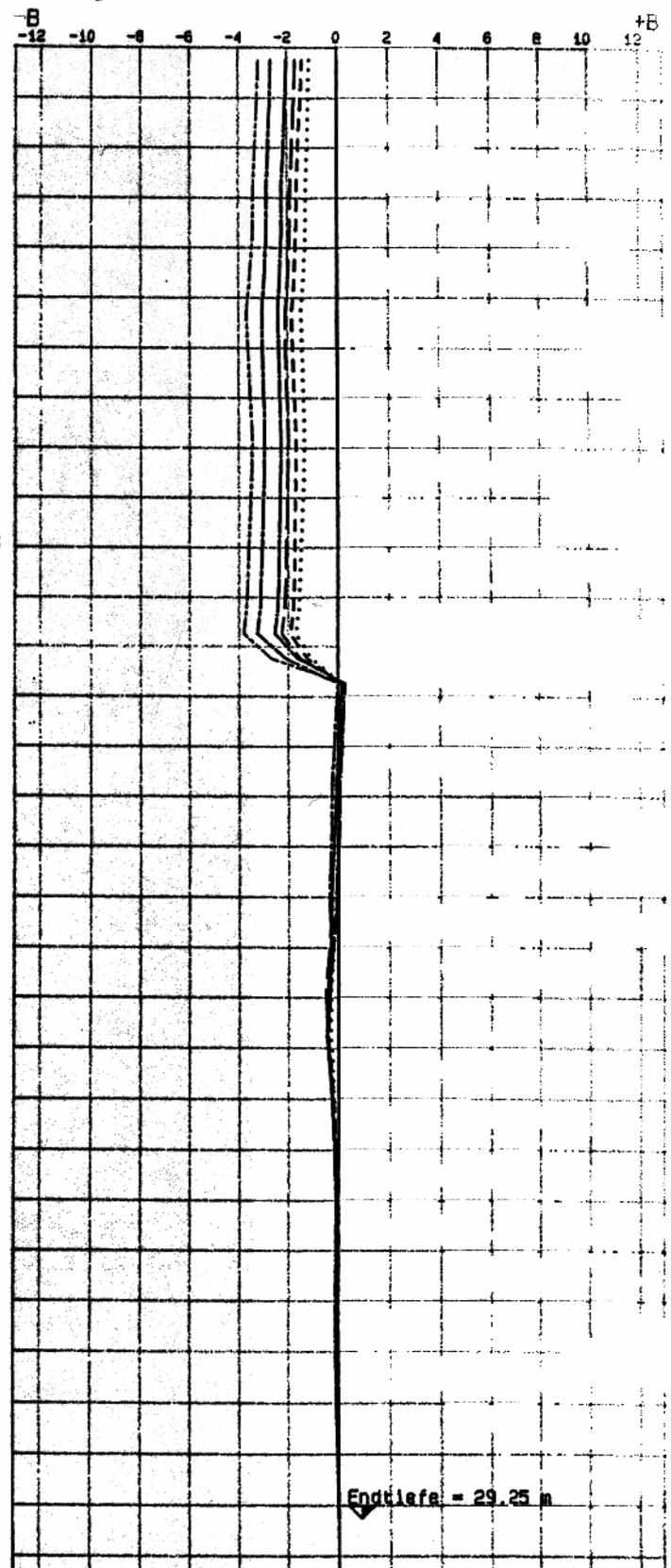
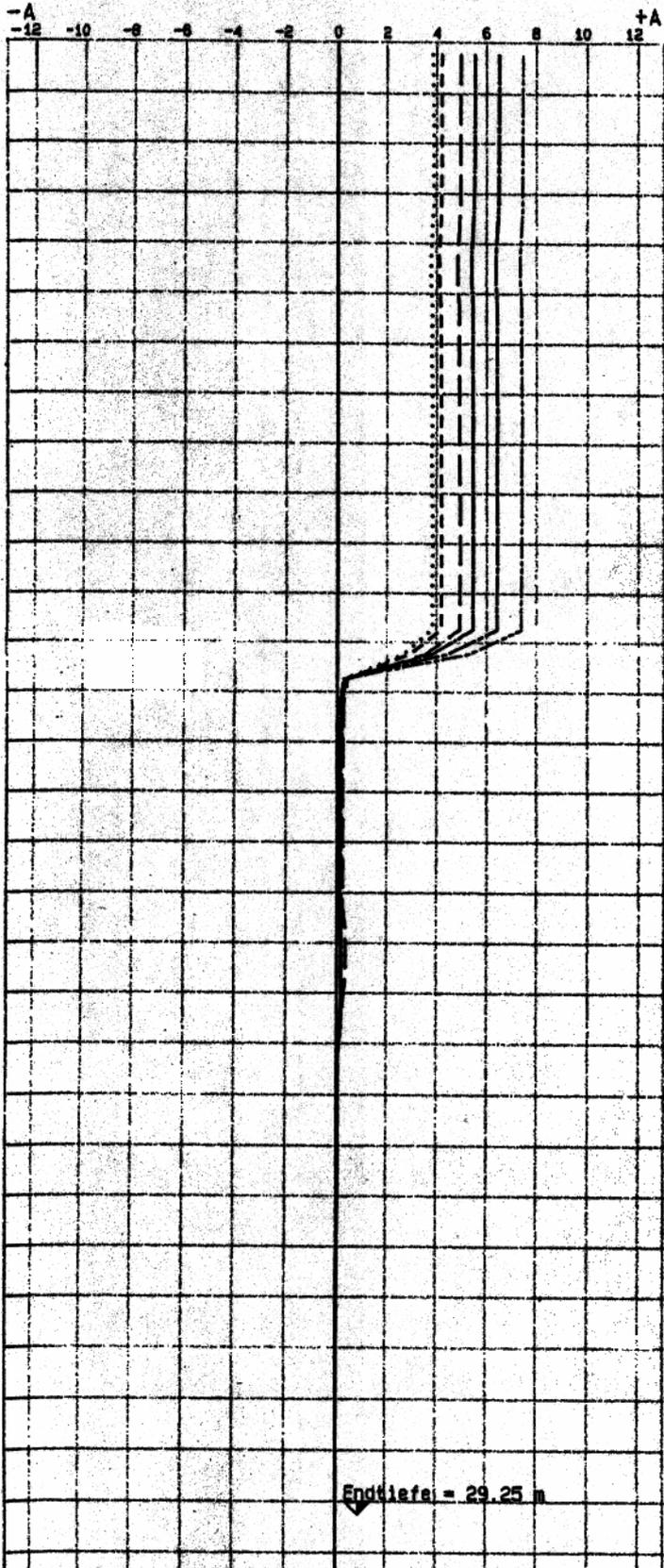
Intensität





VERLEHNSNUMMER: 111 BAUTEIL: 111 ANLAGE: 111 ANLAGEART: 111 ANLAGEZWECK: 111 ANLAGESTADT: 111 ANLAGESTRASSE: 111 ANLAGEPOSTLEZ: KL1B	VERLEHNSNUMMER: 111 ANLAGEART: 111 ANLAGEZWECK: 111 ANLAGESTADT: 111 ANLAGESTRASSE: 111 ANLAGEPOSTLEZ: KL1B	VERLEHNSNUMMER: 111 ANLAGEART: 111 ANLAGEZWECK: 111 ANLAGESTADT: 111 ANLAGESTRASSE: 111 ANLAGEPOSTLEZ: KL1B 260°	VERLEHNSNUMMER: 111 ANLAGEART: 111 ANLAGEZWECK: 111 ANLAGESTADT: 111 ANLAGESTRASSE: 111 ANLAGEPOSTLEZ: KL1B	VERLEHNSNUMMER: 111 ANLAGEART: 111 ANLAGEZWECK: 111 ANLAGESTADT: 111 ANLAGESTRASSE: 111 ANLAGEPOSTLEZ: KL1B 20.12.96 19.6.99
---	--	--	--	---

Gemessene Verschiebung in cm 1 : 2

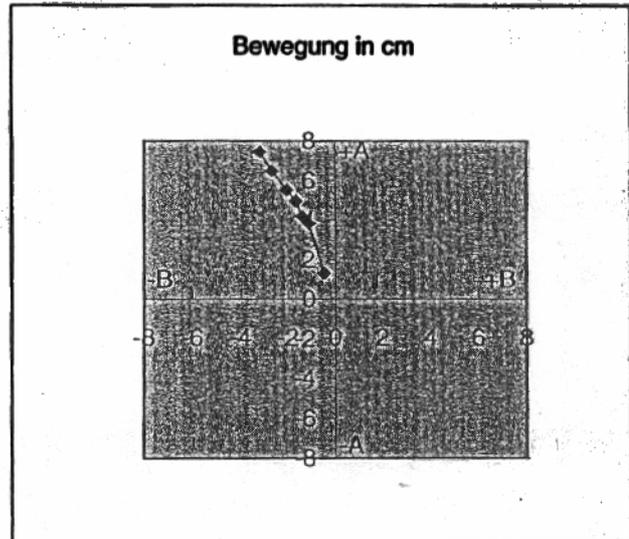


KLINOMETERAUSWERTUNG IN BEWEGUNGSRICHTUNG

Objekt: G 3495, Gädami / Maseschakreuzung, Gemeinde Triesenberg
 Messtelle: KL 1B

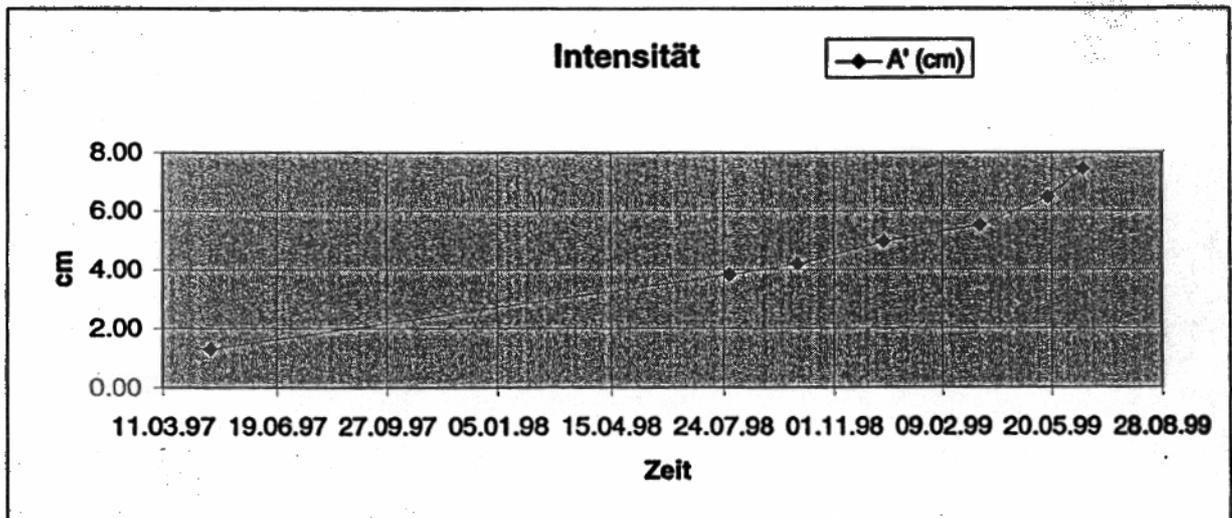
Azimuth (A-Richtung): 200
 Auslenkung: Kopf

Datum	A (cm)	B (cm)
21.04.97	1.31	-0.46
29.07.98	3.83	-1.1
29.09.98	4.19	-1.39
17.12.98	4.96	-1.66
16.03.99	5.52	-2.02
17.05.99	6.49	-2.66
18.06.99	7.45	-3.16



Hauptbewegungsrichtung: 200
 Differenz: 0

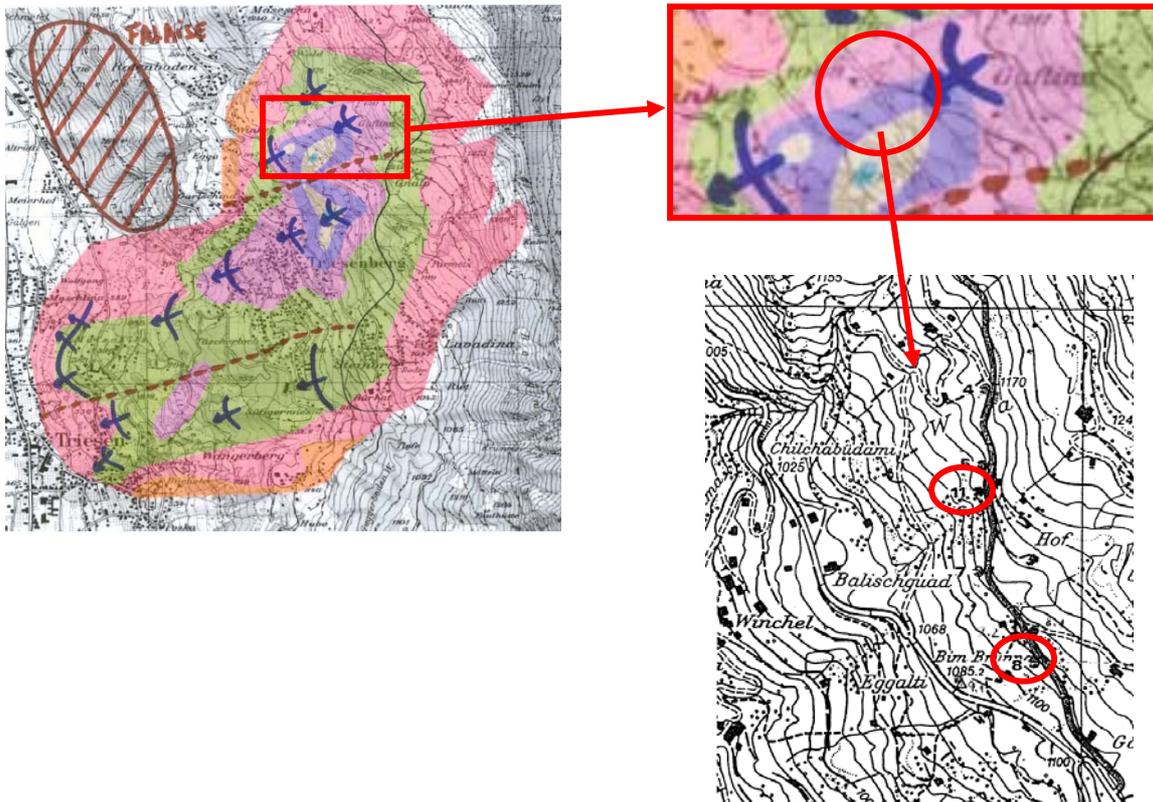
Datum	A (cm)	Intensität (mm/Tag)
21.04.97	1.31	0.054810
29.07.98	3.83	0.058065
29.09.98	4.19	0.097468
17.12.98	4.96	0.062921
16.03.99	5.52	0.156452
17.05.99	6.49	0.300000
18.06.99	7.45	0.300000



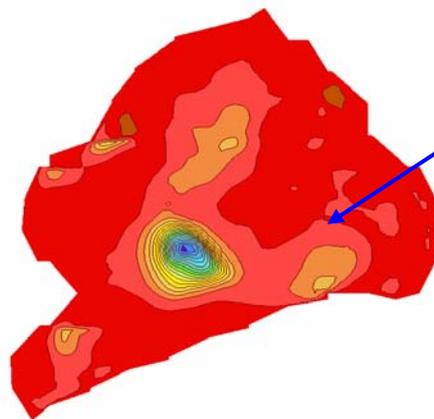
Annexe 4-3 : Données inclinométriques : Zone centrale du glissement 3

Localisation

Sur le terrain :



Dans notre modélisation :



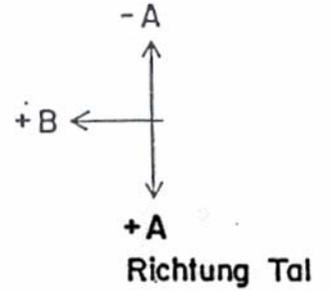
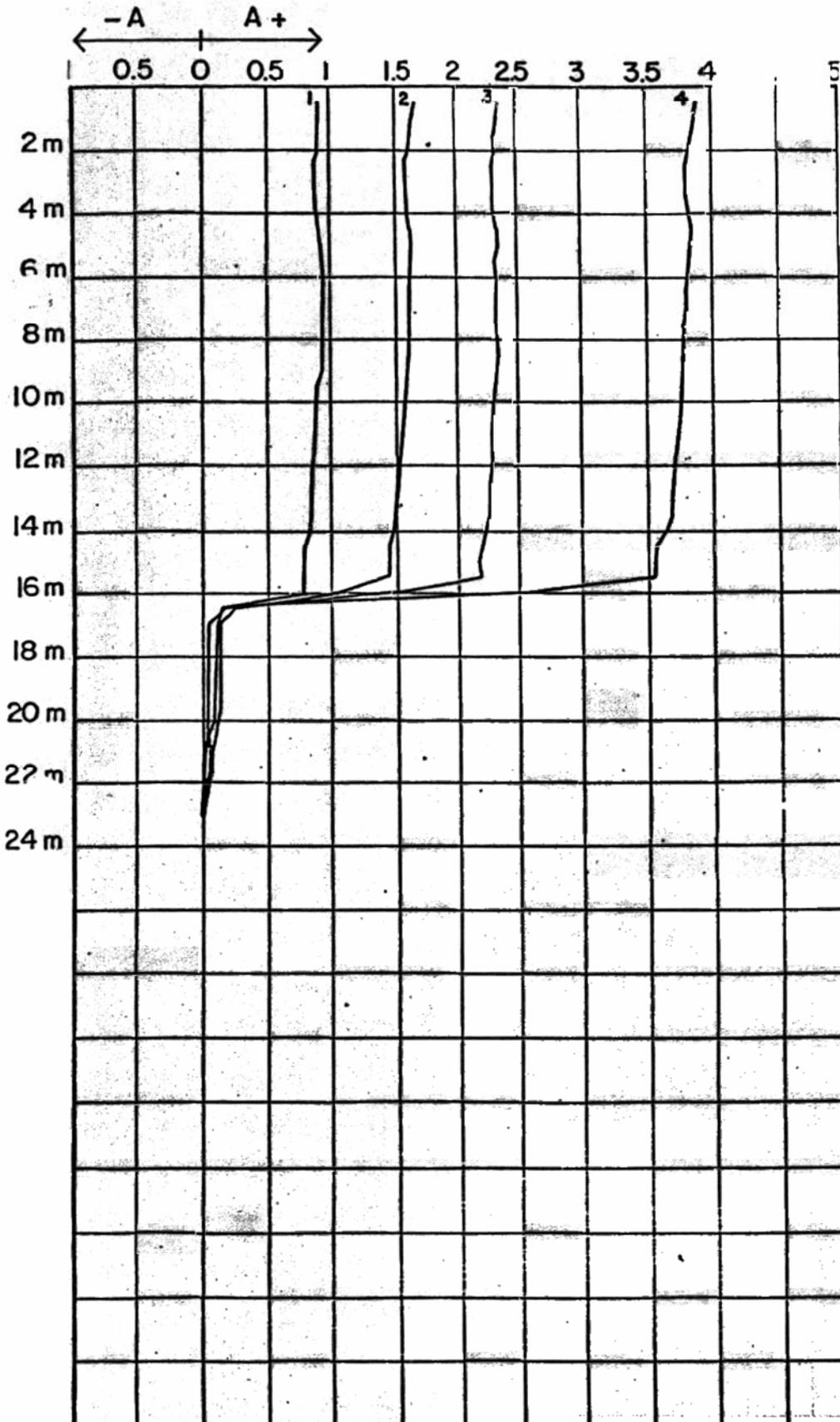
Déplacement :
0,8 mm / 34 jours
⇒ en moyenne : 0.025 mm / jour

SLOPE - INDICATOR - MESSUNGEN

Objekt : Landstrasse Gädami - Masescha
 Ort : Triesenberg

Bohrloch-Nr.: M8
 Kote OK Slope-Rohr: 1113.91

m.ü.M.

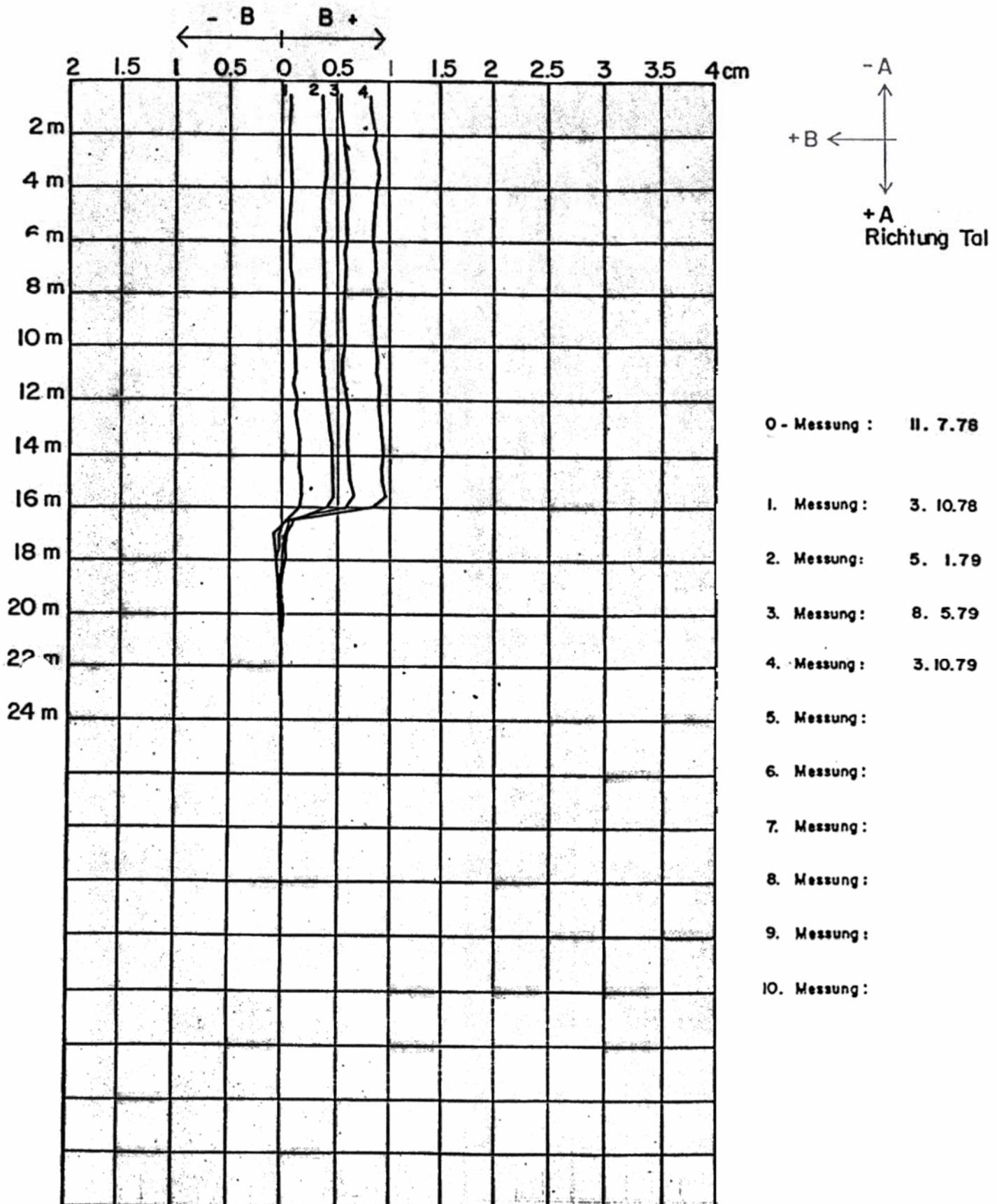


- 0 - Messung : 11.7.78
- 1. Messung : 3.10.78
- 2. Messung : 5. 1.79
- 3. Messung : 8. 5.79
- 4. Messung : 2.10.79
- 5. Messung :
- 6. Messung :
- 7. Messung :
- 8. Messung :
- 9. Messung :
- 10. Messung :

SLOPE - INDICATOR - MESSUNGEN

Objekt : Landstrasse Gädami - Masescha
 Ort : Triesenberg

Bohrloch-Nr.: M 8
 Kote OK Slope -Rohr: III3.91 m.ü.M.



753 806
231 942

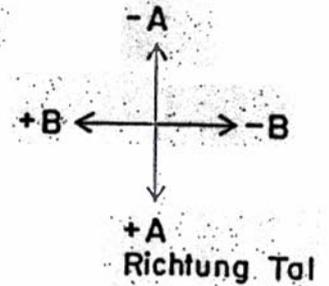
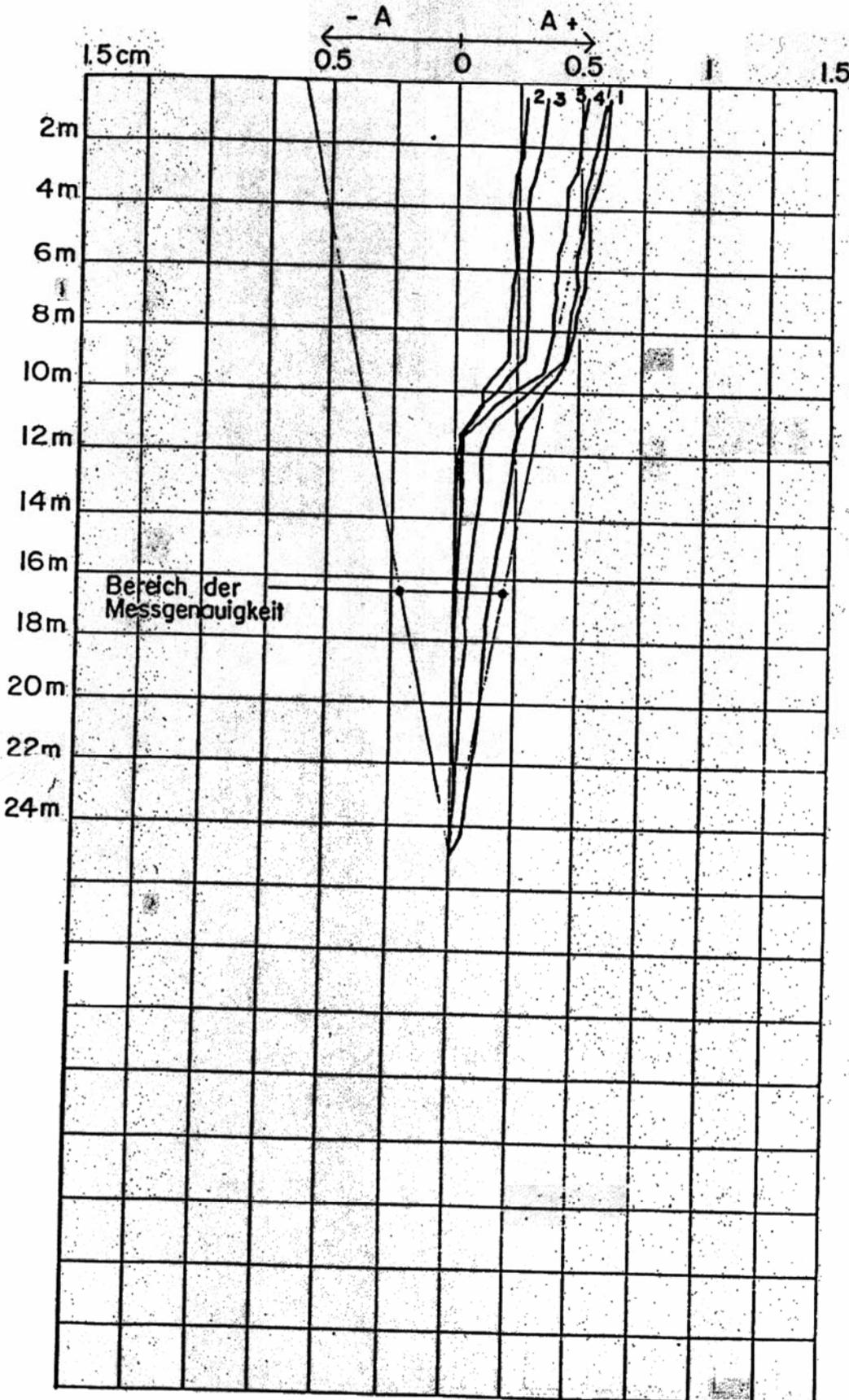
Belloge Nr. 7.1
Auftrag Nr. AS-117

SLOPE - INDICATOR - MESSUNGEN

Objekt : Landstrasse Gädami-Masescha
Ort : Triesenberg

Bohrloch-Nr.: M 11
Kote OK Slope-Rohr: 1200.86

m.ü.M



- 0 - Messung : 13. 6.79
- 1. Messung : 25. 7.79
- 2. Messung : 28. 8.79
- 3. Messung : 26. 9.79
- 4. Messung : 26. 10.79
- 5. Messung : 23. 11.79
- 6. Messung :
- 7. Messung :
- 8. Messung :
- 9. Messung :
- 10. Messung :