



HAL
open science

Etude géomécanique de glissements de terrain dans les argiles glacio-lacustres de la vallée du Drac. (Alpes françaises)

François Blanchet

► **To cite this version:**

François Blanchet. Etude géomécanique de glissements de terrain dans les argiles glacio-lacustres de la vallée du Drac. (Alpes françaises). Géomorphologie. Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1988. Français. NNT: . tel-00511929

HAL Id: tel-00511929

<https://theses.hal.science/tel-00511929>

Submitted on 26 Aug 2010

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

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

THESE

Présentée par

François BLANCHET

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de 3^e CYCLE

DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

Mention : GEOPHYSIQUE INTERNE et GEOCHIMIE

Spécialité : GEOTECHNIQUE

SUJET

**ETUDE GEOMECHANIQUE DE GLISSEMENTS DE TERRAIN
DANS LES ARGILES GLACIO-LACUSTRES DE LA
VALLEE DU DRAC**

Date de soutenance : 28 octobre 1988

Composition du Jury :

M.	P. ANTOINE	Président
M.	P. BROQUET	Examineurs
M.	J. LETOURNEUR	
M.	G. BIGUENET	
M.	P.Y. BARD	Invités
M.	Y. TACKER	

THESE

Présentée par

François BLANCHET

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de 3^e CYCLE

DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

Mention : GEOPHYSIQUE INTERNE et GEOCHIMIE

Spécialité : GEOTECHNIQUE

SUJET

ETUDE GEOMECHANIQUE DE GLISSEMENTS DE TERRAIN
DANS LES ARGILES GLACIO-LACUSTRES DE LA
VALLEE DU DRAC

Date de soutenance : 28 octobre 1988

Composition du Jury :

M.	P. ANTOINE	Président
M.	P. BROQUET	Examineurs
M.	J. LETOURNEUR	
M.	G. BIGUENET	
M.	P.Y. BARD	Invités
M.	Y. TACHKER	

INSTITUT de RECHERCHES INTERDISCIPLINAIRES de GEOLOGIE et de MECANIQUE

A mon oncle Jean

Cette thèse n'aurait pu être sans l'aide et les conseils de nombreuses personnes :

- Je tiens à remercier Monsieur le Professeur ANTOINE qui, après avoir accepté de diriger cette thèse, m'a, toujours, fait confiance, tout au long de son déroulement.
- Merci aussi à Monsieur LETOURNEUR qui a commenté et suivi ce travail durant la longue période de rédaction.
- Monsieur BIGUENET m'a toujours reçu et conseillé avec beaucoup de disponibilité et de gentillesse. Je garderai un excellent souvenir de ces petits "casse-croûte" si réconfortants, je l'en remercie.
- Je remercie P.Y. BARD pour toute l'attention qu'il a apporté à mon travail sur les effets de site.
- Enfin, merci à Messieurs BROQUET et TACHKER pour l'honneur qu'ils m'ont fait de participer au jury.

Merci,... immense merci oui oui !! à mes deux amis Samy AL HAYARI et Jean-Christophe GARIEL. Les chapitres concernant l'analyse de stabilité et des effets de site ont pu être réalisés grâce à cette collaboration.

Et enfin, merci à tous ceux qui m'ont soutenu moralement, conseillé si amicalement (Abdallah, Armando, Geoffroy, Olivier, ...) et rendu la vie si simple... alors que vous savez parfaitement qu'elle ne l'est pas, n'est-ce pas !!... enfin faut voir !!

Merci tout particulièrement aux baroudeurs de chocs (Yves GARNIER, Robert GUIGUET, Yves ORENGO, Henri MORA) pour être intervenus, à chaque fois, si spontanément (Ah !!! cette maudite sonde !!).

<u>INTRODUCTION</u>	1
----------------------------	---

Chapitre 1 - CONTEXTE GENERAL DU SECTEUR ETUDIE

1 - Situation géographique	4
2 - Morphologie	4
3 - Contexte hydrologique	4
4 - Contexte géologique	9
5 - Aperçu sismologique et sismotectonique	12
6 - Manifestations d'instabilités	16

Chapitre 2 - RECONNAISSANCES ET MESURES

1 - <u>Approche du contexte géologique et géotechnique</u>	20
1.1 - Travaux de reconnaissances	20
1.2 - Description des matériaux	23
1.3 - Commentaire de la carte géologique associée aux indices de mouvement	25
1.4 - Données géométriques	
A - Coupes de la structure profonde du versant	27
B - Coupes du lotissement	34
2 - <u>Mesures in situ</u>	
2.1 - Dispositif de détection des mouvements en surface et en profondeur	34
2.1.1 - Choix des dispositifs de mesure	34
2.1.2 - Localisation des points de mesure	36
2.2 - Mises en oeuvre des diverses méthodes de mesures	37
2.2.1 - Mesures piézométriques	37
- A - Résultats du suivi	37
- B - Conclusions	40
2.2.2 - Mesures de teneur en eau	40
- A - Présentation de la technique de mesure	40
- B - Interprétation des mesures de teneur en eau	40
2.2.3 - Mesures topographiques	44
A - Principe des mesures	44
B - Dispositif adapté au cas étudié	44
C - Principe de dépouillement	46
D - Résultats	47
E - Interprétation	47

2.2.4 - Mesures inclinométriques	52
A - Principe de l'inclinométrie	52
B - Méthode de mesures	54
C - Exploitation pratique	54
C1 - Principe du dépouillement	54
C2 - Application à notre étude	57
D - Caractéristiques des tubes inclinométriques mis en place sur le site du lotissement du Mas d'Avignonet	64
E - Mesures réalisées	64
E1 - Résultats du suivi inclinométrique	64
E2 - Commentaires des résultats	69
2.3 - Synthèse des reconnaissances	70
2.4 - Travaux de stabilisation	78

Chapitre 3 - CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE DES MATERIAUX

3.1 - Alluvions anciennes	80
3.2 - Argiles litées	84
3.2.1 - Paramètres caractéristiques des argiles du Mas	84
A - Granulométrie - densité	84
B - Limites d'Atterberg	84
C - Essais oedométriques	84
D - Essai triaxial	85
3.2.2 - Données bibliographiques	88
3.2.3 - Indications complémentaires à partir de corrélations	92
3.3 - Moraines	92

Chapitre 4 - ENSEIGNEMENTS TIRES DE L'ETUDE DU GLISSEMENT D'HARMALIERE

4.1 - Introduction	97
4.2 - Description du glissement	97
4.3 - Analyse des conditions de stabilité	98
4.3.1 - Analyse à l'équilibre limite	98
A - Acquisitions des données	98
a) Données historiques	98
b) Géométrie et position de la surface de glissement	102

c) Données mécaniques et hydrauliques	103
d) Résultats	103
e) Discussion	106
4.3.2 - Analyse en déformation par la méthode des éléments finis	107
a) Application au glissement d'Harmalière	108
b) Discussion	110
4.4 - Approche d'un mécanisme de rupture	110
4.5 - Mouvements actuels	114
4.6 - Conclusions	114
<u>Chapitre 5 - ETUDES DE STABILITE ET SYNTHESE</u>	
5.1 - A la recherche des surfaces de rupture	116
5.2 - Etude du lotissement du Mas	116
5.3 - Etude de la combe du Mas	119
5.4 - Synthèse (discussion)	122
5.5 - Principe d'un confortement	124
<u>Chapitre 6 - PROBLEMES POSES PAR LA SISMICITE (Etude d'effets de site)</u>	
6.1 - Généralités sur les effets de site	126
6.2 - Relation séismes - glissements de terrain	126
6.3 - Calcul des effets de site	131
6.3.1 - Principe de la méthode	131
6.3.2 - Schématisation	131
a) Données géométriques	131
b) Données mécaniques	133
6.4 - Résultats et commentaires	134
6.5 - Détermination d'un spectre de réponse	147
6.6 - Conclusions	150
<u>CONCLUSIONS GENERALES</u>	152
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	154
<u>ANNEXE A</u>	
A1 - Carte des pentes	A II

ANNEXE B

B1 - Tableaux des mesures topographiques par distancemètre pour la période du 8 juillet 1985 au 13 novembre 1986	B II
B2 - Tableaux des mesures topographiques. Calcul des coordonnées X, Y, Z, des vecteurs déplacement	B V

ANNEXE C

C1 - Mesures inclinométriques T0. Graphiques de déplacement selon l'axe AA	C I
C2 - Mesures inclinométriques T1. Graphiques des déplacements selon les 2 axes AA et BB	C III
C3 - Mesures inclinométriques T2. Graphiques des déplacements selon les 2 axes AA et BB. Mesure du 24.02.1987 (dernière mesure réalisée) .	C V
C4 - Mesures inclinométriques T3. Graphiques des déplacements selon les 2 axes AA et BB	C VII
C5 - Figures regroupant toutes les courbes de déplacements et de déformées calculées sur la période Fév. 1986 - Fév. 1987	C IX

ANNEXE D

D1 - Localisation et caractéristiques des drains horizontaux	D II
D2 - Tableau des premières mesures de débit des drains	D III
D3 - Représentation des drains par rapport aux hypothèses de surface de glissement	D IV

ANNEXE E

Résumé des méthodes d'analyse de stabilité de Bishop et Spencer	E I
---	-----

ANNEXE F

Carte géologique et géotechnique

INTRODUCTION

Depuis de nombreuses années, le laboratoire de géologie et de mécanique de l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique (I.R.I.G.M.) a été amené à s'intéresser aux problèmes posés par les argiles litées glacio-lacustres en raison de leur importance dans la région du Trièves, située au Sud de Grenoble, le long de la vallée du Drac. Pour comprendre le développement de ces glissements parfois très étendus (Harmalière, Le Monestier-du-Percy, La Mure), il est indispensable d'étudier le comportement en masse de ces argiles, par l'analyse des conditions de stabilité des versants qu'elles constituent. Or, les moyens nécessaires à ce genre d'étude dépassent, largement, ceux d'un laboratoire universitaire. Aussi nous a-t-il fallu trouver la possibilité de travailler sur un cas sensible en collaboration avec un organisme extérieur : l'occasion nous en a été offerte par le glissement du Mas d'Avignonet.

Devant l'ampleur des désordres observés sur plusieurs habitations, et la menace qui pesait sur les autres dans l'hypothèse d'une rupture brutale généralisée du versant (comme celle de la combe d'Harmalière - le 7 mars 1981 - affectant 45 hectares environ !), une étude détaillée était requise, destinée à suivre l'évolution des déplacements en vue de déceler une aggravation dangereuse du phénomène. Dans un tel contexte, une convention a été passée entre la commune d'Avignonet et l'I.R.I.G.M. par l'intermédiaire du service de Restauration des Terrains en Montagne (R.T.M.) de l'Isère, afin que l'I.R.I.G.M. assure, à côté de la détection des surfaces de glissement, une partie du suivi des mesures et notamment la relation éventuelle entre l'évolution des déplacements et les variations du niveau de la nappe phréatique, ces mesures devant permettre d'orienter les actions de prévention et de protection.

Dans un même temps, le service R.T.M. établissait le plan d'exposition aux risques (P.E.R.) de la commune d'Avignonet. Les suivis et les analyses ont donc été simultanément utilisés pour l'élaboration de celui-ci, les données recueillies complétant très à propos les informations quant aux conditions de stabilité de l'ensemble du versant sur lequel s'étend une grande partie de la commune.

Nous avons tenté, d'autre part, d'aborder l'étude de ce glissement d'un point de vue mécanique, dans le but de déterminer les caractéristiques mécaniques moyennes des formations en cause et d'en tirer des conclusions quant au degré de stabilité du versant. Enfin, des témoignages recueillis localement pendant notre étude nous ont amené à penser qu'un séisme survenu en 1963 avait fortement affecté les terrains en certains points de la commune. Devant l'in vraisemblance apparente d'une telle affirmation, nous avons cherché à vérifier si elle pouvait être justifiée dans le contexte sismique régional.

Dans ce but, nous avons appliqué un programme, mis au point par P.Y. Bard du laboratoire de géophysique interne (I.R.I.G.M.) permettant d'évaluer, lors d'un séisme, l'amplification locale des ondes liée à la présence d'une structure géologique particulière.

De ce fait, le présent mémoire est divisé en quatre parties :

- la première partie est consacrée à une description d'ensemble du secteur étudié sur le plan de la morphologie, de l'hydrologie, de la géologie et de la sismologie, des traces d'instabilité historique ;
- le contexte étant situé, la deuxième partie rapporte le détail des reconnaissances classiques mises en oeuvre pour l'étude du glissement du lotissement du Mas (analyse des sondages, carte des indices de mouvement, identification des différentes formations concernées, présentation de la structure géologique du versant, mesures, résultats et analyse des suivis réalisés) ;
- dans la troisième partie, nous avons effectué une approche mécanique des conditions d'instabilité. Pour cela, dans un premier temps, nous avons essayé de caractériser géotechniquement les niveaux lithologiques principaux, au sein desquels se sont développés les glissements importants, puis dans un deuxième temps, nous avons entrepris la rétroanalyse d'un vaste glissement (glissement d'Harmalière) ayant affecté une combe voisine, semblable à celle du Mas dans laquelle se situe le lotissement. Ces deux démarches nous ont permis d'obtenir les caractéristiques mécaniques des formations concernées, qu'exigeait l'étude principale de stabilité d'ensemble de la grande combe du Mas ;
- la dernière partie développe l'étude sismologique concernant les éventuels effets de site précédemment cités.

Chapitre 1 - Contexte

1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le secteur étudié (figure 1) se situe à 35 km environ au Sud de Grenoble dans la vallée du Drac, en rive gauche, entre la retenue du Barrage de Monteynard et le village de Sinard. Plus précisément, l'étude a porté sur la stabilité de deux combes, la plus importante, celle du Mas, sur laquelle a été construit le lotissement du même nom, et la combe d'Harmalière localisée légèrement plus au Sud.

2 - MORPHOLOGIE DU SITE

C'est une morphologie caractéristique de région de moyenne montagne, constituée par des vallées assez encaissées, dominées par des reliefs aux formes adoucies (collines ou plateau). Le site proprement dit est constitué par un large plateau (plateau de Sinard) qui se prolonge vers la retenue du barrage par un versant de pente moyenne de 8° entre les cotes 820 et 660, et qui se raidit dans sa partie inférieure (de 16° à 30°).

Toute la zone étudiée est très ondulée :

- à l'échelle du versant, ces "festons" matérialisent sans doute les traces de glissements anciens qui ont affecté le secteur,
- à une échelle moindre, chaque dépression est accidentée par une succession de talwegs et de crêtes orientés Est - Ouest, façonnés par le réseau hydrographique (ruisseaux, torrents permanents ou saisonniers).

3 - CONTEXTE HYDROLOGIQUE

Au regard de cette morphologie particulière, nous avons choisi, comme l'avait fait l'Association pour le Développement des Recherches sur les Glissements de Terrains (A.D.G.R.T.) en 1983, de distinguer deux zones dont la limite se situerait selon une ligne, sensiblement W-E, passant par le Mas :

- la partie Nord est caractérisée par la présence de sources localisées, à débit relativement important mais variable avec les précipitations. Ces sources, anciennement captées, servaient à l'alimentation des habitations (exemple des sources aux abords de la ferme du Claret) ;

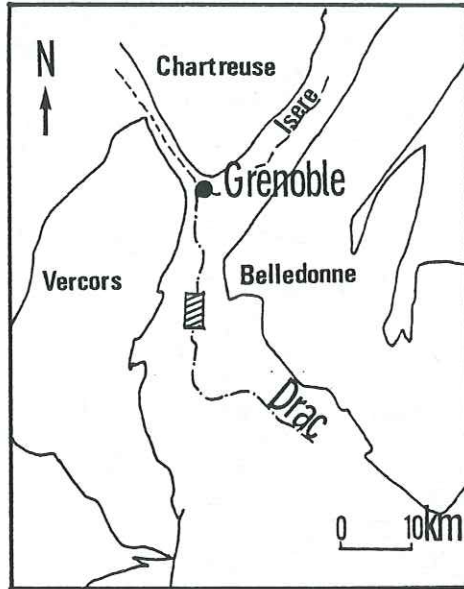


figure 1 - Situation géographique

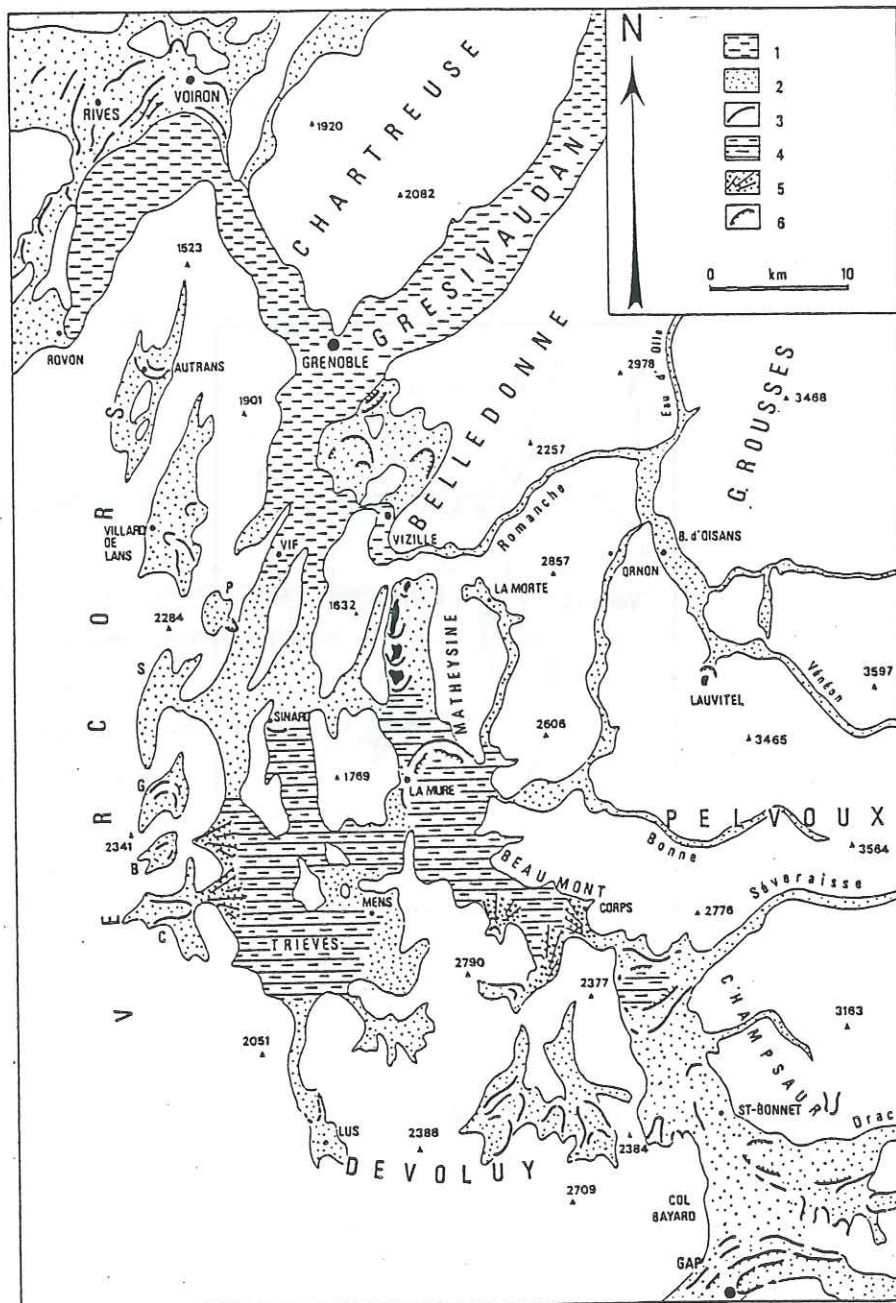


figure 2 - Carte schématique du Quaternaire Drac - Grésivaudan (d'après G. Monjuvent, 1973)

1 : basse plaine de l'Isère-Drac, dont les alluvions récentes recouvrent les dépôts lacustres interglaciaires Riss-Würm (argiles d'Eybens) ; 2 : formations morainiques et alluviales wurmiennes ; 3 : principaux arcs morainiques terminaux du maximum de Würm (W II) ; 4 : lacs glaciaires du maximum de Würm (W II), comblés essentiellement par des argiles litées ; 5 : principaux deltas glacio-lacustres issus des glaciers locaux, W II ; 6 : principaux arcs morainiques terminaux de la Recurrence (W III), sauf Lauvitel (probablement W IV). **Bassins glaciaires locaux du Vercors** : P : Préléfrey ; S : Saint-Andéol ; G : Gresse ; B : La Bâtie ; C : Chichilianne. Les moraines de Lus (diffluence de la Croix-Haute) sont Riss ancien.

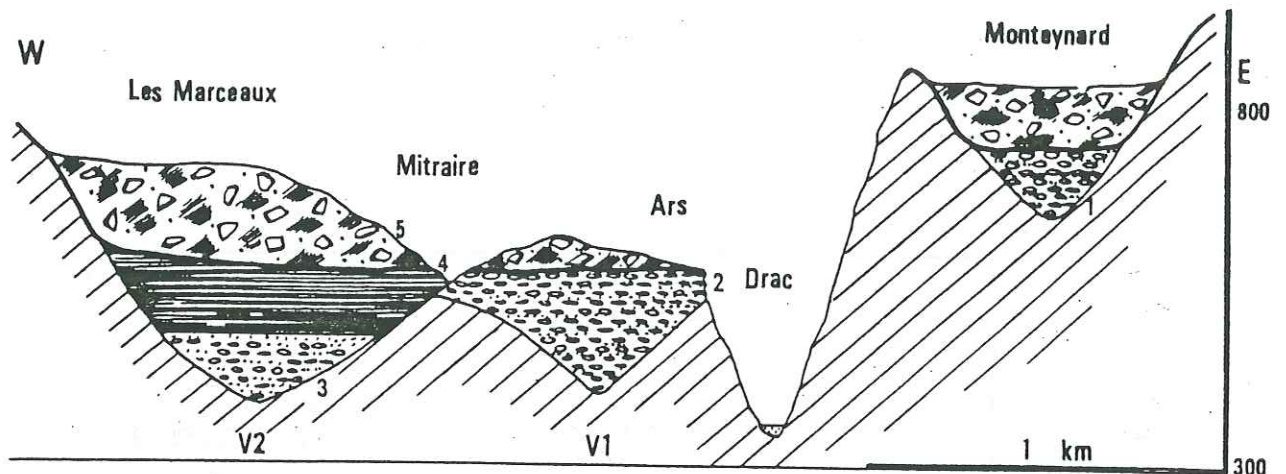


figure 3 : COUPE TRANSVERSALE DES PLATEAUX DU DRAC A SINARD.

VI : premier talweg fossile ou Drac de Cros (Mindel-Riss) ; V : deuxième talweg fossile ou Drac de Sinard (Riss-Würm).

1. alluvions très élevées de Monteynard (Riss I ?) ; 2. alluvions II remplissant V1 (R II ?) ; 3. alluvions III remplissant V2 (WI) ; 4. argiles litées de Sinard (glacio-lacustre, du W II) ; 5. moraine très argileuse érodant tous les termes antérieurs (maximum de Würm, W II).

Remarquer le net emboîtement de (3) dans (2) (une centaine de m).

d'après Monjuvent (1971)

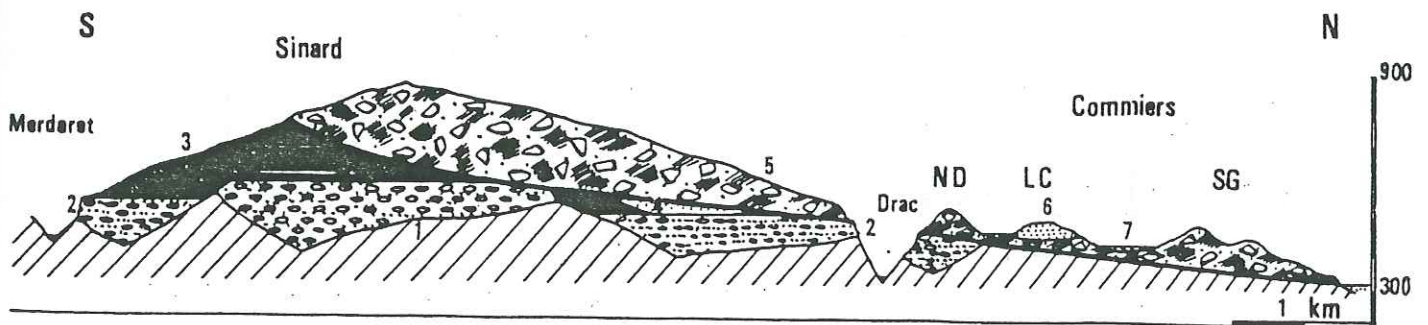


figure 4 : COUPE LONGITUDINALE DES PLATEAUX DU BAS-DRAC. Ravinement des dépôts quaternaires anciens par la moraine du maximum de Würm (W II).

1. cailloutis II du Drac (RII) , 2. cailloutis III du Drac (WI).

d'après Monjuvent (1971)

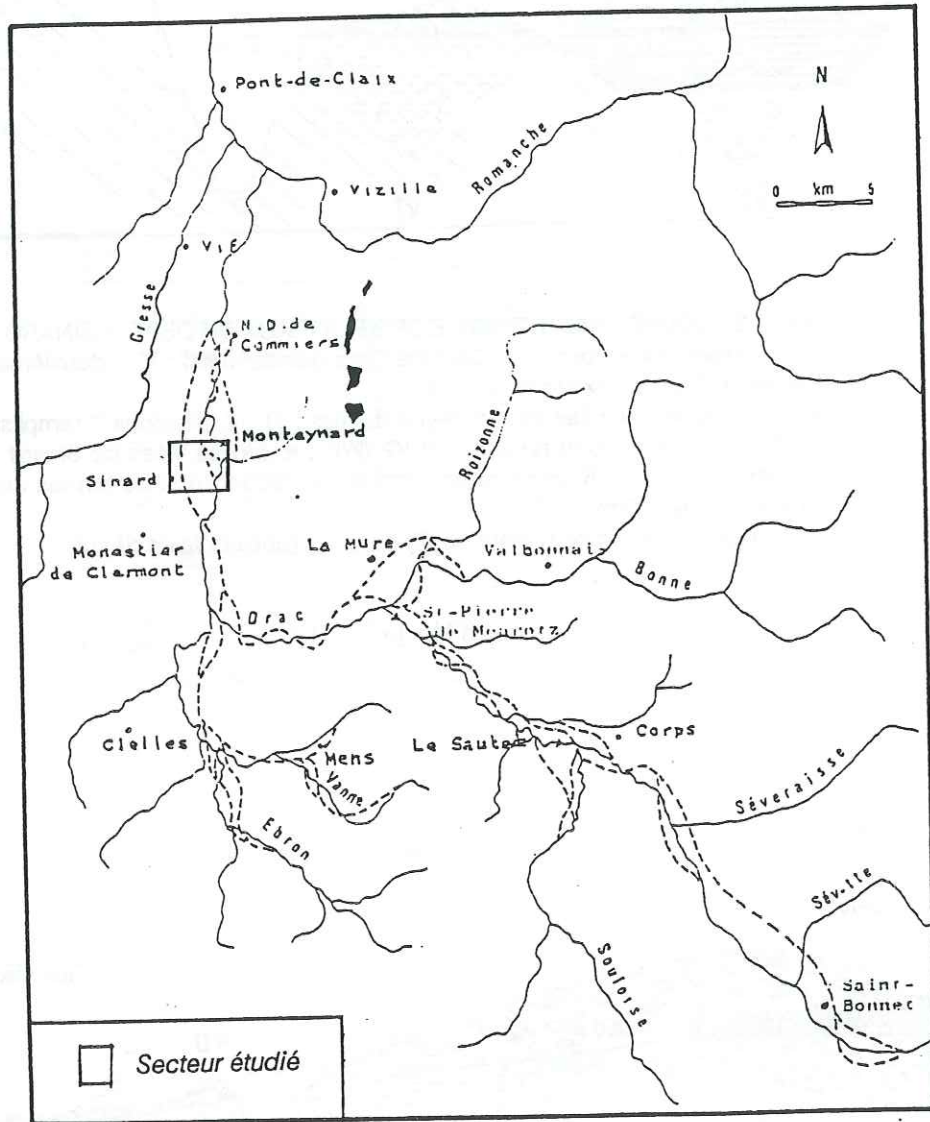


figure 5 : Anciens cours (fossiles) du Drac et de ses affluents (tiretés) d'après Monjuvent (1971).

- la partie Sud se caractérise par un ensemble de venues d'eau réparties depuis la cote 760 jusqu'à 600. Certaines sont à l'origine du ravinement du versant (ruisseaux du Truc, d'Aiguillettes, de Matras ...) ou encore de l'activation de glissements existants.

Il faut noter l'importance du phénomène de ruissellement sur ce versant. En effet, des écoulements superficiels diffus très importants apparaissent sur l'ensemble des prairies dominant le lotissement, renforcés par le caractère assez imperméable des moraines argileuses et par la rareté des fissures ouvertes, ce qui n'exclut pas qu'une partie des ruissellements puisse parfois disparaître dans les terrains sous l'effet de la présence d'une microfissuration (fentes de retrait par exemple) pour se localiser à faible profondeur, au niveau du contact moraines argileuses et argiles litées. Des travaux ont d'ailleurs été entrepris pour collecter au mieux ces eaux, ce qui a conduit à la mise en place, en 1987, dans la partie haute du lotissement, d'un fossé d'écoulement et d'une tranchée drainante située à 4 m de profondeur, rejoignant le ruisseau du Truc.

On peut aussi distinguer trois origines différentes de venues d'eau :

- 1 - un ruissellement superficiel du plateau,
- 2 - un écoulement souterrain : des mesures des caractéristiques physiques des différentes venues d'eau (A.D.G.R.T., 1983) (température, résistivité) qui ont montré des valeurs globalement analogues ($t = 11 - 13^\circ$ (octobre 1987) et $1/\rho = 1500, 1900 \Omega m$ à $18^\circ C$). Ces eaux sont par ailleurs encroûtantes, ce qui a conduit à supposer une origine liée à un parcours souterrain suffisamment long pour acquérir ce caractère et les caractéristiques physiques correspondantes.
- 3 - la rupture de nombreuses canalisations ou drains, consécutive aux nombreux mouvements superficiels au niveau du lotissement du Mas. Ce facteur aggravant, très classique dans semblable contexte, a entraîné la réfection complète des réseaux du lotissement fin 1986.

4 - CONTEXTE GEOLOGIQUE

A - Contexte local

Nous rappellerons ci-après les principaux éléments de la structure du versant étudié (figures 3 et 4) essentiellement liés à son histoire géologique quaternaire et plus précisément aux différents épisodes glaciaires et interglaciaires qui se sont succédés pendant le Pléistocène dans la vallée du Drac (Monjuvent, 1971).

Nous les résumons dans leur ordre chronologique :

Mindel : extension générale des glaciers dans toute la vallée du Drac,

Interglaciale Mindel-Riss : creusement du premier lit épigénique du Drac, appelé Drac du Cros, qui sera comblé finalement lors des glaciations rissiennes,

Riss : cet épisode comprend plusieurs phases d'extension des glaciers, soit générale (Riss I), soit seulement partielle, en ce qui concerne le Trièves (Riss III), coupées d'une période Riss II dite "périglaciaire" durant laquelle les versants ont été recouverts et régularisés en glacis par des produits meubles étalés par gravité,

Interglaciale Riss-Würm : creusement du 2e lit du Drac, appelé Drac ancien de Sinard, épigénique par rapport au précédent Drac de Cros,

Würm : cet épisode glaciaire comprend aussi plusieurs phases : le Würm I voit le comblement du Drac ancien par des alluvions, la vallée du Drac est envahie à deux reprises par les glaciers. Lors de la 1re extension, la plus importante, attribuée au début de la glaciation (Würm II), le glacier de l'Isère, remontant vers le Sud jusqu'à Sinard, a obturé complètement le Bas-Drac, engendrant la formation d'un immense lac (lac du Trièves) dans lequel se sont déposées, sur une grande épaisseur (plus de 200 m), des argiles litées. Celles-ci ont alors été recouvertes par une formation morainique argileuse plus ou moins épaisse, qui affleure actuellement sur l'ensemble du plateau et sur une grande partie du versant. Vers la fin du Würm III, la vallée a subi une nouvelle progression des glaciers, pratiquement équivalente à celle du Würm II, mais aucune obturation glaciaire ne s'est produite.

Dès la fin du Würm II, le Drac s'était enfoncé de nouveau, non sans une interruption lors du Würm III, dans le remblaiement glacio-lacustre et aussi dans le substratum marno-calcaire, formant une entaille verticale impressionnante au niveau du Bec d'Avignonet. Cette vallée actuelle est évidemment épigénique par rapport à celles de Sinard et de Cros. L'enfoncement total ayant été estimé à environ 450 m. Il en résulte que les argiles litées affleurent, aujourd'hui, largement dans le haut des versants de la vallée, parfois sur une grande épaisseur.

Les alluvions des anciens cours, parfois cimentées, apparaissent sous forme d'abrupts plus ou moins érodés en certains points des versants actuels.

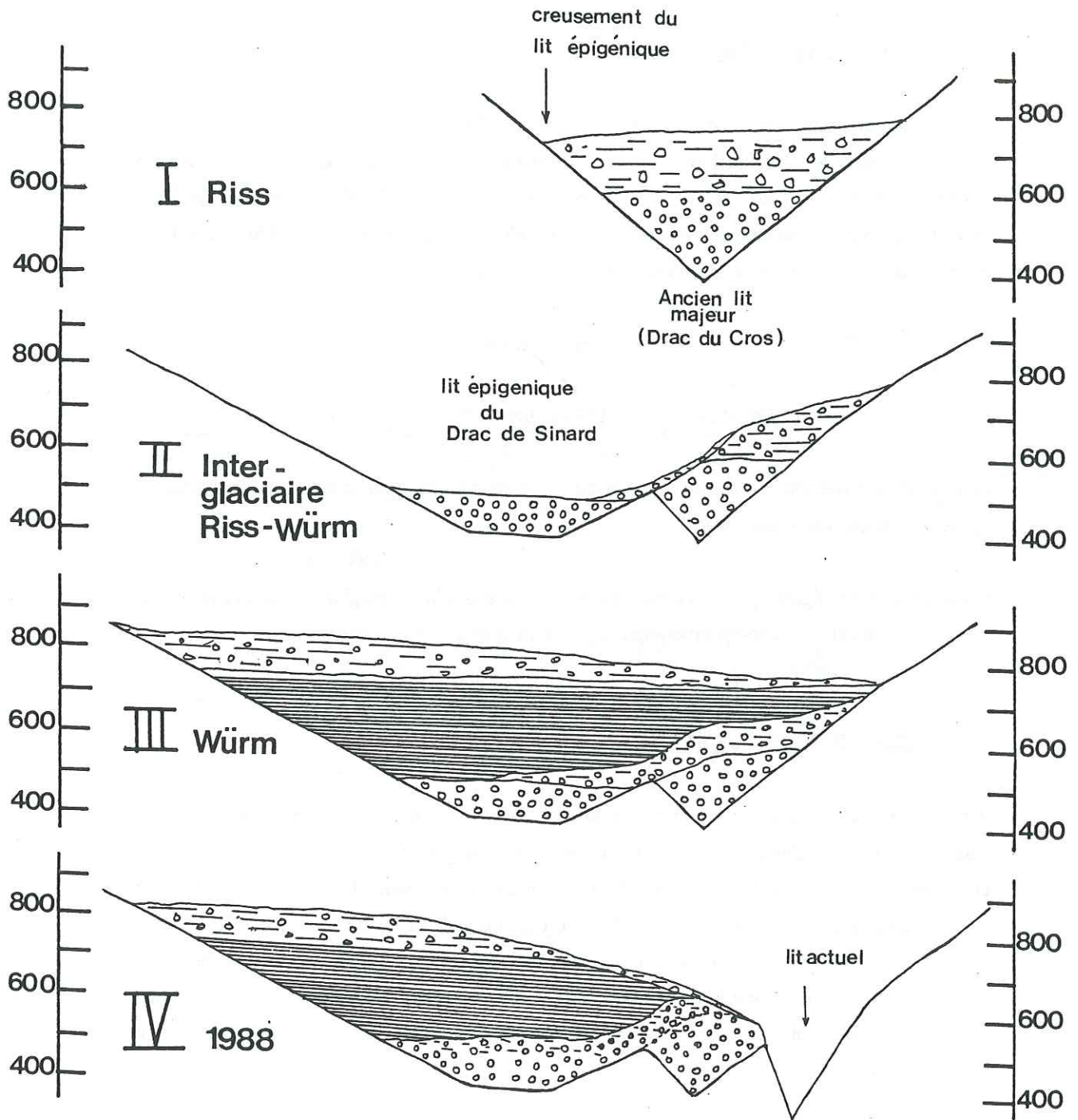


figure 5 bis : Schéma d'interprétation des épigénies successives.

B - Les cours fossiles du Drac

La présence de cours fossiles du Drac est une des particularités remarquables de la vallée mise en évidence lors de la réalisation des divers aménagements hydroélectriques. Dans le secteur considéré, leur creusement, pendant les périodes interglaciaires différentes, a été équivalent, le fond des talwegs se situant quasiment à la même altitude (environ 15 m d'écart). Par contre, leurs remplissages culminent à des niveaux très différents.

Drac du Cros : autour de la cote 610 (pente 0.4 %)

Drac de Sinard : entre 480 et 520 m (pente 0.6 %)

Enfin leur remplissage, identique, est constitué d'une accumulation d'alluvions caillouteuses (galets) et de sables ou sables argileux.

Nous présentons (figure 5) un schéma d'interprétation des différentes phases de creusement et comblement des lits, qui prend en compte également la structure actuelle du versant.

5 - APERCU SISMOLOGIQUE ET SISMOTECTONIQUE

A partir de l'année 1962, la région de Sinard (figure 4) a été affectée par une succession de séismes. Parmi ces derniers, il a été mis en évidence des séismes d'origine naturelle (liés au contexte structural de la région) et des séismes d'origine probablement induite (liés à la mise en eau du barrage de Monteynard). La manifestation la plus importante de cette sismicité naturelle a eu lieu le 25 avril 1962, lors du séisme de Corrençon (M.L. = 5.5 ; I_{max} = 7-8 ; I (à Sinard) = 6). Mais, depuis la mise en eau du barrage (avril 1962), de nombreux séismes se sont produits. Les 3 plus importants (avril 1963, août 1966, novembre 1979) ont été respectivement de magnitude locale (M.L.) : 4.5, 3.9, 4.2.

Ils ont fait l'objet d'une étude détaillée aboutissant à la reconstitution de cartes des isoséistes qui ont permis, d'une part, de révéler l'existence d'intensités assez grandes (1963 : 7 ; 1966 : 5 ; 1979 : 6), d'autre part, de situer les épicentres (figure 6) quasiment sous la vallée actuelle du Drac (au niveau de la retenue du barrage) et à faible profondeur (inférieure à 4 km).

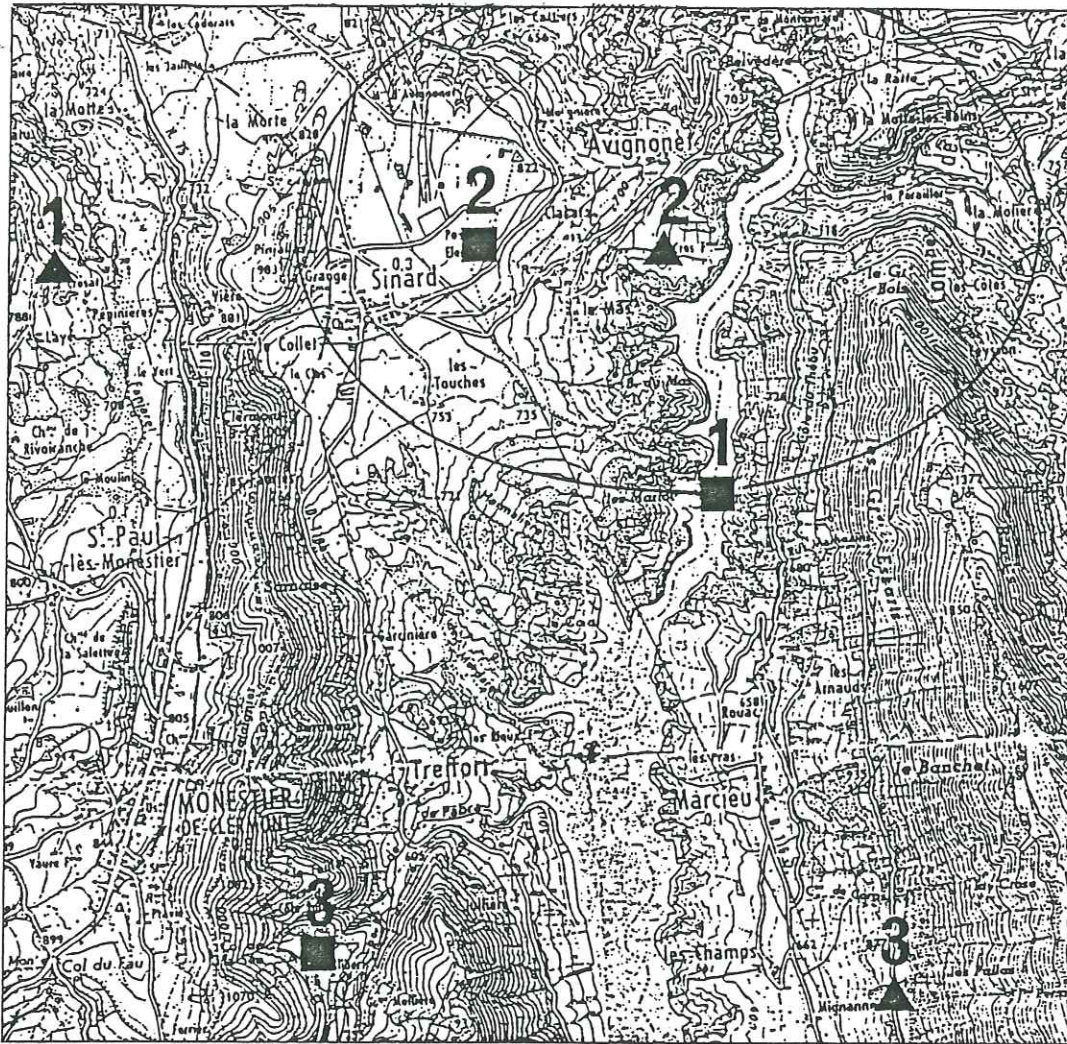


figure 6 : Présentation des principaux séismes survenus depuis 1960 provenant de la région de Sinard

d'après Rothé (1966)
 Frechet (1973)
 Grasso (1980)

- ▲ Epicentre (détermination instrumentale LDG)
- Epicentre macroséismique
- 1 Séisme du 25.04.1963 (ML : 4.5 , I : 6.)
- 2 Séisme du 24.08.1966 (ML : 3.9 , I : 5.)
- 3 Séisme du 22.11.1979 (ML : 4.2 , I : 6.)

- Ellipse d'incertitude sur la localisation des epicentres (LDG) -

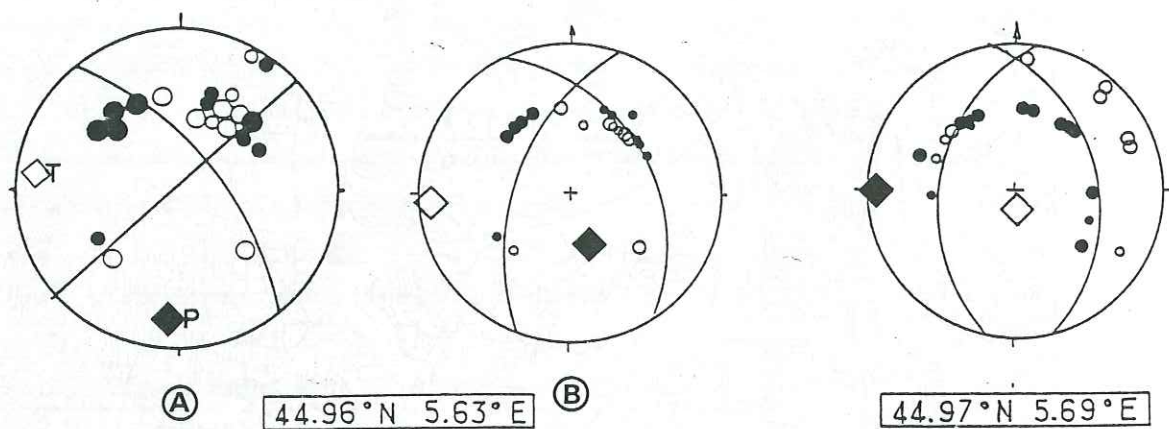


figure 7 : Présentation des mécanismes au foyer des séismes du :

- 25.04.1963 : 2 mécanismes étant possibles

- A : en faille décrochante

- B : en faille normale

- 22.11.1979 : son mécanisme en faille inverse étant assez bien défini.

(d'après Ménard et Fréchet, 1987)

● - stations avec 1 res arrivées selon un mouvement de compression

○ - stations avec 1 res arrivées selon un mouvement de dilatation

◇ - axe d'extension majeure

◆ - axe de compression majeure

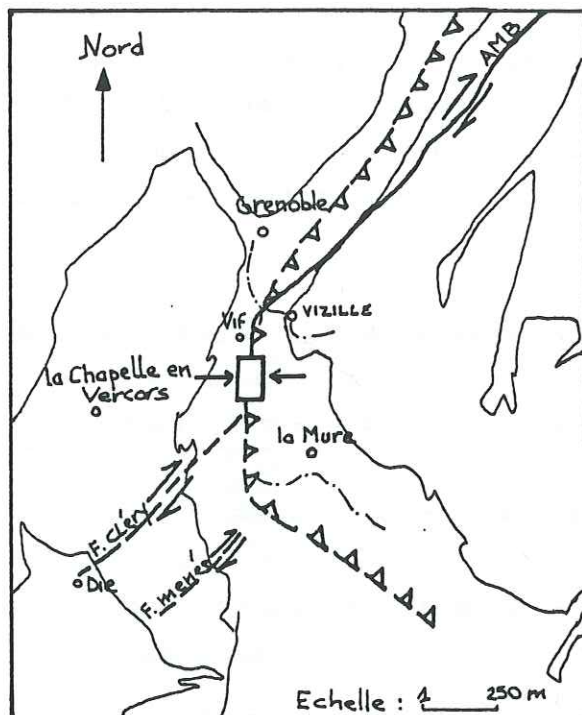


figure 8 : Schéma structural de la région
en considérant l'hypothèse :
faulle inverse + faulle décrochante

(d'après Ménard et Fréchet, 1987)



figure 9 : Schéma montrant l'autre hypothèse :
faulle inverse + faulle normale
déterminant un coin qui subit un
mouvement d'expulsion.

(d'après Ménard et Fréchet, 1987)

Les mécanismes au foyer des séismes de 1963 et 1979 ont été examinés (Fréchet, 1973 ; Ménard et Fréchet, 1987). Ils sont présentés sur la figure 7. L'étude des mécanismes au foyer permet, grâce à l'analyse des sens des premiers mouvements (compression ou dilatation) observés sur les sismogrammes des stations réparties sur la région, de déterminer deux plans perpendiculaires, dont l'un correspond au plan de faille, ainsi que les axes de compression (T) et d'extension (P) majeures. La position de ces plans et des axes P et T détermine le caractère normal, inverse ou décrochant de la faille.

Ainsi, dans le cas du séisme d'avril 1963, il a été déterminé un mécanisme soit en faille normale N-S soit en décrochement (l'axe T est dans les deux cas E-W). Par contre, le séisme de novembre 1979 a pu être interprété, sans ambiguïté, en faille inverse N,S.

Si l'on admet que les séismes induits correspondent au relâchement des contraintes tectoniques naturelles existant dans le massif, on peut tenter de relier cette sismicité au contexte sismotectonique de la région. Il s'agit, en fait, de savoir si les directions de mouvements déduites des mécanismes au foyer sont compatibles avec les sollicitations tectoniques actuelles supposées au niveau des Alpes.

Les auteurs précédents ont, dans ce but, proposé un modèle dans lequel coexistent un chevauchement de l'ensemble des massifs cristallins externes (Belledonne) vers le NW (figure 8) et un déplacement vers le SW du rameau interne de Belledonne et de l'axe Pelvoux-Argentera, ce qui se traduirait par un décrochement dextre de l'accident médian de Belledonne (AMB).

Selon ce schéma, la région de Monteynard se situerait dans une zone de faille de direction pratiquement N-S, prolongeant l'Axe Médian de Belledonne (A.M.B.), et qui jouerait le rôle d'une zone en transpression, dans ce mouvement décrochant. Ce fait pourrait expliquer le caractère sismique de cette zone N-S alors que l'AMB ne l'est pratiquement pas.

Le mécanisme en faille inverse traduirait, alors, le chevauchement vers l'W (combinaison des deux mouvements précédemment cités) du massif de Belledonne (figure 9). L'autre mécanisme correspondrait soit à un décrochement dextre sur une faille prolongeant celle de la Cléry, en considérant que cette dernière se prolonge dans le socle (Arnaud, 1966), soit à une faille normale limitant un coin expulsé dans le mouvement de décrochement.

6 - MANIFESTATIONS D'INSTABILITE

Pour connaître en détail l'évolution de tous les indices de mouvement observés au cours des dernières années sur ce versant, le lecteur est invité à consulter le rapport du Plan d'exposition aux Risques établi en 1986 par le service R.T.M. de l'Isère. Dans le présent travail, nous ne donnerons que les principaux événements.



Photo illustrant une habitation de la partie basse du lotissement fortement affectée par les mouvements.

Le versant étudié est, en effet, affecté par des glissements depuis très longtemps. Une habitante du Mas a, par exemple, retrouvé, dans des archives, un article de journal relatant la disparition du village d'Avignonet, vers le milieu du XIXe siècle, emporté par un glissement de terrain, dans le fond de la vallée.

On peut aussi observer, sur de vieilles photos aériennes (1947), non seulement la présence d'indices actifs de mouvement, au niveau de la combe d'Harmalière, mais des traces d'anciens glissements généralisés, dessinant de grands arcs de cercles comme celui qui apparaît vers la cote 820, englobant la combe du Mas (largeur de la niche : environ 1,8 km). La présence de ces grands glissements semble être un trait marquant sur une partie du tracé du Drac. L'origine de tous ces phénomènes est l'enfoncement du Drac actuel dans les formations argileuses et alluvionnaires du versant. Le creusement a accentué le phénomène de décompression des terrains lié au retrait des glaciers ; celle-ci n'affecte en réalité qu'une certaine tranche de terrain, le plus souvent d'épaisseur assez faible au regard de l'épaisseur des dépôts (pour la très grande majorité des glissements déjà analysés, l'épaisseur est inférieure à 40 m).

Le versant étudié, relativement jeune, n'a pas encore atteint son équilibre par régularisation naturelle. Celui-ci ne sera acquis qu'après développement d'une pente nettement plus faible, ce qui peut aussi expliquer le nombre de grands glissements affectant ce type de versant.

Des glissements plus récents ont été recensés. En 1963 notamment, deux glissements se seraient produits (rapport P.E.R.), consécutivement au séisme du 25 avril 1963, dans la combe voisine de Mitraire, située plus au Nord.

Enfin, récemment, en 1976, peu de temps après la construction du lotissement du Mas, des indices d'instabilité encore faibles, sont apparus au niveau de ce dernier. Ils n'ont vraiment été considérés comme inquiétants que vers 1981, consécutivement à une accélération des mouvements ayant entraîné une fissuration de certaines constructions. Au regard de la rupture brutale du vaste glissement de la combe d'Harmalière qui s'était produit durant cette même année, et des nombreux indices d'instabilité observés sur l'ensemble du versant, M. Desvarreux (A.D.G.R.T.) avait alors émis l'hypothèse d'une surface de glissement profonde pouvant affecter l'ensemble de la combe du Mas.

Ceci a finalement conduit la commune à réclamer une étude détaillée, programmée sur plusieurs années, afin d'évaluer les conditions de stabilité de la zone du lotissement et plus globalement de toute la combe du Mas.

Chapitre 2 - Reconnaissances et mesures

Ainsi qu'on vient de le voir, les études ont été entreprises à la suite de la réactivation de mouvements, survenus au lotissement du Mas, et qui avaient rapidement abouti à la dislocation d'un pavillon nouvellement construit, dans la partie basse du lotissement, et à la fissuration des murs porteurs d'une autre habitation.

La conception des ces études s'est conformée à la méthodologie, définie par le modèle général représenté par la figure 10. Par rapport à celui-ci, qui évoque le cas théorique d'opérations menées logiquement, de bout en bout, une certaine adaptation s'est révélée nécessaire, d'une part pour tenir compte des conditions et difficultés, tant techniques que financières, rencontrées au cours du déroulement des reconnaissances, et d'autre part, du fait que des mesures d'urgence relatives au confortement devaient être prises dès le début des opérations. Aussi, la pose de cellules de pressions interstitielles n'a pu être réalisée, et la phase de définition d'un confortement incomplète n'a comportée qu'une étude de drainage.

La première phase de reconnaissances, commandée par le service R.T.M. à l'A.D.G.R.T. a permis, à partir des seules études de surface, de la constatation des désordres et d'essais in situ, d'orienter les phases et opérations suivantes ainsi que de mettre en place les premiers drainages.

Par la suite, ce travail initial a été continué par le service R.T.M. en collaboration avec l'I.R.I.G.M. Une phase très importante de reconnaissance par sondages et suivi des déplacements, a été mise en oeuvre. Les divers sondages mécaniques en ont constitué le support fondamental, tant pour l'identification des matériaux en présence, la détermination des profondeurs et l'organisation des formations lithologiques concernées que pour la pose des tubes destinés au suivi du glissement.

Nous allons donc décrire comment a été défini le contexte géologique et géotechnique du secteur du Mas d'Avignonet, puis l'ensemble des dispositifs de mesure mis en place et enfin l'analyse des résultats du suivi.

1 - APPROCHE DU CONTEXTE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DU MAS

1.1 - Travaux de reconnaissance

Les sondages ont été réalisés à l'aide d'une MOBIL DRILL B31L sur camion 4 X 4.

Les sondages, au nombre de 14 (figure 18), de profondeur comprise entre 5 et 90 m comportent des sondages carottés et des sondages destructifs accompagnés, pour certains d'enregistrement de diagraphies instantanées de forage en continu ; ces dernières comprenant les paramètres suivants :

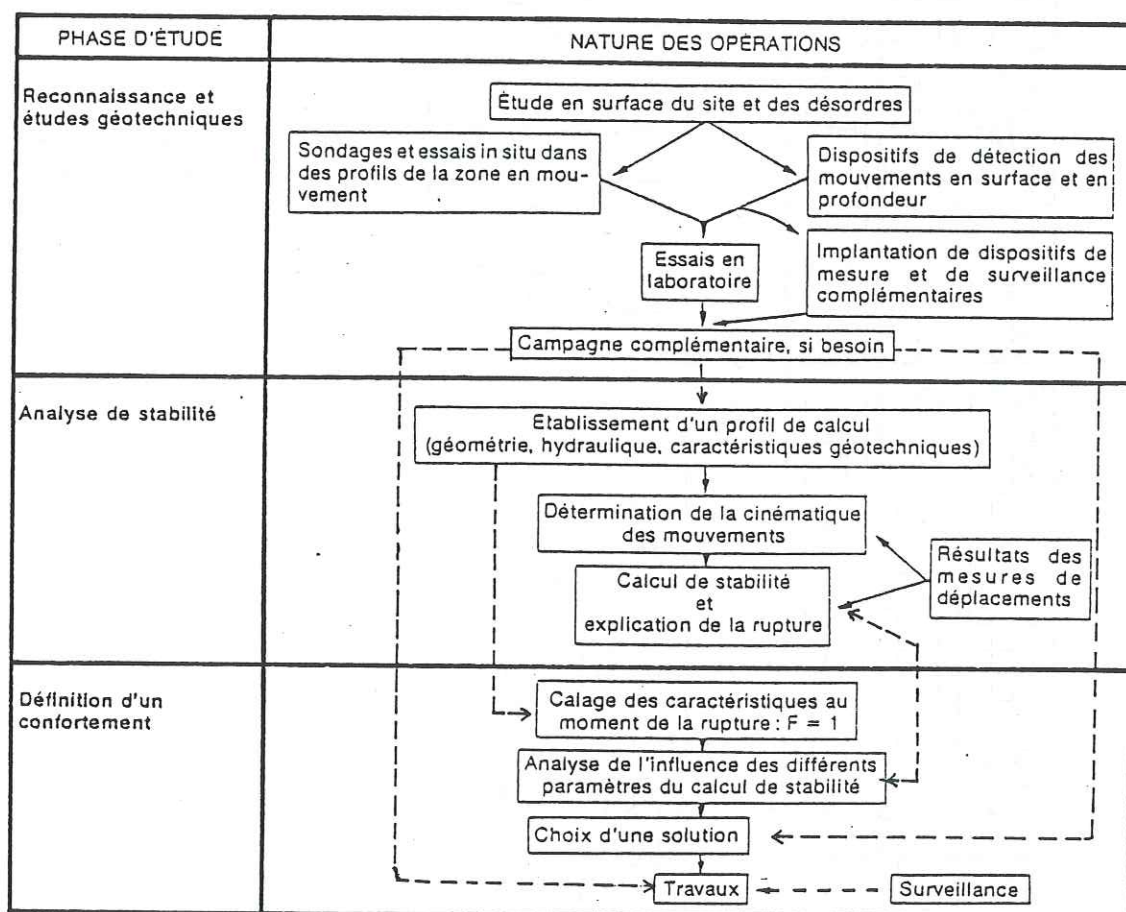


figure 10 - Méthodologie adoptée pour l'étude présente

Cartier : E.N.P.C. 1985 (modifié)

En tiretés, modifications apportées dans le cas particulier du Mas.

- vitesse d'avancement (avec 2 gammes : 50 m/h (Va 50) et 1000 m/h (Va1000)).
- poussée de l'outil : PO (bars)
- pression d'injection : Pi (bars)

Ces paramètres sont mesurés à l'aide de capteurs de déplacement ou de pression placés sur la sondeuse.

Le premier paramètre renseigne sur la vitesse de pénétration de l'outil de perforation dans le sol ou la roche, mesurée sur une plage soit (0 - 50 m/h) soit (0 - 1000 m/h) selon la dureté du matériau rencontré, le second paramètre - pression de l'outil - correspond à la mesure de la pression du circuit hydraulique de poussée de l'outil, laquelle est proportionnelle à la dureté des matériaux. Enfin, la pression d'injection est la mesure de la pression du fluide de perforation (air, eau ou boue). Elle permet d'apprécier la plus ou moins grande perméabilité du milieu foré, c'est-à-dire la présence éventuelle d'argile ou de fissures.

Ces mesures graphiques ou numériques procurent un repérage de certains niveaux mais elles ne sont qu'indicatives. En aucun cas, on ne peut considérer qu'elles fournissent des valeurs certaines des caractéristiques mécaniques du milieu.

En raison de leur grand nombre, nous ne représentons ici qu'un seul exemple d'enregistrement (figure 11). Les autres restent disponibles à l'I.R.I.G.M. où on pourra les consulter.

1.2 Description des matériaux

1 - Moraines : elles sont essentiellement formées d'argiles fines et homogènes, de couleur jaune-ocre à grise, parsemées d'éléments de dimension notable. On y trouve toutes les roches du bassin versant (cristallin, calcaire), soit sous forme de galets, soit sous forme de blocs anguleux de dimension variant entre 1 et 50 centimètres. Elles constituent une formation superficielle peu épaisse (1 à 6 mètres).

2 - Argiles remaniées : cette formation, révélée uniquement par les sondages, est constituée par un mélange d'argiles sableuses gris noir-gris bleu, contenant de nombreux blocs ou galets centimétriques, de matériaux à faciès typiquement morainique et de masses d'argiles litées. Ces dernières, remaniées ou non, sont de couleur beige-ocre (identique à celle des moraines) à gris-noir. Ce mélange, très peu compact à compact, provient probablement d'anciennes coulées relativement superficielles, ayant affecté les niveaux supérieurs d'argiles litées et les placages morainiques qu'ils portaient. Ces coulées ont été suffisamment importantes pour engendrer des accumulations de matériaux d'une épaisseur variant entre 8 et 15 m.

3 - Argiles litées : cette formation est caractérisée par une alternance de lits silteux (sables fins gris clair) et d'argiles gris-noir. Elle est largement développée dans toute la région du Trièves, sur de grandes épaisseurs (200 à 250 mètres au maximum sous le plateau de Sinard). Elle a fait l'objet de recherches depuis plusieurs années, suite à une série de vastes glissements (Antoine et al., 1981 ; Giraud et al., 1983).

Le faciès de ces argiles varie tant verticalement qu'horizontalement. Si certains auteurs (Monjuvent, 1971) ont observé, au centre du lac, que la série alternante de lits silteux, de sables et d'argiles devient silteuse et argileuse, puis, au sommet, uniquement argileuse, nous avons constaté, en bordure de ce lac, une série presque inverse : les argiles litées supérieures, compactes, composées de lits silteux d'épaisseur décimétrique à métrique, passent à des niveaux plus compacts, plus argileux, constitués d'une alternance de lits silteux et argileux de taille millimétrique. Cette formation renferme des passages plus plastiques, plus ou moins riches en galets de dimension moyenne (5 à 10 cm), provenant peut-être de coulées survenant lors de son dépôt.

En surface, ces argiles se caractérisent, en période pluvieuse, par un comportement fluide très remarquable. Elles s'écoulent, ainsi, sur une épaisseur de 10 à 30 cm, entraînant la végétation (herbe et arbustes) dans les combes assez inclinées découpant le versant.

Le pendage des lits a été relevé, sur des carottes de sols (sondage T1), sur des niveaux exempts de remaniement. Les angles mesurés, entre 5 et 45° par rapport à l'horizontale, compte tenu de l'inclinaison du sondage +/- 5°, mettent en évidence un mode de dépôt assez irrégulier, correspondant probablement à des dépôts de pentes (de bordure de lac). Il est apparu plusieurs passages remaniés, caractérisés par la présence de surfaces lustrées, déformées, témoins de précédents glissements soit syndé debates (slumpings), soit plus récents.

4 - Argiles à galets et alluvions : ce sont des matériaux de remplissage des lits fossiles du Drac, qui apparaissent jusqu'à la cote 610 pour l'ancien cours du Drac du Cros et jusqu'à une cote moyenne de 510 pour le Drac de Sinard.

Les alluvions sont constituées par une accumulation plus ou moins homogène de galets représentant les roches du versant (gneiss et amphibolites du Pelvoux, calcaires variés, spilites) et de lentilles de sables ou de limons correspondant aux périodes d'étiage lors de la mise en place.

Ces alluvions ont subi une cimentation par des circulations d'eau calcaire dans leur masse, ce qui explique le fait qu'elles puissent affleurer en falaise. Elles sont surmontées par des niveaux sableux ou gréseux d'une faible épaisseur (10 à 30 cm), terminés par des argiles à galets qui assurent la transition avec les argiles litées. Certains de ces galets sont identiques à ceux des alluvions, noyés dans une matrice argilo-limoneuse grise, gris-noir. Elles affleurent, sur plusieurs mètres d'épaisseur, dans le ravin de Roche Close. Elles ont servi de niveau d'ancrage aux tubes inclinomètres, en raison de leur grande compacité.

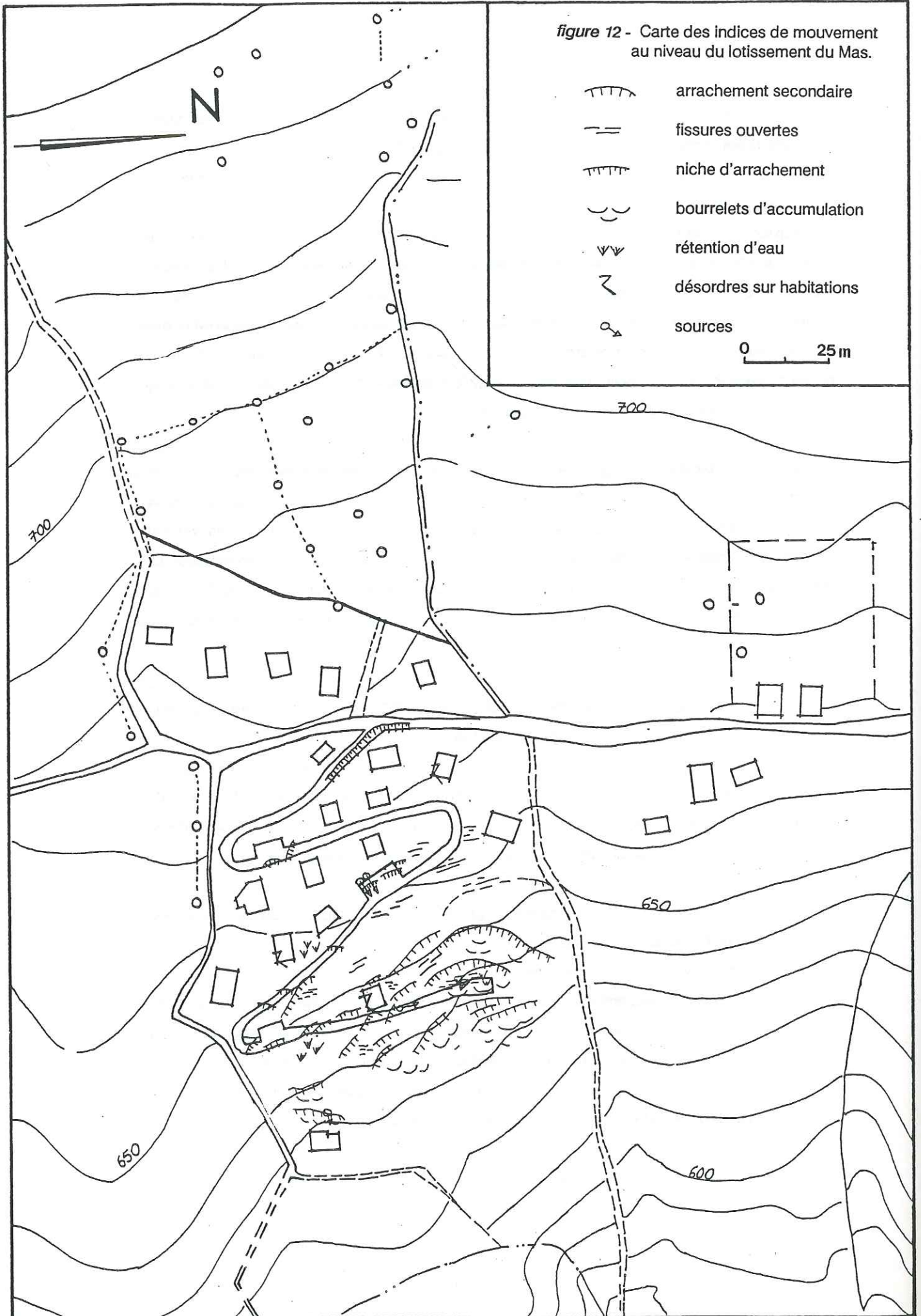
5 - Substratum calcaréo-marneux : le substratum liasique est constitué, principalement, par un assemblage de formations marneuses ou schisteuses et par des calcaires plus ou moins argileux. Ces différences de dureté se lisent bien dans le paysage (calcaires relativement compacts affleurant en corniche et formations plus argileuses dessinant des pentes douces). La stratification du Lias, souvent moins visible que la schistosité et les cassures, est Nord-Sud avec un plongement de 45° vers l'Ouest. Cette série forme les assises du barrage de Monteynard.

1.3 - Commentaires de la carte géologique associée aux indices de mouvement de la combe du Mas

Les reconnaissances réalisées sur ce site (carte Annexe F) nous ont permis de situer les différentes formations géologiques décrites précédemment et de mettre en évidence certains points singuliers propres à la compréhension des manifestations d'instabilité :

- le toit des alluvions (et argiles à galets), bien visible dans les différents talwegs, se situe de façon uniforme au voisinage des cotes 610 à 630.
- Existence d'une niche d'arrachement ancienne attestée par un escarpement situé, dans sa partie sommitale, entre les cotes 740 et 810. Cette cicatrice morphologique constitue la limite entre le plateau de Sinard (sans indice de mouvement) et la combe présentant de nombreuses formes d'instabilité (ondulations, fissures plus ou moins ouvertes, talus, etc...). Celles-ci sont particulièrement actives en-dessous de la route d'accès au lotissement, là où la pente devient plus forte (figure 12).

figure 12 - Carte des indices de mouvement
au niveau du lotissement du Mas.



1.4 - Données géométriques relatives à la structure du versant

Il est apparu indispensable de reconstituer avec précision la structure géologique globale du versant, non seulement pour mettre en évidence des indices supplémentaires nécessaires pour comprendre le développement des surfaces de glissement qui s'y rencontrent, mais aussi, pour dresser les coupes géologiques sur lesquelles va être développée l'approche sismologique, abordée dans la quatrième partie de ce mémoire.

A - Structure du versant

Les principaux éléments constituant la structure géologique du versant avaient été bien identifiés lors des travaux de reconnaissance du barrage de Monteynard, vers les années 1950. Par contre, les données concernant l'organisation et les épaisseurs des formations superficielles n'avaient pas été complètement rassemblées, ces informations n'étant pas fondamentales pour le problème hydraulique considéré. Aussi, les études ultérieures ont-elles tenté de les acquérir.

Une reconstitution globale a donc été réalisée à partir :

- d'une synthèse des données, établies par l'E.D.F. et aimablement communiquées par cet organisme, issues des campagnes de reconnaissance du site du Barrage de Monteynard, préalables à sa construction (fin des années 50). Cette synthèse, sous la forme d'une carte des isobathes du toit du fond rocheux (figure 14) a été élaborée en tenant compte :
 - de campagnes de sismique réfraction (figure 13),
 - de sondages mécaniques et à la pelle,
 - de galeries de reconnaissance,
 - de relevés géologiques précis sur le versant ;
- de l'interprétation des différents sondages réalisés dans le cadre du suivi du glissement de terrain du lotissement du Mas ;
- du mémoire de Monjuvent (1971) concernant la stratigraphie et la morphologie du Quaternaire du bassin du Drac ;
- des observations géologiques récentes de terrain.

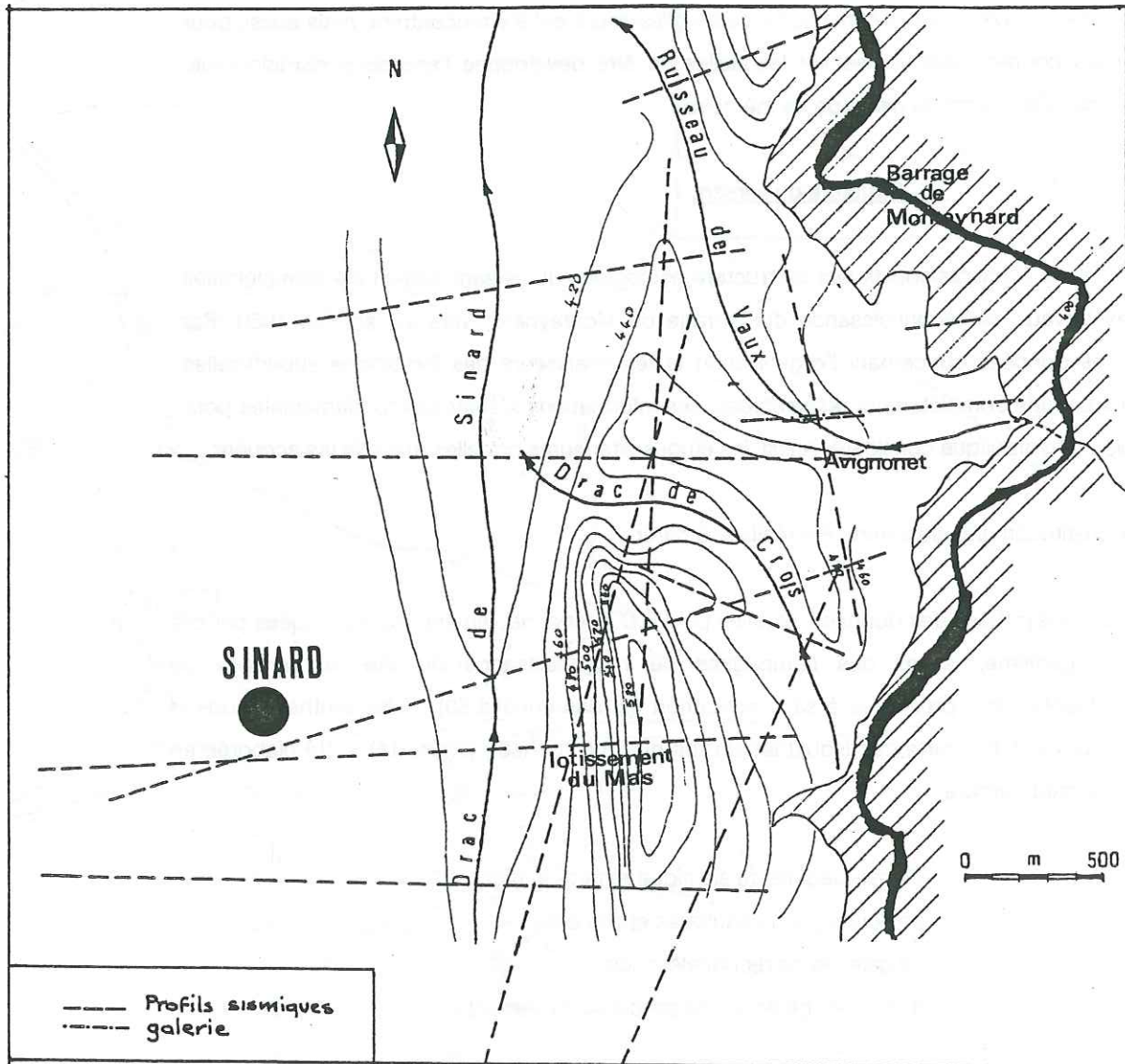


figure 13 - Anciens cours du Drac sous le plateau de Sinard d'après les données géophysiques

(documents inédits E.D.F. (1955 - 1960)
et Monjuvent (1971))

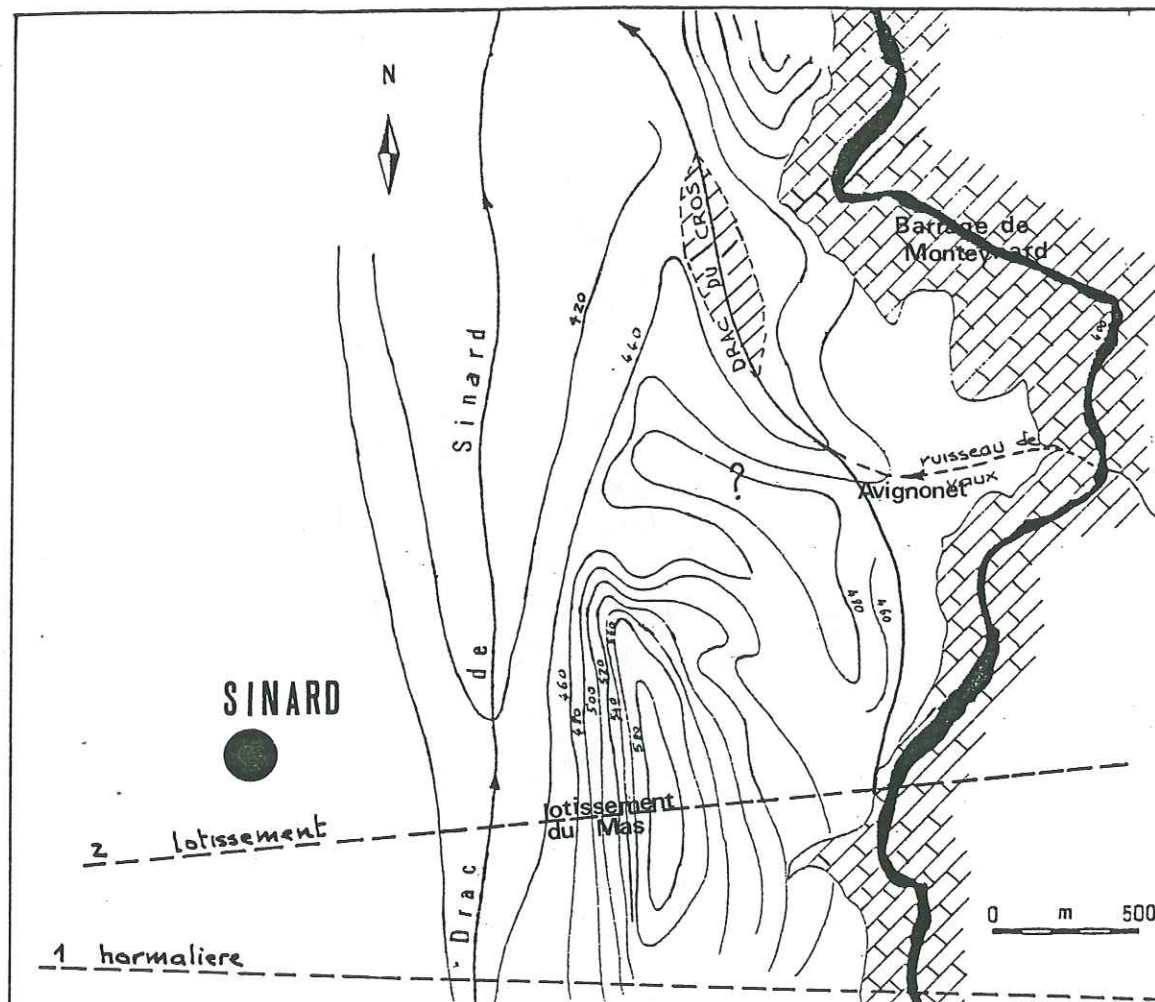



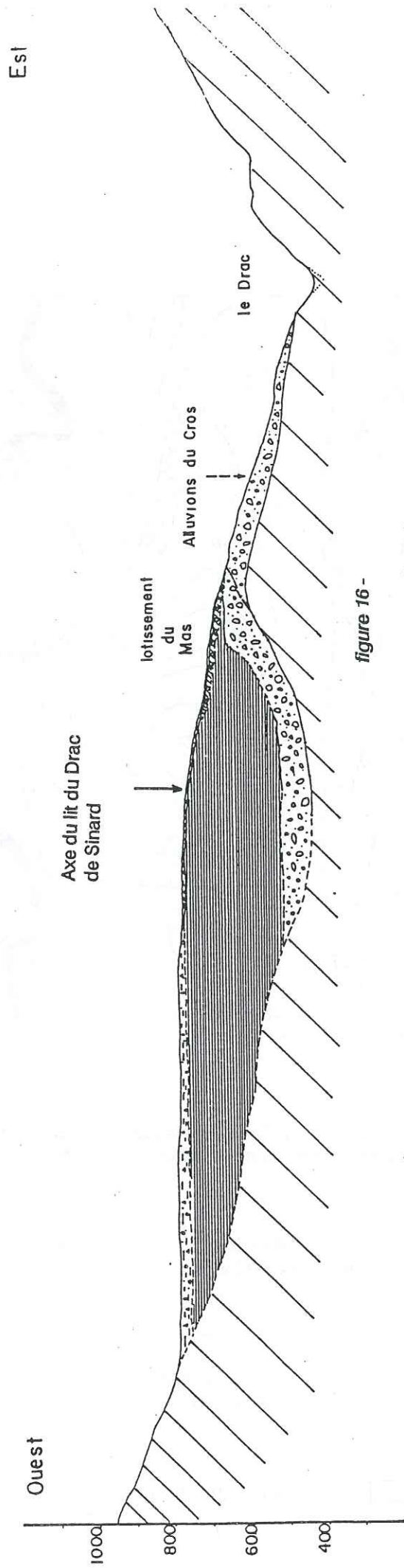


figure 14 — Anciens cours du Drac sous le plateau de Sinard d'après une synthèse des données géologiques et géophysiques

(documents inédits E.D.F. (1955 - 1960)
et Monjuvent (1971))






- | | |
|---|---|
| — | profil étudié |
|  | zone d'incertitude du tracé du Drac du Cros |
|  | substratum |
|  | terrains quaternaires |



Coupe Géologique

LE MAS

(cf. fig.14 , coupe 2)

-  moraines argileuses
-  argiles remaniées à galets
-  argiles litées
-  alluvions
-  substratum calcaire indifférencié

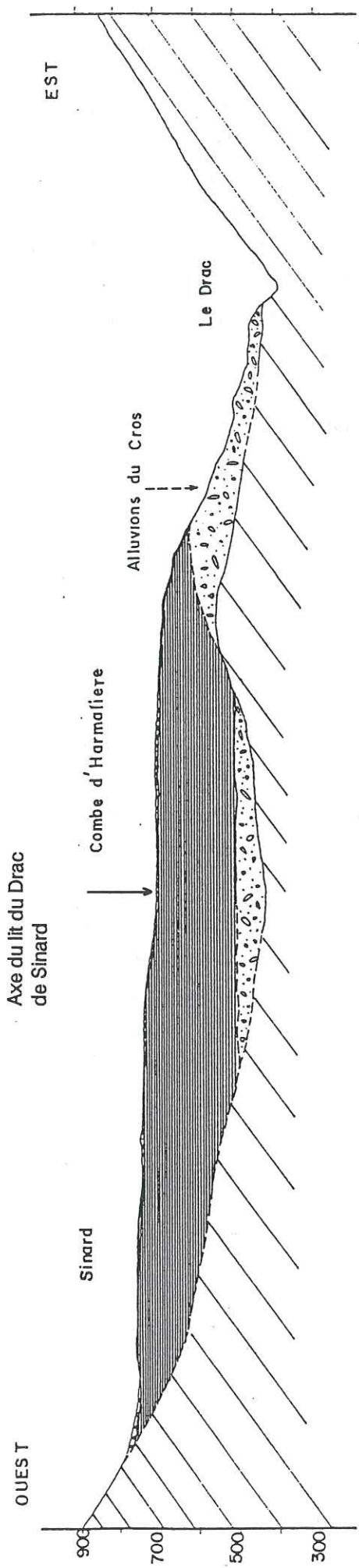


figure 15 -

Coupe Géologique
HARMALIERE

(cf fig14, coupe1)



- Eboulis
- Moraines argileuses
- Argiles litées
- Alluvions de Sinard et du Cros
- Substratum calcaire indifférencié

La structure géologique, ainsi mise en évidence (figures 15 et 16), est marquée par la présence d'anciens lits du Drac (lits épigéniques) appelés Drac de Sinard et Drac du Cros, creusés dans le substratum liasique. Ils sont comblés par un remplissage d'alluvions relativement peu épais (inférieur à 40 m), terminé par un niveau de transition d'argiles à galets, dont nous n'avons pas pu apprécier l'épaisseur. Ces dernières sont recouvertes par un épais dépôt d'argiles litées (environ 200 à 250 m), surmontées par une couche d'argiles remaniées au niveau du lotissement, toutes ces formations étant, en grande partie, dissimulées par un placage superficiel de moraines.

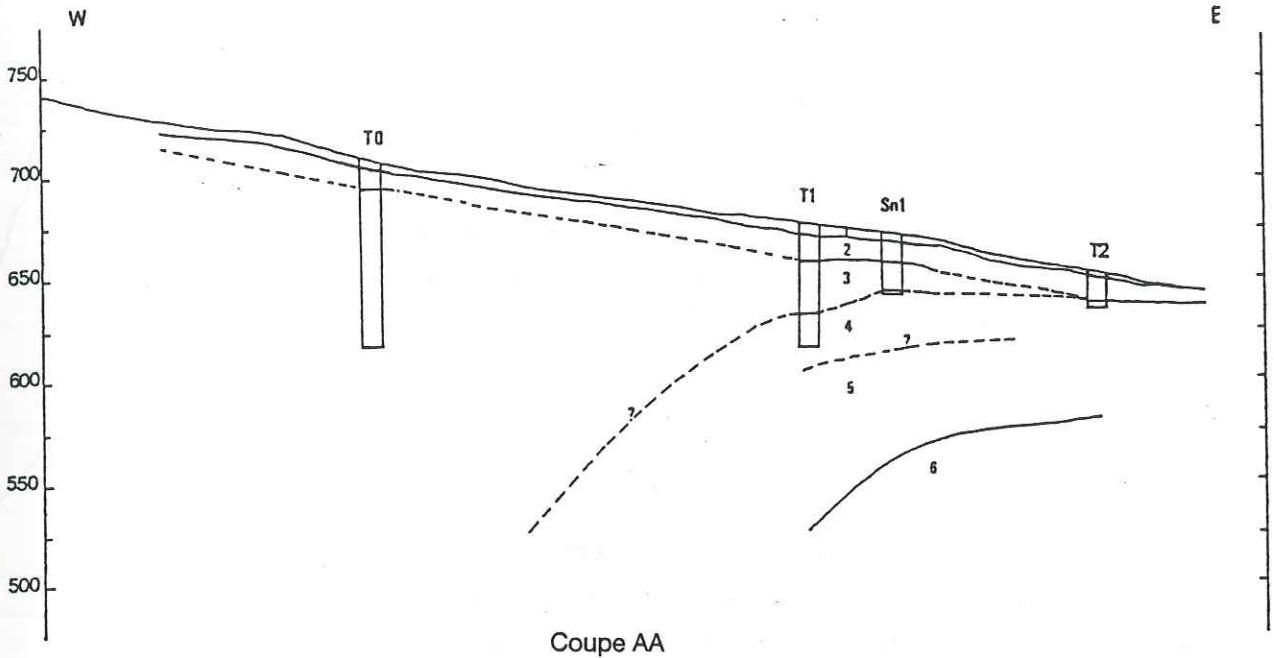
Les coupes présentées sont, en fait, des coupes synthétiques. Nous avons, par exemple, regroupé, en un même ensemble, les deux horizons d'alluvions et d'argiles à galets, trop peu contrastés sur le plan mécanique pour être bien différenciés par la sismique.

Il est évident que l'ensemble de ces informations n'a pu donner qu'une image approchée de l'agencement des différentes formations présentes. En effet, il subsiste encore une certaine indétermination sur les tracés des lits épigéniques, principalement, en raison de la faiblesse relative des moyens d'enregistrement et des méthodes de dépouillement des mesures de sismique-réfraction utilisés voici 30 ans. Néanmoins, l'incertitude sur la profondeur du substratum avait été évaluée à 20 m environ.

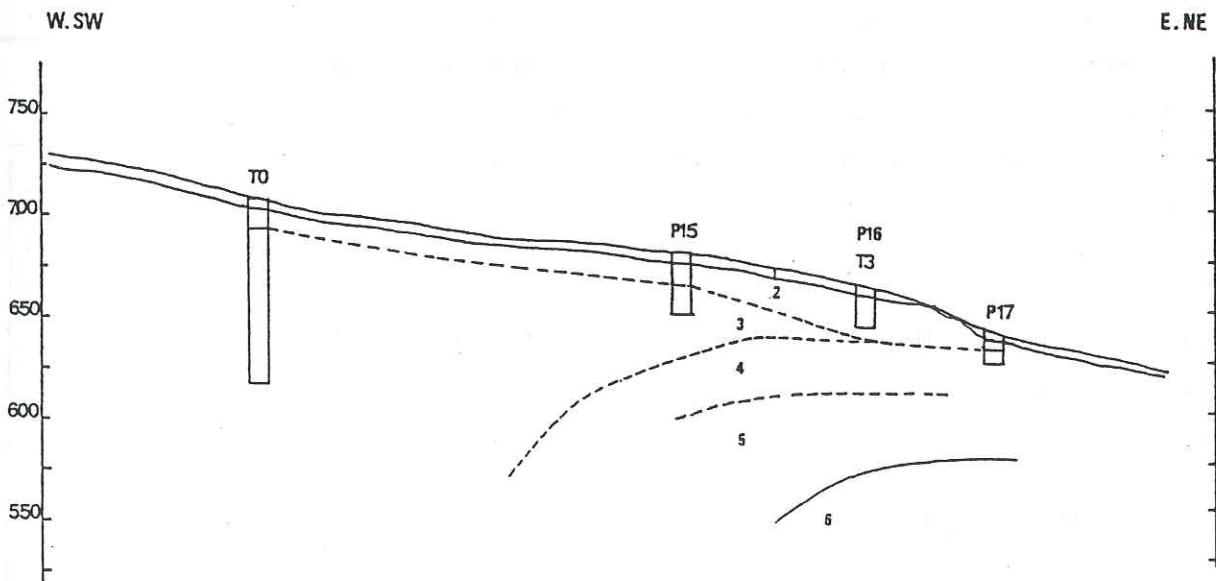
Nous avons situé les coupes dans des zones où, à priori, la détermination du fond rocheux a été la meilleure. Nous avons, cependant, extrapolé les courbes de niveau afin de pouvoir étudier un profil en travers de la Combe d'Harmalière.

Ne disposant pas de données pour définir la partie ouest des profils, nous avons supposé que la vallée du Drac de Sinard était régulière, avec des versants symétriques. Enfin, le contact entre les alluvions du Drac du Cros et du Drac de Sinard a été interprété : en effet, nous avons supposé qu'au regard des alluvions qui affleurent en falaise en bordure de la retenue actuelle, le contact entre les 2 anciens lits pouvait aussi se présenter sous forme d'abrupts, plus ou moins érodés lors de la phase assez longue de creusement du 2ème lit (Drac de Sinard), en fait, nous avons dû le modifier légèrement pour tenir compte des contraintes inhérentes à un programme de calcul, développé dans la quatrième partie de ce mémoire, qui implique des pentes inférieures à 45°.

En conclusion, on pourra considérer ces modèles, malgré leurs imperfections, comme assez représentatifs de la structure en place.



Coupe AA



Coupe BB

- 1 moraines
- 2 argiles remaniées à blocs
- 3 argiles litées
- 4 argiles à galets
- 5 alluvions
- 6 substratum rocheux

figure 17 - Coupes synthétiques du lotissement du Mas suivant AA et BB

éch. : 0 25 m

B - Coupes du lotissement

Les sondages réalisés étaient destinés, en fait, à identifier les formations concernées par les mouvements de terrains, à déterminer leurs épaisseurs respectives, et leur agencement. Les résultats de ces sondages apparaissent sur les deux coupes suivantes (figure 17), repérées sur le plan d'ensemble (figure 18).

Ces sondages ont permis de mettre en évidence trois particularités :

- une remontée du toit des argiles à galets analogue à celle du substratum calcaire sous-jacent. Cette formation a semblé suffisamment compacte pour considérer cette remontée comme un trait morphologique très important à prendre en compte pour définir la géométrie des surfaces de glissement ;
- l'existence d'un horizon d'argiles remaniées, qui n'avait pas pu être mis en évidence lors des relevés géologiques de surface. Il a été décelé une surépaisseur relative, au centre du lotissement, comme on peut l'observer sur la coupe BB par comparaison avec la coupe AA. Cette forte accumulation, coïncidant avec la présence d'une pente topographique assez forte, contribue sans doute à rendre la zone particulièrement sensible à des processus de réactivation (par exemple, variation défavorable des conditions aux limites due à une modification des écoulements) ;
- la terminaison des argiles litées entre SN1 et T2, qui peut se présenter soit selon un talus relativement penté, soit selon un simple biseau faiblement penté.

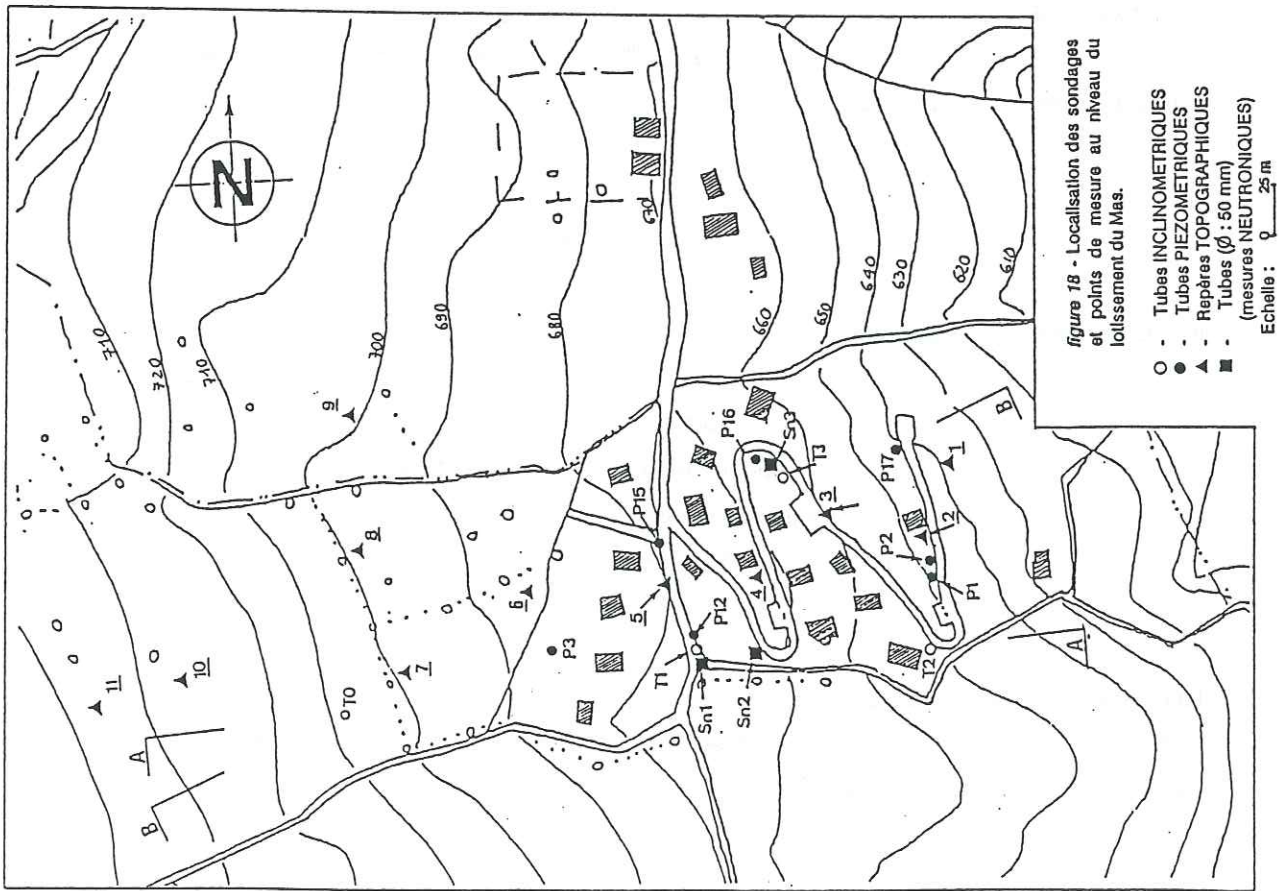
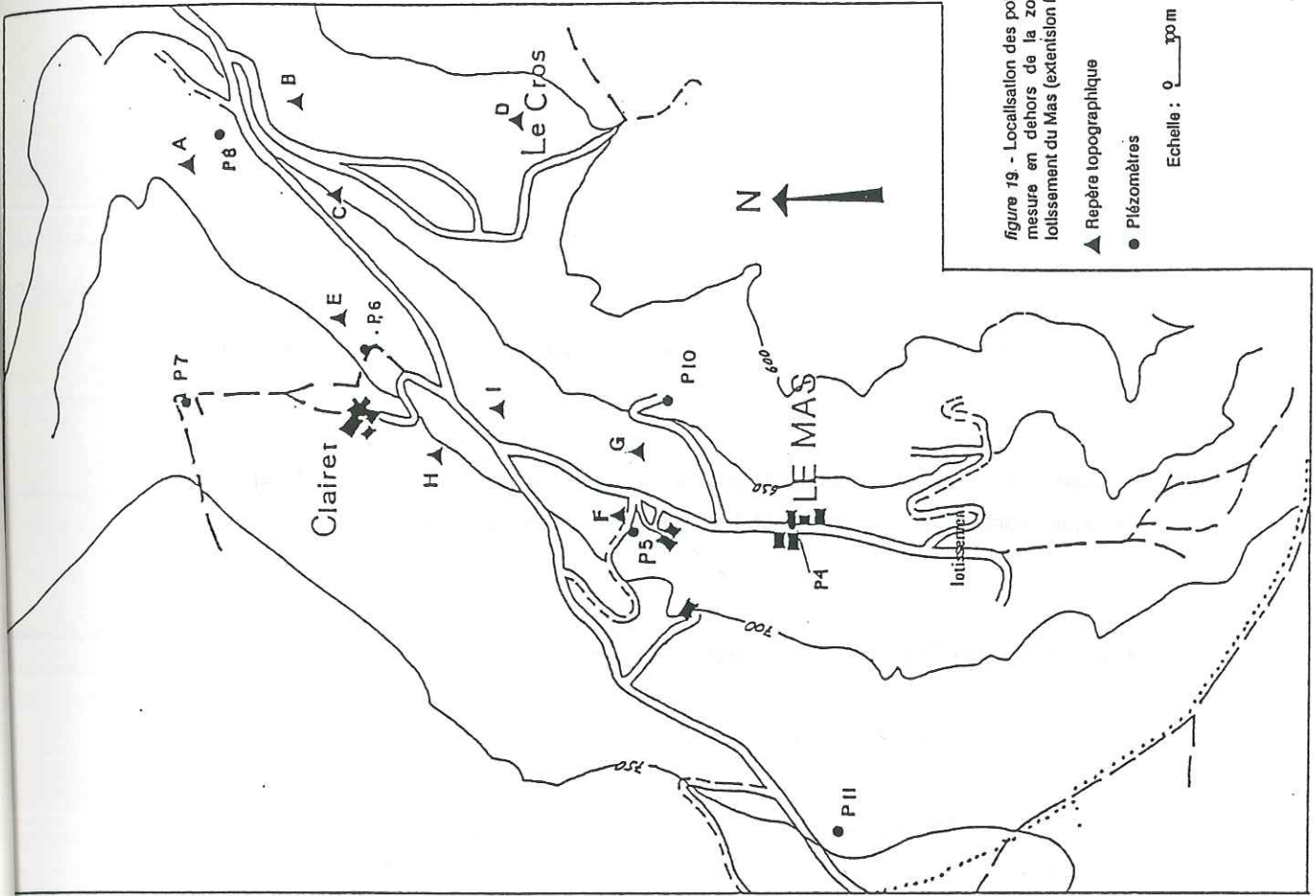
2 - MESURES IN SITU

2.1 - Dispositif de détection des mouvements en surface et en profondeur

2.1.1. - Choix des dispositifs de mesure

Ce choix a été guidé par la nécessité :

- de lever l'incertitude sur l'existence ou non d'une surface de discontinuité globale et profonde, affectant l'ensemble de la combe ;



- de pouvoir mettre en évidence une ou plusieurs surfaces de discontinuité au niveau du lotissement, permettant d'expliquer les manifestations d'instabilité et surtout d'estimer la méthodologie de confortement ;
- d'être en mesure d'apprécier la stabilité de la couverture morainique sur l'ensemble du versant ;
- d'apporter des informations supplémentaires sur les conditions hydrologiques du versant, puisque le drainage reste, en tout état de cause, un moyen éprouvé.

Le suivi du glissement du lotissement a été réalisé à partir de :

- mesures piézométriques,
- mesures inclinométriques,
- mesures topographiques,
- mesures de la teneur en eau par une sonde à neutrons.

Le service R.T.M. a assuré le suivi des mesures topographiques. Les mesures de teneurs en eau ont été confiées à un bureau d'études (Alpes Essais). Enfin, l'I.R.I.G.M. a été chargé des deux autres mesures (inclinométriques et piézométriques).

2.1.2 - Localisation des points de mesure

Il a été mis en place globalement :

- 14 piézomètres (dont 11 sur le lotissement),
- 20 repères topographiques (dont 11 sur le lotissement),
- 4 tubes inclinométriques,
- 3 tubages aluminium (mesure de la teneur en eau).

La localisation de tous ces points est donnée par les figures 18 et 19. Les dispositifs ont été mis en place lors de plusieurs campagnes de reconnaissance, en fonction des résultats du suivi des mesures, ce dernier ayant débuté au mois d'août 1985.

2.2 - Mise en oeuvre des diverses méthodes de mesures

2.2.1 - Mesures piézométriques

Nous avons mis en place deux groupes de piézomètres :

- une partie a été disséminée sur l'ensemble du versant. Ces piézomètres atteignent une faible profondeur (inférieure à 5 m), correspondant à l'épaisseur de la moraine ;
- l'autre partie a été concentrée dans la partie sensible aux glissements du lotissement du Mas. Les piézomètres ont été poussés jusqu'à des profondeurs assez grandes (P15 : 30 m) de manière à pouvoir déceler la présence éventuelle de plusieurs nappes au sein des matériaux étudiés et à pouvoir corrélérer les mesures de variation des niveaux piézométriques avec les mesures de déplacement et de pluviométrie.

Les piézomètres du lotissement ont été posés à l'aval d'une tranchée drainante mise en oeuvre en 1985. Leur suivi devait permettre aussi de contrôler l'efficacité de la tranchée drainante par comparaison avec les piézomètres (P3, P11) situés en amont de cette tranchée.

Les caractéristiques des piézomètres sont présentées dans la figure 20.

A - Résultats du suivi

Ce suivi a été mensuel. La comparaison entre relevés pluviométriques et piézomètres est illustrée par les figures 21 et 22.

Au premier examen, on peut conclure à une évolution d'ensemble relativement comparable avec des pointes en janvier et avril-mai 1986 et janvier 1987, toutefois une analyse plus détaillée nous conduit à une série de remarques :

- les niveaux piézométriques P1, P2, P10, P16, P17, situés en aval de la tranchée drainante du lotissement ont moins varié que les autres. La tranchée joue donc un rôle efficace en écrêtant une partie de l'écoulement souterrain ;
- le piézomètre P15, qui atteint 30 m en pleine zone de glissement, est resté stable autour de la profondeur de 8 m. Cette faible variation provient peut-être d'un mauvais fonctionnement de celui-ci ;

N° du TUBE	PROFONDEUR	L. CREPINAGE	OBSERVATION
P1	4,8	1,5	
P2	11,50	6,0	
P3	4,5	1,5	
P4	5,5	3,5	
P5	4,6	2,0	
P6	4,5	2,0	
P7	5,50	2,0	
P8	5,50	2,5	
P10	7,00		PUITS
P11	6,00	3,0	
P12	10,00	5,0	
P15	30,00	10,0	
P16	15,15		
P17	15,00		

figure 20 - CARACTERISTIQUES DES PIEZOMETRES

N.B. : Le crépinage est localisé à l'extrémité inférieure.

figure 21 - Relevés pluviométriques
(station du Monestier-de-Clermont)

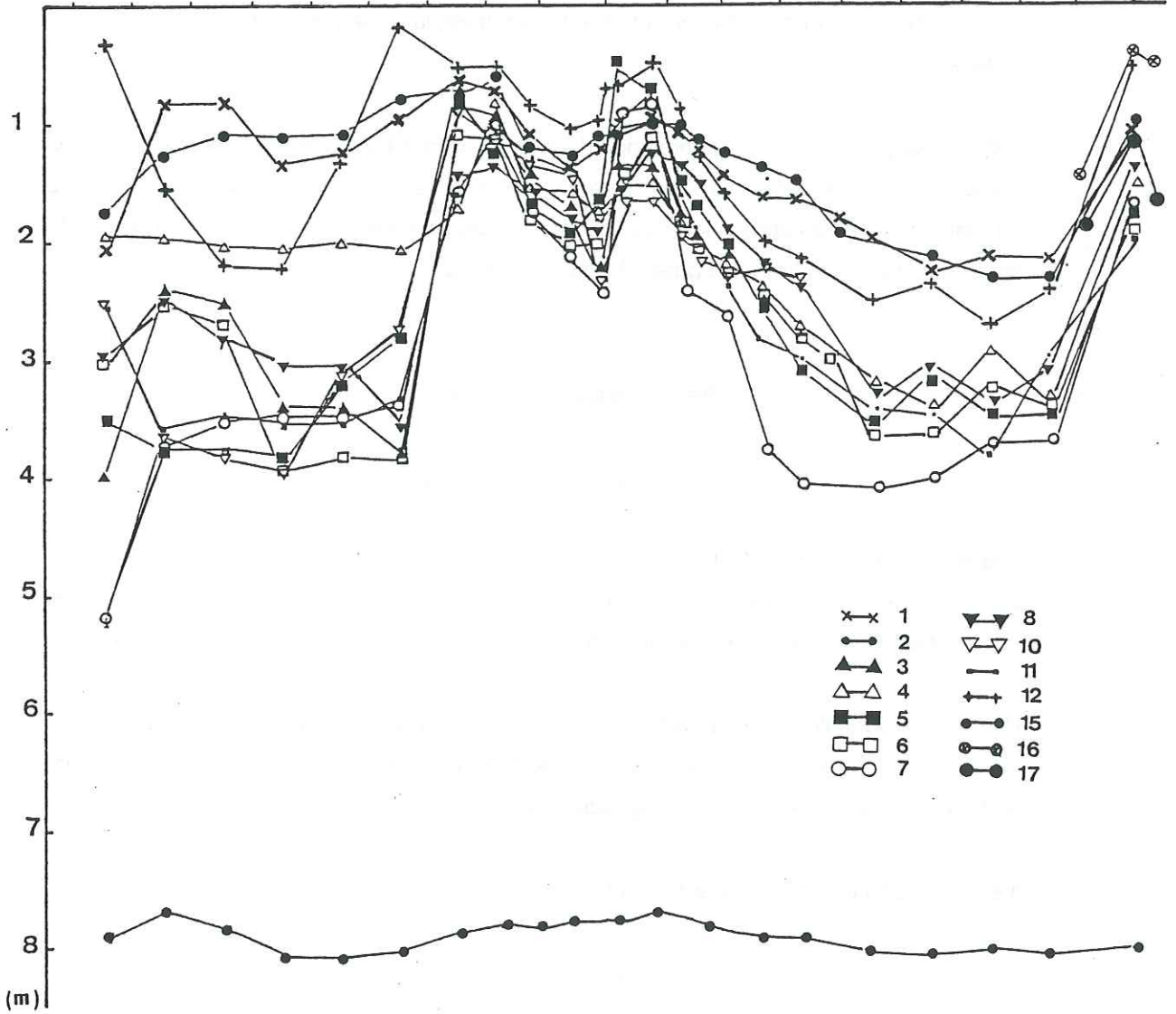
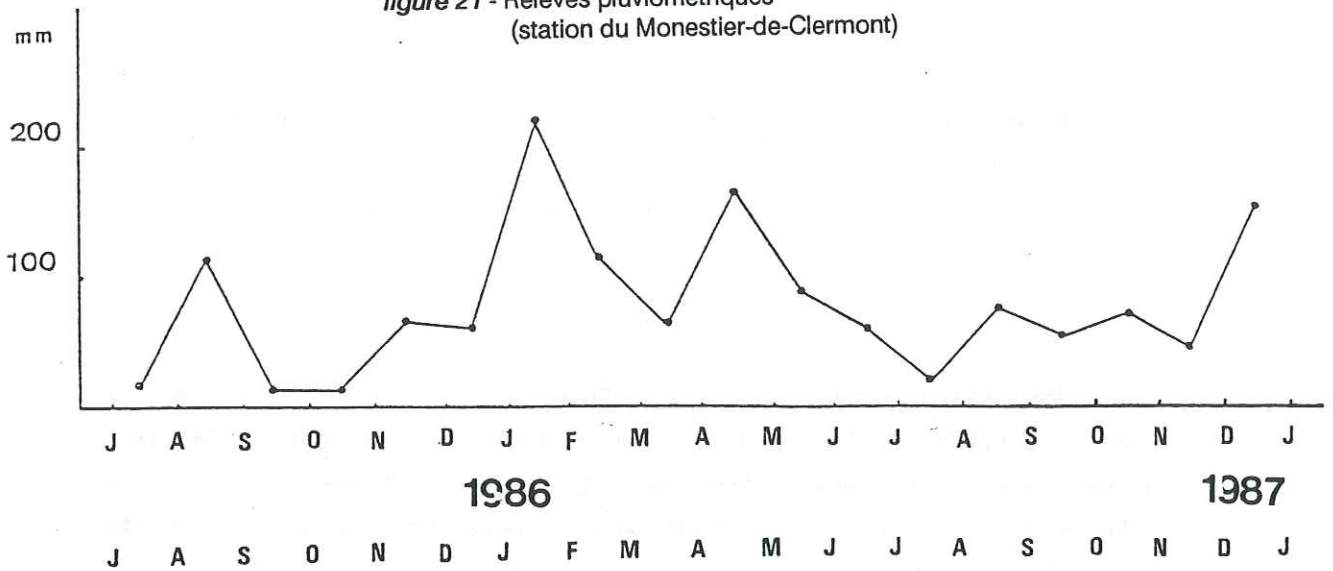


figure 22 - Variation des niveaux piezometriques

- sur l'ensemble du versant, les niveaux de la nappe sont peu profonds. Ils ont oscillé entre 1 et 4 m sous la surface topographique dans la quasi-totalité des piézomètres, qu'ils soient situés dans la zone de glissement ou éloignés de celle-ci.

B - Conclusions

L'étude des 2 figures met bien en évidence la corrélation qui existe entre les fluctuations des piézomètres superficiels et les fluctuations de la pluviométrie. Ces fluctuations sont légèrement atténuées dans les piézomètres en raison sans doute du bon fonctionnement de la tranchée drainante mise en place dans la pente supérieure. La nappe étant située à faible profondeur (exemple P16 : < 0.50 m), et la finesse du grain des formations en cause justifiant une ascension capillaire de 2 ou 3 m, on peut conclure que le terrain est, la plupart du temps, saturé jusqu'à sa surface.

Enfin, la nappe étant aussi peu profonde dans ce lotissement subissant des mouvements plus grands qu'à l'extérieur de celui-ci considéré comme plus stable, ce n'est pas dans la piézométrie qu'il faut chercher la cause unique de l'instabilité, mais peut-être dans la présence d'une pente plus forte ou d'un remaniement préalable des terrains sous-jacents.

2.2.2. Mesure de la teneur en eau

A - La technique de mesure

Des sondages destructifs Sn1, Sn2 (figure 18) ont été équipés à titre expérimental d'un tube d'aluminium étanche, à joints emboîtés, collés. Il s'agit de tubes AG3 40/50, collés par une colle Loctite et entourés d'une résine acrylique de colmatage type Rocagil BT de Rhône-Poulenc.

Une sonde neutronique TROXLER 3223 permet de mesurer la teneur en eau du terrain en place dans une sphère de rayon compris entre 10 et 30 cm : il importe donc que l'équipement soit particulièrement soigné pour éviter tout vide qui induirait de fortes teneurs en eau significatives.

Il est procédé à une mesure tous les 0.10 m.

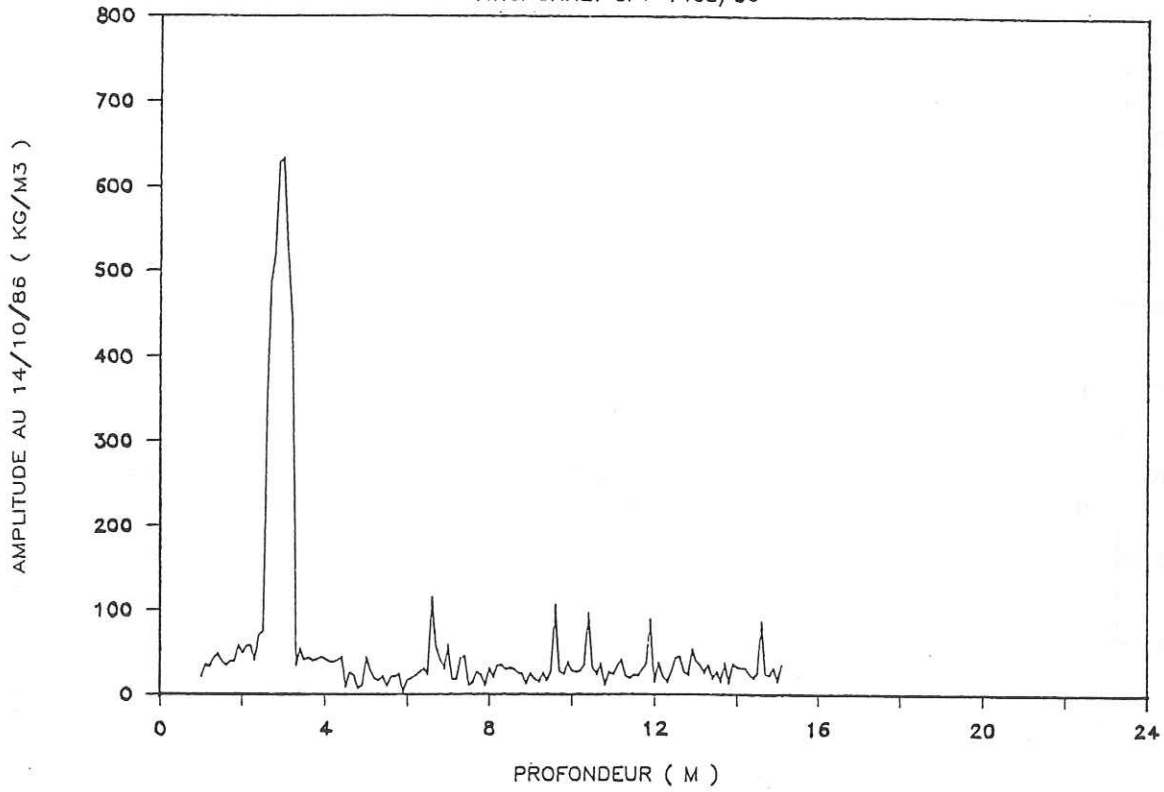
B - Interprétation des mesures de teneur en eau

L'exploitation de ces mesures est représentée sous forme de diagrammes (figures 23 et 24) :

- diagrammes des poids d'eau par m³ de sol mesurés sur le terrain,

41
 JAUGE D'HUMIDITE

AVIGNONNET Snt 1 1405/85



JAUGE D'HUMIDITE

AVIGNONNET Snt 1 1405/85

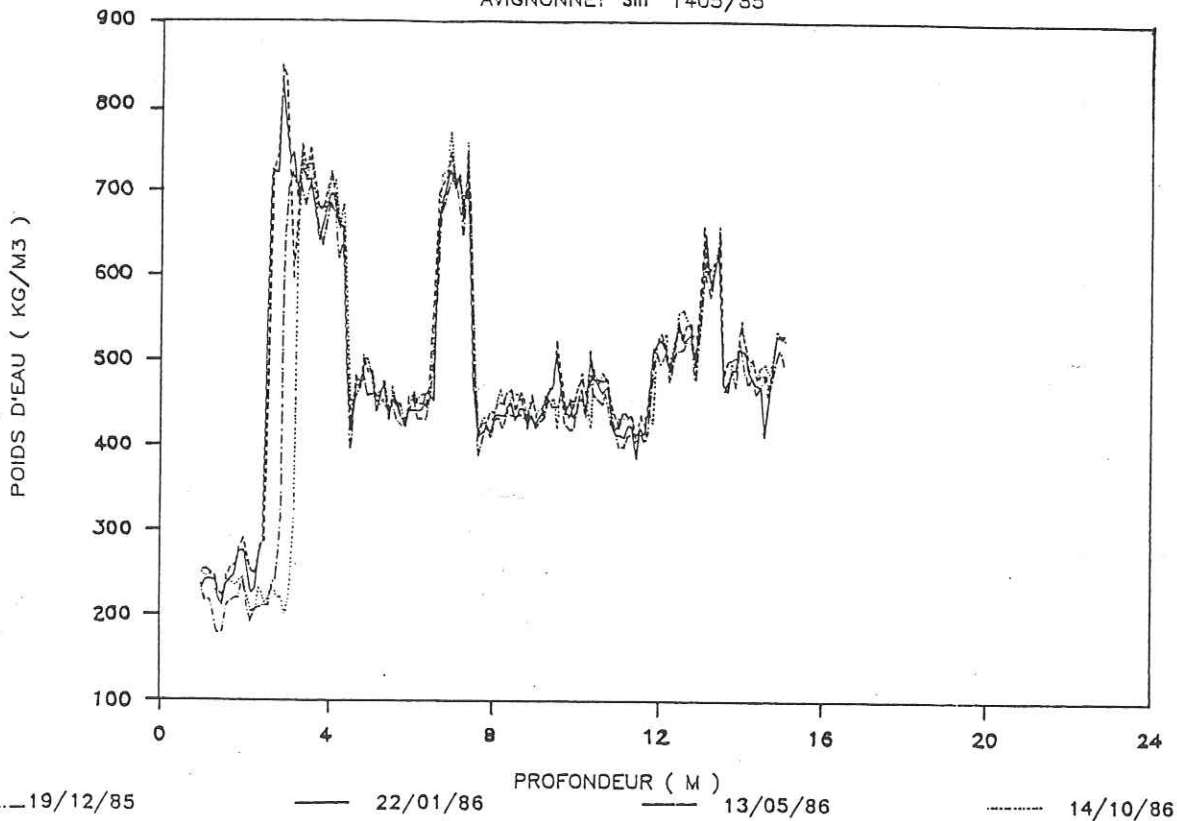
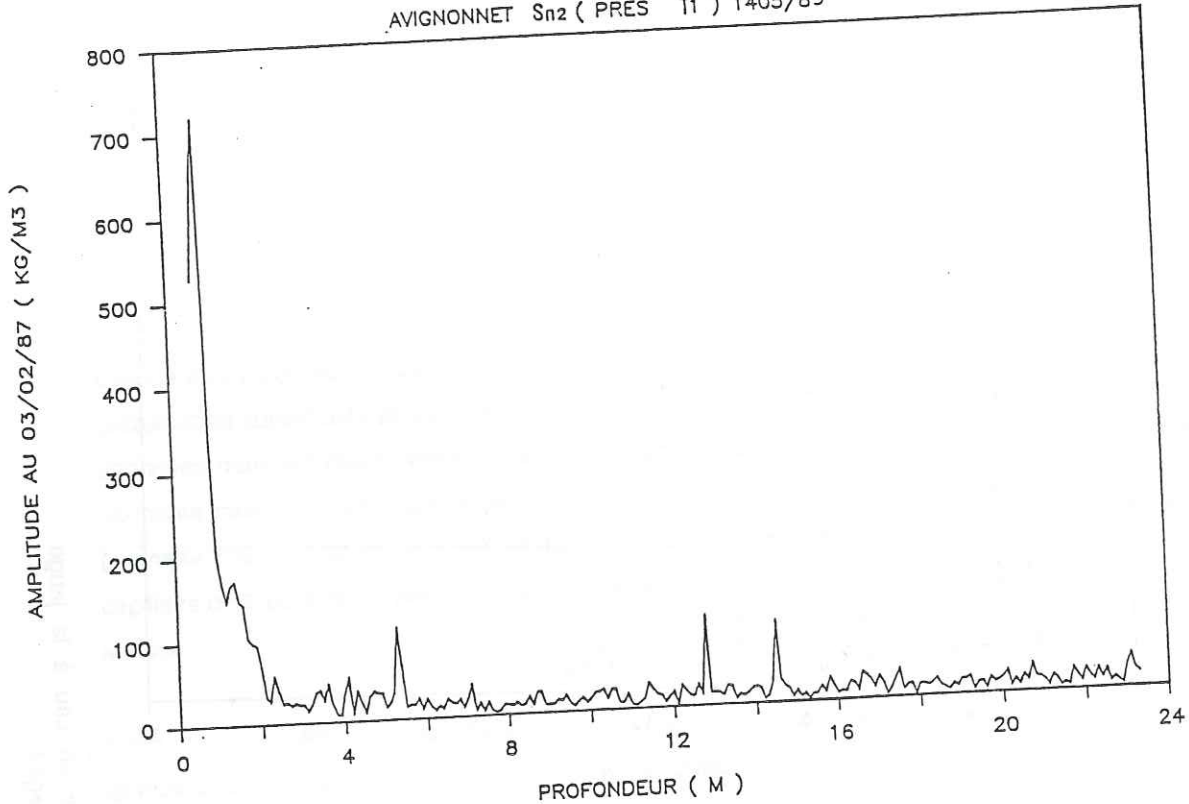


figure 24 - Mesure de teneur en eau à la jauge d'humidité dans le sondage Snt1

JAUGE D'HUMIDITE
AVIGNONNET Sn2 (PRES T1) 1405/85



JAUGE D'HUMIDITE
AVIGNONNET Sn2 (PRES T1) 1405/86

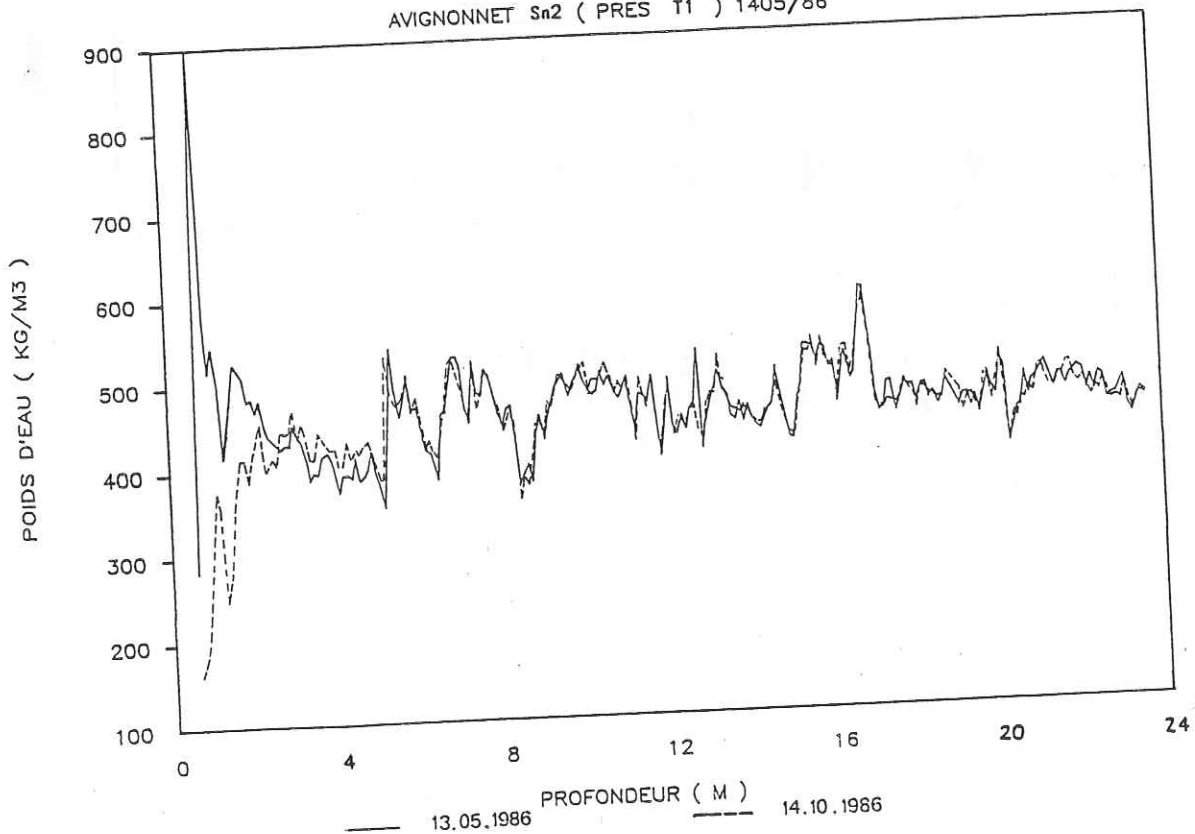


figure 23 - Mesure de teneur en eau à la jauge d'humidité dans le sondage Sn2

- diagramme des variations (amplitudes) maximales des poids d'eau enregistrés à une profondeur donnée sur l'ensemble des séries de mesures.

Elle semble apporter des informations intéressantes pour déceler les zones d'écoulement privilégiées, pour préciser correctement la profondeur et les variations du niveau de nappe et enfin pour avoir une approche des teneurs en eau in situ des niveaux étudiés.

Les diagrammes de teneur en eau semblent avoir mis en évidence sur Sn1 et Sn2 des niveaux d'écoulement privilégiés (Sn1 : 2.50-4.50, 6.50-8.0, 11.90-15.50 ; Sn2 : 0.5-). En ce qui concerne le 1er niveau décelé sur Sn1, il révèle probablement à la fois la présence de moraines (environ 4 m d'épaisseur) et les battements de la nappe phréatique. Cette dernière observation peut sembler étonnante si l'on considère que la distinction entre les niveaux situés sous le toit de la nappe et la frange capillaire, devrait être peu marquée. Or, il n'en est rien, on est alors amené à penser que la saturation de la frange n'est pas totale. La nappe phréatique a évolué ainsi entre 2.50 m et 3.00 m de profondeur. La présence des principales zones d'écoulement est, en grande partie, confirmée par les diagrammes des variations des poids d'eau au cours du temps.

Nous avons vérifié que les poids d'eau mesurés étaient compatibles avec les teneurs en eau de saturation connues de ces formations. Ainsi, le diagramme Sn2 donne, pour les argiles litées, un poids d'eau moyen de 460 kg/m^3 , ce qui implique, pour une densité mesurée de 20.00 kN/m^3 , une teneur en eau $W \approx 29.8 \%$. Or, nous avons, effectivement, mesuré sur plusieurs échantillons d'argiles litées, des teneurs en eau de saturation situées entre 28 % et 31 % environ. Mais la zone située entre 2.5 et 4.2 m de profondeur dans le tube Sn1, présente un poids d'eau moyen 680 kg/m^3 . Cela correspond, pour une densité humide supposée des moraines de 19 kN/m^3 , à une teneur moyenne $W = 58 \%$ ce qui, se référant au diagramme de Casagrande, détermine des matériaux très plastiques.

Il semble pourtant que ces mesures de teneur en eau avec une sonde neutronique doivent être interprétées avec beaucoup de précaution, étant influencées par d'autres facteurs comme par exemple, la composition minéralogique du matériau (remarques déjà exprimées par d'autres auteurs), ou encore la présence d'ions H constitutifs des argiles.

L'étude de Sn2 révèle assez bien la limite argiles remaniées-argiles litées vers 17 m. Cette profondeur est en bon accord avec la limite décelée lors du forage de T1 et de Sn2 (environ 17.6-18 m). Le bureau d'études a réalisé une étude statistique sur les différentes séries de mesures. Il a ainsi montré que les moyennes des poids d'eau, calculées pour chaque série, avaient très peu évolué (Sn1 : $465 < \text{poids moyen} < 504$; Sn2 : $453 < \text{poids moyen} < 467$), mettant, simplement, en évidence la saturation globale des argiles et leur faible perméabilité.

Cependant, il apparaît encore difficile d'établir un lien entre les zones de fortes teneurs en eau des deux tubes, en raison, surtout, des valeurs encore faibles des mesures du tube SN1. Il faudrait envisager des études de corrélation (autocorrélation et intercorrélation), comme pour des signaux qui pourraient, dans certains cas, contribuer à établir de telles liaisons.

Cette technique de mesure doit servir, aussi, à faciliter et orienter la mise en oeuvre d'une campagne de drainage horizontal. Dans le cas du lotissement, l'ouverture des tranchées, creusées dans le cadre des travaux d'assainissement, et les logs des sondages obtenus lors de la pose de drains horizontaux (cf. annexe D1) a révélé une grande hétérogénéité des niveaux superficiels (moraines, argiles remaniées à blocs et galets, argiles litées jaunâtres remaniées). Cela nous a amené à supposer la présence d'un réseau épidermique d'écoulement diffus anarchique, rendant plus délicate encore l'appréciation de l'extension des zones de fortes teneurs en eau observées.

2.2.3 - Mesures topographiques

A - Principe (figure 25)

Le suivi des mesures, réalisé par le service R.T.M., est basé sur une série de levés comportant des lectures d'angles réalisées à partir d'une station réputée fixe. Les références sont au nombre de deux :

- une référence éloignée correspondant à un point situé hors du système,
- une référence proche constituée par une borne topographique munie d'une mire et d'un réflecteur de distancemètre au même titre que les points auscultés.

Le levé comporte 4 séries de lectures d'angles pour chaque point et deux mesures de distance. Les angles sont lus à 10^{-4} grade près. Les résultats sont ensuite exploités sur ordinateur. On connaît alors leurs coordonnées dans un système tridimensionnel Ox, Oy, Oz, ayant pour origine la station. L'axe Oy passe par la station et la référence éloignée, l'axe Ox étant perpendiculaire à ce dernier. L'axe Oz est, alors, vertical.

B - Dispositif adapté au cas étudié

Deux types de mesures ont été assurés à partir d'un point fixe situé en rive droite du lac de Monteynard, sur la commune de Marcieu.

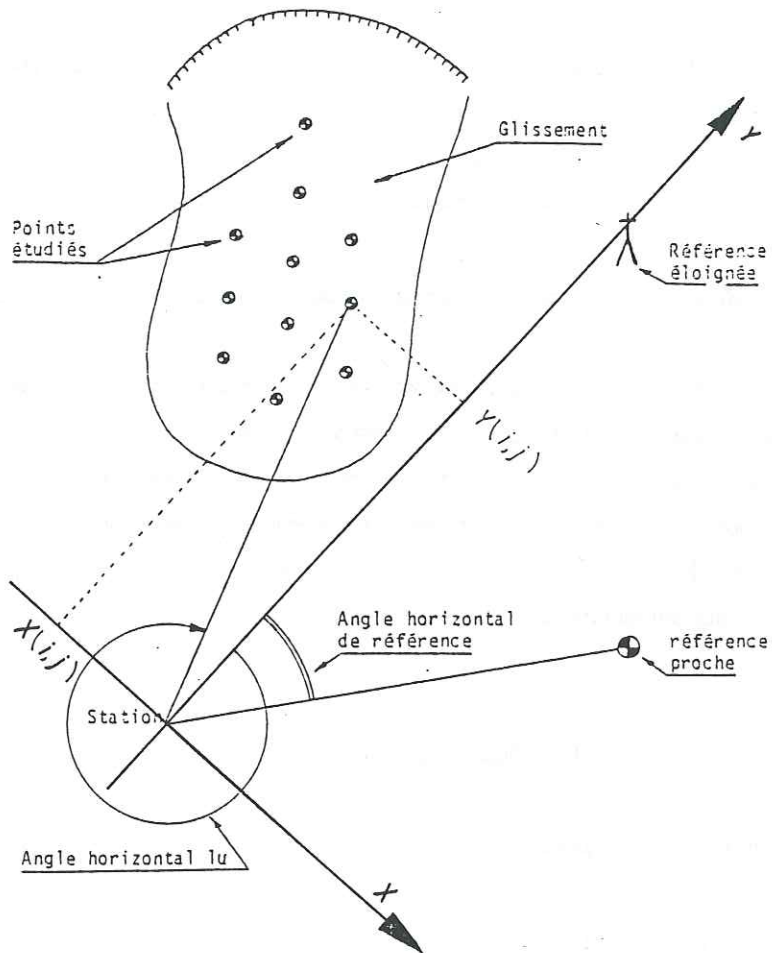


figure 25 - Principe du dispositif de mesures topographiques
(Mazet- Brachet, 1984)

- Mesures de distances avec un distancemètre ZEISS ELDI 2

Ce type de mesure a l'avantage d'une mise en oeuvre et d'un dépouillement rapides. Pour cette lecture, effectuée tous les mois, les plots sont équipés de miroirs optiques. Les variations, au-delà de la plage de précision des seules distances, ne donnent qu'une indication de mouvement, mais sans préciser la direction du vecteur déplacement.

- Mesures angulaires avec un théodolite à la seconde ZEISS TH 2

Pour ces mesures effectuées tous les 6 mois, les plots béton sont équipés de balises carrées, rouges et blanches, de 0.40 m de côté. En couplant ces mesures angulaires, beaucoup plus lourdes, avec la mesure des distances, on obtient les coordonnées polaires des différents repères ; ces coordonnées sont transformées en coordonnées rectangulaires X, Y, Z, sur lesquelles on calcule les déplacements dx, dy, dz. Ces mesures permettent, ainsi, de connaître la direction du vecteur déplacement.

C - Dépouillement

- Calcul des coordonnées des points

- En planimétrie

Compte tenu du choix d'un système d'axes de coordonnées rectangulaires : l'axe Oy est à l'azimut de la référence éloignée vue de la station. L'axe Ox est perpendiculaire au précédent. L'axe Oz est donc vertical. On affecte à la station des coordonnées arbitraires de manière à éviter des coordonnées négatives (ici $X_s = 10000$ et $Y_s = 10000$).

On calcule donc, pour chaque point et chaque opération $X(i,j)$, $Y(i,j)$, avec i numéro du point et j numéro de l'opération.

- En altimétrie

L'altitude de la référence proche est affectée d'une valeur arbitraire afin d'éviter des altitudes négatives (ici $z_s = 1000$ m).

Nota : si l'on prend $z_s =$ altitude de la référence proche, on connaîtra, dès lors, l'altitude réelle des points auscultés. Cependant, l'altitude de la référence n'est pas toujours connue avec précision, ce qui explique le choix de $z_s = 1000$ m.

- *Calcul des déplacements*

Ils s'effectuent par simple différence des coordonnées des points entre les opérations n et n-1.

D - Résultats

Ils sont rapportés dans les documents ci-joints en annexe.

- *Suivi mensuel au distancemètre (annexe B1)*

Dans cette annexe, nous présentons, pour chaque série, un tableau récapitulatif de l'ensemble des mesures depuis le 08/07/1985.

- *Calcul des coordonnées X, Y, Z (annexe B2)*

Trois séries de mesures ont été réalisées depuis la mise en place des repères en 1985.

E - Interprétation

Compte tenu de la distance de visée très grande entre la station et les repères (supérieure à 1 km) la précision des mesures réalisées au distancemètre et au théodolite associé au distancemètre est de l'ordre de 2,5 cm.

L'analyse des déplacements observés (figure 26) sur une partie des repères nous a conduit à discerner deux types de mouvement, le premier lent et le second plus rapide.

* Un mouvement lent se manifeste au niveau des repères extérieurs et de la partie haute de la zone du lotissement (repères B, H, J, F et 4 à 11). L'orientation des déplacements dépend assez étroitement de la position des points étudiés, dans une morphologie faite de creux et de bosses. En réalité, tous les mouvements calculés sont orientés dans le sens local de la pente. Cela met bien en évidence le caractère superficiel de ces derniers. Ils évoluent faiblement (figure 27 et tableaux de mesures en annexe B).

On peut observer que les mouvements ont été plus importants entre les mois de juin et de décembre 1985 (plusieurs centimètres) que pendant toute l'année 1986 (quelques millimètres).

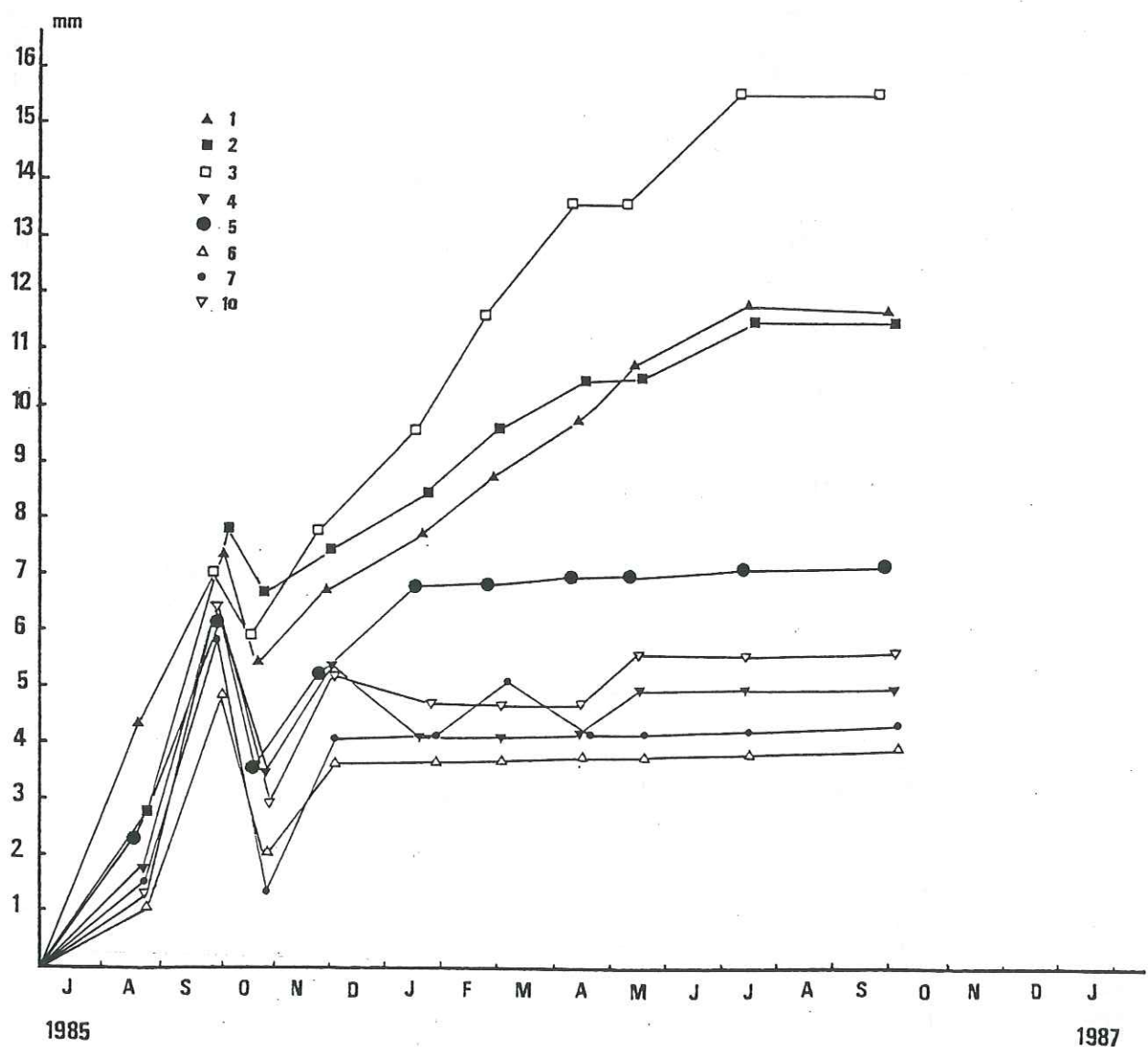
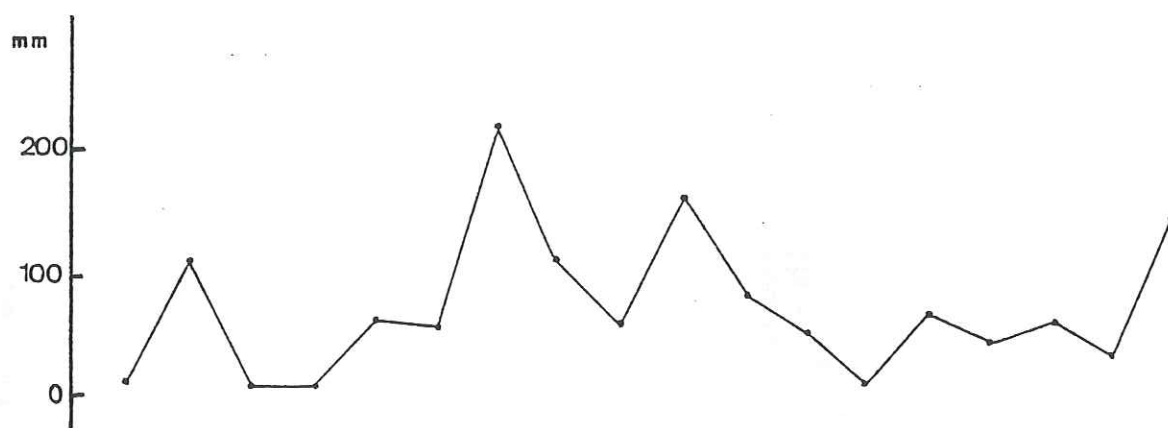
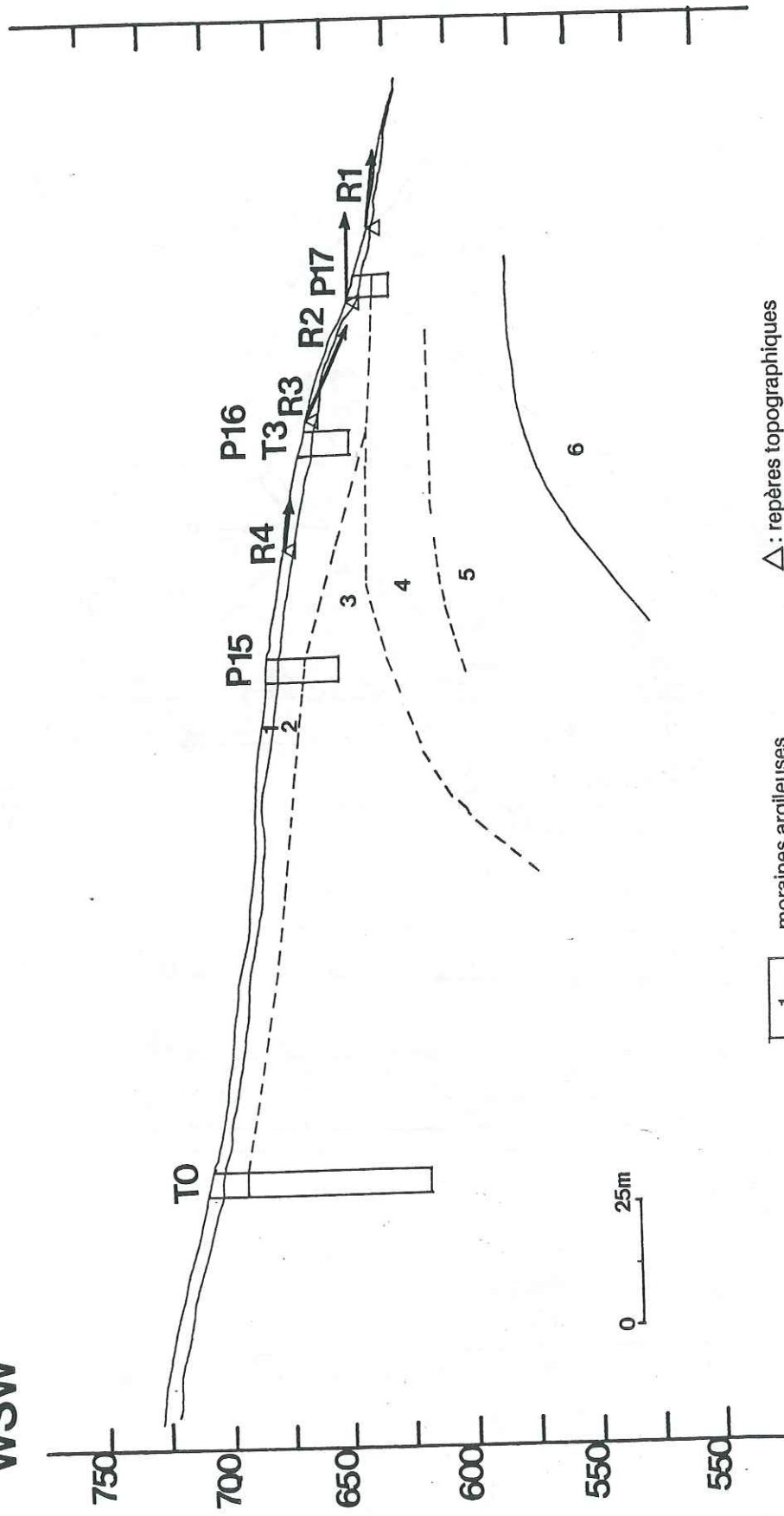


figure 27 : REPRESENTATION DES DEPLACEMENTS CUMULES DES REPERES TOPOGRAPHIQUES DU LOTISSEMENT EN FONCTION DU TEMPS et COMPARAISON DE CES DEPLACEMENTS AVEC LES RELEVES PLUVIOMETRIQUES

(ne sont pas figurés les repères dont les déplacements sont inférieurs à 2,5 cm)

ENE

WSW



△ : repères topographiques

1 moraines argileuses

2 argiles remaniées à blocs

3 argiles litées

4 argiles à galets

5 alluvions

6 substratum rocheux

éch. dépl : 0 10

figure 28 - Représentation en coupe des vecteurs de déplacement de repères topographiques

L'évolution de ces déplacements ne semble pas pouvoir être corrélée avec les variations des données pluviométriques : les mouvements enregistrés en 1985 correspondent à une période de faibles précipitations ainsi qu'à des niveaux piézométriques bas. Pour leur part, les déplacements mesurés en 1986 sont totalement indépendants des conditions climatiques et des niveaux piézométriques de cette période, ce qui conduit à envisager un fluage de la couverture morainique.

* La pente inférieure du lotissement est, au contraire, soumise à un mouvement actif (repères 1 à 3). Les déplacements y sont grands, de 5 et 8 centimètres par an, se situant dans une zone où les indices d'instabilité sont les plus importants, et sont orientés selon la pente topographique. Ils semblent, par contre, être relativement influencés par les conditions piézométriques, les déplacements importants accompagnant les périodes de montée de la nappe et une certaine stabilisation apparaissant lors des périodes de décrue.

Ces deux types de mouvements apparaissent clairement sur la figure des vecteurs de déplacements en coupe (figure 28). Si les déplacements des repères 1, 2 et 4 sont subhorizontaux, celui du repère 3 est pratiquement parallèle à la pente topographique, ce qui suggère les deux mécanismes de glissement précédemment décrits, c'est-à-dire un mouvement de fluage de la couche superficielle morainique, et une translation de la couche d'argile remaniée.

Remarques

On peut observer que les déplacements ont diminué lors de la mesure de novembre 1985 par rapport à celle d'octobre 1985. Cette diminution n'est peut être que le reflet de l'incertitude existant sur ces mesures (= 2.5 cm). Elle peut aussi être attribuée à des conditions climatiques particulières lors de la réalisation de cette série de mesures, ce qui trouverait confirmation dans le fait que toutes les mesures de ce jour ont été affectées.

Il reste, cependant, que l'évolution est très forte pendant les premiers mois de mesures, faisant alors penser au réajustement des plots à leur environnement (basculement par exemple) amplifié par les fiches de fixation plantées dans le sol.

Enfin, la direction de mouvement du repère numéro 5 est différente de celle des autres repères. Elle peut avoir été influencée par des conditions purement locales.

2.2.4 - Mesures inclinométriques

La reconnaissance des mouvements de versants naturels cherche en tout premier lieu à estimer l'épaisseur de la masse en mouvement.

La technique de mesure inclinométrique paraît particulièrement adaptée pour atteindre cet objectif. Elle s'appuie tant sur des matériels de mesure très précis que sur un dépouillement et une interprétation poussés des résultats.

A - Principe de l'inclinométrie

L'appareil de mesure est constitué par une sonde coulissante guidée par un tube rainuré introduit verticalement dans le sol et ancré dans une tranche de terrain présumée fixe (figure 29). La sonde donne l'inclinaison du tube par rapport à la verticale. On peut ainsi suivre sa déformation au cours du temps.

Nous avons utilisé un inclinomètre GLOTZL, de la filière d'Ingénieur Géotechnicien, permettant des mesures jusqu'à 10^{-4} radians.

B - Méthode de mesure

Elle repose sur le procédé de double mesure en opposition selon les axes AA et BB, définis sur les tubes (figure 30). Des mesures étant effectuées systématiquement tous les 0.50 m, on obtient 4 séries de valeurs. *de quoi?*

Leur étude permet de connaître la valeur réelle de la déformation du tubage par rapport à une mesure origine.

L'essentiel de la précision d'une mesure dépend du soin de sa mise en oeuvre.

Les mesures sont effectuées en angles (sinus) qui sont transposés en déplacement lors du traitement. La qualité des mesures est influencée par plusieurs facteurs dont les principaux sont :

- les conditions de mesure (variations de température, chutes de tension des batteries, durée des mesures) ;
- la forme du tube : d'une part une légère erreur dans la position de la sonde donne une erreur plus forte dans le cas d'un tube fortement déformé ; d'autre part la précision du capteur est plus faible pour des mesures de grands angles ;
- la position des roulettes (figure 31). Leur position change entre les deux mesures en opposition. La double lecture d'angle sera modifiée en présence d'une aspérité ou de particules introduites accidentellement ;

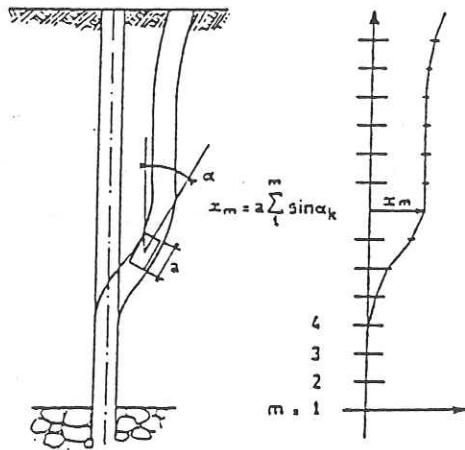


figure 29 - Principe de l'inclinométrie
Pincet(1973)

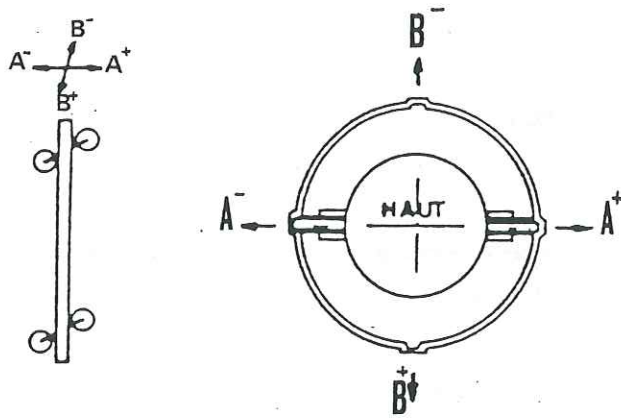


figure 30 - Représentation des axes de
mesures AA et BB.

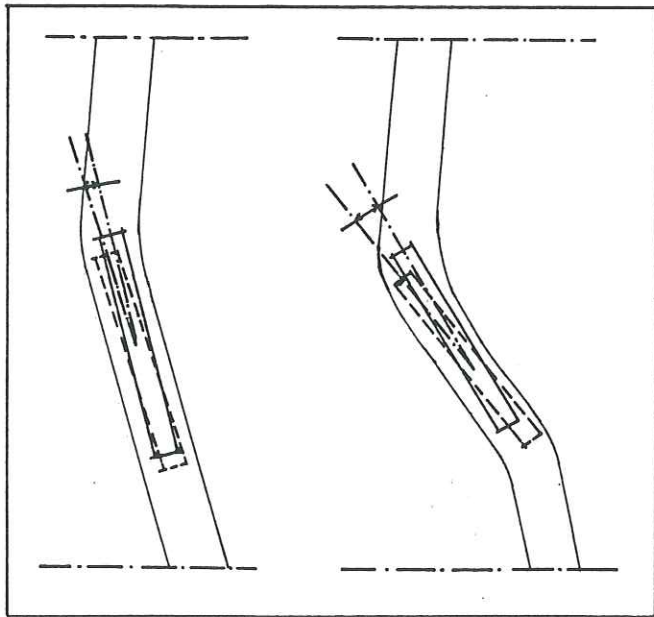


figure 31 - Influence du changement
de la position des roulettes
entre deux mesures.

- la torsion des tubes. Une étude du CETE de Lyon a mis en évidence un décalage des génératrices lors du manchonnage des tubes rainurés. Ce décalage de 1° à 2° se produisait de façon aléatoire. Globalement, sur un tube de 65 m de longueur, le vrillage mesuré n'était que de quelques degrés ;
- la dérive de l'appareillage. C'est la cause d'incertitude la plus importante, mais cette erreur, délicate à apprécier, a pu être éliminée grâce à la mise au point d'une méthode de dépouillement des mesures ;
- la corrosion des tubes. Elle a été observée sur des tubes inclinométriques en aluminium placés dans des terrains fortement agressifs (phénomène de polarisation spontanée).

C - Exploitation pratique

La méthode de traitement des mesures inclinométriques que nous avons mise en oeuvre a été mise au point, en France, par le L.C.P.C., (B. Pincent, 1982):

La méthode a été décrite en détail dans plusieurs articles (Pincent, 1976 ; Pincent et Blondeau, 1978 ; Pincent, 1982 ; Asté, 1983). Aussi, n'en rappellerons-nous que les grandes lignes.

C1 - Principe du dépouillement

La méthode repose sur le procédé de double mesure en opposition. Chaque mesure est entachée d'une erreur :

$$\alpha_m(p,t) = \alpha_{\text{réel}}(p,t) - E_r(p,t) \quad (1)$$

d'où, pour une double mesure en opposition :

$$\alpha_m^0 = \alpha_r^0(p,t) - E^0 \quad (2)$$

$$\alpha_m^{180} = \alpha_r^{180}(p,t) - E^{180} \quad (3)$$

avec

$$\alpha_r^0 = -\alpha_r^{180} = \alpha_r \quad (4)$$

avec

- p = profondeur
- t = période de la mesure
- α^m = angle mesuré
- α^r = angle réel

L'erreur E (p,t) est divisée en deux erreurs bien distinctes :

- une erreur systématique (Es) due au décalage du zéro (dérive)
- une erreur aléatoire (Ea) qui provient du "bruit" mécanique et électronique de l'appareil modifiant les caractéristiques de la mesure au cours du temps, en l'absence de mouvement du tube.

On obtient ainsi :

$$\alpha_m^0(p,t) = \alpha_r^0(p,t) - E_a^0(p,t) \quad (5)$$

$$\alpha_m^{180}(p,t) = \alpha_r^{180}(p,t) - E_s^{180}(p,t) - E_a^{180}(p,t) \quad (6)$$

Par demi-somme et demi-différence de 5 et 6, on a :

$$D(p,t) = 1/2(\alpha_m^0 - \alpha_m^{180}) = \alpha_r - 1/2(E_s^0 - E_s^{180}) - 1/2(E_a^0 - E_a^{180}) \quad (7)$$

$$S(p,t) = 1/2(\alpha_m^0 + \alpha_m^{180}) = -1/2(E_s^0 - E_s^{180}) - 1/2(E_a^0 + E_a^{180}) \quad (8)$$

La demi-différence D(p,t) permet d'exprimer la valeur réelle de l'angle $\alpha_r(p,t)$ aux erreurs de mesure près.

L'étude de la demi-somme S(p,t) contribue à éliminer l'erreur aléatoire Ea.

* Elimination de l'erreur aléatoire

On peut vérifier expérimentalement que la population des valeurs S(p,t) obtenues au temps t se répartit suivant une distribution gaussienne. L'examen de la population S(p,t) conduit au calcul de la variance de la population des S(p,t) :

$$\sigma^2(S) = 1/40^2 (E_a^0 - E_a^{180}) \quad (10)$$

la moyenne de cette population étant nulle.

En adoptant un intervalle de confiance de $\pm 3 \sigma (S(p,t))$ correspondant à 99,8 % des mesures, on retiendra pour l'inclinaison du tube à l'instant t et à la profondeur p l'ensemble des valeurs :

$$\alpha_r(p,t) \in D(p,t) + 1/2 (E_s^0(t) - E_s^{180}(t)) \pm 3\sigma(S(p,t)) \quad (11)$$

ce qui conduit à éliminer, lors de chaque mesure, un ensemble de valeurs dont on ne tiendra pas compte dans l'interprétation ultérieure des résultats. Ces valeurs, qui sortent de l'intervalle de confiance de la population $S(p,t)$, correspondent alors à des mesures aberrantes. Mais, en fait, ce n'est pas toujours vrai, car certaines de ces valeurs se répètent au cours des séries de mesures, ce qui signifie que nous sommes en présence de mesures tout à fait valables. Pour éviter de les rejeter, nous avons étudié un résidu égal à la différence entre la demi-somme $S_1(p,t)$ calculée à un temps t_1 et la demi-somme $S_0(p,t)$ correspondant à un temps t_0

$$x_r = S_1(p,t_1) - S_0(p,t_0) \quad (12)$$

* Elimination de l'erreur systématique

L'erreur systématique a pour effet de provoquer une translation des mesures d'angles. Le calcul de l'erreur est réalisé en comparant deux mesures (par exemple la dernière mesure avec la mesure de référence). Nous avons estimé l'erreur systématique selon la méthode du BRGM, qui estime qu'au cours d'une déformation localisée, le tube inclinométrique conserve la même inclinaison sur la plus grande partie de sa hauteur (ceci est vrai pour un cisaillement dans un glissement de terrain). On établit ainsi l'histogramme des valeurs mesurées et on admet que, s'il y a eu mouvement, la population est séparée en deux familles. L'erreur systématique estimée est prise égale à la moyenne des valeurs de la famille majoritaire, d'où

$$\text{déplacement corrigé} = \text{déplacement brut} - E_s$$

* Détermination d'un intervalle de confiance

Si l'on appelle $(\Delta\alpha_m)_p$ la différence des mesures à une certaine profondeur entre t_0 et t_1 , on aura :

$$\sigma^2 (\Delta\alpha_m)_p > \sigma^2 (S(t_0)) + \sigma^2 (S(t_1)) \quad (13)$$

ou encore :

$$\sigma^2 (\Delta \alpha_m)_p > \sigma^2 (x_r)_p \quad \text{avec} \quad x_{r_p} = S(t1)_p - S(t0)_p \quad (14)$$

s'il y a mouvement entre deux mesures dans le tube. Dans le cas contraire, ces valeurs sont égales. Ce qui revient, graphiquement, à considérer une bande d'erreur de largeur égale à :

$$\sigma^2 (S(t0)) + \sigma^2 (S(t1)) \quad \text{ou} \quad \pm \sqrt{\sigma(x_r)} \quad (15)$$

à laquelle doit appartenir l'ensemble des valeurs mesurées.

C2 - Application à notre étude

La méthode que nous venons de rappeler est basée sur l'hypothèse que les mesures de déplacement sont des variables aléatoires indépendantes. Avant de mettre en oeuvre cette méthode, il nous est apparu nécessaire de vérifier cette hypothèse. Pour cela, nous avons effectué deux types de vérification :

a) une autocorrélation sur les quantités définies comme suit :

$$x_r(p) = S0(p,t) - S1(p,t)$$

x_r = résidu entre la demi-somme $S0(p,t)$ au temps $t0$ et la demi-somme des mesures réalisées au temps $t1$

$$de(p) = d(p,t1) - d(p,t0)$$

de = déplacement brut calculé entre la mesure de la déviation au temps $t1$ et celle de la déviation au temps de référence $t0$.

b) une régression linéaire de la fonction résidu (x_r) en fonction de la profondeur.

Les deux fonctions d'autocorrélation ont été calculées :

- l'une, sur un signal défini par les points de mesures du résidu " x_r " par rapport à la variable " p ",

- l'autre, sur un signal défini par les déplacements bruts par rapport à la variable profondeur " p ".

Rappelons que l'autocorrélation permet de savoir si une fonction ($x_r(p)$ ou de (p) dans le cas présent) va se reproduire en profondeur, avec un certain décalage, égale à elle-même ou légèrement atténuée.

Les calculs ont été réalisés à l'aide d'un programme de transformées de Fourier numérique, pour toutes les séries de mesures effectuées dans les tubes inclinométriques T0, T1, T2, T3.

Nous présentons ici une application de ces différents calculs pour le cas de la série de mesures réalisées au mois de mars 1987 sur le tube T1, ce cas étant représentatif de tous les cas étudiés sur l'ensemble des tubes selon chaque axe de mesure.

Commentaire

a - Autocorrélation de la fonction résidu - $x_r(p)$

L'autocorrélation révèle quelques faibles phénomènes de dépendance aux profondeurs 8m50 - 9.50 (points 17 à 19) exprimant une relation locale entre le résidu et la profondeur. Cette dépendance peut provenir soit :

- de l'opérateur,
- du système de mesure,
- des conditions extérieures,

soit de liens possibles entre ces différents intervenants.

Si, dans le cas de la mesure de mars 1987, les phénomènes de dépendance sont quasiment inexistantes, ils ont été parfois plus fréquents comme on peut l'observer sur la figure 37.

Toutefois, ceci ne permet pas d'affirmer qu'il existe une dépendance générale entre les deux variables concernées.

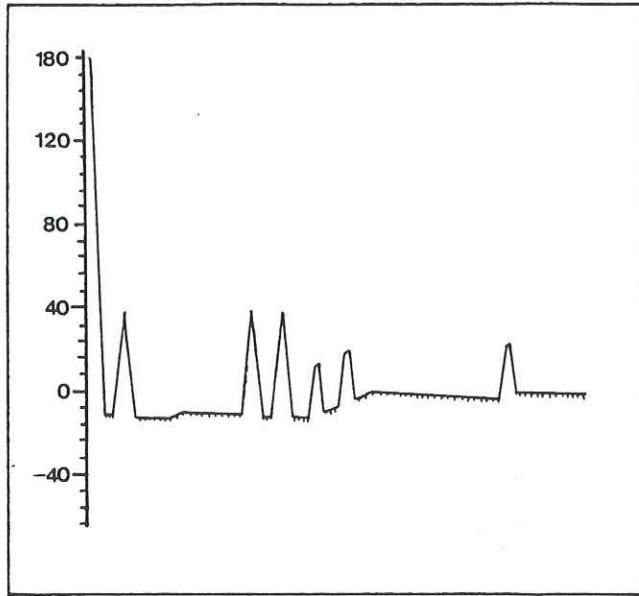


figure 33 - Fonction d'autocorrélation des résidus - représentation normalisée du spectre sur 97 points.

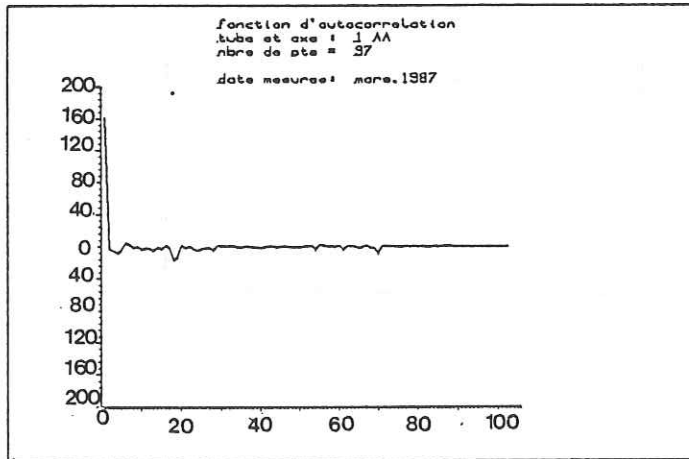


figure 34 - Fonction d'autocorrélation sur les déplacements - représentation non normalisée sur 97 points.

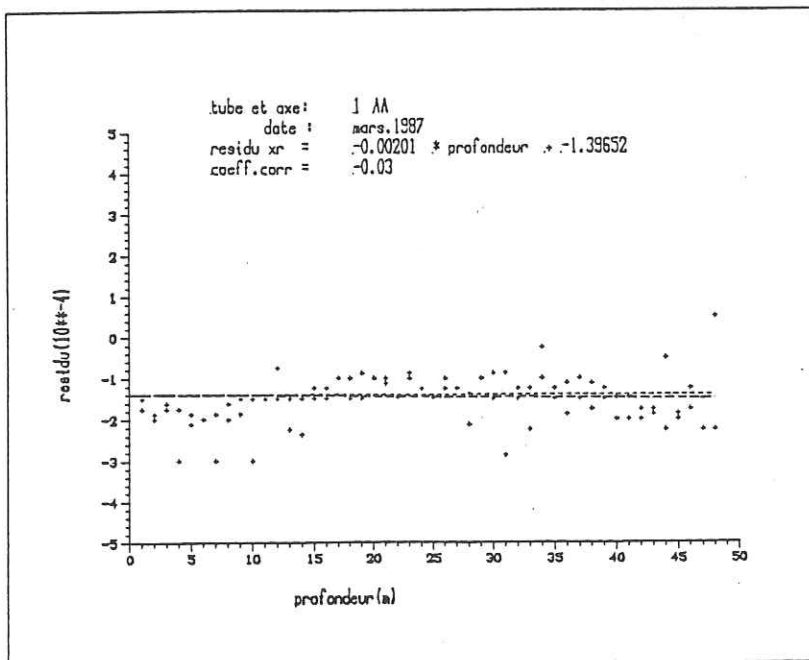


figure 35 - Régression linéaire $xr = f(\text{profondeur})$ (97 points).

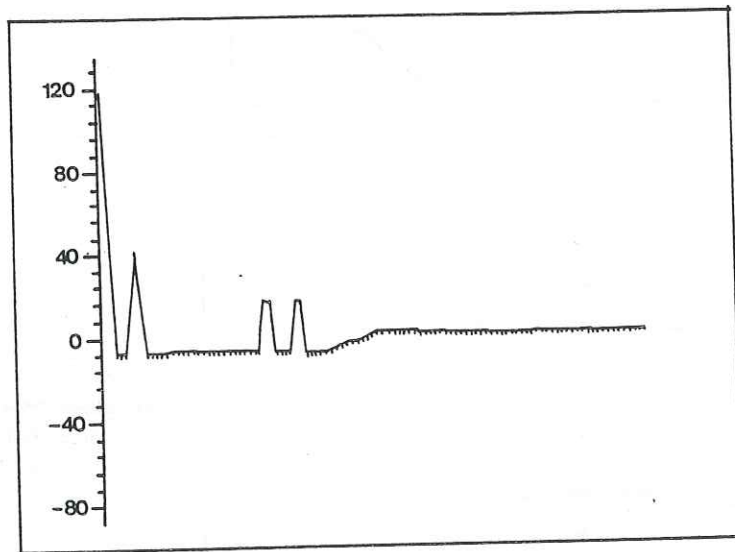


figure 36 - Fonction d'autocorrélation
tube et axe : 1 AA
nbre de pts = 96
date mesures : décembre 1986

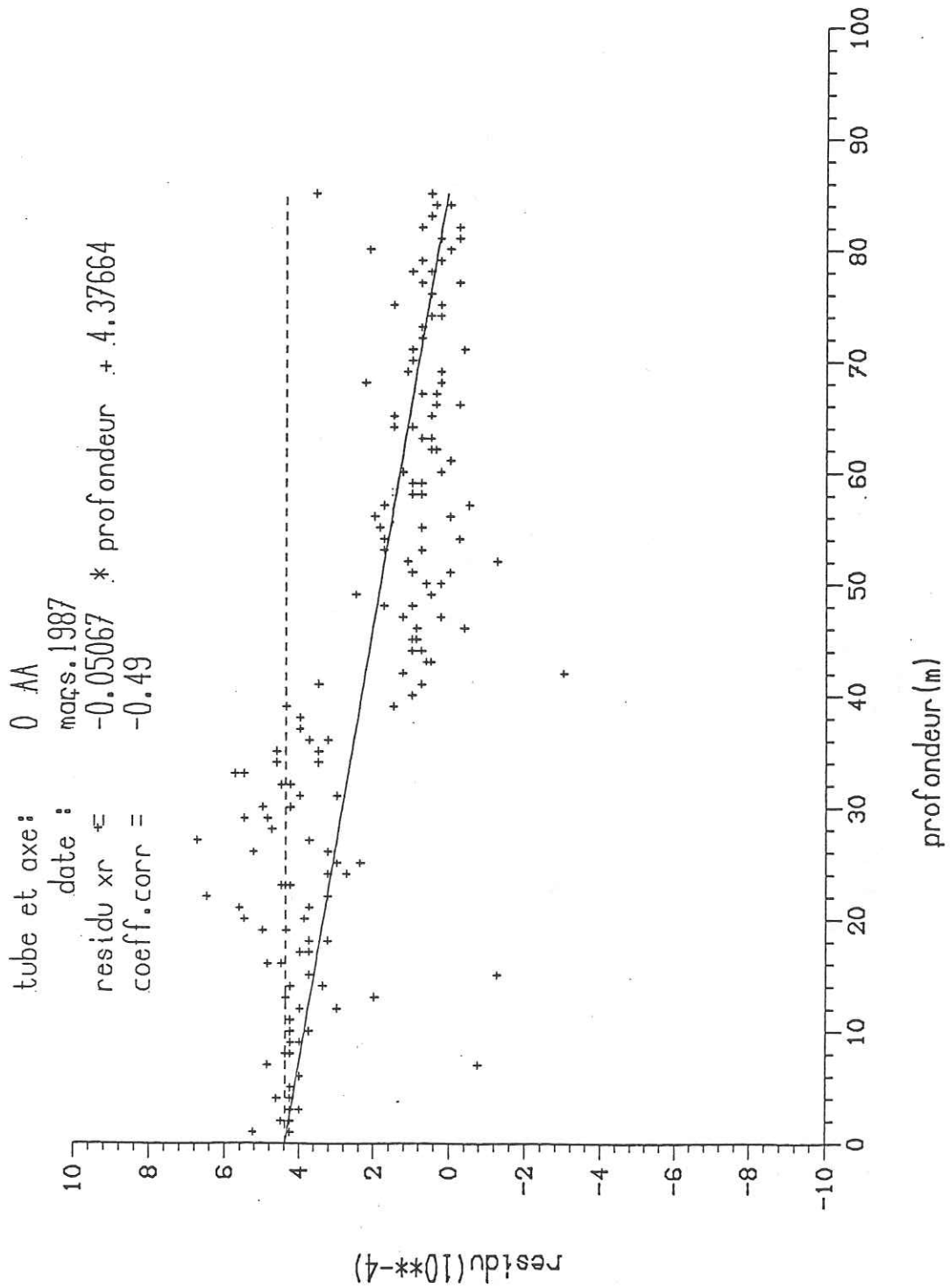


figure 37 - Exemple de régression linéaire sur les résidus (tube 0)

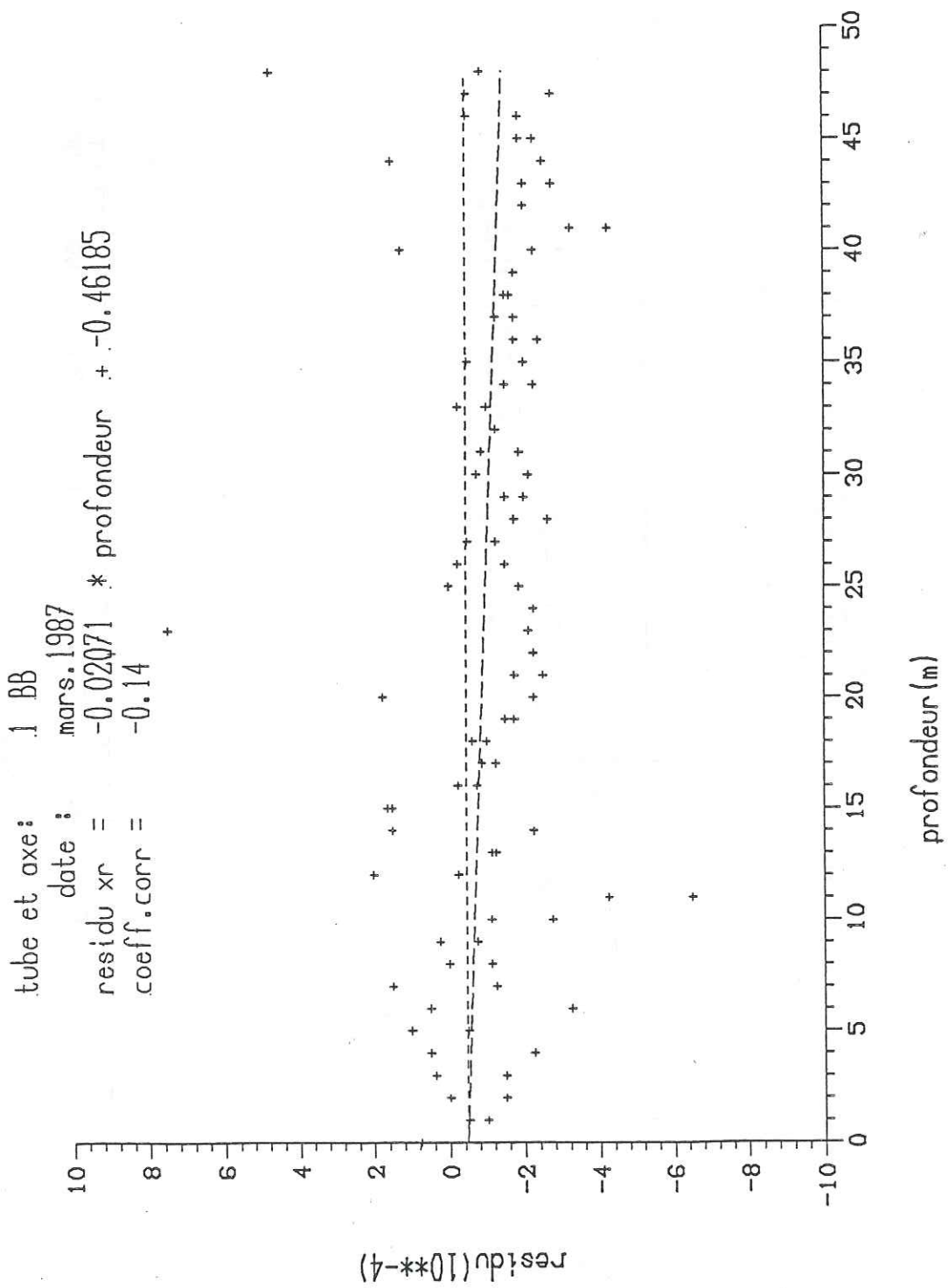


figure 38 - Exemple de régression linéaire sur les résidus (tube 1)

b - Autocorrélation de la fonction déplacement de (p)

De même, on peut remarquer des phénomènes analogues de dépendance locale entre les déplacements et les résidus. Si l'on considère les autres cas envisagés sur des séries de mesures réalisées à des temps différents, on a retrouvé des variations du signal, mais à des profondeurs différentes (figure 37). Ceci indique que la dépendance n'est pas liée à la profondeur mais probablement au mode opératoire (opérateur, système de mesure, conditions extérieures).

c - Régression linéaire du résidu par rapport à la profondeur

On a recherché, avec le calcul d'une régression linéaire, une relation du 1er degré entre la profondeur et les résidus. En ce qui concerne la mesure de mars 1987, aucune dérive n'apparaît. En tenant compte des autres cas étudiés (figures 37 et 38), on n'observe pas systématiquement une dérive du résidu suivant la profondeur. Lorsqu'elle est observée, le coefficient de corrélation était au maximum de 65 %, c'est à dire que 65 % des points étaient liés par les variables de calcul. L'observation des courbes (figures 37 et 38) indique :

- qu'il y a une évolution avec la profondeur même si elle est faible (inférieure à 3 dixièmes de mm sur la profondeur du tube),
- que le coefficient de corrélation montre qu'il faudrait soit éliminer des points aberrants, soit rechercher une corrélation non linéaire.

Enfin, sur la figure 38, on peut observer de manière assez nette des oscillations du résidu avec la profondeur, que nous avons retrouvées dans d'autres cas, mettant ainsi également en valeur l'influence du système de mesure.

On peut conclure de cette étude que l'hypothèse selon laquelle les mesures pourraient être considérées comme des variables aléatoires indépendantes est globalement justifiée. Dans certains cas, une légère dérive avec la profondeur peut apparaître, mais elle ne se reflète pas finalement, compte tenu du degré de précision adopté, dans les déplacements calculés (annexe D).

D - Caractéristiques des tubes inclinométriques implantés sur le site du Mas d'Avignonet

Les premiers tubes ont été installés en août 1985 :

- un tube (T1), long de 59 m, placé dans la partie supérieure du lotissement, ancré à partir de 44,5 m dans les argiles à galets,
- un tube (T2), de 17 m, placé dans la partie basse du lotissement et ancré à partir de 14,5 m dans cette même formation.

La dernière campagne de sondages, de novembre 1986, a permis de poser deux nouveaux tubes :

- un tube (T0), de 89,70 m, à la cote 710. L'ancrage n'étant assuré que dans les argiles litées traversées.
- un tube (T3), de 20,50 m, situé au centre de la partie inférieure du lotissement.

La position de ces tubes détermine deux profils de mesure (cf. coupes AA et BB, figure 18). Les tubes T2 et T3 ont été posés de manière à éviter un cisaillement rapide.

E - Mesures réalisées

Depuis août 1985, 12 séries de mesures ont été réalisées dans les tubes T1 et T2, mais seulement 2 dans les tubes T0 et T3, la mesure de référence, pour ces derniers, ayant eu lieu le 2/12/86.

E1 - Résultats du suivi inclinométrique

Il est présenté, pour chaque tube, les courbes de déplacement et les courbes de déplacement cumulé des dernières séries de mesures réalisées en 1987.

Les courbes de déplacement correspondent aux variations pour chaque profondeur de mesure par rapport à la mesure de référence. Il s'agit du mode de représentation le plus adapté pour interpréter avec précision les mesures et en déduire, le cas échéant, l'existence d'une surface de glissement.

Les résultats ont été placés en annexe (tubes T0 à T3, respectivement annexes (C1 à C4).

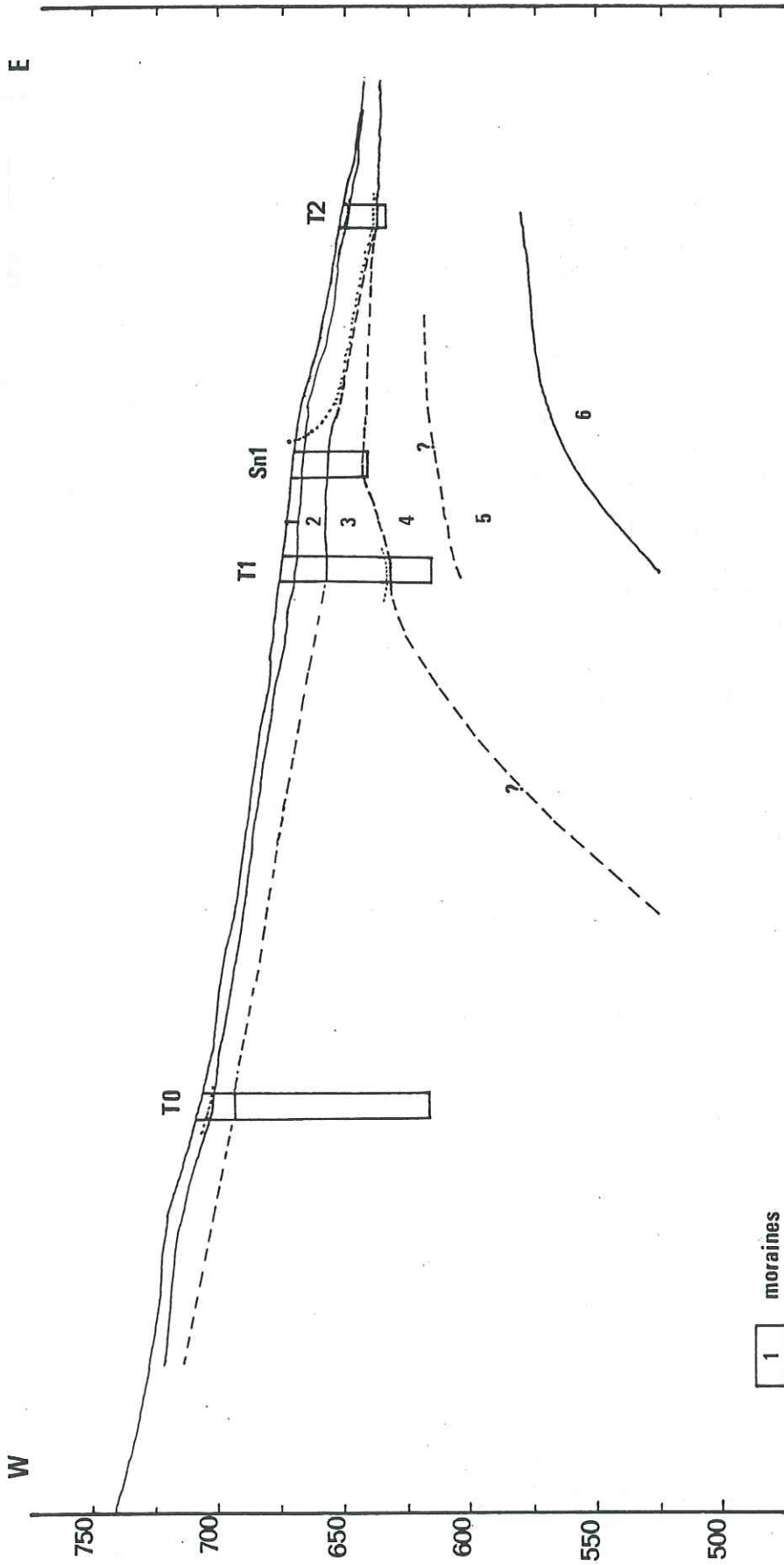


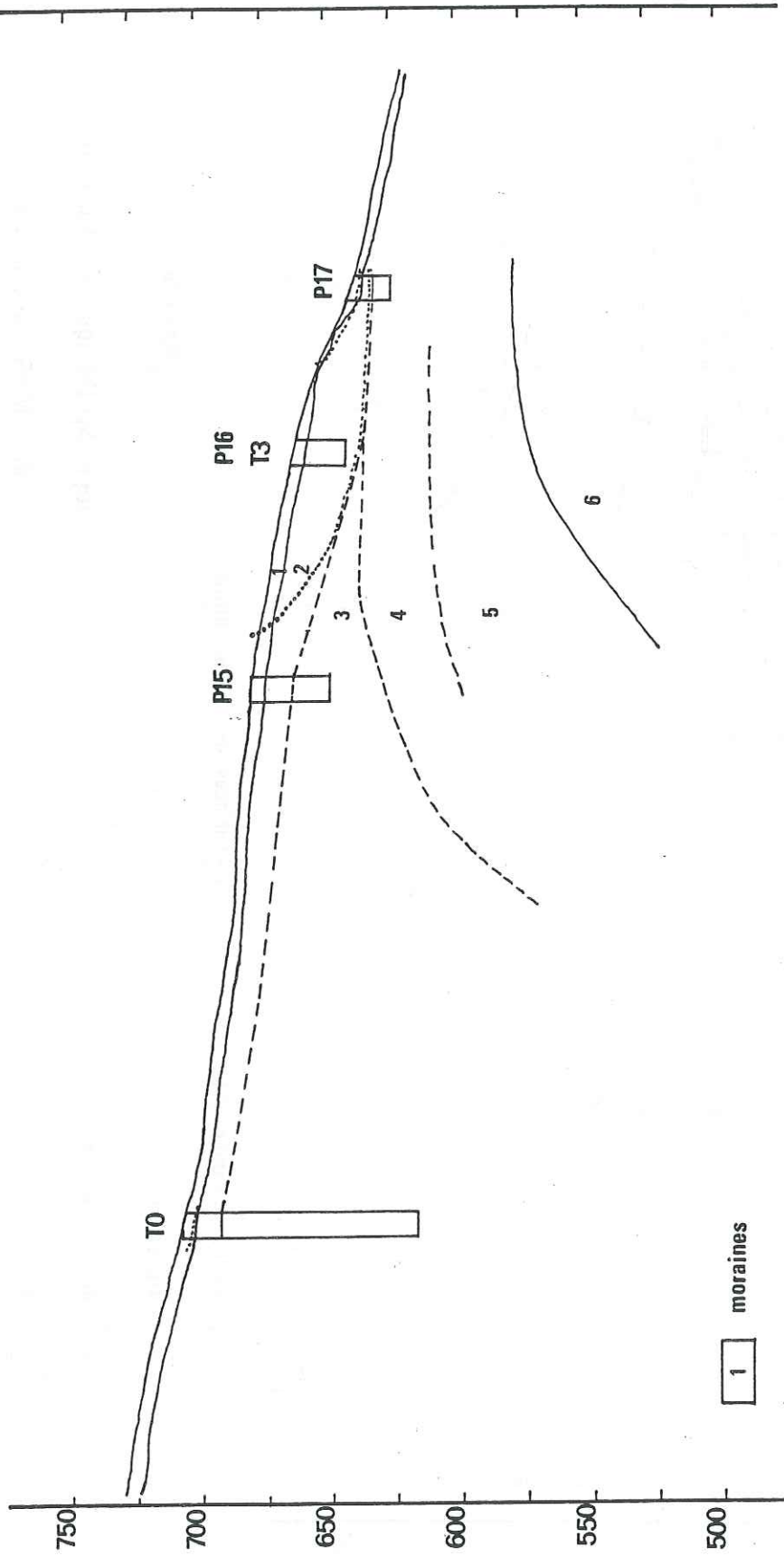
figure 39

Coupe Synthétique du Lotissement
du MAS suivant AA

éch: 0 25m

E. NE

W. SW



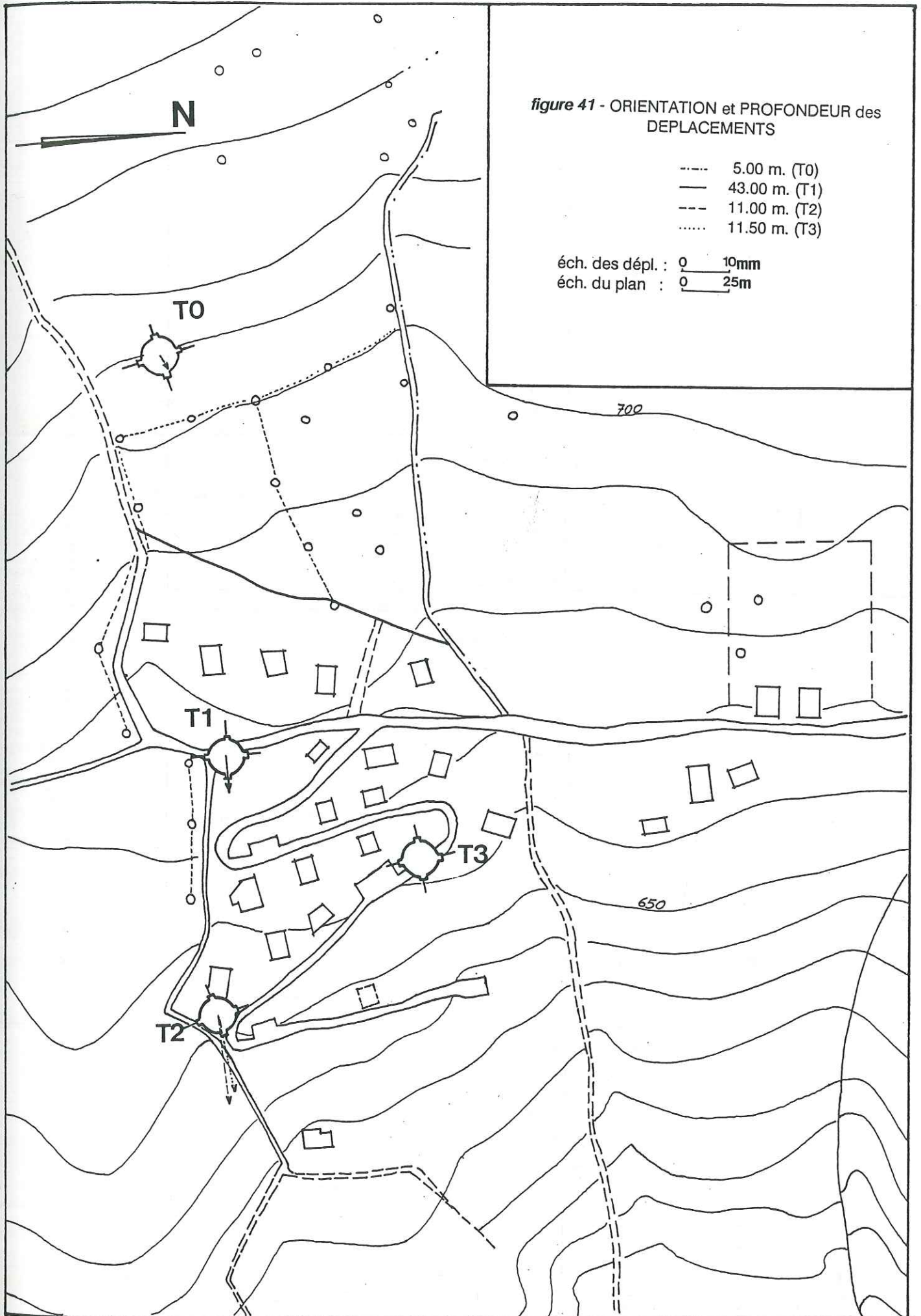
- 1 moraines
- 2 argiles remaniées à blocs
- 3 argiles litées
- 4 argiles à galets
- 5 alluvions
- 6 substratum rocheux
- surfaces de discontinuité

figure 40 -

Coupe Synthétique du Lotissement

du MAS suivant BB

éch: 0 25m



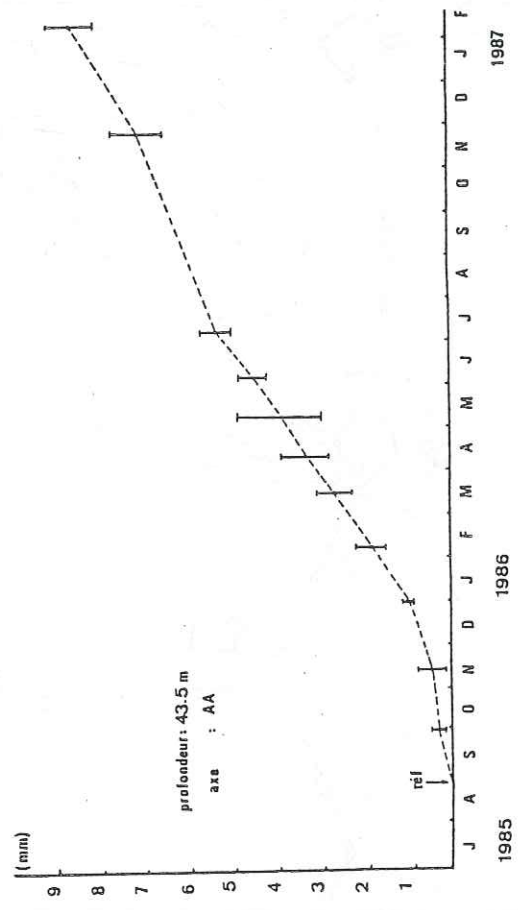
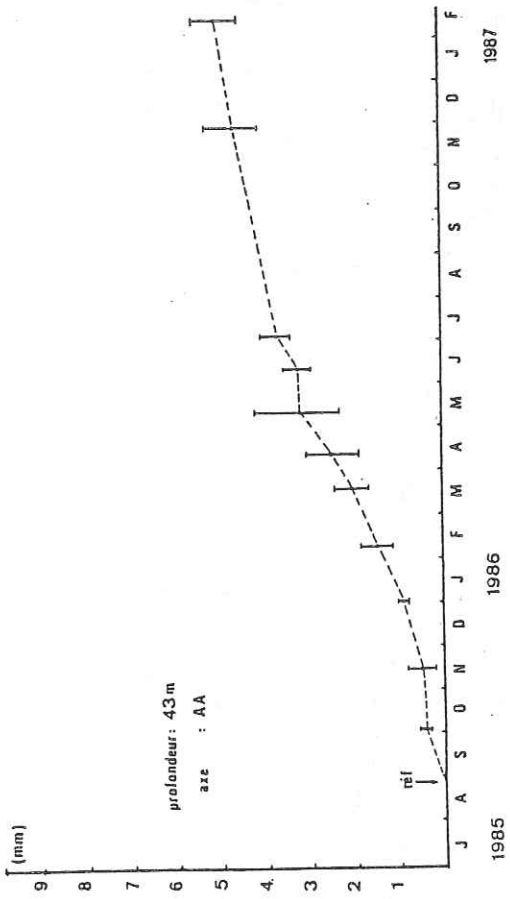
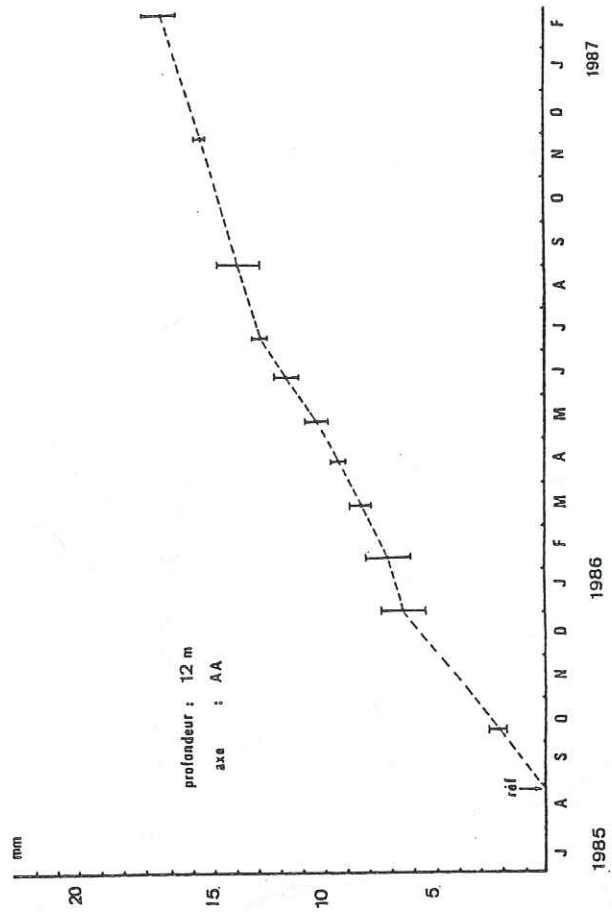
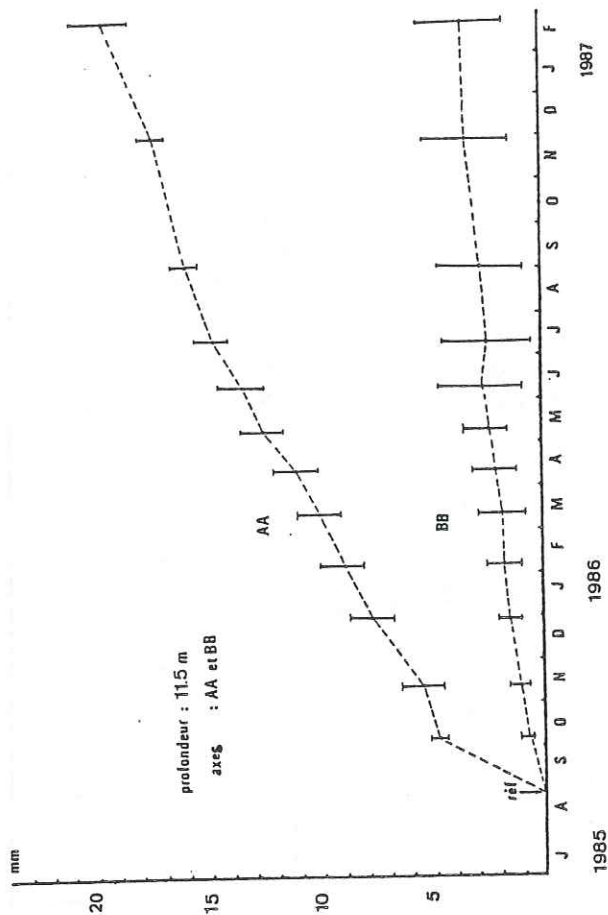


figure 42 - Evolution des déplacements en fonction du temps pour les tubes inclinométriques T1 et T2.

On trouvera aussi, en annexe, regroupées sur une même figure (annexe C4), toutes les courbes de déplacements et déformées calculées pour les deux tubes T1 et T2, pour la période août 1985 à février 1987. Les courbes de déformées représentent les mesures de déplacement cumulées sur toute la longueur du tube.

Ce dernier mode de représentation présente la grande faiblesse de cumuler non seulement des déplacements mais aussi les erreurs existant à chaque niveau de mesure, rendant parfois impossible toute interprétation.

E2 - Commentaires des résultats (figures 39 à 42)

T0 : les mesures ont révélé une zone de déformation peu active entre 5,00 et 5,50 m de profondeur. Le déplacement a été de 2 mm en 6 mois selon l'axe AA et de 0,9 mm selon l'axe BB. En dehors de cette zone, aucune autre surface ne se dessine, même à l'intérieur de la bande d'incertitude.

T1 : un niveau de déformation a été mis en évidence, au sein des argiles litées, entre 42,50 et 43,00 m de profondeur /T.N. Les déplacements mesurés depuis août 1985 sont très faibles : la dernière mesure, réalisée en février 1987, a donné, selon l'axe AA, un mouvement de 10 mm, pour une incertitude de 0,5 mm.

Aucun mouvement n'a été enregistré sur l'axe BB.

T2 : plusieurs surfaces de glissement apparaissent :

- entre 0,5 et 1,50 m/T.N. : cette déformation superficielle est apparue nettement lors de la mesure de janvier 1986 (environ 1 mm), puis elle n'a quasiment pas évolué jusqu'à la mesure de mars 1987 (quelques dixièmes de millimètre). La réactivation semble plutôt avoir été produite par un tassement des terrains dû au passage des engins de terrassement, lors des travaux d'assainissement du lotissement.

- entre 3,50 et 4,00 m/T.N. : cette surface de discontinuité, localisée selon l'axe AA, est très peu active (déplacement inférieur à 1 mm en 18 mois). Sur l'axe BB, aucun mouvement ne s'est manifesté.

- entre 11,00 et 11,50 m/T.N. : les mesures ont permis de déceler l'existence d'une surface de glissement assez active sur les 2 axes.

Sur l'axe AA, le déplacement est, en effet, de 10 mm par an.

T3 : aucune zone de déformation n'a été révélée en 6 mois. Précisons que ce tube avait été posé dans le but de mettre en évidence le fluage de la couche morainique superficielle, permettant de déterminer l'origine des fissures ouvertes du petit parking et, globalement, des désordres les plus importants observés sur le lotissement.

Remarques : les pics de déformations "négatifs" correspondent à des déformations du tube lors de son ajustement initial au terrain encaissant, puisqu'ils apparaissent dès la première mesure de déplacement mais n'évoluent plus ensuite. Cela confirme un point important : il est préférable, dans le cas du suivi d'un glissement, d'attendre une période de temps suffisamment longue avant de réaliser la mesure de référence. Dans notre cas, la période a été supérieure à 1 mois, ce qui nous a permis de mettre en évidence un déplacement significatif submillimétrique dès la deuxième mesure, trois mois environ après la mesure de référence.

Il a été réalisé des mesures dans le tube T0 jusqu'à 85,5 m de profondeur au lieu des 90 mètres initiaux prévus.

Enfin, au mois d'avril 1986, il s'est produit un cisaillement brutal et important du tube T1 à 49,00 m de profondeur. Entre deux mesures réalisées à moins de 24 heures d'intervalle, ce cisaillement a été suffisamment grand pour empêcher toute nouvelle mesure au-delà. Il a pu être vérifié que cette déformation était très localisée (sur 30 à 40 cm environ).

Ce mouvement est surprenant, dans la mesure où cette partie du tube appartient à la zone d'ancrage. Un phénomène aussi important peut, soit avoir été provoqué par un tassement tardif de réajustement du tube à son environnement, soit être la conséquence d'un mouvement au niveau d'une surface de glissement. Cette dernière hypothèse impliquerait l'existence de plusieurs surfaces de glissement actives à différentes profondeurs, et expliquerait, alors, l'écart très grand entre les mesures topographiques et les mesures inclinométriques.

2.3 - Synthèse des reconnaissances

A partir de l'ensemble des mesures et observations de terrain réalisées sur le site du Mas d'Avignonet, nous avons mis en évidence, dans chacune des formations argileuses (moraines argileuses, argiles remaniées et argiles litées), une surface de déformation plus ou moins active (figure 43).

Moraines :

A leur base, il a été décelé une surface de glissement à la limite avec les argiles sous-jacentes. Sa position est donc différente selon l'épaisseur de la formation :

figure 43 - Synthèse des reconnaissances au niveau du lotissement.

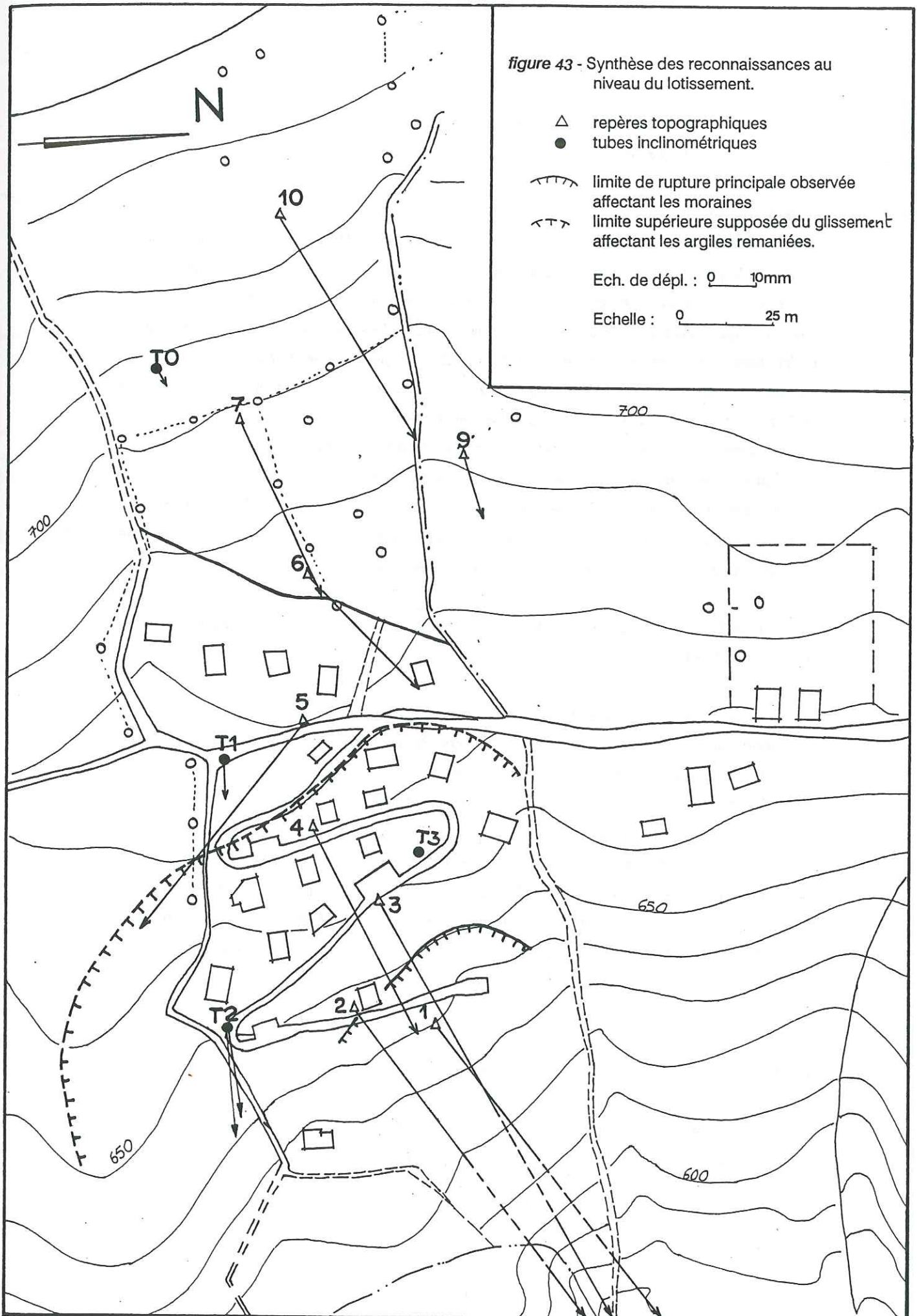
- △ repères topographiques
- tubes inclinométriques

— limite de rupture principale observée affectant les moraines

- - - limite supérieure supposée du glissement affectant les argiles remaniées.

Ech. de dépl. : 0 — 10mm

Echelle : 0 — 25 m



- 5,00-5,50 m/TN pour le tube T0

- 4,00-4,50 m/TN pour le tube T2

L'amplitude des déformations mesurées, est du même ordre de grandeur (T0 : 2 mm/6 mois ; T2 : 5 mm/18 mois). Les deux tubes T0 et T2 ont subi des déformations orientées selon la direction de plus grande pente, qui peuvent être corrélées avec les déplacements des repères topographiques, principalement ceux de la partie supérieure du lotissement. En considérant l'évolution de ces derniers en fonction du temps et le fait qu'elle est indépendante des conditions climatiques, le mouvement semble probablement lié à un phénomène de fluage de la moraine, qui glisserait sur les argiles (remaniées ou litées), plus ou moins rapidement selon l'inclinaison de la pente topographique. Ce fluage peut se transformer, au niveau des ruptures de pente, en un écoulement très rapide de la moraine, comme ce fut le cas pour le talus de la route (C.D. 113), ou encore celui, aux conséquences plus dramatiques, de la rupture du petit glissement en partie basse du lotissement. Enfin les déplacements se sont révélés plus faibles en profondeur (zones de déformation) qu'en surface, ce qui tendrait à montrer qu'il existe un gradient de vitesse de déformation de la couche, cette dernière diminuant en profondeur.

Si les deux tubes T0 et T2 ont subi des déplacements, il n'en est pas de même pour les deux autres tubes T1 et T3.

Dans le cas de T3, celui-ci avait été justement mis en place pour tenter d'expliquer la présence des principales manifestations d'instabilité observées sur le lotissement (affaissements de la route d'accès, fissures ouvertes du petit parking). Au bout de six mois, il n'a fourni aucune indication de déformation probante, et l'absence de résultat est apparemment en contradiction avec le contexte (déplacement des repères topographiques, marques d'instabilité sur l'ensemble du site). Des hypothèses ont été émises (présence d'îlots stables sous l'effet de conditions particulières) ou, dans le cas du tube T3 non ancré, l'évolution des moraines serait identique à celle de l'ensemble du tube entraîné par un glissement plus profond. Mais aucune hypothèse ne s'est imposée vraiment, et il reste impossible de conclure sur ce dernier problème.

- Argiles remaniées

La surface de déformation qui a été décelée dans le tube T2 entre 11,00 et 11,50 m s'est développée dans des matériaux d'assez grande plasticité et aussi de faible compacité. En témoignent la faiblesse du pourcentage de récupération de cette zone, lors du carottage, et la descente du carottier sous son seul poids. La géométrie de la surface de glissement relative à cette zone passant par cette zone de déformation apparaît complexe. En effet elle peut être interprétée de deux manières différentes :

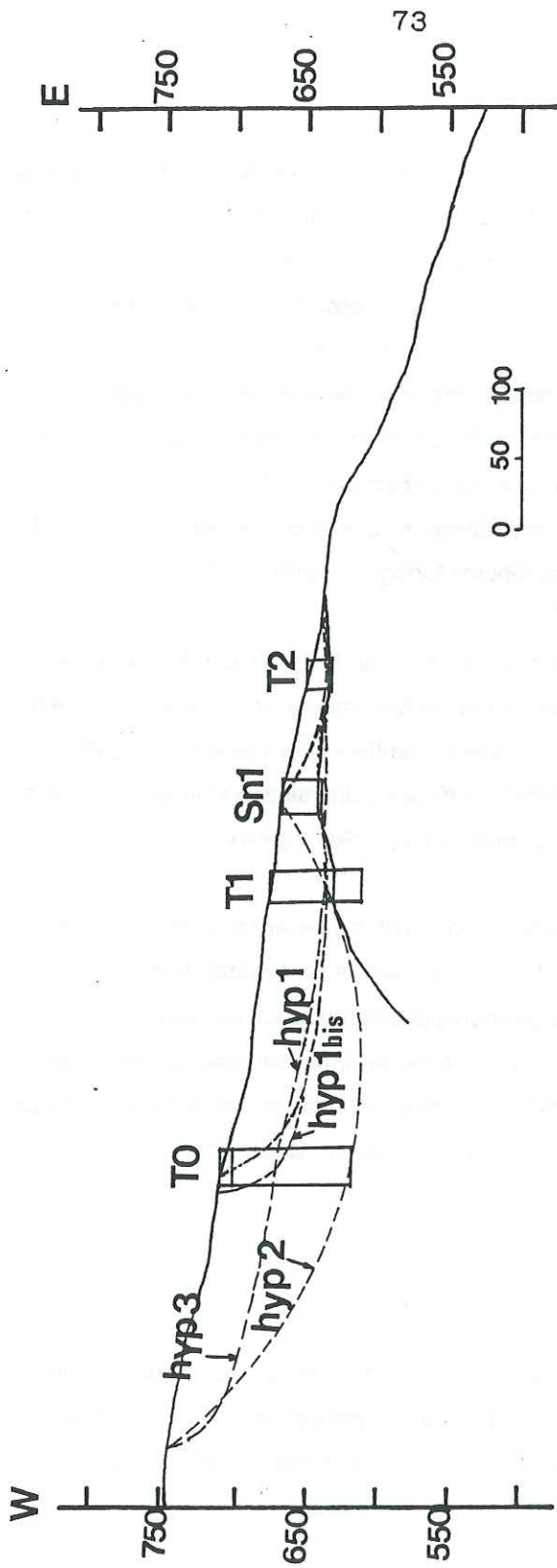


figure 44 - Représentation des surfaces de glissements superposées

en tirés gras - glissement des argiles remaniées décelé à 12.50 - 12.00 en T2.
 en tirés normaux - schématisation de deux hypothèses des surfaces de
 glissement responsables des déplacements mesurés à 42.50 m en T1.

- la surface passe par ce niveau de déformation et les premières fissures ouvertes observées sur la voie d'accès de la partie inférieure du lotissement (cf. carte géotechnique en annexe). En aval elle se prolonge probablement plus ou moins horizontalement, au-dessus du toit des argiles à galets. Cette géométrie s'accorde avec :
 - ces premières fissures qui correspondent en fait à une rupture de pente très marquée se prolongeant dans le champ cultivé au sud du lotissement et qui apparaît nettement sur les photos I.G.N. de cette zone,
 - le mouvement translationnel mis en évidence par les vecteurs de déplacement, représentés en coupe des repères topographiques R1, R2 et R4 (figure 28) ;
- la surface n'est en fait que le prolongement de la surface de déformation décelée en T1 suivant une géométrie définie par les hypothèses de la figure 44. Cette interprétation est plausible au regard de l'orientation identique des vecteurs déplacement calculés en T1 et T2. Mais la géométrie de la surface n'apparaît pas vraiment fonctionnelle si l'on tient compte de la remontée du substratum (argiles à galets).

Cette zone de déformation appartient ainsi soit à une surface de glissement qui affecterait uniquement la partie basse du lotissement soit à une autre plus vaste qui concernerait l'ensemble de la Combe du Mas et par conséquent, tout le lotissement.

Quelle que soit l'hypothèse, le phénomène de déformation reste lent (environ 1 cm/an). Il ne semble pas être à l'origine des principaux désordres observés en surface, mais paraît évoluer en fonction des variations climatiques, l'augmentation des déplacements suivant celle des précipitations.

- Argiles litées

Si l'on prend en considération la dimension du problème (surface de rupture en T1 vers 42,50 et 43,00 m), on s'aperçoit qu'on pourrait avoir un phénomène analogue à celui de la combe d'Harmalière (profondeur estimée à 45 m), c'est-à-dire que l'étendue du glissement pourrait être équivalente voire supérieure à celle de la combe du Mas.

La déformation révélée par T1 se situe dans une des tranches où le carottage n'a rien récupéré, ce qui confirme la présence d'un niveau très plastique, dans la mesure aussi où aucun incident de carottage n'a été noté. Cette surface de glissement autoriserait un mouvement très lent (environ 5 mm/an), régulier. C'est pour retrouver ailleurs cette surface, que T0 avait été mis en place. Les mesures n'y ont fourni qu'une seule zone de déformation nette entre 5,50 et 6,00 m de profondeur. Dans un premier temps, nous avons attribué celle-ci au fluage des moraines (paragraphe ci-dessus). Toutefois, selon certaines observations, (en particulier celle d'une large rupture de pente se dessinant nettement à quelques mètres au-dessus de ce tube vers la cote 710 m, (cf. carte des pentes en annexe A), l'amplitude des mouvements est analogue aux mesures en T1 sur la même période (décembre 85 - juin 87). Cela nous a conduit à nous demander si la discontinuité observée en T0 et T1 n'appartiendrait pas à une surface unique (hyp. 1, fig. 44).

On peut opposer à ces deux hypothèses deux remarques :

- l'orientation des deux déplacements est ici nettement différente malgré le fait que des variations soient naturellement possibles.

T0 : les déplacements sont orientés, comme ceux des repères topographiques de la partie haute du lotissement, selon la direction de plus grande pente.

T1 : le mouvement fait un angle de 10° environ avec la direction de plus grande pente et n'a pu être corrélé avec aucun autre indice de déplacement.

- la profondeur de la surface en T0 correspond au contact moraines/argiles remaniées, dans la mesure aussi où le mouvement superficiel décelé dans le tube T2 est aussi localisé à la base de la couche morainique.

La forme des surfaces de glissement supposées dans les deux hypothèses 1 et 1 bis, probablement non circulaire, peut être retenue dans la mesure où la profondeur, fixée par le sondeur, aux argiles à galets n'est pas précise (une vérification de cette profondeur serait d'ailleurs impossible car il s'agissait d'un sondage destructif sans enregistrement de paramètres). Au surplus, on peut envisager d'autres hypothèses :

- Une première (hyp 1 bis), qui tient compte de la présence d'un petit pic de déformation à 40.50 de profondeur pas encore significatif, constitue en fait une variante de l'hypothèse 1 ;

- Une seconde (hyp 2 ou 3) où le tracé partirait du sommet du versant. En effet, compte tenu qu'aucune autre déformation n'a été décelée en T0 à partir de 40.50 m jusqu'à 85.5 m et qu'aucun indice important de niche d'arrachement n'a été relevé entre les deux tubes T0 et T1, il nous faut rechercher l'affleurement d'une surface vers le sommet de la combe, en reconsidérant la réactivation d'un ancien glissement, présentant encore une cicatrice située autour de la cote 820 (750 au niveau du profil étudié). Celui-ci affecterait, alors, toute la combe, soit une largeur de 1.5 km, et l'épaisseur de terrain en mouvement serait de 40 m environ, voire supérieure à 85.5 m

Enfin, quelles que soient les hypothèses (en rupture non circulaire), ces surfaces devaient venir en aval tangenter les argiles à galets, ce qui peut encore laisser supposer l'existence possible d'un lien entre la zone de déformation en T1 et celle de T2.

Mais l'analyse des vitesses de déplacement en fonction des précipitations n'est pas suffisamment significative pour nous renseigner sur la nature de la surface de glissement.

Une étude de la stabilité s'impose donc pour pouvoir préciser et peut-être lever les incertitudes encore existantes sur les surfaces de glissement envisagées.

En conclusion, au regard de la sécurité du lotissement, c'est le fluage qui engendre les dégâts apparents auxquels il est peut-être possible de remédier (drainage). Les déplacements mesurés en T2 vers 11.50 - 12.00 m de profondeur, s'ils ne semblent pas encore être à l'origine des formes d'instabilité apparente, restent cependant les plus inquiétants, car ils évoluent inexorablement et régulièrement de 1 à 2 cm par an et concernent directement dix habitations, voire l'ensemble du lotissement si la surface est en liaison avec celle de T1. Le traitement de cette surface de rupture, s'il est possible, nécessitera, alors, des moyens, tant techniques (drainages profonds ou clouages) que financiers, très importants.

En ce qui concerne la stabilité de l'ensemble de la combe du Mas, seul le fait que les mouvements soient très lents nous permet de dire que le risque d'une rupture brutale à court terme est nul. Par contre, pour évaluer sa stabilité à long terme, il nous manque encore trop d'informations.

Enfin, il nous apparaît important de préciser si l'existence d'un lien entre les déplacements mesurés et les variations de niveau de la retenue est possible. Pour cela, nous avons confronté ces dernières durant la période 1985 - 1986 (figure 45) aux amplitudes des déplacements des repères topographiques et des surfaces de déformation profonde. Aucun indice n'autorise à envisager une influence directe de la retenue du barrage sur la manifestation des désordres actuels.

2.4 - Travaux de stabilisation

Ces travaux ont été répertoriés dans le rapport du plan d'exposition aux risques. On en résumera les principales étapes.

1970 - Le long de la route CD 1106 : tranchée drainante, 12 éperons drainants reliés à la tranchée drainante, un mur de soutènement (80 m³ de gabions);

1984 - Stabilisation du lotissement du Mas :

- à l'amont du lotissement : tranchée drainante de 180 m de longueur et 3.5 m de profondeur, étanchement partiel du Ruisseau du Truc, curage de celui-ci jusqu'à 720 m.

1986 - Suite de la stabilisation du Mas : réfection du réseau d'eau et d'assainissement ; mise en place d'un réseau de drains horizontaux.

En annexe D, nous présentons un plan d'ensemble du lotissement sur lequel sont positionnés les sondages, les coupes de sondages et les premières mesures réalisées.

Nous avons cherché aussi à situer ces drains par rapport aux hypothèses de surface de glissement (Annexe D : D3). Malgré le fait que nous soyons partis d'un profil ancien, non affecté par les mouvements récents, il semble que les drains n'aboutissent pas dans la zone potentielle de rupture (exceptée celle de la moraine). Aussi, il est probable que leur action ne pourra vraiment être efficace que dans le cas de la surface du glissement de la moraine ou les argiles remaniées.

Chapitre 3 - Caractéristiques géotechniques des matériaux.

Chapitre 4 - Enseignements tirés de la Combe d'Harmalière.

Chapitre 5 - Etudes de stabilités et synthèse.

L'approche mécanique présentée dans cette troisième partie s'est révélée une phase indispensable complétant l'ensemble des reconnaissances de terrain. Elle doit permettre de contrôler la validité des hypothèses émises précédemment concernant la rupture, et d'aborder en outre le problème essentiel de l'évaluation du degré de stabilité de la combe du Mas.

Cette démarche implique la réalisation d'un ensemble d'essais, destinés à estimer les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains - essentiellement des argiles litées - et à les comparer à celles déterminées ailleurs dans ces mêmes formations. Pour cerner encore mieux le comportement des argiles litées, une approche mécanique du glissement d'Harmalière a été entreprise et a servi de référence et de guide à l'étude finale de la stabilité de la combe du Mas.

Chapitre 3 - CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX

3.1 - Alluvions anciennes

Les alluvions du Drac du Cros présentent une granulométrie grossière. La figure 46 montre le fuseau granulométrique d'alluvions contemporaines (Mindel-Riss) situées près de St-Martin-de-Cielles, identiques à celles du versant étudié. Les mesures de limites d'Atterburg sur des échantillons contenant suffisamment de mortier pour les essais avaient donné les valeurs suivantes (Köseoglu, 1977) :

$$22 < W_L < 44 \%$$

$$16 < W_P < 22 \%$$

$$5 < I_P < 22 \%$$

ce qui correspond à une matrice silteuse voire sablo-argileuse selon les endroits, d'après la classification de Casagrande. La nature de ce remplissage explique sa forte perméabilité. En témoignent les pertes de la retenue de Monteynard par contournement de l'appui rive gauche du barrage.

Cette formation est caractérisée aussi par des résistivités toujours supérieures à 130 Ω m.

Ces alluvions sont suffisamment cimentées pour affleurer en falaise. Nous avons tenté d'apprécier leur cohésion à l'aide de la méthode d'analyse de stabilité de Caquot - Biarez.

$$\frac{c'}{H} = f(\text{tg}\varphi') \quad (1)$$

Pour déterminer l'angle de frottement φ' , un essai triaxial a été réalisé sur un échantillon reconstitué selon le mode opératoire d'un essai Proctor. Sachant que la densité de ces alluvions était sans aucun doute comprise entre celle des argiles litées et celle des calcaires, c'est-à-dire $20.0 < \gamma_h \text{ alluvions} < 26.0 \text{ kN/m}^3$ et compte tenu des valeurs de vitesses V_p mesurées assez proches de celles des argiles litées, la densité doit être comprise entre 21 et 23 kN/m^3 .

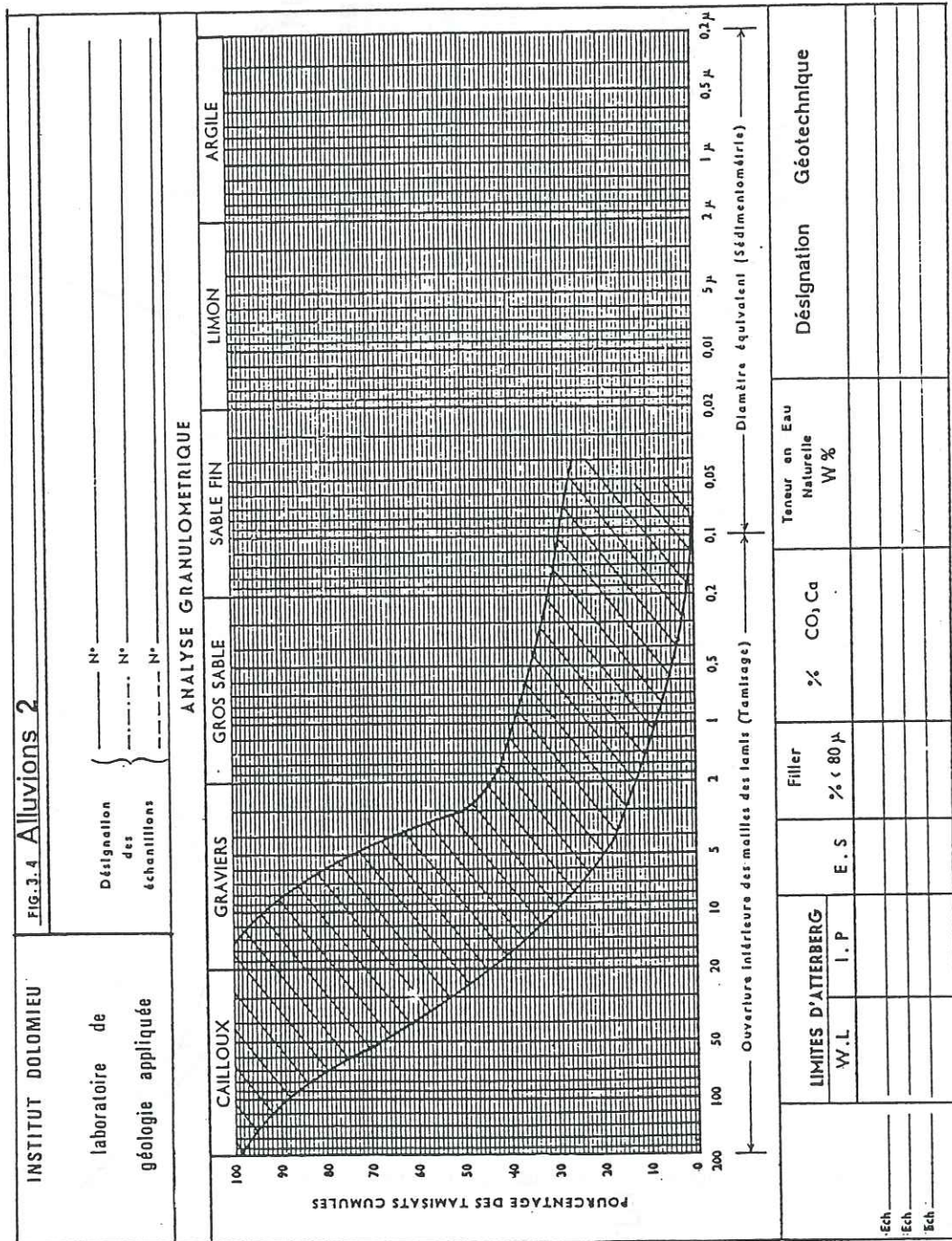


figure 46 - Fuseau granulométrique des alluvions (Köseoglu 1977)

figure 47 -

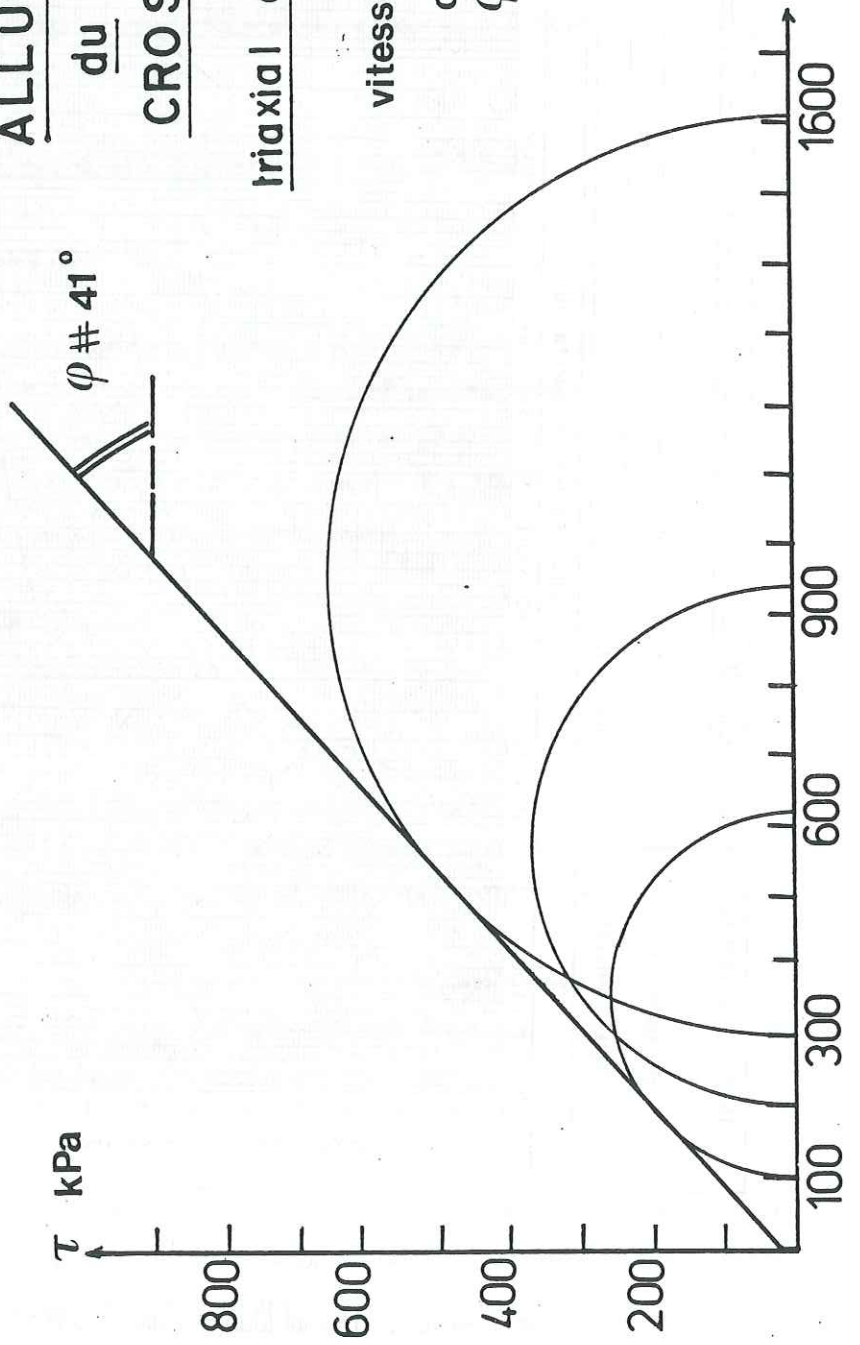
ALLUVIONS

du
CROS

triaxial consolidé-drainé

vitesse de cisaillement 0.5mm/mn

$c' \# 20 \text{ kPa}$
 $\phi \# 41^\circ$



$\sigma \text{ kPa}$

Or un recompackage dans un moule proctor effectué selon les conditions suivantes :

- moule 100 X 200
- diamètre des éléments inférieur à 25 mm
- 5 couches
- 25 coups / couche, avec une dame normale

cela nous a conduit à un γ_h final = 22 kN/m³.

L'angle ainsi obtenu est voisin de 41° (figure 47). Cet angle est du même ordre de grandeur que celui correspondant à la pente des éboulis de pied de falaises que nous avons pu mesurer précisément (théodolithe) : $\alpha = 39^\circ$.

En ce qui concerne le paramètre H, une mesure au théodolite de la hauteur des principaux abrupts (en contrebas des fermes du Mas d'Avignonet, l'autre étant la carrière ouverte à proximité du barrage) a donné une hauteur comprise entre 30 et 35 m. Nous avons choisi une valeur moyenne de 32 m. Nous avons supposé une valeur de densité comprise entre 21 et 22 kN/m³.

La relation (1) fournit pour c' des valeurs de 74 ou 76 kPa selon l'hypothèse d'une densité respectivement de 21.0 ou 22.0 kN/m³.

Finalement, compte tenu des hypothèses de calcul parfois incertaines (γ_h), on peut admettre que la cohésion de ces alluvions liée à un phénomène de cimentation des galets par la matrice silteuse peut être estimée à

$$c' > 80 \text{ kPa}$$

3.2 - ARGILES LITEES

Les argiles litées, qui jalonnent l'extension de l'ancien lac du Trièves, sont fréquemment sujettes à l'instabilité. De nombreuses études antérieures, sur des sites géographiquement dispersés (Ponsonnas, Monestier-de-Percy, St-Martin-de-Cielles, St-Guillaume), leur ont été déjà consacrées.

Les essais que nous avons menés sur celles du site d'Avignonet avaient donc pour but de comparer leurs caractéristiques d'identification à celles connues par ailleurs, et de tenter de préciser certaines caractéristiques mécaniques (cohésion résiduelle, angle de frottement

résiduel, densité) nécessaires pour une appréciation mécanique de la stabilité de la combe du Mas.

3.2.1 - Paramètres caractéristiques des argiles du Mas d'Avignonet

A - Granulométrie - Densité

Une sédimentométrie pratiquée sur des échantillons du lotissement a révélé la présence de 40 % de particules inférieures à 2 (ADGRT, 1981), le reste étant constitué principalement par des silts. Les mesures de densité ont donné les valeurs suivantes :

$$1.98 < \gamma_h < 2.03$$

$$1.59 < \gamma_d < 1.62$$

B - Limites d'Atterberg

Les argiles présentent des valeurs d'indice de plasticité I_p ($14 \% < I_p < 15.3 \%$) assez faibles et des limites de liquidité W_L ($38.5 \% < W_L < 41 \%$) qui correspondent, dans la classification de Casagrande, à des argiles peu plastiques. Au regard des teneurs en eau naturelles déjà élevées $23 \% < W < 31 \%$, la limite de liquidité est parfois atteinte dans les niveaux les plus superficiels et décomprimés (de 0.10 à 0.40 m de profondeur), expliquant ainsi leur aptitude à s'écouler largement au niveau des ravins où ces argiles sont présentes (ravin de Matras, ravin de la Roche Close).

C - Essais oedométriques

Nous avons cherché à vérifier l'état de consolidation des argiles litées. Deux essais ont été réalisés sur des échantillons situés à 25.0 et 44.0 m de profondeur, la contrainte normale étant appliquée perpendiculairement aux lits. Ces essais n'ont mis en évidence aucun état de surconsolidation, alors que, théoriquement, les échantillons ont subi, au cours de leur histoire, une compaction due au poids des terres. Pour estimer ce poids, nous avons pris en compte la différence de cote entre les prélèvements (soit respectivement 655 et 636 m) et la cote maximale du remplissage alluvial dans le lac du Trièves (environ 750 m).

Nous avons, d'autre part retenu, pour la densité de la colonne de sédiments, la valeur 20 kN/m^3 soit un poids déjaugé de 10 kN/m^3 .

Les pressions qui en résultent sont les suivantes :

Profondeur prélèvement (m)	théorique (kPa)	actuelle (kPa)	(essai oedométrique)
25,50	950	255	70 - 284
44,00	1140	440	75

Il est probable que la différence constatée entre σ'_c calculée et σ'_o observée sur les échantillons tient à deux causes principales :

- la 1^{re} relève du mode de prélèvement (diamètre des carottes 83 mm) qui a, probablement, remanié très fortement l'échantillon (rupture des liaisons diagénétiques). Elle est associée à un phénomène de décompression lié au délai entre le prélèvement et les essais.
- en dehors de ces raisons "techniques", on peut avancer avec G. Biguenet que tout matériau semble "oublier" une partie du chemin de contrainte subi au cours de son histoire, c'est pourquoi il est souvent difficile de déceler un état de surconsolidation, surtout lorsque celui-ci est relativement faible.

Des mesures de perméabilité ont été réalisées parallèlement et perpendiculairement aux lits et ont mis en évidence un rapport de 10^2 entre perméabilité horizontale et verticale :

$$10^{-8} < k_v < 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$10^{-6} < k_h < 10^{-7} \text{ m/s}$$

D - Essai triaxial (figures 48 à 50)

Pour estimer les caractéristiques mécaniques de ces argiles (angle de frottement interne φ' et cohésion c'), nous avons travaillé sur des niveaux d'argiles remaniées prélevées à 5.00 m de profondeur puis reconsolidées après avoir vérifié la saturation. Le cisaillement a été effectué en conditions non drainées avec mesure de la pression interstitielle (essai triaxial $C_u + u$).

Les courbes brutes de cisaillement ne présentent pas de pic de contrainte, ce qui témoigne d'un matériau qui ne possède pas un comportement fragile.

La représentation des contraintes dans l'espace de Mohr nous fournit les caractéristiques suivantes :

$$c_u = 18 \text{ kPa}$$

$$\varphi_u = 14^\circ$$

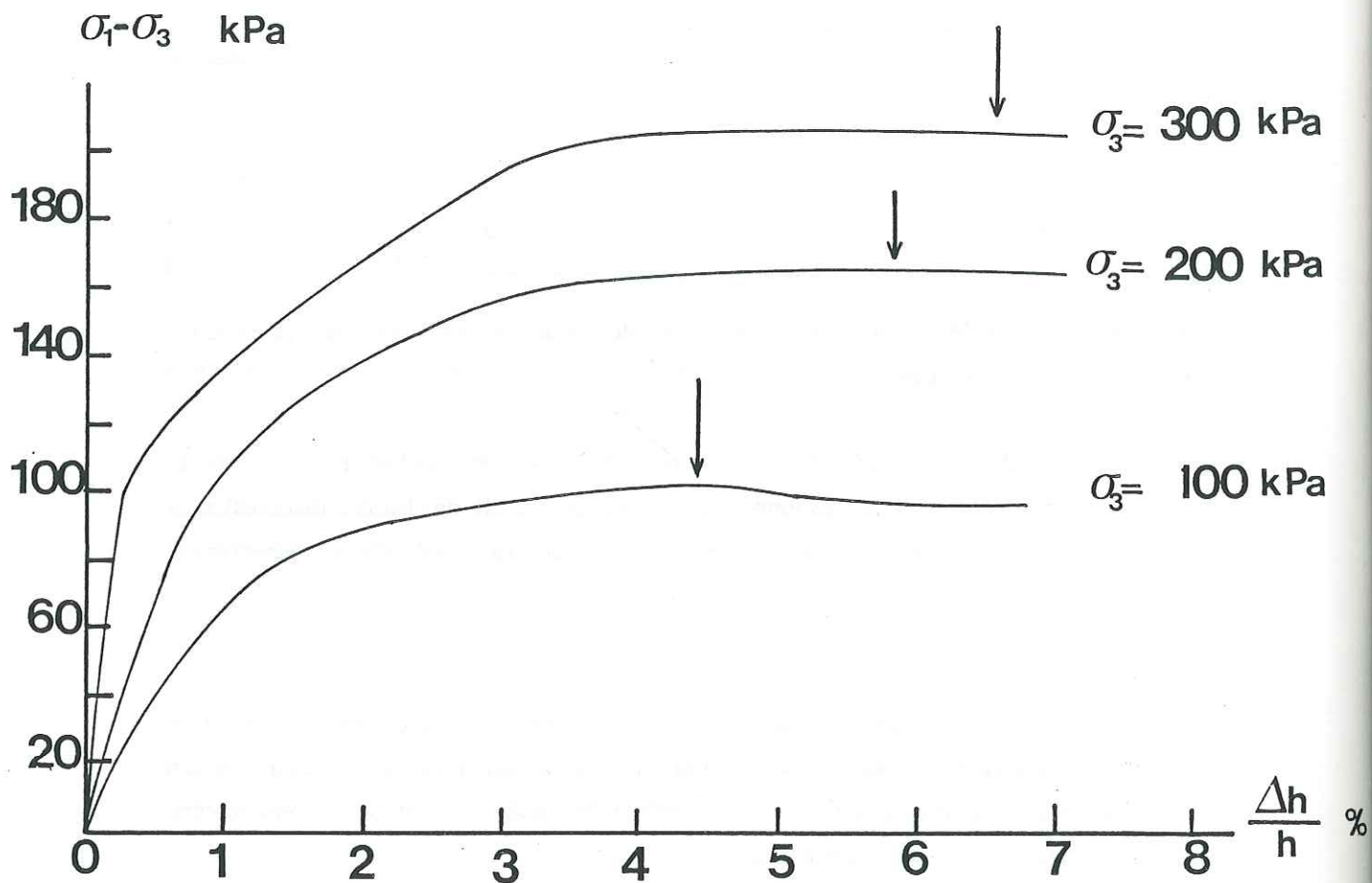


figure 48 - Courbes déformations - déviateur de contraintes pour un échantillon d'argile litée remaniée.

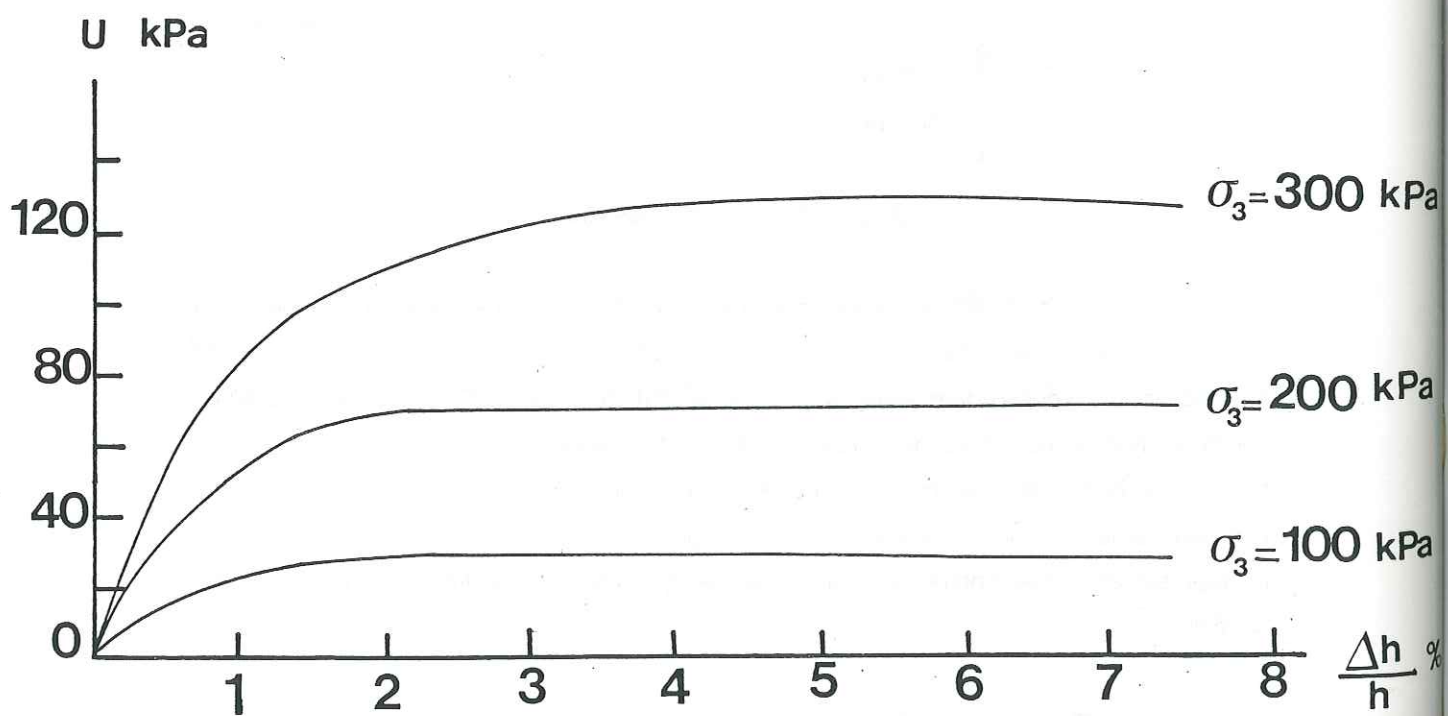
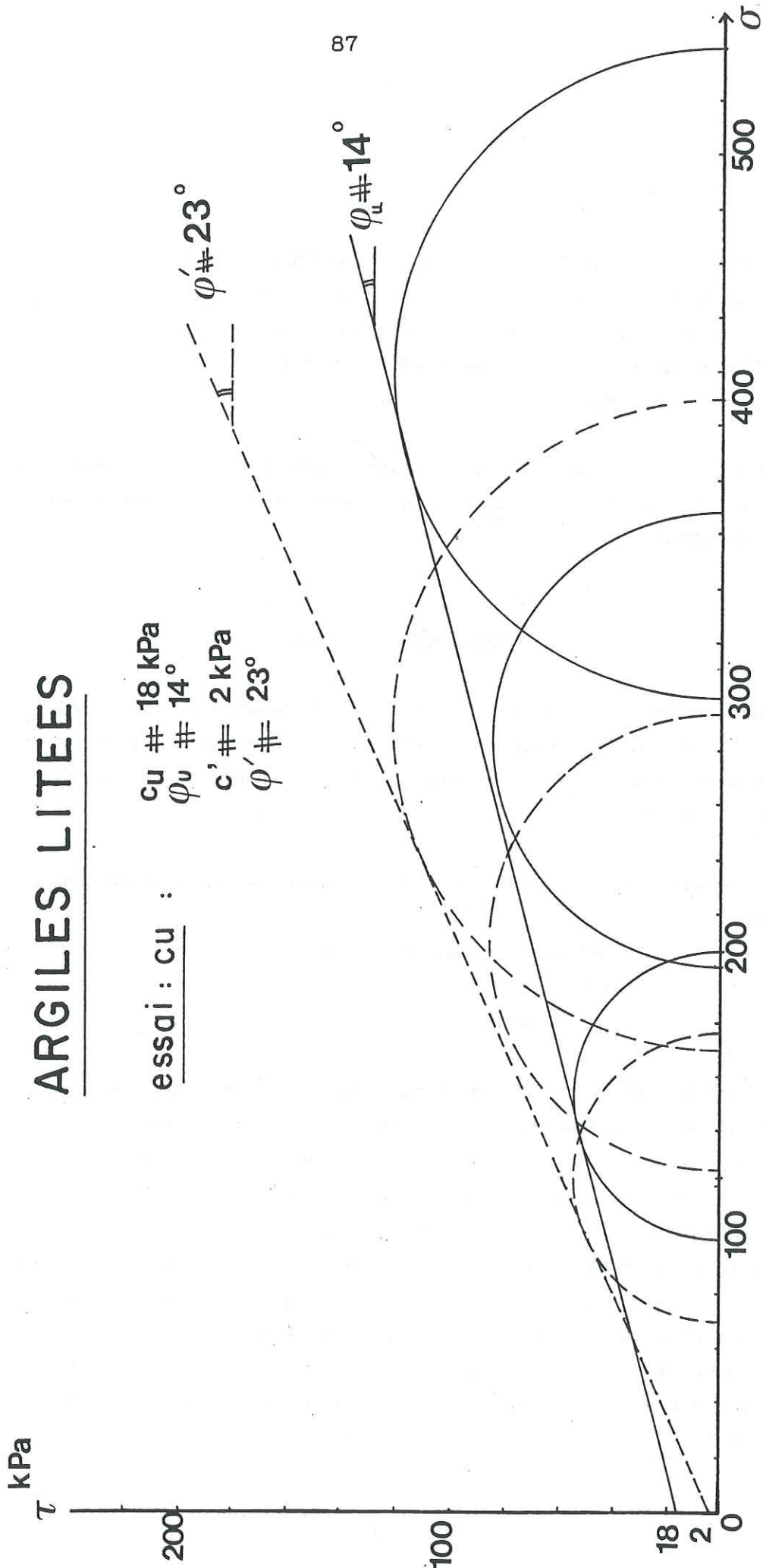


figure 49 - Courbes déformations - pression interstitielle pour un échantillon d'argile litée remaniée.

figure 50

ARGILES LITEES



$$c' = 2 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 23^\circ$$

Au regard de ces résultats, l'échantillon se situe entre une argile pure et un silt pur, dans la mesure où les angles de frottement φ_u , φ' et les cohésions c_u , c' donnent des valeurs comprises entre celles d'un matériau argileux (cohésion forte - angle de frottement faible) et d'un matériau typiquement sableux (cohésion nulle - angle de frottement élevé). Ceci reflète bien la constitution de ces argiles.

Cet essai était destiné, essentiellement, à donner un ordre de grandeur de l'angle de frottement φ' afin de permettre une comparaison de ces argiles d'Avignonet avec celles étudiées en d'autres sites du Trièves.

3.2.2 - Données bibliographiques

Nous avons rassemblé (tableau 1, figures 50 et 51), afin de les comparer avec celles obtenues sur nos échantillons, les principales caractéristiques fournies par la littérature à l'occasion des désordres survenus dans les argiles litées du lac du Trièves (Van Asch - Van Genuchten, 1984 - 1986; Desvarreux et al. (A.D.G.R.T.) 1982 - 1985; Al Hayari, 1988).

Ces désordres sont localisés dans trois zones distinctes, relativement éloignées les unes des autres :

- zone A, au NE (La Mure - Ponsonnas),
- zone B, au SW (St-Martin-de-Clelles - Monestier-de-Percy),
- zone C, au NW (Sinard).

Ces trois se distinguent, principalement, par les compositions minéralogiques de leurs argiles respectives. Ces dernières proviennent, en effet, de reliefs nourriciers très différents. Ainsi, les argiles de la zone de La Mure et Ponsonnas, riches en quartz et feldspath, se sont formées à partir de matériaux issus du massif cristallin du Pelvoux ; celles de la zone de Sinard, caractérisées par une prédominance d'Illite, semblent indiquer plutôt une origine de reliefs calcaires plus ou moins argileux du Grésivaudan et du Vercors (Antoine et al., 1981) ; enfin, les argiles de la zone de Monestier-de-Percy ou St-Martin-de-Clelles (riches en calcite) montrent l'influence des massifs franchement calcaires (Vercors, Dévoluy).

En dépit de ces différences de composition, les argiles litées présentent pourtant beaucoup de caractéristiques communes : densité, granulométrie, limites d'Atterberg. On notera seulement une limite de liquidité W_L plus élevée pour les argiles de Sinard.

	PONSONNAS LA MURE	St M. DE CELLES MONESTIER PERCY	AVIGNONET SINARD
W_L (%)	32 - 38	38	38 - 45 47 - 49* (prof 1.5 m)
I_P (%)	13 - 18	17 - 21	15 - 18 26 - 27* (prof 1.5 m)
Granulométrie < 2 (%)	49	Niveaux sombres 60 Niveaux clairs 40	< 40*
Composition minéralogique (%)	Quartz Calcite : 60-70 Feldspath : 10-20 Chlorite Vermiculite : 20 - 30 Illite Smectite	Quartz : 10 20-30 Calcite : 50 25-40 Feldspath : 1 5-10 Chlorite : 6 5-10 Illite : 15 10 Kaolinite : 6 5 Montmorillonite + IMC : 12 5	Quartz 14 - 16 Calcite 15 - 19 Feldspath 6 - 10 Chlorite 14 - 16 Illite 42 - 47 Montmorillonite + IMC : < 5
γ_h (kN/m ³)	20.0 ± 0.8		20 ± 0.2
γ_d (kN/m ³)	16.0 ± 0.8		15.7 - 16
Perméabilité k (cm / s)	k_v : 10 ⁻⁸ - 10 ⁻¹⁰ k_h : 10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁷		k_v : 10 ⁻⁸ - 10 ⁻¹⁰ k_h : 10 ⁻⁶
W naturelle (%)	26 ± 3	28	25 - 31
V_p (m/s)		1500 - 2000	1800 2000 (non remaniée)
Rc (kPa)			100
cu (kPa)	$c_{//}$: 36 ± 6 c_{\perp} : 87 ± 11	$c_{//}$: 36.5 c_{\perp} : 62.0 $c = c^{\circ} + \gamma \cdot z \cdot \text{tg} \alpha$ (loi de variation avec la profondeur)	$c_{//}$: 30 ± 10 c_{\perp} : 80 ± 20
c' (kPa)	$c'_{//}$ = 3 ± 1 c'_{\perp} = 12 ± 1		2
φ_u (°)	3 à 11		< 14 0
φ' (°)	23 ± 2		23 ± 1 26
φ résiduel (°)	18.7 ± 1		20 (corrélation)
<i>Pente</i> (°)			
Stable	< 8		< 8
Léger. instable	8 - 14		8 - 13
Instable	18 - 24		
Très actif	24	11 - 15	> 13

Tableau 1 - Paramètres physiques et mécaniques déterminés à l'occasion de glissements dans divers gisements d'argiles litées du Trièves.

Antoine P. et al., 1981
Giraud A. et al., 1980
A.D.R.G.T., 1983 à 1985
Th WJ Asch and al., 1984
Th WJ Asch, 1984
Th WJ Asch and P.N.B. Genuchten, 1986

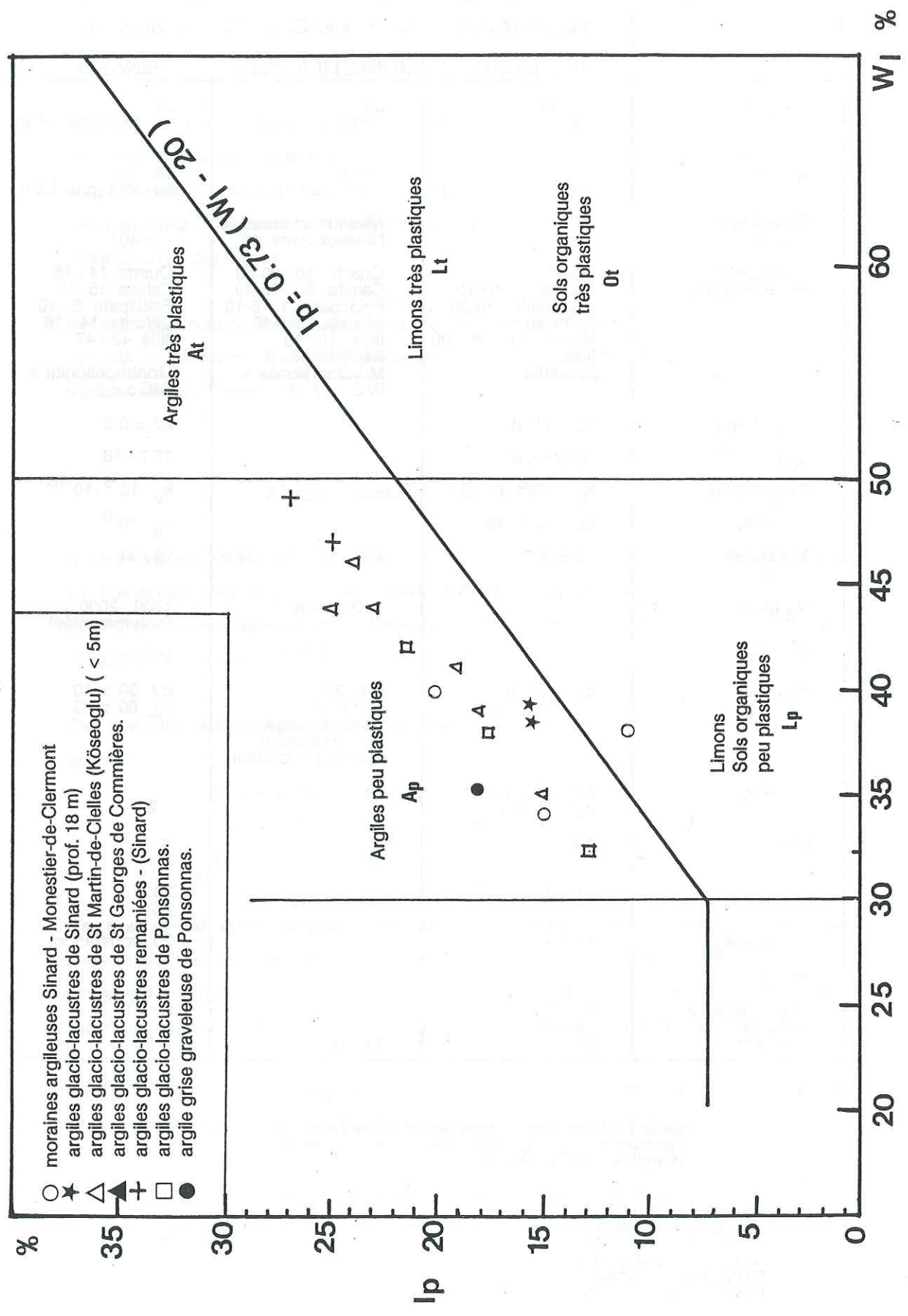


figure 52 - Diagramme de plasticité des formations argileuses (moraines - argiles litées) du Trièves.

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

CLASSIFICATION U.S.B.R.

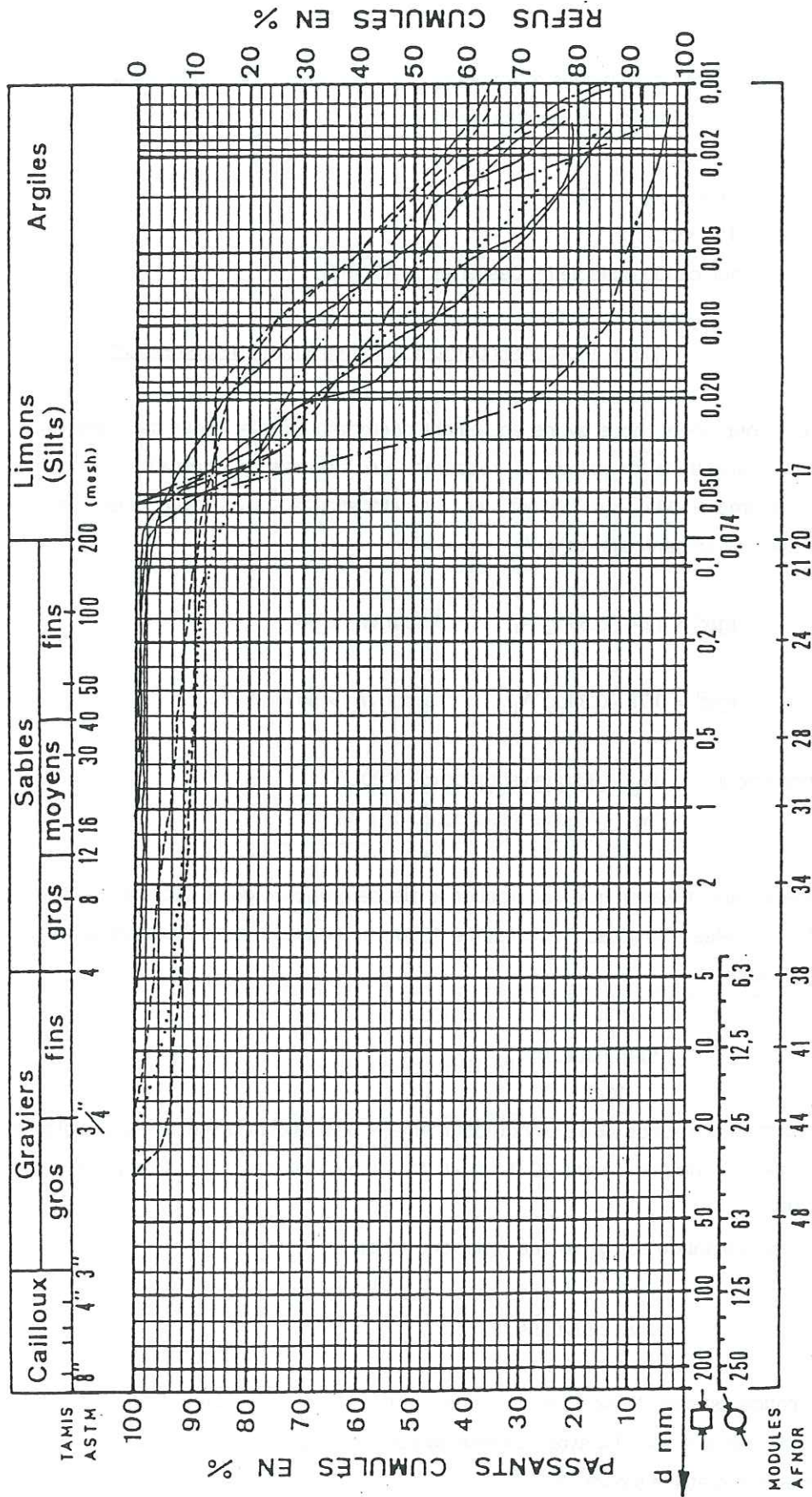


Figure 51 - Quelques courbes granulométriques des argiles litées du Trièves (Sinard, Ponsonnas, St Martin-de-Cielles, Monestier-du-Percy). (Köseoglu, 1977 ; ADGRT, 1983 - 1986)

Quant aux paramètres mécaniques résiduels (φ'_r , c'_r) qui nous intéressent particulièrement, ils présentent des fourchettes de valeurs très étendues :

$$0 < c'_r < 10 \text{ kPa}$$

$$15^* < \varphi'_r < 21^\circ$$

(* communication orale de M. Desvarreux - ADGRT).

3.2.3 - Indications complémentaires à partir de corrélations

A titre de recoupement, nous avons également cherché à fixer la valeur des paramètres qui devaient intervenir dans les calculs en recourant aux formules de corrélation proposées par Favre et Biarez (1980) qui relient les caractéristiques mécaniques aux paramètres d'identification, et en particulier φ' à W_L .

$$\text{tg}\varphi' = 1.64 - 0.8 \log W_L \quad \text{pour } W_L < 50$$

$$\text{tg}\varphi' = 0.78 - 0.3 \log W_L \quad \text{pour } W_L > 50$$

ce qui donne pour $W_L = 38$ une valeur de $\varphi' = 20^\circ.6$
 $W_L = 45$ une valeur de $\varphi' = 17^\circ.6$

En considérant la corrélation fragilité - fraction argileuse proposée par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Blondeau - Josseaume 1976), nous avons tenté d'estimer φ' résiduel à partir de la relation :

$$\frac{\text{tg}\varphi' - \text{tg}\varphi'_{\text{res}}}{\text{tg}\varphi'} = \text{tg}\alpha$$

en supposant une valeur de α à partir du pourcentage de particules inférieures à 2μ (figure 53). Pour une teneur comprise entre 30 % et 40 % en particules $< 2\mu$, le graphique suggère $\alpha(\%) = 45$

φ' mesuré étant de 23° , φ' résiduel doit donc avoisiner 13° .

3.3.4 - Moraines

Cette formation est caractérisée par une matrice argileuse très abondante, laquelle, initialement grise, a subi une altération lui ayant conféré sa couleur actuelle jaunâtre. Elles présentent une granulométrie très étalée (figure 54).

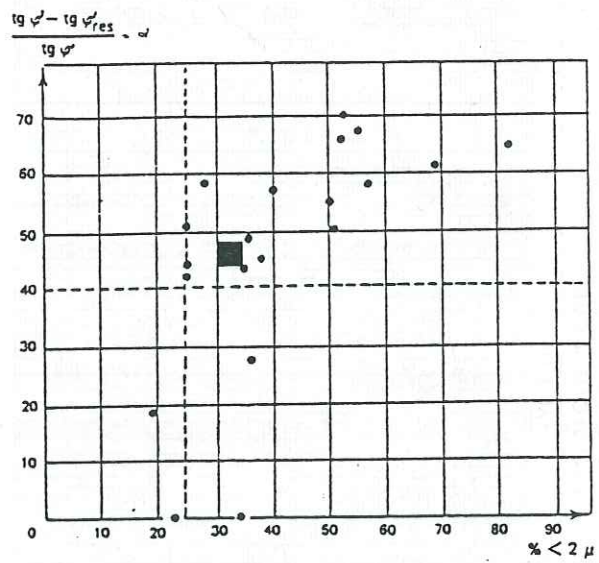


figure 53 - Corrélation fragilité-fraction argileuse pour les sols testés au LCPC

$\alpha = 45^\circ$ (argiles litées de Sinard)

(Blondeau - Josseume, 1976)

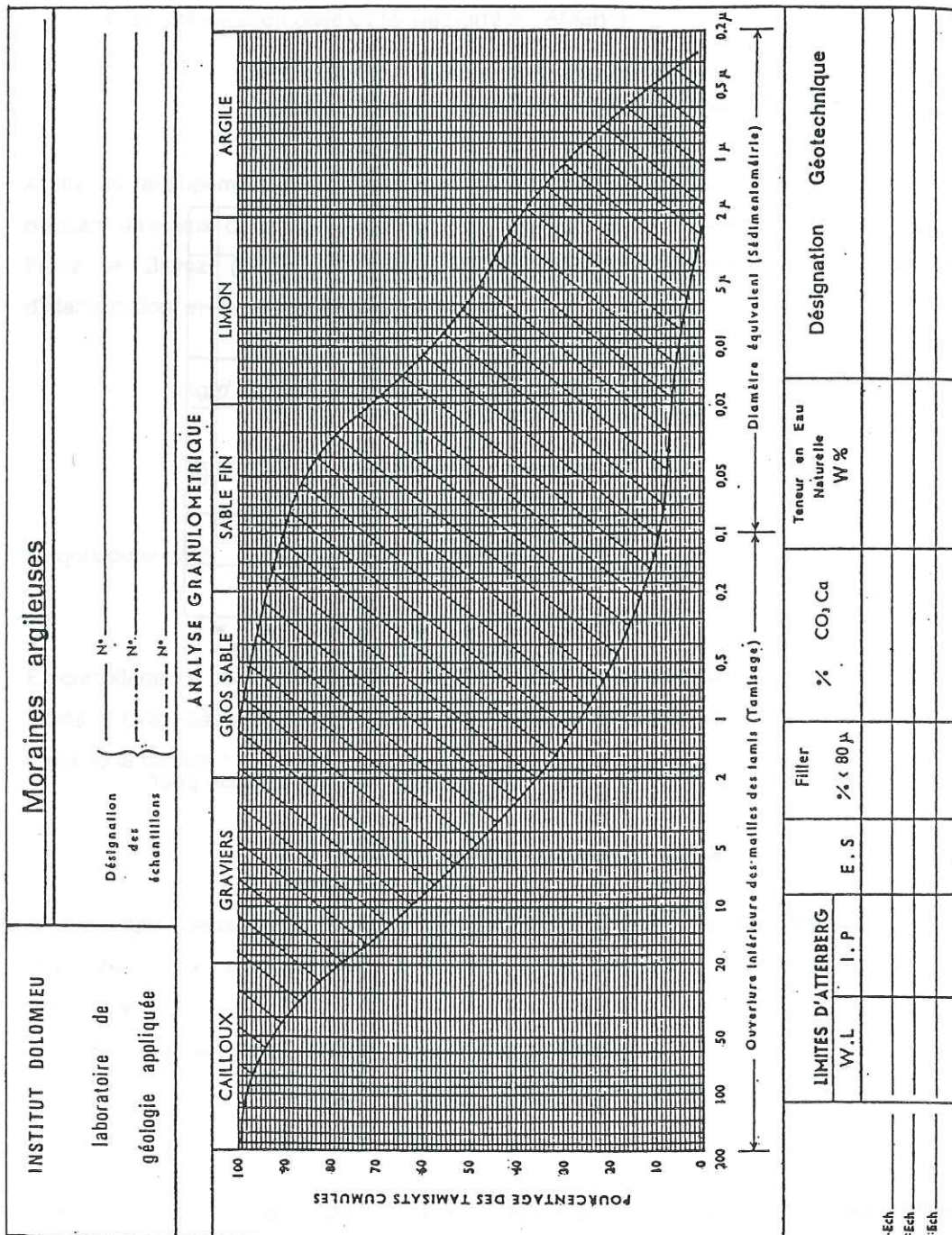


figure 54 - Fuseau granulométrique des moraines argileuses (Köseoglu, 1977)

Les limites d'Atterberg de la matrice sont les suivantes :

$$\begin{array}{ll} 11 < I_p < 20 & 34 < WL < 40 \\ 34 < WL < 40 & 19 < W_p < 27 \\ 19 < W_p < 27 & 11 < I_p < 20 \end{array}$$

Elles correspondent, dans la classification de Casagrande, à une argile peu plastique. L'altération superficielle due à la décompression, qui s'accompagne d'une augmentation de la teneur en eau, engendre le plus souvent un écoulement visqueux lent de l'ensemble de la couche (d'épaisseur max. 6.00 m) progressant lentement vers le bas du versant. Ce fluage est probablement à l'origine des ondulations de courte longueur d'onde marquant l'ensemble du versant.

Il faut noter que ces paramètres d'identification sont proches de ceux que l'on connaît pour les argiles litées (cf. chapitre suivant concernant celles-ci), ce qui montrerait, en fait, une origine commune à ces deux formations. La matrice de la moraine proviendrait, d'après G. Monjuvent (1971), du front glaciaire du glacier de l'Isère constitué de matériaux argileux issus du rabotage des argiles d'Eybens, et/ou d'après J. Letourneur (communication orale), plus simplement de mêmes reliefs nourriciers (calcaire liasique, schistes noirs jurassique moyen) bordant la vallée.

Nous avons cherché à évaluer, d'un point de vue mécanique, la stabilité de ces moraines, du fait que le terrain est en mouvement. D'une part, n'ayant pas effectué d'essais de cisaillement, d'autre part la densité n'ayant pas été mesurée, nous avons simplement extrait φ' res d'une analyse inverse.

Nous avons assimilé cette couche morainique à une couche plane infinie. La formule générale de stabilité est la suivante :

$$F = \frac{C}{(\gamma_1 z_1 + \gamma (z - z_1) \sin \beta \cos \beta)} + \frac{\frac{z_1}{z - z_1} \gamma_1 + \gamma'}{\frac{z_1}{z - z_1} \gamma_1 + \gamma} \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \beta}$$

γ = masse spécifique du sol saturé

γ = masse spécifique du sol au-dessus du niveau haut de l'écoulement

γ' = masse spécifique du sol en-dessous de ce niveau

β = pente du terrain

z_1 = profondeur de la nappe

z = épaisseur de la coupe

C = cohésion

Compte tenu des valeurs V_p (vitesse des ondes P) des moraines, plus faibles que celles des argiles litées (500 à 1700 m/s selon saturation ou non, 1800-2000 pour les argiles), on peut supposer une densité du sol saturé :

$$\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$$

d'où les paramètres de calcul suivants :

$$\begin{aligned} \gamma_h &= 19 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi' &= 9.0 \text{ kN/m}^3 \\ \beta &= 8^\circ \\ C &= 0 \\ Z &= 5 \text{ m} \end{aligned}$$

Nous donnons les valeurs d'angle φ' res en fonction de la profondeur de la nappe considérée :

Profondeur de la nappe (m)	Angle de frottement interne ($^\circ$)
0	16,5
1	13,5
2	12,2
3	11,4
4	10,2

Conclusions

Si les calculs de stabilité, pour des surfaces de glissement profondes, apparaissent moins sensibles à de légères variations de la cohésion ($c'r = 0 \text{ kPa}$) (Al Hayari, thèse à paraître), il n'en est pas de même pour les valeurs d'angle de frottement ($\varphi'r$). Or, nous ne sommes parvenus, à partir des essais, qu'à donner une valeur approximative dont l'introduction brutale, dans un calcul de stabilité, serait discutable. Nous avons donc été conduits à envisager une autre technique pour obtenir une valeur plus fiable de $\varphi'r$, Celle-ci étant basée sur l'analyse inverse d'un glissement de la combe voisine d'Harmalière.

Chapitre 4 - ENSEIGNEMENTS TIRES DE LA COMBE D'HARMALIERE

4.1 - Introduction

Un vaste glissement s'est déclenché dans la combe d'Harmalière le 7 mars 1981 (figure 55) sur une superficie de 45 hectares. Cette combe est située en bordure Sud de la combe du Mas d'Avignonet : elles ne sont séparées que par une crête. Le fait qu'elles aient des caractéristiques semblables (superficie, morphologie, lithologie, hydrogéologie) nous a conduit à étudier en détail le glissement d'Harmalière afin d'en déduire les caractéristiques géotechniques des argiles litées, en particulier leur angle de frottement résiduel, susceptible de guider notre approche de la stabilité de la grande combe du Mas.

Cette analyse est principalement axée sur deux méthodes complémentaires :

- une méthode d'analyse par l'équilibre limite (Bishop - Spencer),
- une méthode d'analyse en déformation par les éléments finis.

Celles-ci sont appliquées après avoir défini des hypothèses de surfaces de rupture potentielles à partir d'observations géologiques et géotechniques.

4.2 - Description du glissement

Une cartographie détaillée du glissement (figure 56) a permis de révéler l'existence d'une niche d'arrachement, d'une hauteur d'environ 30 m et fortement pentée (entre 45 et 60°) qui culmine à la cote 710.

Le glissement se limite, vers l'amont du versant, à la cote 730, par une succession de niches secondaires. En contrebas de cet escarpement principal apparaît une large dépression marquée par des rétentions d'eau importantes et une végétation typique de zone marécageuse. Cette dépression, qui se termine dans un bois de conifères complètement bouleversé, souligne le début du corps du glissement. Ce dernier est constitué par une série d'écaillés argileuses émergeant plus ou moins de la masse (jusqu'à 10 mètres de hauteur) et de replats portant les restes du boisement primitif.

A partir de la cote 560, le glissement se prolonge par une longue coulée boueuse, assez profondément ravinée, se terminant dans le lac. Le volume des matériaux ayant pénétré brutalement dans la retenue, lors de la rupture, a été estimé par l'E.D.F. à 250 000 m³.

4.2 - Analyse des conditions de stabilité

4.3.1 - Analyse par la méthode de l'équilibre limite

La démarche suivie est de déterminer un angle de frottement interne résiduel à partir d'une analyse inverse de stabilité. Toutefois, cet angle ne pouvait être considéré comme résiduel que si, réellement, la rupture s'était produite à un moment où les paramètres mécaniques des argiles étaient minimaux, ce que nous avons été amenés à conclure en nous appuyant sur l'évolution constatée au cours de la période précédente.

Cette analyse exige d'autre part que l'on soit fixé sur la position précise de la surface de rupture, ainsi que sur les paramètres mécaniques et hydrauliques existant lors de la rupture.

Ces premiers travaux nous ont permis de proposer un schéma de rupture de ce glissement, schéma que nous avons pu contrôler récemment à l'aide de la méthode des éléments finis mise en place, sur un micro-ordinateur IBM PC AT, au sein de l'équipe de géologie appliquée au Génie Civil, par Al Hayari (thèse à paraître).

A - Acquisition des données

a) Données historiques

Deux observations nous conduisent à admettre que, lors du déclenchement du phénomène, les caractéristiques des argiles avaient bien atteint leur état résiduel :

- l'étude des photos aériennes avant glissement a mis en évidence l'existence de fissures de traction ou de crevasses largement ouvertes au sommet de la combe, dès l'année 1947 ;
- dès 1964, un rapport concernant la stabilité de la combe avait été réalisé par l'E.D.F. (rapport inédit) dans lequel, d'une part il avait été noté la présence d'importantes crevasses ou gradins à différents niveaux de la combe (figure 58), témoignant, déjà, de l'individualisation de la surface de discontinuité, d'autre part une évaluation des mouvements, révélant des déformations très importantes tant en tête (1 à 2 cm/an) qu'au milieu du glissement (environ 10 cm/an) ; les déplacements mesurés en pied, de l'ordre du mètre par an, proviennent de coulées frontales, probablement superficielles, affectant le talus situé entre les cotes 550 et 600.



figure 55 - Glissement de la combe d'Harmalière - 1981

cliché IGN

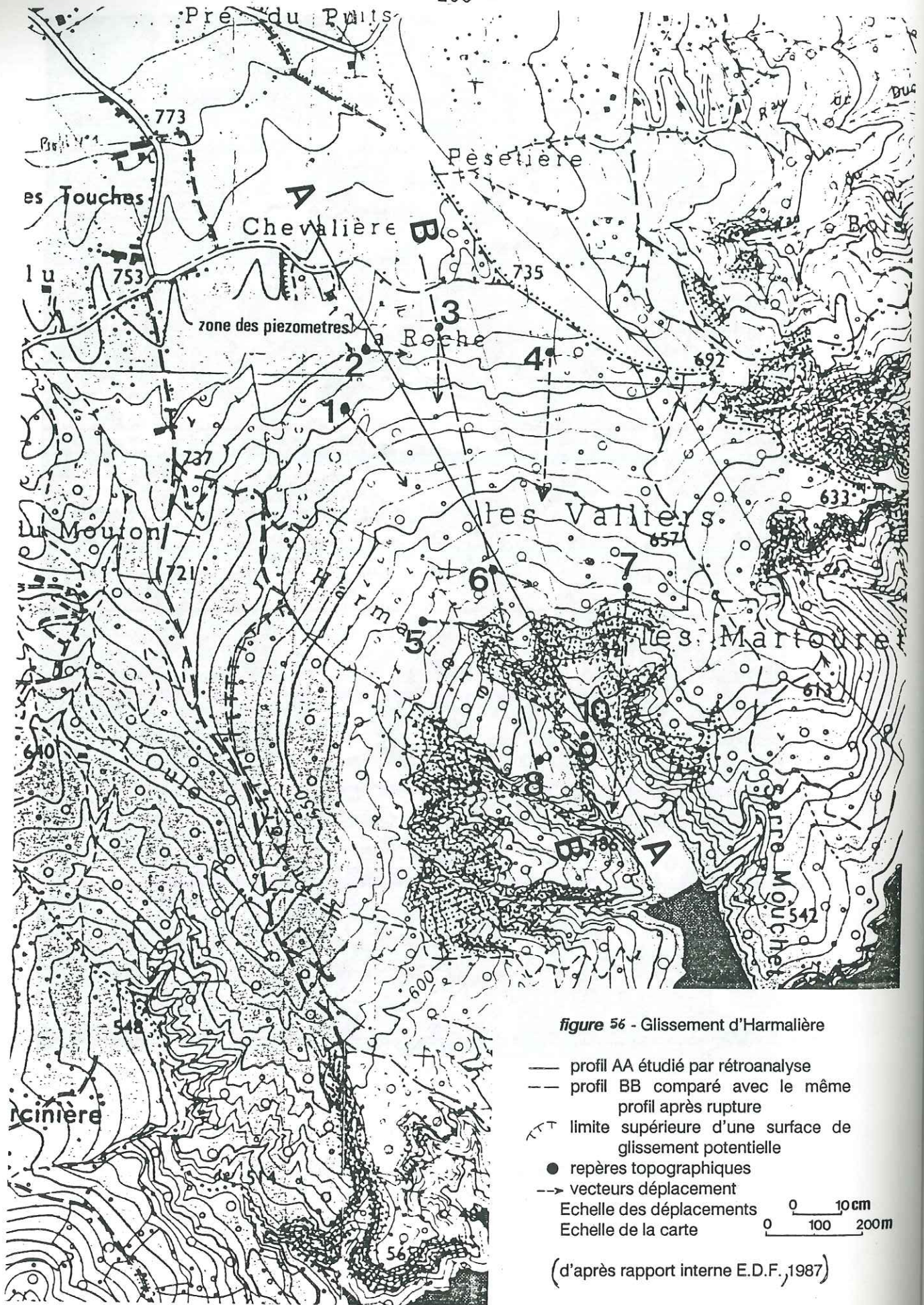


figure 56 - Glissement d'Harmalière

- profil AA étudié par rétroanalyse
- - - profil BB comparé avec le même profil après rupture
- ▲- limite supérieure d'une surface de glissement potentielle
- repères topographiques
- > vecteurs déplacement
- Echelle des déplacements 0 10 cm
- Echelle de la carte 0 100 200m

(d'après rapport interne E.D.F., 1987)

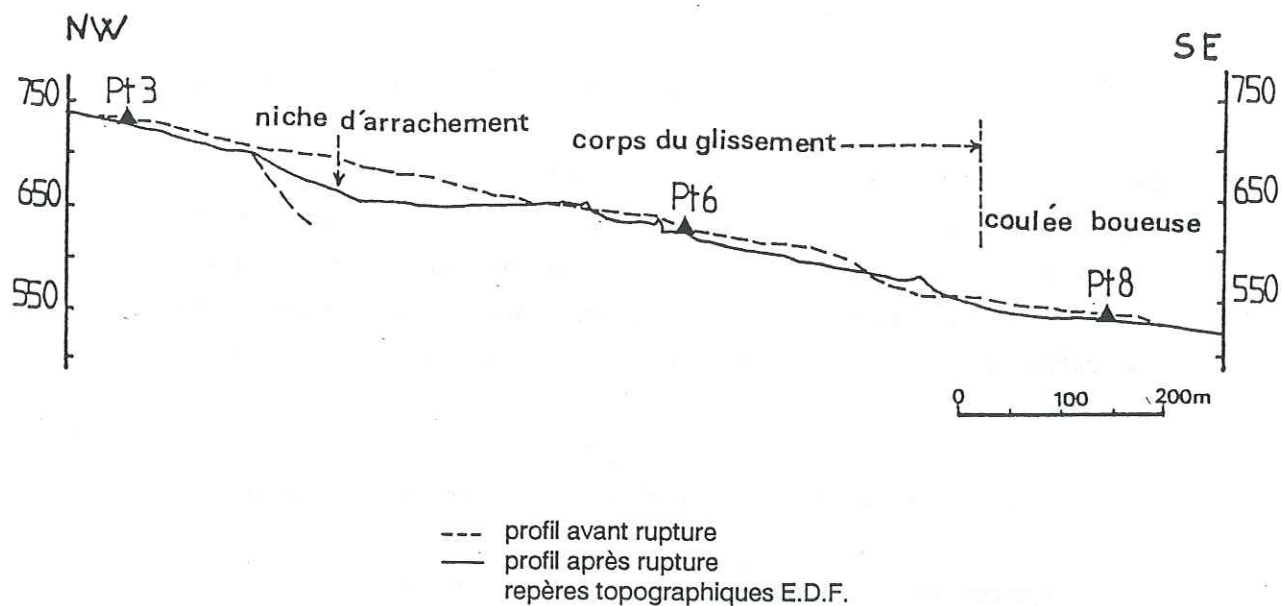


figure 57. Profil approché de la masse actuelle passant par trois repères topographiques E.D.F. et correspondant à la coupe BB

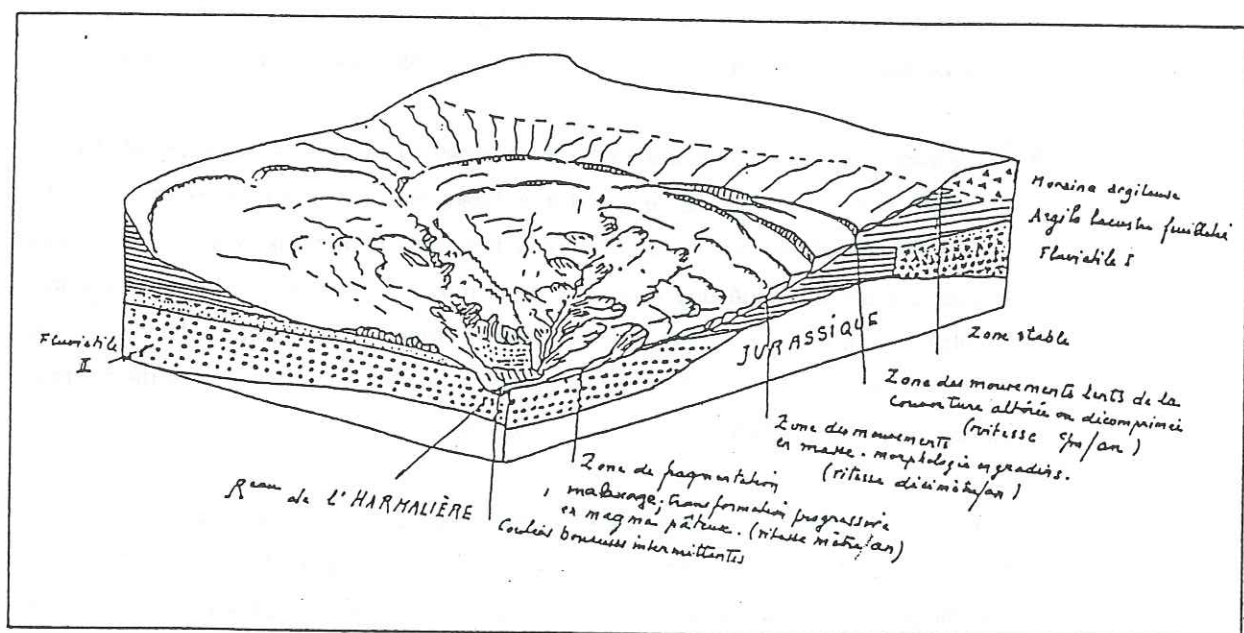


figure 58 - Glissement des argiles du Ruisseau d'Harmalière
 (rapport interne E.D.F. 1964)

b) Géométrie et position de la surface de rupture

Le profil topographique longitudinal avant glissement étant connu (AA, figures 56 et 57), le choix d'une position vraisemblable de la surface de rupture, sans aucun moyen adapté d'investigation, s'est révélé, au contraire, assez délicat, et nous avons dû examiner diverses hypothèses. Les constatations morphologiques précédentes ont montré que ce glissement s'était déclenché sur une surface unique de discontinuité dont la position exacte n'était repérée qu'à ses deux extrémités :

- une zone haute se situant dans la niche d'arrachement principale à la cote 710,
- une zone basse supposée être au voisinage du talus frontal.

Cette dernière hypothèse repose sur deux éléments :

- 1) au-delà de la particularité de ce talus, qui constitue un trait morphologique défavorable pour la stabilité, nous avons essayé de recalculer assez précisément le profil après glissement sur le profil antérieur (figure 58). Cette tentative de reconstitution a permis de mettre en évidence l'étendue du glissement, ce qui nous a orientés vers l'hypothèse du passage de la surface au niveau du talus visible entre la cote 55 à et 600. D'ailleurs, le rapport de 1964 de l'E.D.F. avait noté une morphologie en gradins, quasiment jusqu'au talus, ce qui tendait à montrer que les mouvements s'étendaient jusqu'à ce dernier,
- 2) ne pouvant, faute d'observations déterminantes, lever l'incertitude sur la localisation de la surface soit au sommet du talus soit à sa base, nous avons étudié les deux cas. Le tracé a été considéré comme circulaire puis, pour tenir compte de la structure litée des argiles, il a été envisagé une rupture à profil mixte, soit un arc supérieur quasiment circulaire, mais se prolongeant ensuite jusqu'au front par une surface définie comme une succession de plans subparallèles au litage des argiles, décalés lors de ruptures internes et atteignant le haut ou le bas du talus (figure 59).

Dans un autre schéma, nous avons également étendu la surface de glissement vers le haut, au-delà de la niche, jusqu'à des crevasses de régression visibles jusqu'à la cote 730 (figure 59), afin de cerner avec davantage de précision la stabilité de l'ensemble de la combe.

A partir des profils ainsi définis et calés sur le profil longitudinal AA avant glissement, il a été mis en oeuvre deux méthodes classiques d'analyse de la stabilité :

- méthode de Bishop (circulaire),
- méthode de Spencer (non circulaire).

Cette dernière suppose l'existence de forces intertranches parallèles.

c) Données mécaniques et hydrauliques

Les paramètres mécaniques ont été mesurés sur échantillons, au laboratoire :

- la densité a été obtenue avec une bonne précision : $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$
- la cohésion c' obtenue lors des essais triaxiaux étant de 2 kPa, on a supposé une valeur résiduelle c'_r nulle.

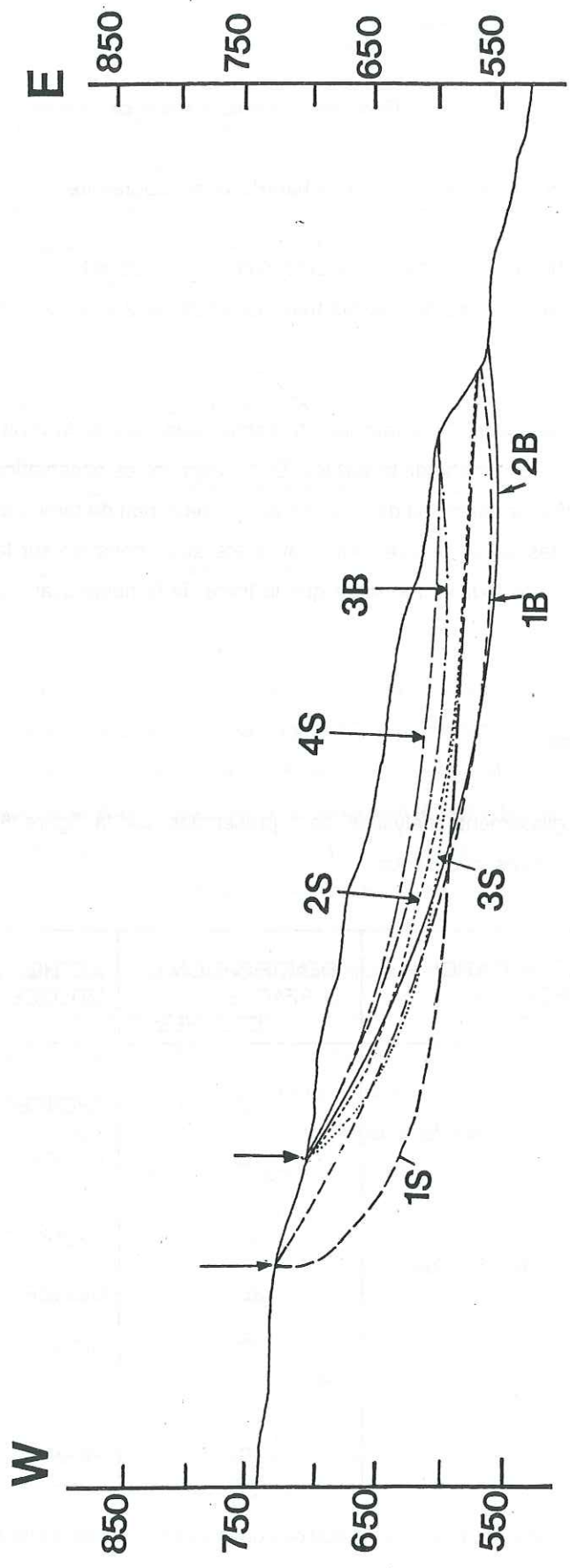
Quant aux conditions hydrauliques, il y a tout lieu de penser que, lors de la rupture, le terrain était imprégné d'une nappe très proche de la surface. En témoignent les observations effectuées dans des piézomètres profonds (30 m) ou de moindre profondeur, peu de temps après, dans la zone restée en place, au-dessus du mouvement. Il avait été aussi constaté sur le site, quatre semaines après la rupture, des indices montrant que la fonte de la neige avait dû se terminer depuis peu.

d) Résultats

Toutes les surfaces de glissement analysées sont présentées sur la figure 59 à laquelle correspond le tableau de valeurs, ci-dessous.

LOCALISATION POINT HAUT	LOCALISATION POINT BAS	IDENTIFICATION SURFACES ETUDIEES	METHODE UTILISEE	ϕ'_r (°)
<u>Crevasses de régression</u>	Base du talus	1S	SPENCER	19.5
		1B	BISHOP	21.5
<u>Niche d'arrachement principale</u>	Sommet du talus	4S	SPENCER	15.3
		3B	BISHOP	21.0
		2B	BISHOP	21.5
<u>cote 710</u>	Base du talus	2S	SPENCER	16.5
		3S	SPENCER	17.5

Tableau A-1 : valeurs calculées de ϕ'_r selon les cas de figure.



ech : 0 50 100m

figure 59. Analyse de stabilité par la méthode équilibre limite de Bishop (circulaire) et de Spencer (non circulaire)

En reconsidérant le fait que ces versants ont subi, au cours de ces 30 dernières années une succession de secousses qui ont pu avoir un rôle négatif sur leur stabilité, nous avons alors fait intervenir des coefficients sismiques dans les calculs de stabilité, mais seulement dans le cadre de la méthode de Bishop.

Le calcul des coefficients a été effectué d'après la formule de Joyner et Boore (1982), recommandée par le ministère américain de l'intérieur :

$$\log k_m = -1.23 + 0.280 M - \log \sqrt{D^2 + 7.3^2} - 0.00255 \sqrt{D^2 + 7.3^2} + 0.27 P$$

k_m = coefficient sismique lié aux forces de cisaillement horizontales

$P = 1$ pour une probabilité de 80 %

$P = 0$ pour une probabilité de 50 %

M = magnitude locale

D = distance épacentrale (km)

$k_v = 0.5 * k_m$

k_v : coefficient sismique lié aux forces de cisaillement verticales.

En ce qui concerne le séisme du 25.04.63 :

$M = 4.5$

$D_{max} = 3 \text{ km}$

$P = 1.0$

d'où

$k_m = 0.23$

$k_v = 0.12$

IDENTIFICATION DES SURFACES	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)}$	F
1B	24,0	1
2B	20,5	0,4
3B	20,5	0,4

e - Discussion

La comparaison des résultats obtenus par la méthode rétrograde appliquée aux diverses surfaces de glissement définies ci-dessus amène à des conclusions intéressantes.

- Géométrie probable de la surface de glissement

Dans le cas où la limite supérieure est la niche d'arrachement principale, cette surface peut adopter deux formes extrêmes 3S et 4S se terminant respectivement à la base et au sommet du talus inférieur. On constate que ces deux cas correspondent à des angles de frottement résiduel inférieurs à ceux qui sont déduits par calcul pour les surfaces 1S et 1B, dont l'origine se situerait à la cote 730 (fissures de régression), ce qui rend moins vraisemblable le jeu de ces dernières.

- Angles de frottement résiduel

L'évaluation des angles de frottement interne résiduel φ'_r des argiles litées diffère selon les méthodes de calcul utilisées :

méthode de Bishop : $21.0 \leq \varphi'_r < 21.5$
(circulaire)

méthode de Spencer: $15.5 \leq \varphi'_r < 19.0$
(non circulaire)

(valeurs très proches des estimations par corrélations de Favre - Biarez, 1980)

Ces écarts proviennent à la fois des particularités de chaque méthode et de la géométrie quelque peu différente des surfaces auxquelles elles sont appliquées.

En ce qui concerne les méthodes, une critique comparative de leur résultat, quant aux calculs de stabilité des versants naturels (Al Hayari, thèse à paraître) a montré :

- que la méthode de Bishop sous-estime le coefficient de sécurité dans les cas où la rupture est profonde et la pression interstitielle élevée, ce qui semble être le cas ici ;

- que la méthode de Spencer, faisant intervenir des efforts intertranches, est plus précise, et ce d'autant plus qu'il est possible de déterminer la surface de rupture en prenant en compte le caractère anisotropique des argiles litées.

Ces remarques nous ont conduit à ne retenir que les angles de frottement résiduels des argiles litées obtenus par les calculs en non circulaire.

- Prise en compte de la sismicité

L'introduction d'un coefficient sismique dans le calcul n'a pas permis d'obtenir des résultats précis. Il est apparu que, dans le cas de ruptures profondes, l'écart des valeurs d'angle de frottement obtenues pour un coefficient de sécurité égal à 1 reste acceptable.

$$\text{Pour } k_m = 0 \text{ et } k_v = 0, \quad \varphi_r = 21^\circ 6'$$

$$\text{Pour } k_m = 0.23 \text{ et } k_v = 0.12, \quad \varphi_r = 24^\circ$$

Cependant, cette valeur de 24° semble trop forte par rapport à l'ensemble des valeurs connues pour les argiles litées. Pour des hypothèses de rupture plus superficielles, les résultats se sont révélés complètement inexploitable. Cela tient déjà probablement à la méthode pseudostatique employée, qui fait intervenir des forces horizontales et verticales pour représenter les effets des accélérations liées aux séismes.

De plus, il est certain que les effets des séismes n'ont pu qu'être très faibles, dans la mesure où la rupture du glissement a eu lieu 20 ans après le séisme d'avril 1963 et 2 ans après le dernier séisme de 1979.

On peut, finalement, proposer des valeurs d'angles de frottement résiduels associées à des hypothèses sur la localisation et la géométrie de la surface de glissement. Toutefois, en raison du faible nombre d'arguments disponibles pour lever l'incertitude sur la position de la surface de rupture au niveau du talus, il nous a paru préférable de proposer deux variantes de rupture partant de la niche d'arrachement principale à la cote 710 et

- passant au sommet du talus : $\varphi'_r = 16^\circ \pm 2^\circ$. Dans ce cas, la profondeur de la surface peut être estimée à $45\text{m} \pm 5\text{m}$.

- passant par la base du talus : $\varphi'_r = 18^\circ \pm 1^\circ$, la profondeur de la surface étant, alors, de $70 \pm 10\text{m}$.

4.3.2 - Analyse en déformation par la méthode des éléments finis

Les méthodes traditionnelles d'analyse de stabilité des pentes sont basées sur le principe d'équilibre limite et ne nous permettent que d'estimer la hauteur critique et le coefficient de sécurité minimal d'un talus. L'analyse en déformation, par la méthode des éléments finis nous permet par contre :

- d'évaluer la distribution des efforts et déformations au sein de la masse instable,
- de localiser toutes les zones à l'état de rupture (zones de grandes déformations),
- d'estimer le coefficient de sécurité moyen le long d'une surface arbitraire.

Nous avons, donc, mis en oeuvre un programme appelé Z.SOIL, mis au point par Zimmermann (rapport interne). Ce dernier a dû être modifié afin de répondre aux problèmes posés par le cas des pentes naturelles instables (Al Hayari, thèse à paraître). L'étude du glissement d'Harmalière constitue la première application de cette variante.

Le programme Z.SOIL utilisé, dessine, à partir d'un profil découpé en plusieurs éléments, un maillage dense sur lequel sera effectuée l'analyse non linéaire basée sur les critères de Von Mises et Drucker Prager.

Les données nécessaires au calcul sont les suivantes :

- poids spécifique humide du sol (γ_h),
- cohésion c' ,
- angle de frottement φ' ,
- module de déformation (E),
- coefficient de Poisson (ν).

a) Application au glissement d'Harmalière :

La modélisation du glissement est effectuée sur le même profil AA étudié lors des calculs en équilibre limite. On a retenu des conditions hydrauliques (niveau piézométrique confondu avec la surface) et des caractéristiques mécaniques ($\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$, $c'_r = 1 \text{ kPa}$, $\varphi'_r = 15-17^\circ$) identiques.

Cependant, l'utilisation de ce programme impose la connaissance des paramètres élastiques. Leur détermination a été effectuée à l'aide d'essais triaxiaux consolidés - drainés avec mesure de variations de volume lors de l'écrasement (figure 60). Ces essais, réalisés sur des argiles litées remaniées puis recompressées, ont permis de proposer les valeurs moyennes suivantes :

$$E = 11\,500 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0.42$$

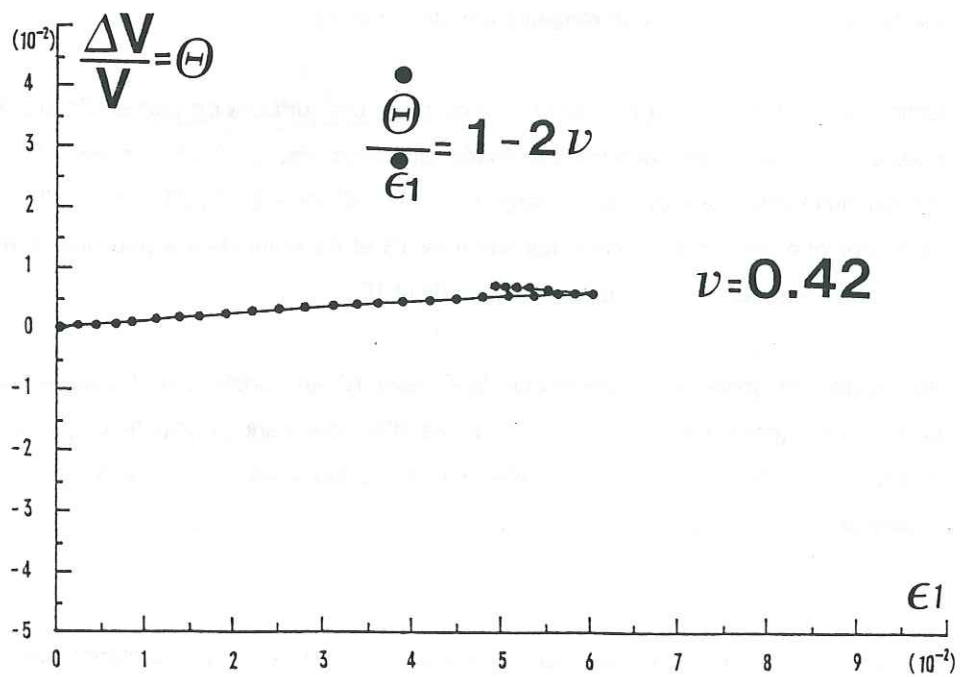
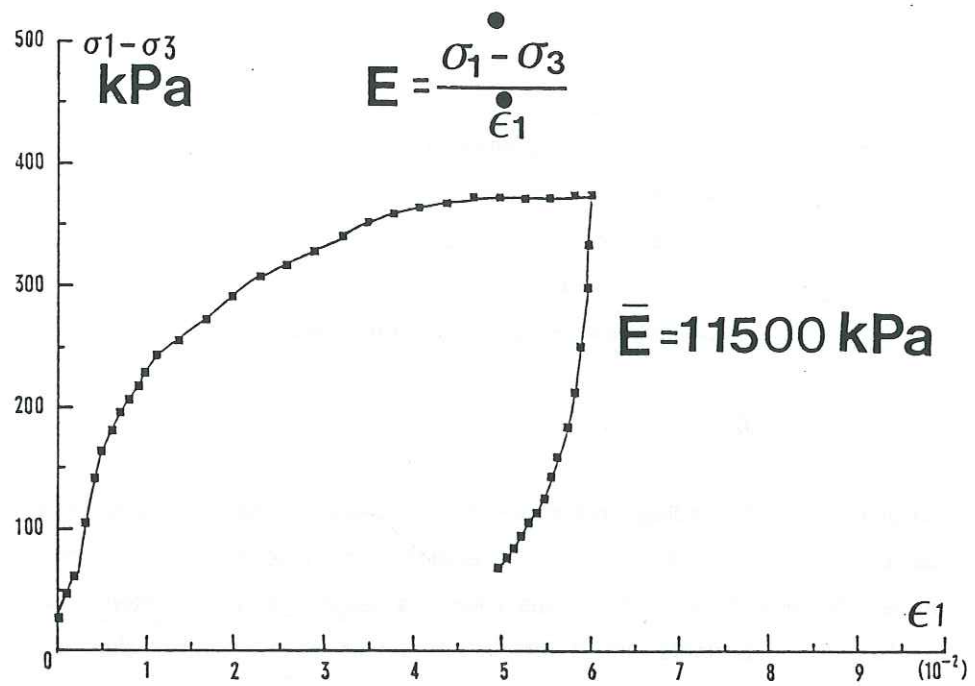


figure 60 - Essai triaxial (consolidé - drainé) - Argiles litées ,

- (a) Courbe de déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale
- (b) Courbe de la variation de volume en fonction de la déformation axiale

(Monnet J. et Al Hayari, 1988)

Les résultats sont présentés sous plusieurs formes (fig. 61) :

- déformation du maillage,
- vecteurs de déplacement des noeuds,
- lignes d'écoulement,
- représentation des contraintes principales.

b) Discussion

La déformation du maillage met en évidence l'association de deux types de mouvements : un tassement en tête de versant et une translation d'ensemble qui provoque une accumulation de matériaux venant recouvrir le talus initial. Le tassement est caractérisé par des vecteurs déplacement importants dirigés vers la profondeur de la masse révélant un mécanisme de rupture rotationnel. Quant à la zone en translation, les vecteurs y sont plus grands, mais de direction subhorizontale ou légèrement orientés vers l'extrémité aval, la combinaison des mouvements aboutissant à un remaniement de la masse.

Enfin, ce programme suggère l'existence de plusieurs surfaces de part et d'autre desquelles la masse a subi des déformations d'intensité différente. Par confrontation avec les surfaces de discontinuité que nous avons envisagées par la méthode à l'équilibre limite (fig. 59) on peut constater que deux d'entre-elles, les surfaces 1S et 4S coïncident à peu près avec celles que nous obtenons maintenant, respectivement 2D et 1D.

Au regard des observations de terrain, la surface 1D en constitue probablement la solution la plus proche (point haut partant de la niche d'arrachement principale et point bas passant quasiment par le milieu du talus). Celle-ci implique alors une surface située à une profondeur maximale :

$$h = 45 \pm 5 \text{ m.}$$

Ce qui nous permet de proposer pour ces argiles litées les caractéristiques mécaniques résiduelles suivantes :

- cohésion résiduelle $c'_r = 0$
- angle de frottement interne résiduel $\varphi'_r = 16^\circ \pm 1^\circ$

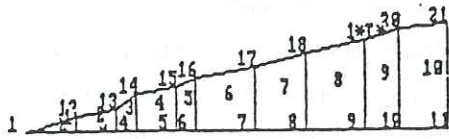
4.4 - Approche d'un mécanisme de rupture

Le développement de ce glissement semble essentiellement lié à la conjugaison de plusieurs facteurs :

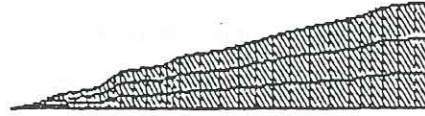
figure 61 - Résultats de calculs par la méthode des éléments finis, d'après Al Hayari, 1988.

STABILITE GLISS. HARMALIERE ($c=1$ kPa, $\phi=16^\circ$) $Nu=2.42$ $E=115$ kN/m² (*)

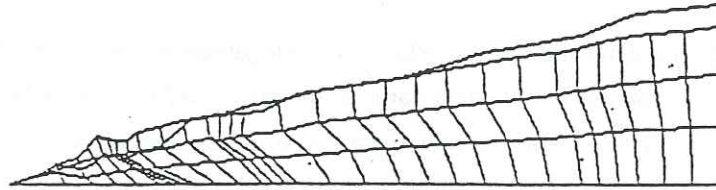
(*) Coefficient de sécurité $F_s = 1.00$



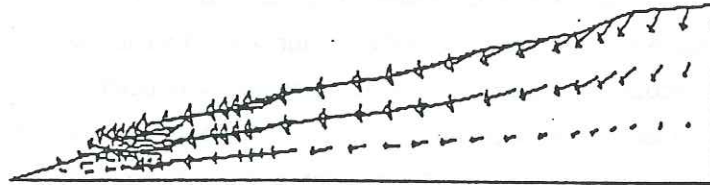
1) Maillage initial



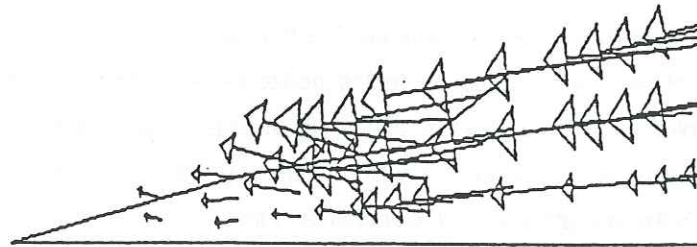
2) Maillage dense



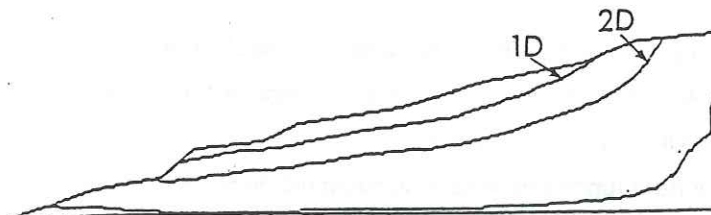
3) Déformation du maillage.



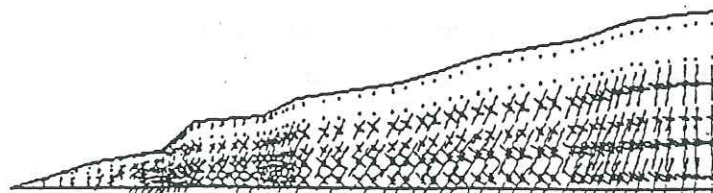
4) Vecteurs déplacement des noeuds.



5) Grossissement des vecteurs déplacement au pied du glissement



6) Lignes de courant.



7) Représentation des contraintes principales.

- un "allègement du massif" créé par un développement de la pression interstitielle au sein d'une série de lamines silteuses tout au long de la surface de rupture. Cette pression interstitielle étant d'autant plus forte que le glissement s'étend sur une dénivellation de 130 m, en supposant qu'aucune fissure verticale entre les 2 extrémités ne soit apparue, permettant une chute des pressions. Ce phénomène de suppression a, d'ailleurs, été mis déjà en évidence dans ces mêmes formations (Van Genuchten et Van Asch, 1986 ; Lefèvre, communication orale) ;
- une traction longitudinale, sous l'effet de cet allègement et de la pente (pente moyenne 13°). Ce rôle de la pente apparaît particulièrement net à l'examen de la carte des pentes (annexe D), sur laquelle on peut observer le développement des fissures là où elle s'accroît. La déformation lente en traction longitudinale provoque la naissance d'une fissuration transversale qui progresse lentement, latéralement et vers la profondeur. Cela correspond à la période où le cisaillement basal se développe, où la surface de rupture se généralise et où le frottement initial évolue vers sa valeur résiduelle exception faite pour son acquisition déjà réalisée sans doute en divers points (observations de 1964). Ou bien on admet que, depuis cette date, il était déjà φ'_r sur toute l'étendue, tandis que les fissures transversales, avant de jouer à nouveau, avaient eu le temps de se reboucher.

Ainsi se trouverait délimité un vaste volume entre le découpage subvertical dû au cheminement de la fissuration et un fendage plus ou moins horizontal accompagnant la suppression. Ce phénomène a évolué en fonction des conditions climatiques, s'accroissant pendant les périodes de fortes précipitations et ralentissant en saison sèche. Le rôle des précipitations semble avoir été important, puisque la rupture s'est déclenchée à la fin d'une assez longue période de pluies, associée à la fonte du manteau neigeux, suite à un redoux très marqué.

Le processus de rupture décrit peut être rattaché à un mécanisme de rupture progressive, selon le schéma de L. Bjerrum (1967) cité dans le rapport général sur les pentes naturelles (Blondeau 1981), et dans l'article de J.-C. Blivet (1976).

Le développement de la rupture dépend simultanément de plusieurs conditions :

- le matériau doit être fragile, c'est-à-dire que sa résistance au cisaillement doit accuser une diminution pour des déformations dépassant le pic de rupture. C'est ce que nous avons pu observer lors d'essais triaxiaux consolidés, non drainés (figure 62) ;
- il doit apparaître des concentrations de contraintes, points de départ potentiels de la rupture progressive. Dans le cas étudié, ces concentrations de contraintes sont

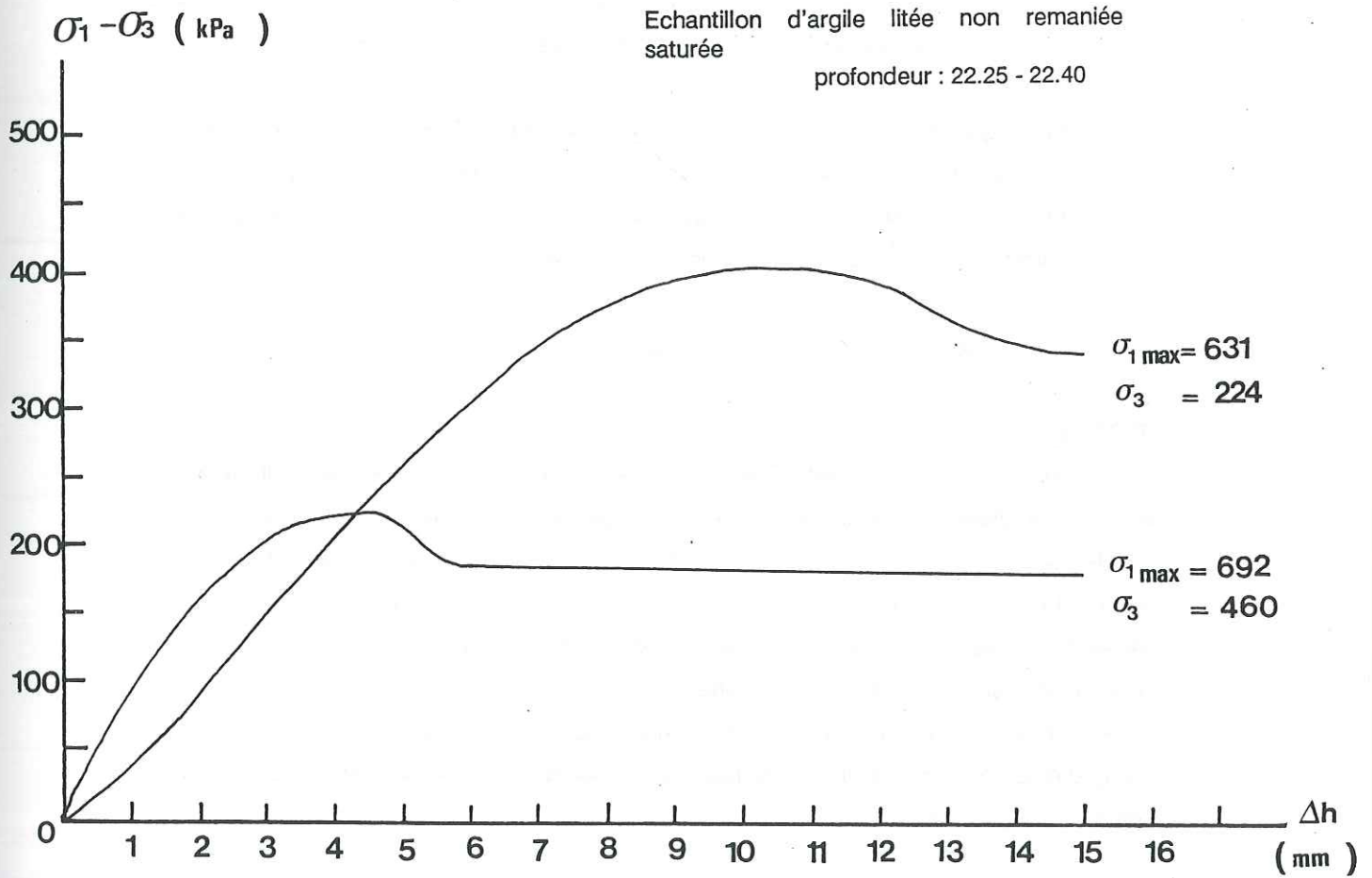


figure 62 - Exemple de courbes déformations
obtenues à partir d'un essai triaxial
consolidé, non drainé

(vitesse de cisaillement : 0,027 mm/mn)

probablement apparues en tête de glissement lors du phénomène de traction et sur la surface de rupture par l'action des pressions interstitielles ;

- les conditions aux limites doivent permettre le développement de déplacements relatifs conduisant, en certains points du massif, à un dépassement de la résistance de pic qui, compte tenu de la loi contrainte - déformation entraîne une redistribution des contraintes constituant l'aspect spatial du terme progressif, qui comporte aussi un aspect temporel, dû à l'évolution des caractéristiques mécaniques en fonction du temps.

En ce qui concerne le glissement d'Harmalière, aucun élément n'est apparu permettant de limiter le processus de mouvement (pas de butée de pied par exemple) et l'aspect temporel est particulièrement évident, vu les indices observables depuis 1947 et les valeurs connues des caractéristiques de ces argiles.

4.5 - Mouvements actuels (figure 56)

L'E.D.F. a mis en place, voici quelques années, des repères topographiques pour continuer à suivre l'évolution des mouvements. Ces derniers semblent très actifs, principalement au niveau de la tête de glissement, et ont abouti récemment (janvier 1988) à une rupture brutale en tête entre les cotes 710-720 de la masse glissée, avec création d'un escarpement de 10 à 15 m de hauteur. Il est probable aussi que le sud de cette combe qui présente une morphologie et les indices de mouvements similaires à ceux du glissement principal (photos aériennes de 1947 - 1969 - 1980) est affectée par un phénomène de glissement global : sa rupture pourrait sans doute se produire dans les 10 prochaines années. En attendant, elle pourrait constituer un champ d'étude "grandeur nature" très intéressant pour la compréhension des mécanismes de rupture des argiles litées.

4.6 - Conclusions

L'approche de la stabilité du glissement d'Harmalière a été possible grâce à l'application de méthodes différentes et complémentaires, et en particulier, par la méthode des éléments finis. Cette dernière a fourni des résultats très intéressants qui ont pu être comparés à ceux des méthodes d'analyse classiques.

Cette étude a surtout permis d'évaluer les caractéristiques mécaniques résiduelles de la formation des argiles litées qui pourront servir de valeur de référence pour l'étude de stabilité de la combe du Mas. Vis-à-vis de l'approche des caractéristiques résiduelles, il nous a semblé que le recours à une méthode d'analyse inverse quand il est possible, est préférable à des essais directs de laboratoire.

Chapitre 5 - Etudes de stabilité et synthèse

5.1 - A la recherche des surfaces de rupture

Cette recherche s'insère, en fait, dans une analyse de stabilité. En général, cette dernière est basée sur la mise en oeuvre de calculs sur des surfaces de glissement plus ou moins définies géométriquement. Dans le cas présent, ces données incomplètes, comportent des indices de mouvement de surface peu marqués (fissures, bourrelets ...) et des mesures de déplacement (topographiques et inclinométriques) qui n'ont pas permis de définir entièrement des surfaces de glissement potentielles. Nous sommes donc, d'abord, partis à la recherche de ces surfaces actives, de manière indirecte, à l'aide de calculs.

Par ailleurs, ces résultats ont été confrontés à l'expérience, c'est-à-dire à ce que l'on savait déjà sur l'allure des surfaces connues dans ce type de terrain (glissement d'Harmalière).

Nous avons étudié successivement les différents cas possibles au niveau du lotissement du Mas. Puis, finalement, nous nous sommes intéressés à la stabilité globale de la combe. Nous avons mis en oeuvre des méthodes de calcul en circulaire (Bishop) et non circulaire (Spencer) (voir Annexe E), dans lesquelles les paramètres sont les suivants :

cohésion : c'

densité : ρ

angle de frottement : φ'

pressions interstitielles : u

Nous avons adopté des valeurs fixes pour la cohésion et la densité ($c' \neq 0$ kPa et $\rho = 20$ kN/m³) puis, fait varier l'angle de frottement pour permettre un calage du couple (surface de discontinuité. Angle de frottement) pour un coefficient de sécurité $F \neq 1$.

5.2 - Etude du lotissement du Mas (figure 63)

La partie basse du lotissement est affectée par au moins deux types de surfaces de glissement :

- l'une, superficielle, est située à la limite moraine/argiles remaniées entre 4 et 5 m de profondeur en moyenne. Elle n'est active qu'en quelques zones du lotissement. En fonction de la topographie, elle peut se manifester selon une forme soit circulaire, soit plane. Seul le cas de la rupture circulaire a été abordé en raison de la présence d'un tel mécanisme dans la partie la plus basse du lotissement, autour des cotes 640-650 ;

Tableau 5.1
(nappe = surf. topo.)

Surface de gliss.	Méthode de calcul	Cohésion c' (kPa)	Angle de frottement φ' (°)	Densité τ (kN/m ³)	Coeff. de sécurité
1	Bishop	1	22	19	1.01
2	Bishop	1	22	19	1.07
3	Bishop	1	22	19	0.91 *
4	Spencer	1	19	20	0.78
5	Spencer	1	19	20	0.99

* F = 0.99 pour un niveau piézométrique situé à 1m de profondeur

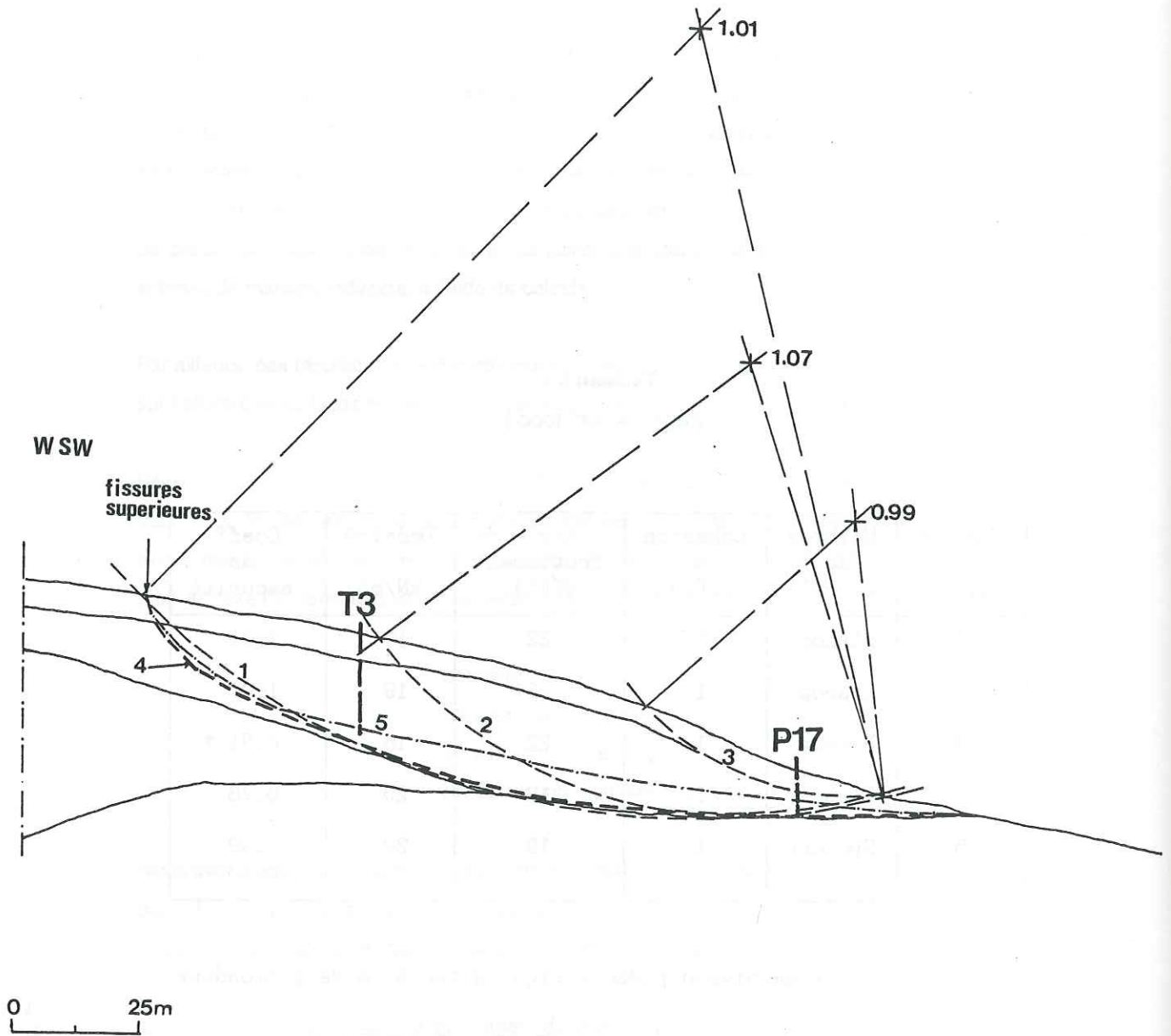


Figure 63 - Analyse de stabilité pour différentes surfaces de rupture supposées au niveau du lotissement du Mas d'Avignonet (profil BB)

- l'autre, plus profonde, située dans les argiles remaniées est complexe à définir. Nous avons, dans un premier temps, étudié la possibilité qu'une surface passe par le niveau de déformation (profil BB) décelé à 11.50 m dans le tube inclinométrique T2 et les fissures supérieures. La géométrie supposée de cette surface tient compte de l'absence de zones de déformation dans le tube T3, impliquant son passage entre la profondeur 20 m de T3 et la limite des argiles à galets.

Les premiers résultats (tableau n° 1) laissent apparaître une grande homogénéité du comportement à la rupture des différentes formations présentes (moraines et argiles remaniées). Malgré les légères variations des coefficients de sécurité calculés, nous avons obtenu :

$$\begin{array}{ll} c' \neq 0 & \varphi' = 22^\circ \text{ (Bishop)} \\ c' \neq 0 & \varphi' = 19^\circ \text{ (Spencer)} \end{array}$$

Les résultats obtenus à la Combe d'Harmalière (Spencer $\varphi' \neq 18^\circ$, éléments finis : $\varphi' \neq 16^\circ$) s'accordent très correctement avec ceux du lotissement (méthode de Spencer). On peut, alors, estimer que cet angle φ' doit se situer entre 16° et 18° . Une étude complémentaire à l'aide de la méthode des éléments finis devrait permettre de le vérifier.

5.3 - Etude de la Combe du Mas

On a analysé successivement toutes les hypothèses de surface de rupture déduites des mesures in situ (figure 64). Toutes ces surfaces, définies comme non circulaires, passent par la première zone de cisaillement décelée en T1 (43 m) et probablement par une seconde correspondant à celle du tube T2 (11.50 m).

Les calculs effectués par la méthode Spencer n'ont donné de résultat que dans les cas des surfaces 1 et 2 (modifiée ou non). Pour les surfaces 3 et 4, il n'y a pas eu convergence. Cela est dû, soit à une géométrie réaliste soit au fait que la méthode de Spencer est inadaptée aux cas envisagés. Il est difficile de pouvoir conclure sur ce point.

Quant aux premières surfaces (1 et 2), les paramètres retenus (tableau n° 2) ont conduit à des coefficients de sécurité proches de 1, même en tenant compte de la remontée des argiles à galets. Au regard de l'analyse d'Harmalière, ces résultats montrent clairement que l'existence de surfaces apparaissant au voisinage du tube T0 apparaît plausible.

Tableau 5.2

Surface de gliss.	Méthode de calcul	Cohésion c' (kPa)	Angle de frottement ϕ' (°)	Densité τ (kN/m ³)	Coeff. de sécurité
1	Spencer	1	16	20	1.04
2	Spencer	1	16	20	1.02
3	Spencer	1	16	20	pas de
4	Spencer	1	16	20	convergence
2m	Spencer	1	16	20	1.07

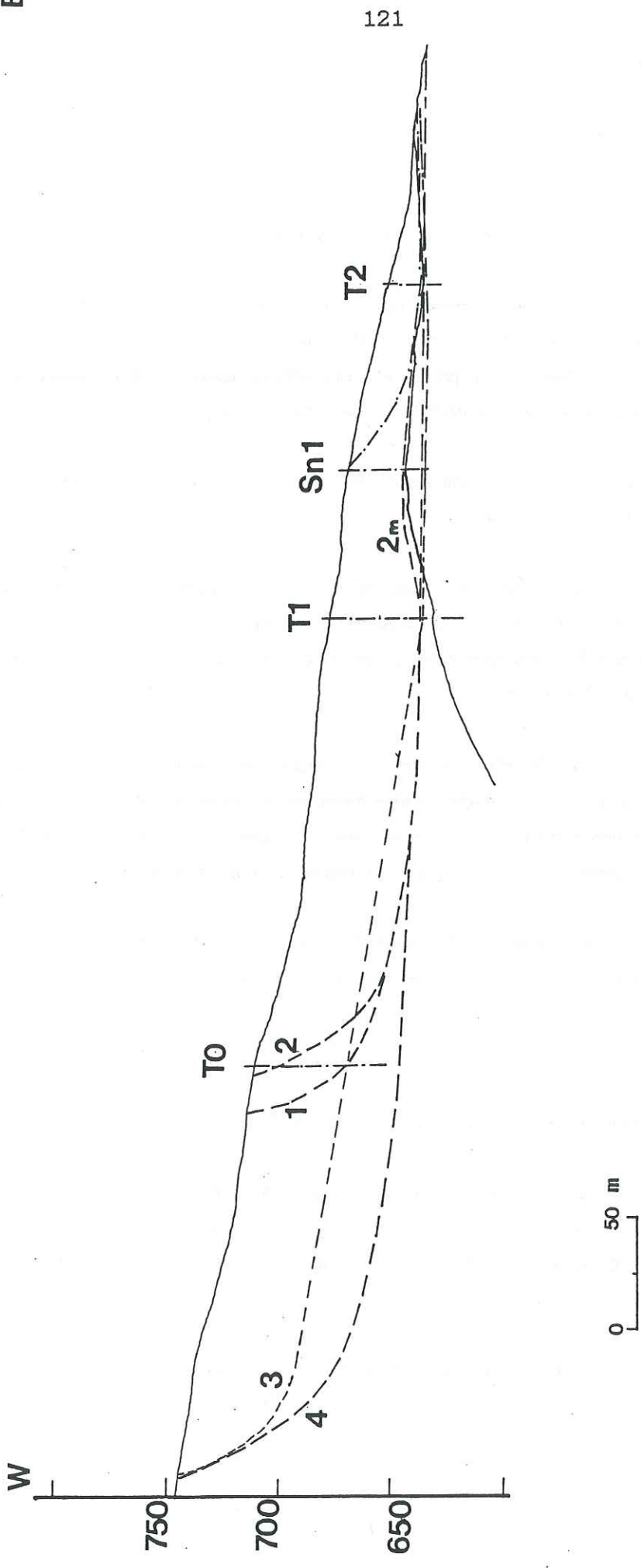


Figure 64 - Analyse de stabilité pour diverses configurations supposées de surfaces de rupture affectant la combe du Mas d'Avignonet (profil AA)

5.4 - Synthèse (Discussion)

A ce stade, il faut maintenant s'interroger sur le problème fondamental de la stabilité (moyen et long terme) du lotissement et plus globalement de la combe du Mas.

Non seulement c'est un problème complexe, car il dépend de plusieurs paramètres parfois impossibles à déterminer précisément (pente, pressions interstitielles, caractéristiques mécaniques c' , φ'), mais surtout parce que font encore défaut de nombreuses données indispensables pour concevoir de façon fiable un mécanisme de rupture.

Malgré ces inconnues, nous pouvons tenter une interprétation. Celle-ci s'appuie sur deux données indiscutables liées entre elles :

- l'existence d'une surface de glissement affectant l'ensemble du lotissement (celle-ci passant par les fissures supérieures et les niveaux de déformation en T2) ;
- l'étroite dépendance des deux principales surfaces de rupture observées, celle du lotissement et celle se manifestant à 43 m en T1.

L'évolution des glissements, dans le cas d'un mode de rupture progressive, est liée principalement à la baisse des caractéristiques mécaniques initiales (c' , φ'). En effet, on peut supposer que, sur une partie de la surface, les caractéristiques c' , φ' n'ont pas atteint leur état résiduel, les déplacements mesurés étant encore trop faibles (de l'ordre du cm/an).

Donc, les glissements se trouveraient dans une phase où l'angle de frottement et la cohésion c' seraient situés entre les valeurs de c et les valeurs résiduelles :

$$c'_{pic}, \varphi'_{pic} > c', \varphi'_{actuels} > c'_{res}, \varphi'_{res}$$

La vitesse d'évolution des mouvements sera alors fonction :

- de la vitesse à laquelle diminuent c' , φ' vers leurs valeurs résiduelles,
- de l'efficacité des traitements adoptés pour faire diminuer l'action des pressions interstitielles qui constituent, le plus souvent, le moteur principal des désordres.

On peut affirmer que cette évolution sera plus rapide dans le cas du glissement affectant le lotissement que dans celui de la combe, compte tenu surtout :

- de la plus faible dimension du glissement : en effet, d'une part l'amplitude des déplacements nécessaires au passage à l'état résiduel est d'autant plus petite que le glissement est moins étendu, d'autre part le temps nécessaire à la propagation de la rupture (rupture progressive) à toute la surface potentielle de glissement est d'autant plus grand que cette surface elle-même est développée ;
- à ces éléments, on peut ajouter que le passage dans le domaine instable ($F < 1$) sera d'autant plus rapide que les paramètres mécaniques minimaux (ou résiduels) seront plus forts. Dans le cas du glissement du lotissement ce passage se fait dès que la valeur φ' a atteint $18^\circ-19^\circ$ alors que ce passage ne se produit, dans le cas du glissement de la combe, qu'à partir de $\varphi' \# 16^\circ$.

En conclusion, on ne peut raisonnablement s'engager sur l'évaluation de la stabilité globale de la combe du Mas qu'en effectuant un parallèle avec le processus de rupture de la combe d'Harmalière. Même si on peut attribuer une partie des importants indices de mouvement (niche d'arrachement largement dessinée, nombreuses fissures intermédiaires), visibles dès 1947 au niveau de cette combe d'Harmalière, à des mouvements de la couche morainique superficielle (environ 4 m d'épaisseur), on peut cependant supposer que les indices étaient aussi la conséquence du mouvement de rupture globale de la combe.

Or entre ces observations très nettes de ces formes d'instabilité et la rupture finale de 1981, il s'est écoulé plus de 30 années.

Cela montre clairement, ainsi, pour le cas de la combe du Mas, qu'au regard des faibles déplacements mesurés, de la quasi-absence d'indices de mouvements marqués et enfin de la nécessité de déplacements assez grands pour le passage à l'état résiduel au niveau de la surface, on peut affirmer que le risque de rupture brutale globale de la combe est très faible. On peut dire que cette rupture pourra peut-être avoir lieu à moyen ou long terme, mais qu'elle ne se déclenchera pas soudainement. De nombreux et importants indices de mouvement se seront alors déjà manifestés. Seul un suivi permanent, régulier, pourra mettre en évidence des accélérations éventuelles.

Par contre, il est exclu de pouvoir estimer la stabilité des glissements du lotissement car, en raison de leurs faibles dimensions, leur évolution peut se révéler plus rapide surtout si, encore une fois, leur drainage n'a pu être efficace.

5.5 - Principe d'un confortement

Pour compléter l'ensemble des différentes phases de travaux de drainage, il semble important d'envisager des solutions complémentaires de confortement. Compte tenu de la dimension des glissements, le principe de confortement, à retenir, serait de constituer une butée de pied, dans la partie basse du glissement, à l'aide de groupes de pieux par exemple, ancrés dans les argiles à galets, de telle manière à développer un phénomène d'effet de voûte. Ce dernier ralentirait alors le processus de glissement du lotissement dans la mesure où celui-ci évolue plus vite que celui de la combe du Mas. Evidemment, une fois la mobilisation de la masse totale du glissement de la combe atteinte, ce confortement deviendrait inutile.

Chapitre 6 - Effets de site

Parmi les différents facteurs à l'origine des phénomènes d'instabilité des versants (modifications des écoulements, de la pente, des caractéristiques mécaniques, des pressions interstitielles, des forces de volume sous l'effet de secousses sismiques) nous avons été conduits à nous intéresser plus particulièrement aux effets engendrés par les différents tremblements de terre qui se sont produits au cours des 30 dernières années au voisinage immédiat du versant étudié.

Des témoignages avaient été recueillis auprès des habitants d'Avignonet et de Sinard (P.E.R. de la commune d'Avignonet) sur les effets ressentis lors du séisme d'avril 1963 : par exemple, Mme P. qui était dans son jardin a senti la terre onduler et a eu l'impression d'être ensevelie ; en forêt, M. R. s'est senti mal. Ces témoignages nous ont conduit à nous interroger sur l'existence de liens possibles entre la manifestation de tels séismes et la présence des manifestations d'instabilités actuelles affectant ce versant. Pour cela, nous avons tenté de savoir si des effets locaux avaient pu avoir lieu lors de ces séismes compte tenu de la structure particulière du versant. Pour contrôler cette hypothèse, nous avons appliqué une méthode mise au point en France par P.Y. Bard, permettant d'évaluer, sur un modèle bidimensionnel, des effets de site.

Et, il y avait, enfin, l'impression générale pour toutes les personnes concernées par les glissements de terrain affectant tout le versant que les séismes avaient dû jouer un rôle non négligeable. Nous avons donc voulu, à travers cette étude, donner, aussi, notre avis sur ce problème.

6.1 - GENERALITES SUR LES EFFETS DE SITE (P.Y. Bard, 1983 ; P.Y. Bard et al., 1985)

Ces phénomènes d'effets de site ont souvent été mis en évidence lors de séismes importants, tels que San Fernando 1971, Mexico 1985. Ces effets de site correspondent à des amplifications d'onde liées : d'une part, aux caractéristiques géomécaniques des formations concernées (densité, vitesse des ondes, anélasticité), c'est-à-dire que moins un matériau est rigide (sable, argile, alluvions), plus le mouvement sismique en surface est amplifié à la suite du piégeage des ondes sismiques dans ce matériau ; d'autre part, aux caractéristiques géométriques (reliefs topographiques, remplissages sédimentaires) ; il a ainsi été observé que l'amplification est plus forte au sommet des reliefs topographiques (séisme de Campanie, 1980).

6.2 - RELATION SEISMES - GLISSEMENTS DE TERRAIN

Différents travaux ont mis en évidence le rôle des séismes dans le déclenchement de mouvements touchant des masses de terrains en équilibre (figure 65, séisme de Campanie 1980). Les séismes peuvent être aussi à l'origine de phénomènes de liquéfaction. Ces derniers apparaissent dans des niveaux sableux ou silteux saturés comme ce fut les cas des glissements



figure 65 - Mouvements de terrain déclanchés par le séisme de Campania (Italie) en novembre 1980 (Agnesi et al., 1982).

De très nombreux mouvements de terrain se sont produits lors des tremblements de terre et cette zone voisine de l'épicentre en est l'illustration. Mais ces phénomènes sont actifs depuis longtemps dans ce secteur, des éboulements rocheux dans les formations carbonatées (Trias & Crétacés) en position de horsts, et glissements dans les «argiles varicolores» (Crétacé - Paléocène) furent réactivés par la secousse sismique.

1 : zone instable - 2 : glissements individualisés - 3 : glissements de grandes dimensions - 4 : éboulements rocheux.

- Landslides triggered by the Nov. 23, 1980 earthquake in Campania (Italy).

A lot of landslides occurred during this earthquake as in this are near the epicentral zone. These slides are well known in South Italy rockfalls in dolomitic limestones, earthflows in the «varicolored clays» were activated by the vibration.

1 : landslide zones - 2 : landslide - 3 : large earthflows - 4 : rockfalls.

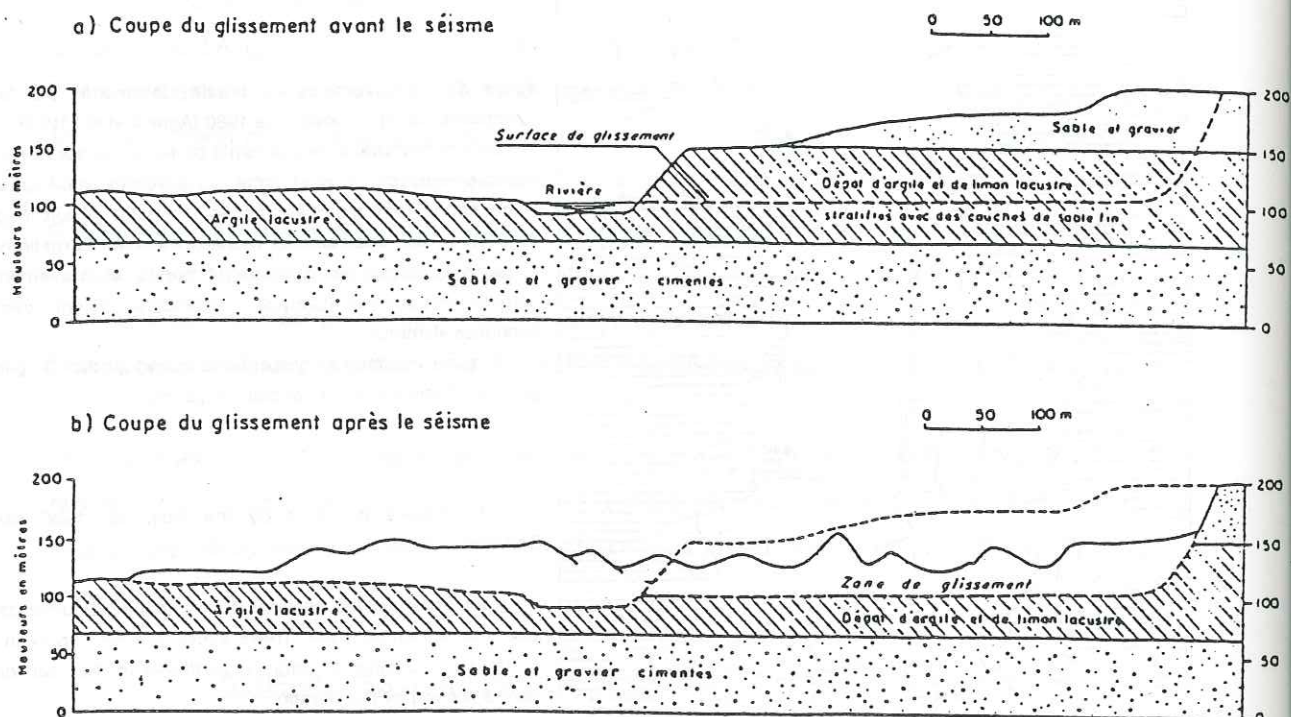


figure 66 - Glissement du lac Rinihue, au Chili (Davis et Karzulovich, 1961)

Ce glissement, déclenché par les séismes de mai 1960, s'explique par la présence de couches minces de sable fin saturé, interstratifiées dans des argiles lacustres, et qui se sont liquéfiées lors de la secousse. Les matériaux glissés ont créé un barrage dans la vallée, et un lac s'est formé à l'amont.

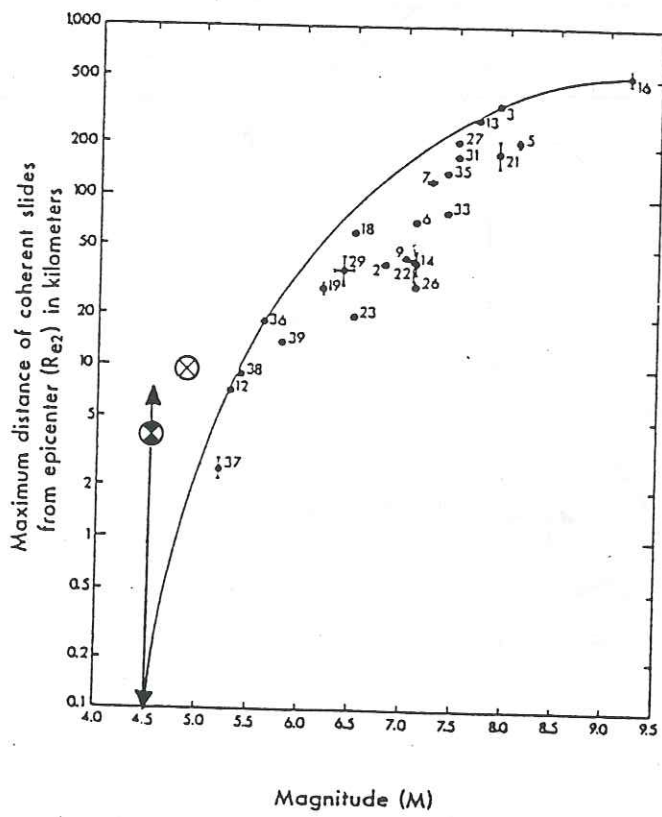


figure 67 - distance maximum des glissements à l'épicentre des séismes.

⊗ séisme du 25/04/63

⊥ barre d'incertitude

⊗ séisme de Corrençon (25 avril 1962)

(d'après Keefer, 1984)

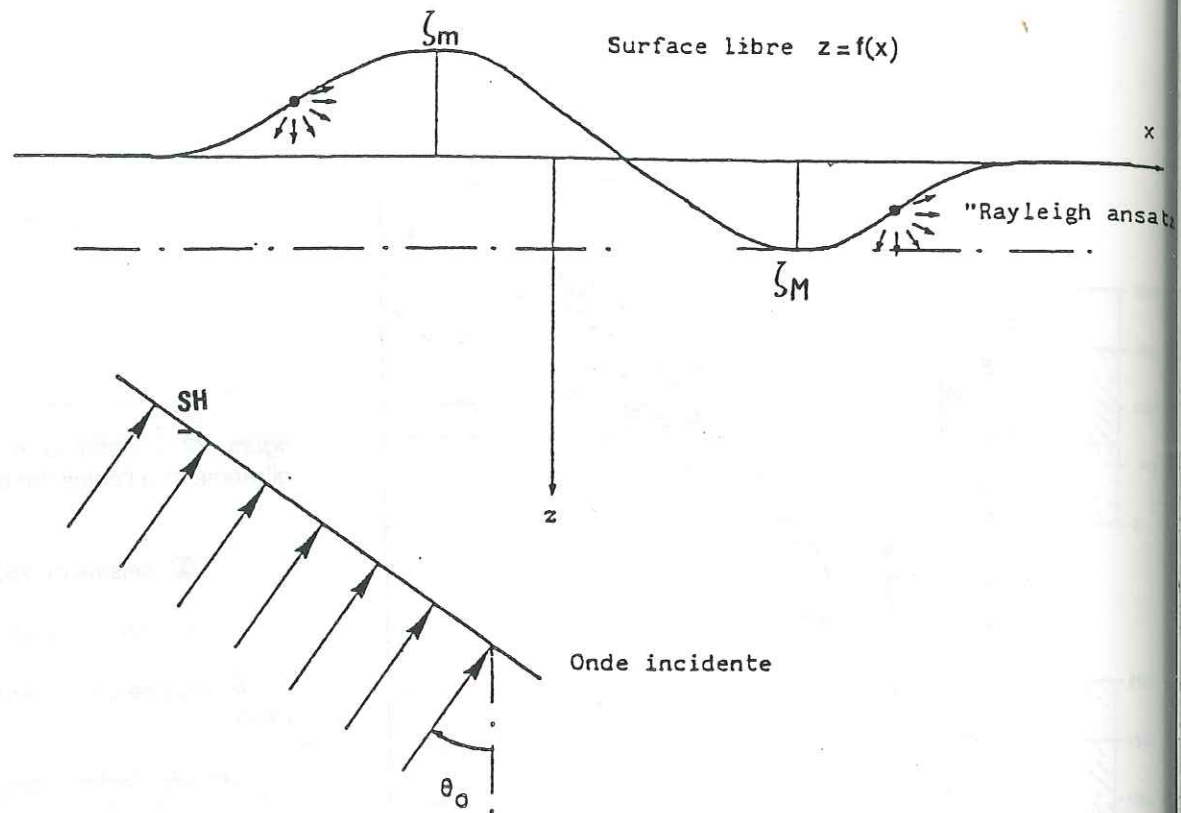


figure 68 - Schématisation de la diffraction d'une onde plane SH par une topographie de surface. On voit que l'hypothèse de Rayleigh, selon laquelle les ondes diffractées se propagent vers le bas uniquement, est fautive dans la zone $\xi_m < z < \xi_M$.

(P.Y. Bard, 1983)

du lac de Rinihue (Chili, 1960) (figure 66) et de Turnagain Height (Alaska, 1964), qui s'étaient déclenchés au sein de formations d'argiles lacustres litées analogues à celles étudiées à Avignonet. Dans le cas présent, nous avons regardé si le séisme principal du 25 avril 1963 avait été suffisamment fort pour être à l'origine de glissements de terrains (figure 67). Cela semble être possible compte tenu de l'incertitude sur le calcul des distances épacentrales. Cette détermination est, par ailleurs, confirmée par le fait qu'au moins un glissement s'était déclenché à l'issue de ce séisme (glissement des Pivollets).

6.3 - CALCUL DES EFFETS DE SITE

6.3.1 - Principe de la méthode

De nombreuses méthodes permettent le calcul de la réponse de structures bidimensionnelles ; parmi elles, la méthode utilisée dans l'étude est celle d'Aki - Larnier (1970) (cf P.Y. Bard 1983). Cette méthode qui s'applique dans le cas de milieux élastiques, linéaires, isotropes et homogènes, est basée sur l'hypothèse de Rayleigh qui permet de représenter le champ d'ondes diffractées comme une sommation d'ondes planes ; le champ incident est représenté par une onde plane de type SH dans cette étude (figure 68) ; le nombre d'interfaces irréguliers pouvant être pris en compte n'est théoriquement pas limité. La principale source d'erreur provient de la mauvaise représentation du champ d'ondes diffractées dans le demi-espace inférieur, car les ondes diffractées vers le haut ne sont pas prises en compte. On se limitera donc à l'étude d'interfaces dont la pente n'excède pas 45 à 50 degrés.

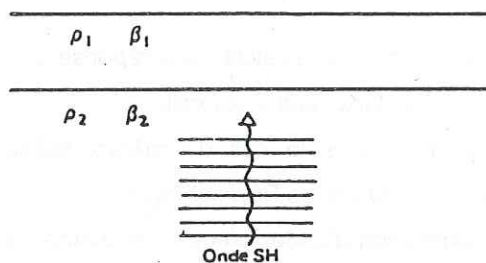
Dans le cas de la structure géologique présente, il a été choisi un champ d'ondes planes SH d'incidence 0° vibrant entre 0 et 4 Hz et balayé par pas de 0.125 Hz. Ces premiers calculs permettent une approche des effets liés à la géométrie des interfaces et plus particulièrement de l'interface substratum (calcaire) - remplissage (alluvions, argiles litées et moraines).

Pour tenir compte des effets purement mécaniques liés à la diminution du module de cisaillement (G) de bas en haut, nous avons réalisé des calculs d'amplification selon un modèle unidimensionnel afin d'évaluer, alors, le rôle des couches superficielles dans les problèmes d'instabilité actuels. Ces derniers calculs ont été effectués aussi pour des ondes planes SH d'angle d'incidence variant entre 0 et 60° , dans une gamme de fréquence 0 - 20 Hz.

6.3.2 - Schématisation

a. Données géométriques

Nous nous sommes appuyés sur les 2 coupes présentées dans la première partie de ce mémoire, ces 2 coupes transversales passant, l'une par le lotissement du Mas d'Avignonet et l'autre par le glissement d'Harmalière. Il faut rappeler que la direction de ces coupes a été aussi



— Amplification dans un modèle unidimensionnel simple. Deux couches horizontales de comportement élastique linéaire isotrope, définies par leur masse volumique ρ et la vitesse d'ondes transversales β , sont soumises à une onde plane sinusoïdale de cisaillement se propageant verticalement; les fréquences de résonance (f_n) et l'amplification (maximale pour ces fréquences) (A_{\max}) par rapport à une situation avec la seule couche n° 2 sont données par les formules :

$$f_n = (2n + 1) \frac{\beta_1}{4h}$$

$$A_{\max} = \frac{\rho_2 \beta_2}{\rho_1 \beta_1}$$

figure 69 - Principe de la méthode selon un modèle unidimensionnel.

(P.Y. Bard 1983)

choisie pour tenir compte des contraintes inhérentes au programme de calcul (pente inférieure à 45 - 50° environ).

Cela nous avait conduit à simplifier légèrement certains contacts géologiques et à regrouper des formations différentes en raison de leurs caractéristiques mécaniques voisines (argiles remaniées - argiles litées ; argiles à galets - alluvions).

b. Données mécaniques

Les différents paramètres mécaniques des formations, nécessaires au calcul, sont :

- la vitesse des ondes S : V_s
- la densité des terrains : γ
- le facteur de qualité : Q

Les vitesses V_s ont été déduites des vitesses V_p mesurées dans le cadre d'une part des campagnes de sismique réfraction effectuées lors de la construction du barrage et d'une étude, réalisée par l'A.D.G.R.T., du glissement du lotissement du Mas (1983).

La relation qui lie V_p et V_s est la suivante :

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \quad \nu \text{ coefficient de Poisson}$$

Si dans le modèle unidimensionnel, nous avons fait varier le coefficient de Poisson de 0.25 à 0.40 (milieu saturé) - cette dernière valeur ayant été déterminée à partir d'un essai triaxial (Monnet - Al Hayari, 1988) - par contre, dans l'étude bidimensionnelle, les cas ont été étudiés pour $\nu = 0.25$. Nous avons aussi modifié les vitesses dans les calcaires 2300 à 2900 m/s, pour tenir compte des variations observées sur le terrain, sur les vitesses V_p : 3600 à 5500 m/s du Sud au Nord.

En l'absence de mesures de densité des formations de moraines, d'alluvions et de calcaires, des valeurs plausibles ont été adoptées qui tenaient compte des valeurs sismiques mesurées. Par contre, la densité des argiles litées, présentes pour une large part dans le remplissage, est connue précisément : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

Nous présentons d'ailleurs un tableau récapitulatif de toutes les valeurs retenues dans les modèles étudiés.

6.4 - RESULTATS ET COMMENTAIRES

Dans le cas de la méthode bidimensionnelle, ils sont présentés sous plusieurs formes :

- a : une courbe d'amplification,
- b : courbe de fréquence de résonance calculée en chaque point du profil,
- c : fonction de transfert (de Fourier) en 12 points répartis sur le versant.

Dans la mesure où les phénomènes d'amplifications sont liés à des processus complexes d'interférences du champ d'onde incidents qui ne peuvent être cernés avec précision, il nous est apparu préférable de considérer globalement tous les effets induits.

Les différents profils étudiés ont donné des facteurs d'amplification homogènes

$$4.5 < A_m(x) < 5.5$$

Les amplifications apparaissent d'autant plus fortes que le remplissage est épais, que le contraste d'impédance (produit de la vitesse par la densité) est marqué. Cela peut expliquer, dans les trois exemples présentés, le fait que les amplifications les plus fortes, sont situées au voisinage de l'abscisse $x = 1000$ m. Ces amplifications auraient été plus fortes si nous avions considéré un coefficient de Poisson égal à 0.40 correspondant à celui des argiles saturées.

A ces amplifications correspondent les fréquences de résonance (courbes a) suivantes :

- <u>profil le Mas</u> :	<u>1.5 - 2.0</u> Hz
	2.5 - 3.25
- <u>profil Harmalière</u> :	1.0 - 1.5 Hz
	2.5 - 3.0

Les modifications des ondes les plus marquées sont associées au domaine de fréquence 1.2 - 1.6 Hz. Ces fréquences apparaissent aussi clairement dans les fonctions de transfert calculées pour différents points du versant.

Pour expliquer les fréquences, on a calculé les fréquences propres à la structure géologique en l'assimilant à un modèle unidimensionnel où l'ensemble du remplissage alluvions - argiles constitue une seule couche plane surmontant le substratum calcaire,

Méthode bidimensionnelle**Cas n° 1**

	NATURE DU TERRAIN	DENSITES (t / m ³)	Vs (m/s)	FACTEUR DE QUALITE Q
Le Mas	moraines	1,8	500	30
	argiles remaniées	1,9	980	40
Cas 1	argiles litées	2,0	1150	60
	alluvions	2,1	1290	80
	calcaires	2,65	2600	100

Tableau des caractéristiques mécaniques adoptées.

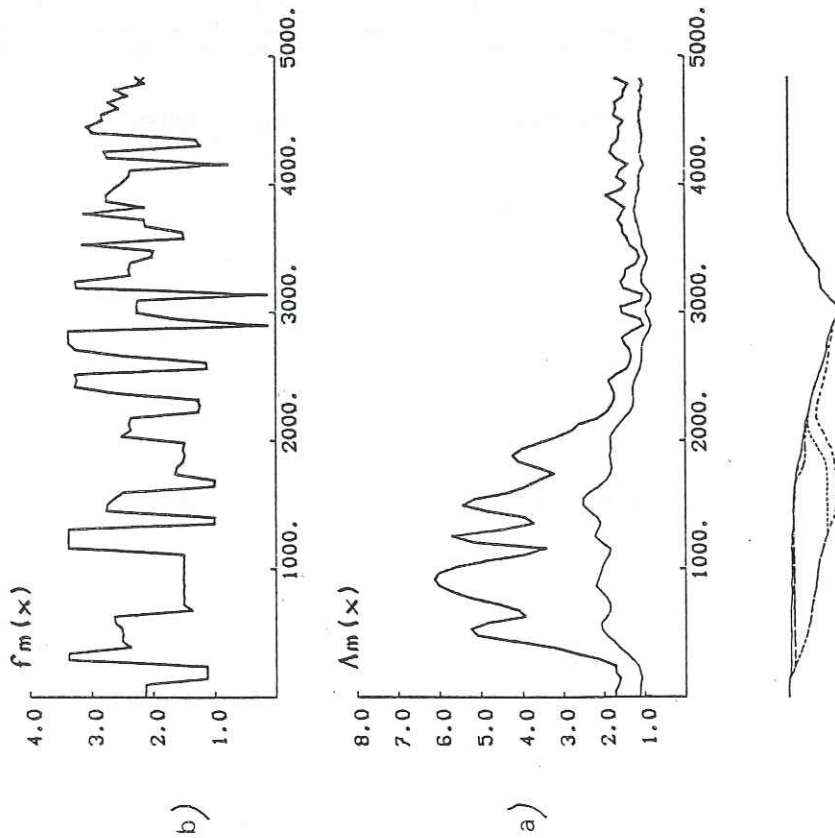
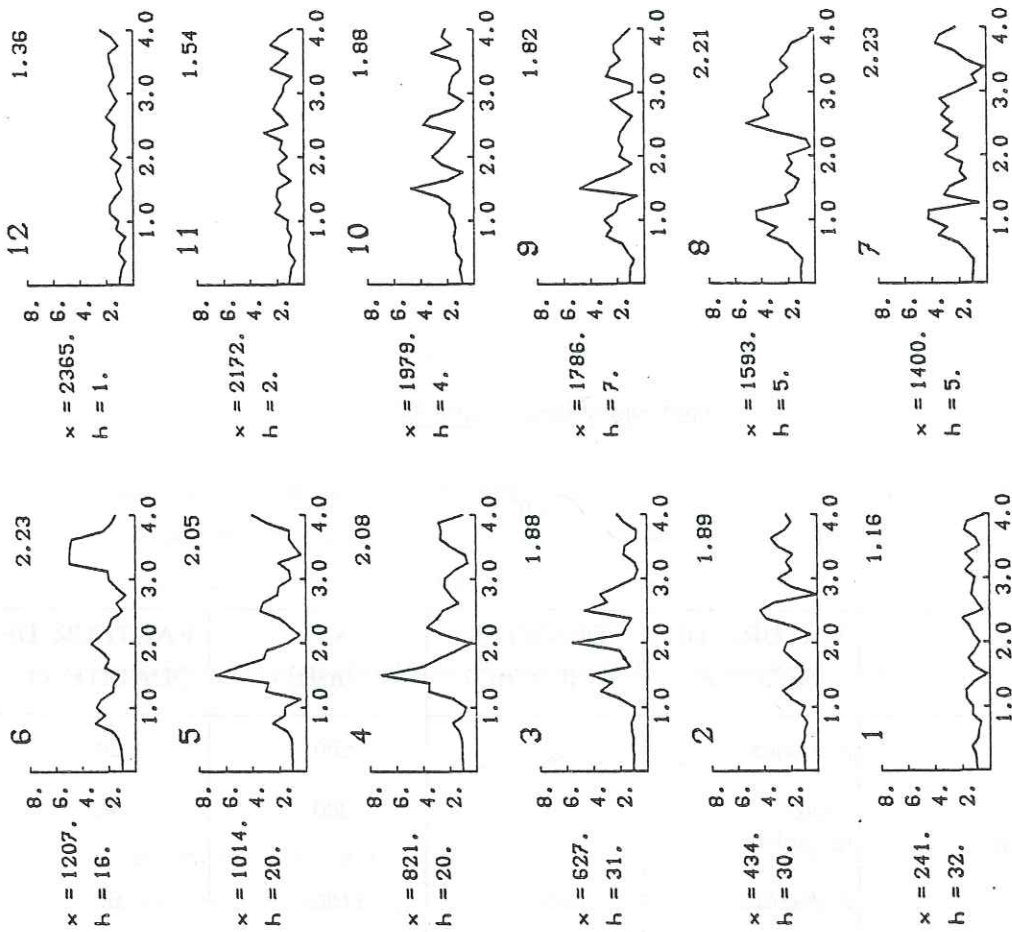


fig 70 : Résultats concernant le cas N°1

- a- courbe d'amplification
- b- courbe de fréquence de résonance
générée en chaque point du versant
- c- fonction de transfert de Fourier
en 12points répartis sur le versant.



123456789101112

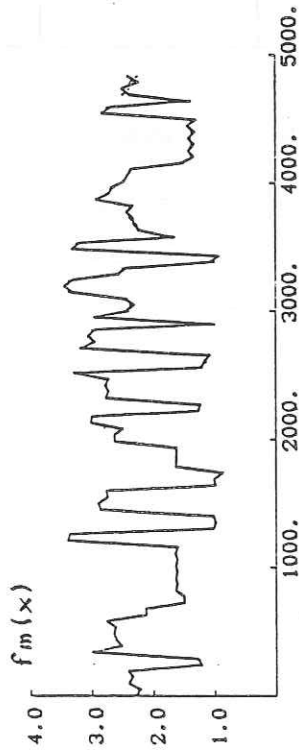
c)

Méthode bidimensionnelle

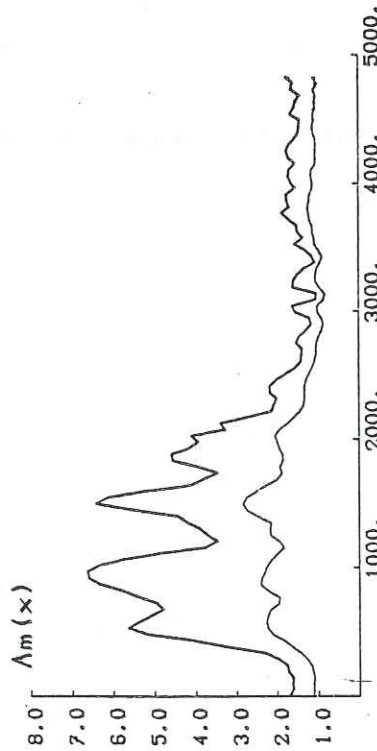
Cas n° 2

	NATURE DU TERRAIN	DENSITES (t / m ³)	Vs (m/s)	FACTEUR DE QUALITE Q
Le Mas	moraines	1,9	1040	50
	argiles remaniées	1,9	1150	50
Cas 2	argiles litées	2,0	1150	60
	alluvions	2,1	1290	80
	calcaires	2,65	2900	100

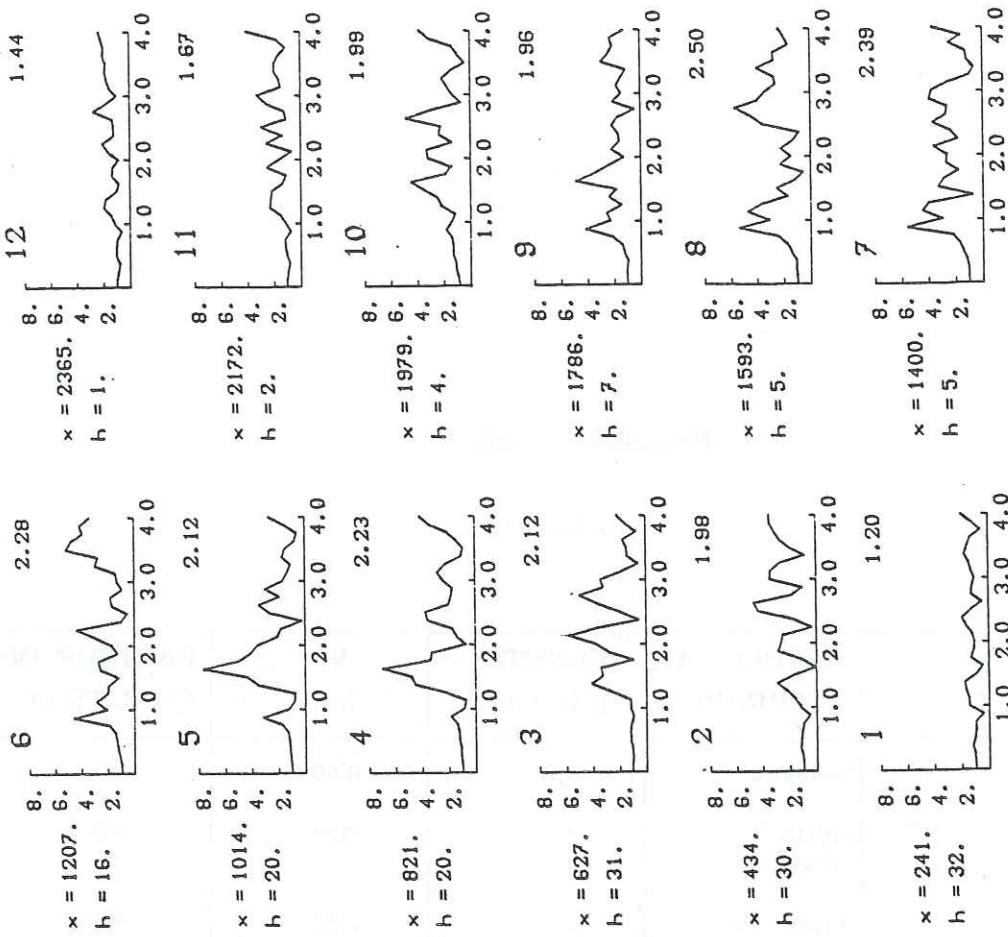
Tableau des caractéristiques mécaniques adoptées.



b)



a)



12345678910112



c)

fig 71 : Résultats concernant le cas N° 2

- a- courbe d'amplification
- b- courbe de fréquence de résonance
généralisée en chaque point du versant
- c- fonction de transfert de Fourier
en 12 points répartis sur le versant.

Méthode bidimensionnelle

Cas n° 3

	NATURE DU TERRAIN	DENSITES (t / m ³)	Vs (m/s)	FACTEUR DE QUALITE Q
Harmalière	moraines	1,9	980	40
	argiles litées	2,0	1150	40
	alluvions	2,1	1150	60
	calcaires	2,65	2300	100

Tableau des caractéristiques mécaniques adoptées.

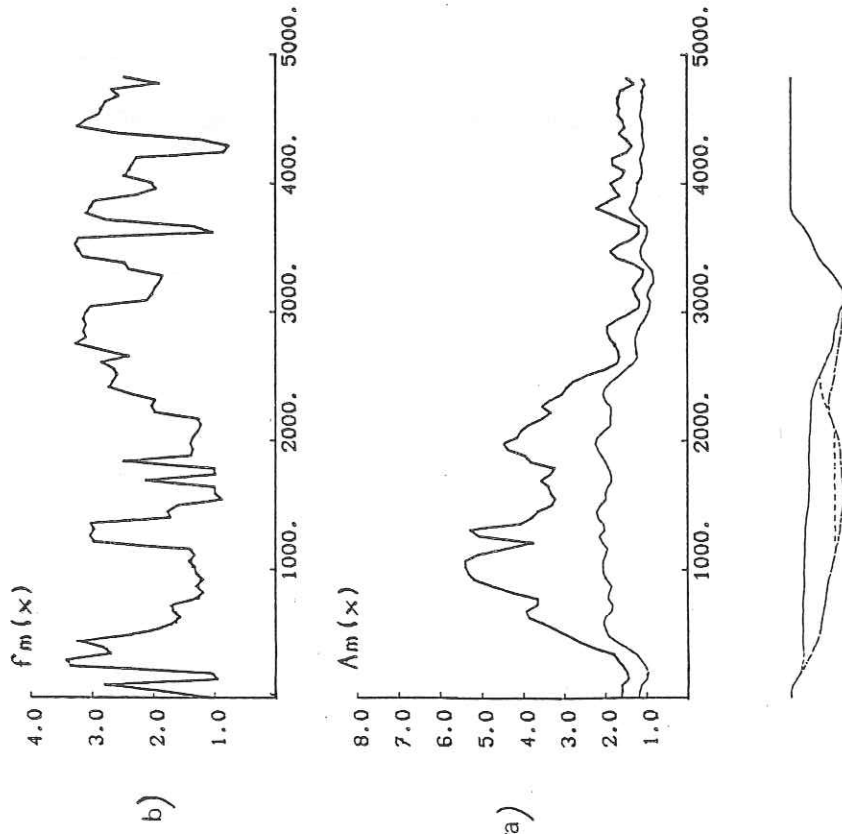
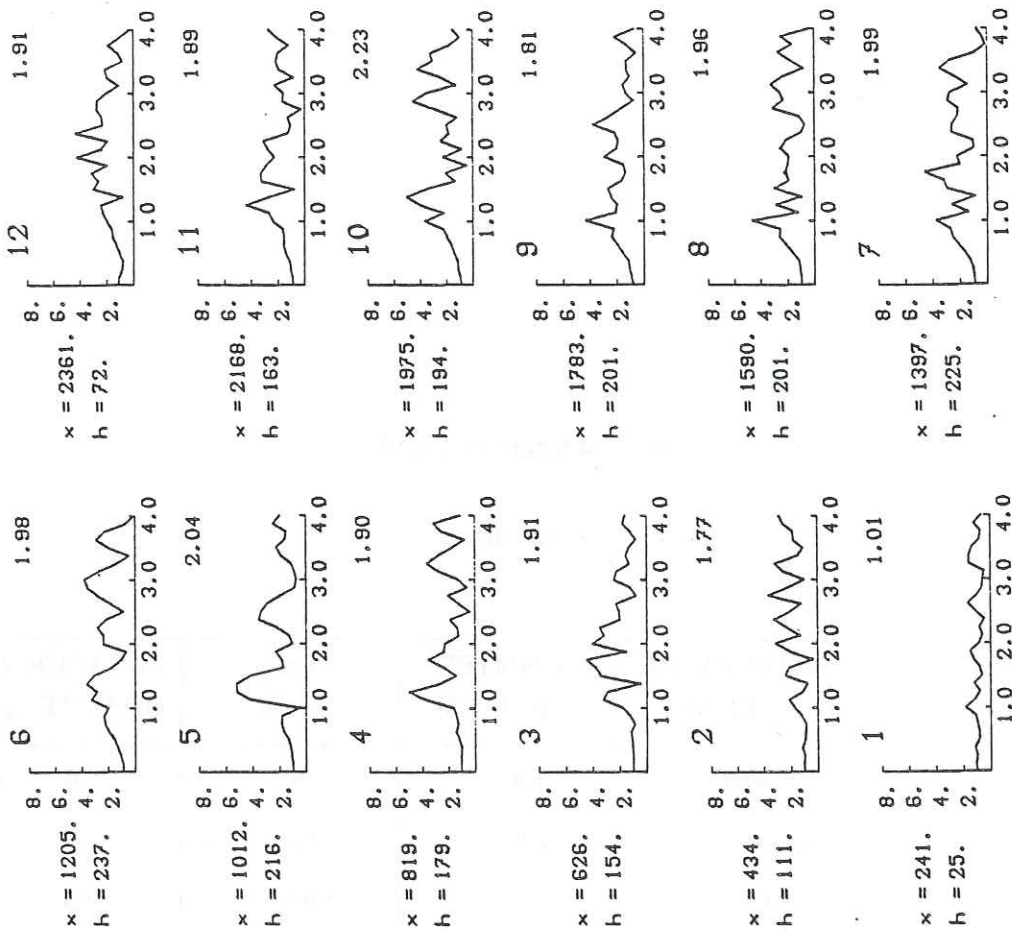


fig 72 : Résultats concernant le cas N° 3
 a- courbe d'amplification
 b- courbe de fréquence de résonance
 générée en chaque point du versant
 c- fonction de transfert de Fourier
 en 12points répartis sur le versant.



123456789101112



c)

soit pour des caractéristiques moyennes des formations en présence :

$$\begin{aligned} - \gamma_1 &= 2.1 \\ - h_1 &= 250 \text{ m} \\ - V_1 &= 1100 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \gamma_2 &= 2.60 \\ - V_2 &= 2300 \text{ m/s} \end{aligned}$$

d'après les formules (figure 69)

$$\begin{array}{ll} n = 0 & f_0 = 1.1 \text{ Hz} \\ n = 1 & f_1 = 3.3 \text{ Hz} \\ a \text{ max} = 3.00 & \end{array}$$

On en déduit que les fréquences de résonance obtenues par la méthode bidimensionnelle = 1.0 - 2.0 et 2.5 - 3.25 correspondent, aux erreurs près dûes aux simplifications du calcul précédent, aux fréquences fondamentales et aux 1ères harmoniques de la structure géologique.

Le calcul bidimensionnel, compte tenu du domaine de fréquence étudié, ne prend pas en compte les effets dus aux couches très superficielles. Aussi, pour savoir si elles ont eu effectivement un rôle, nous avons appliqué une méthode unidimensionnelle (méthode Thomson - Haskell) au centre de remplissage ; les résultats présentés sur les figures 73-74 ont permis de mettre en évidence deux domaines de fréquence d'amplification :

- des fréquences propres à la structure $f_0 = 1 - 1.5 \text{ Hz}$, qui a engendré des amplifications liées au remplissage de l'ordre 3 à 4 fois,
- un domaine de plus haute fréquence (10 - 15 Hz) correspondant à des phénomènes d'amplification plus superficiels mais plus importants (facteurs d'amplification supérieurs à 10), c'est-à-dire pour des formations d'épaisseur de 5 m environ.

**METHODE UNIDIMENSIONNELLE
(THOMSON - HASKELL)**

Tableaux de données et courbes d'amplification correspondantes

PROFIL "LE MAS"

= 0.25	Nature de la formation	Epaisseur h (m)	Densité (t/m ³)	Vs (m/s)	Facteur de qualité Q
	moraine	5	19	980	30
	argiles remaniées	15	19	1040	40
	argiles litées	160	20	1150	60
	argiles à galets alluvions	45	21	1250	80
	substratum	20000	26	2300	500

= 0.40	Nature de la formation	Epaisseur h (m)	Densité (t/m ³)	Vs (m/s)	Facteur de qualité Q
	moraine	5	19	740	30
	argiles remaniées	15	19	740	40
	argiles litées	160	20	820	60
	argiles à galets alluvions	45	21	1250	80
	substratum	20000	26	2300	500

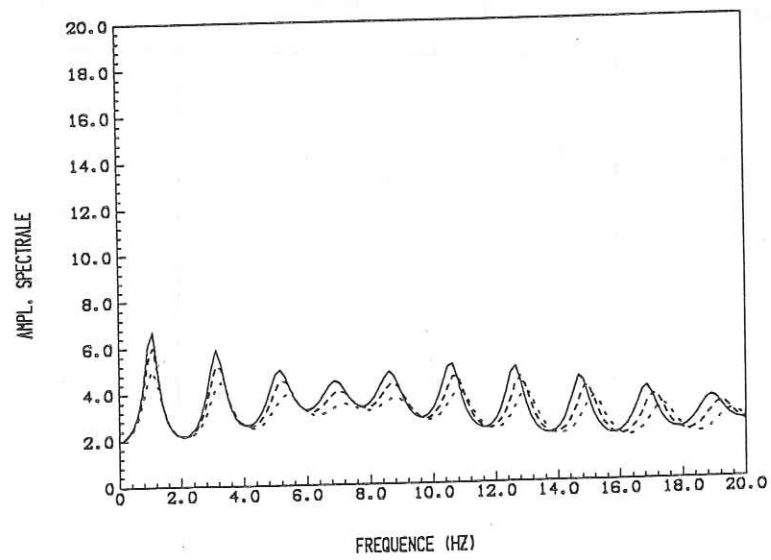
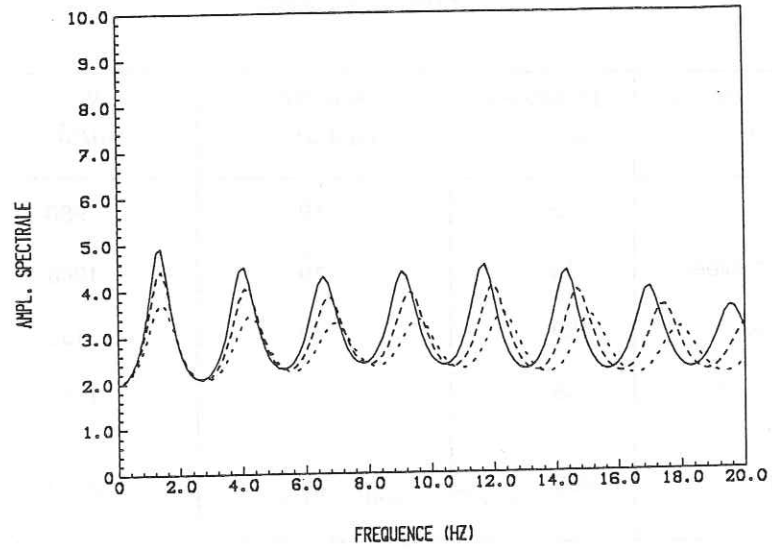


figure 74 - courbes représentatives des deux tableaux ci-contre.

= 0.25	Nature de la formation	Epaisseur h (m)	Densité (t/m ³)	Vs (m/s)	Facteur de qualité Q
	moraine	5	1.7	258	30
	argiles remaniées	15	1.9	740	40
	argiles litées	160	2.0	820	60
	argiles à galets alluvions	45	2.1	1250	80
	substratum	20000	2.6	2300	500

= 0.25	Nature de la formation	Epaisseur h (m)	Densité (t/m ³)	Vs (m/s)	Facteur de qualité Q
	moraine	5	1.9	980	40
	argiles litées	140	2.0	1000	60
	argiles à galets alluvions	40	2.1	1250	80
	substratum	20000	2.6	2300	500

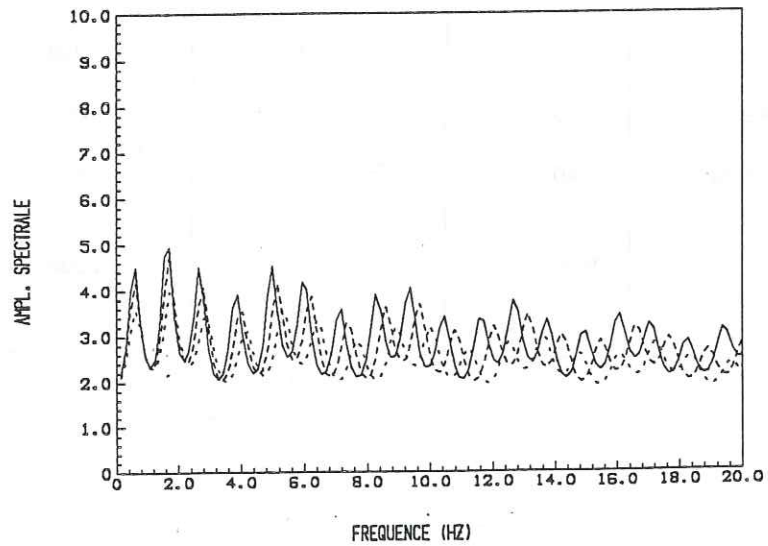
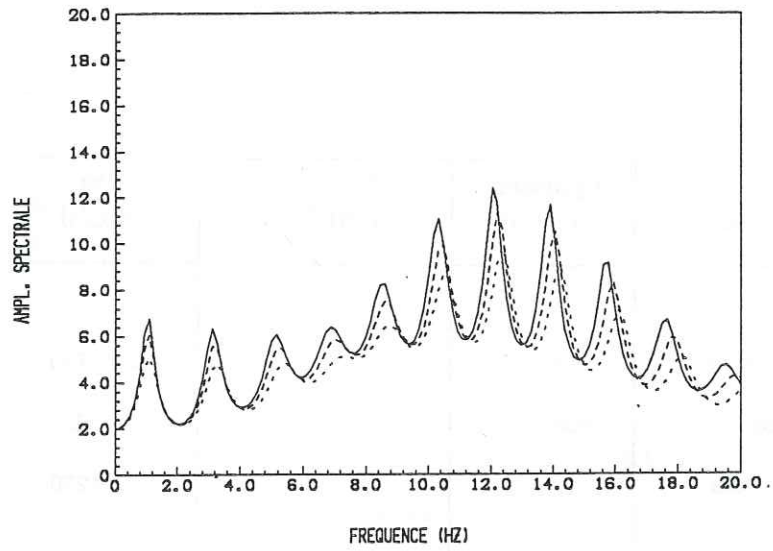


figure 73 - courbes représentatives des deux tableaux ci-contre.

6.5 - DETERMINATION D'UN SPECTRE DE REPONSE

Nous avons montré précédemment que la morphologie de la structure géologique du versant était susceptible de provoquer des phénomènes d'amplification d'ondes lors de séismes. Mais, au regard des différents séismes qui se sont produits au voisinage du versant étudié, cela n'implique pas obligatoirement que ces amplifications aient eu des effets significatifs. Pour le savoir, le meilleur moyen serait de pouvoir disposer d'un enregistrement du séisme exploitable. Cela n'est pas le cas, aussi avons-nous choisi d'estimer l'énergie spectrale probable du séisme à partir des résultats de Joyner et Boore. Il faut, en effet que les ondes sismiques soient parvenues au niveau de la structure avec suffisamment d'énergie.

Celle-ci peut être obtenue directement par lecture sur un spectre de réponse propre au séisme envisagé ; le spectre de réponse pouvant représenter les valeurs de pseudo-accélération absolue, de pseudo-vitesse relative ou de déplacement relatif maximal du sol en fonction de la fréquence.

Le calcul du spectre de réponse a été réalisé à partir de méthodes de régression (Joyner et Boore, 1982) permettant d'estimer un spectre à partir des paramètres suivants : magnitude du moment, distance épacentrale, conditions de site. Les spectres sont fondés sur des données accélérométriques californiennes en grande majorité, qui plus est, assez dispersées. Aussi, leur utilisation présente donc un but beaucoup plus qualitatif que quantitatif.

Ces spectres sont construits pour des composantes horizontales.

Dans un premier temps, nous avons déterminé des spectres de réponses en pseudo-vitesse, en fonction des conditions de site et de la distance "épacentrale" adoptées (figure 75). Cela nous a permis de les comparer directement à ceux obtenus pour des séismes de magnitude supérieure à partir desquels ont été développées ces méthodes de calcul. On peut remarquer, d'ailleurs, que l'extension de ces méthodes à des séismes de magnitude plus faible ($M_L = 4.5$) apparaît raisonnable, mais demanderait à être vérifiée.

Dans un second temps, le spectre de réponse a été représenté sur un diagramme habituel log-log et tripartite (figure 76). Dans un tel diagramme, les ordonnées et les abscisses représentent respectivement la pseudo-vitesse relative et les fréquences. Les valeurs d'accélération et celles du déplacement peuvent être lues sur des axes à $\pm 45^\circ$ par rapport aux axes du diagramme. Vers les fréquences très élevées, la réponse en accélération, tend vers l'accélération du mouvement du sol. Pour les basses fréquences, la réponse en déplacement tend vers le déplacement maximal du sol.

Le spectre de réponse met en évidence :

- un déplacement maximal relatif inférieur à 0.5 cm,

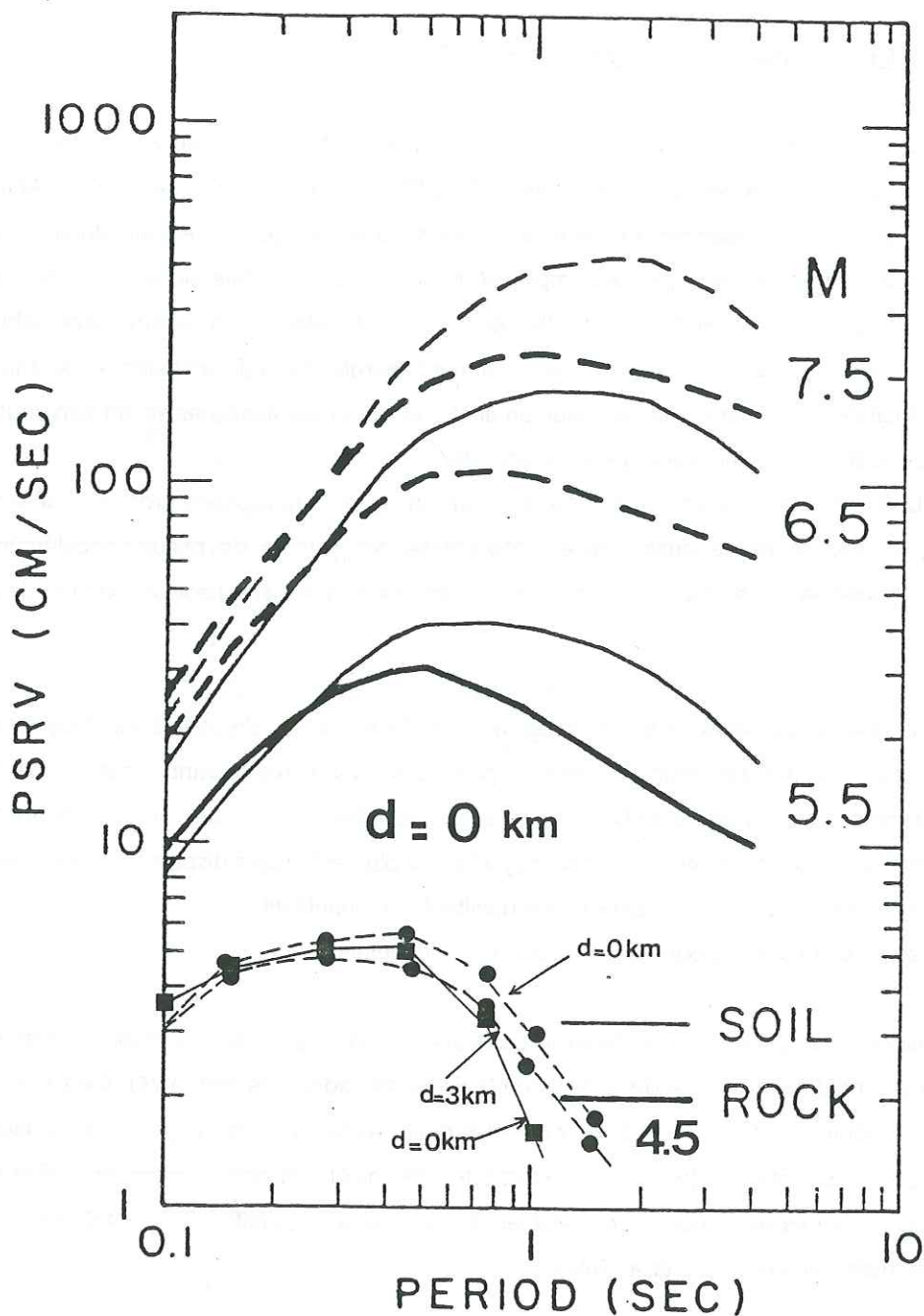


figure 75 - Predicted pseudo-velocity response spectra for 5 percent damping at rock sites (heavy line) and soil sites (light line) for d equal to zero and moment magnitude equal to 5.5, 6.5, and 7.5. Spectra correspond to the larger of two horizontal components. Curves are dashed where not constrained by data.

Prédiction d'un spectre de réponse en pseudo vitesse pour 5 % d'amortissement pour des formations rocheuses (trait plein) et des formations de remplissage (trait tiretés) pour des distances épicentrales égales à zéro et des moments magnitudes M_W égales à 5.5, 6.5 et 7.5. Spectre correspondant à la plus grande des deux composantes horizontales. Les courbes en pointillés sont non contraintes par les données.

Application au cas du séisme d'Avril 1963 de Monteynard

($M_s \approx M_W \approx 4.5$, $0 < d < 3$ km)

(d'après Joyner et Boore, 1982)

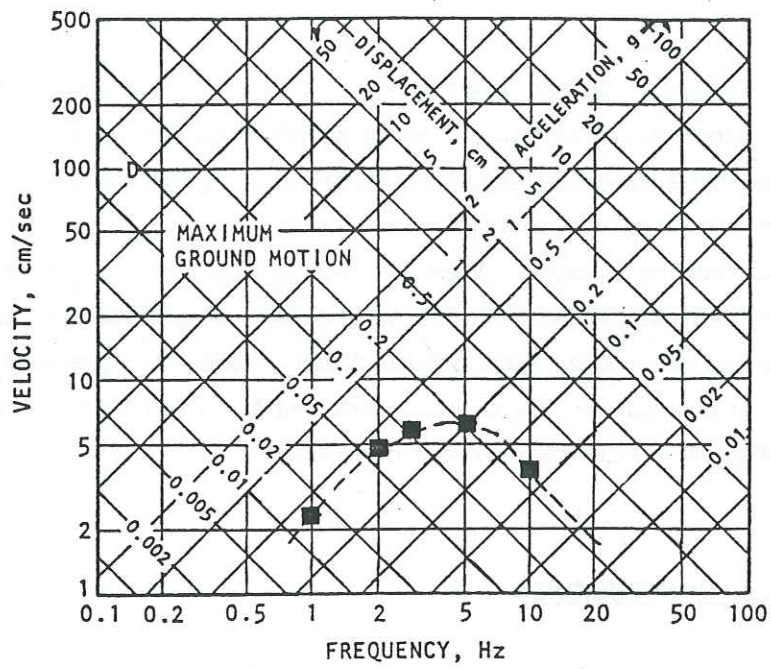


figure 76 - spectre de réponse élastique du séisme d'avril 1963
($M_L=4.5$, $d \approx 0 - 3$ km pour 5 % d'amortissement)

- une accélération maximum absolue comprise entre 0.2 et 0.25 g.

Le maximum de déplacement qui se manifeste dans un domaine de basses fréquences (inférieur à 3 Hz) apparaît très faible, même en tenant compte des phénomènes d'amplification calculés précédemment. L'accélération maximum, par contre, semble beaucoup plus significative ($f > 6$ Hz), spécialement dans la gamme de fréquences 10-20 Hz pour laquelle nous avons obtenu des coefficients d'amplification assez grands (10 à 15). Pour ces fréquences, le spectre de réponse doit subir des modifications importantes, impliquant alors des accélérations supérieures à 0.25 g. Mais ces niveaux d'accélération n'ont pas pu engendrer de perturbation importantes à l'échelle du versant en raison de leur faible longueur d'onde, en effet les mouvements de surface subissent des variations spatiales très rapides, conduisant à une très forte incohérence des accélérations à l'échelle de quelques dizaines de mètres, donc à l'échelle des glissements concernés.

6.6 - CONCLUSIONS

Finalement, en ce qui concerne l'interprétation des ondulations de forte amplitude observées, lors du séisme d'avril 1963 par certains habitants du Mas d'Avignonet, il semble qu'elles puissent être liées à des phénomènes d'amplification des ondes, mais ceux-ci n'ont probablement affecté que la couche morainique superficielle. En effet, il semble exclu que la masse d'argiles litées ait subi des mouvements compte tenu d'une part, que les niveaux d'accélération basse fréquence dûs à un petit séisme ($M_L = 4.5$) étaient, selon toute vraisemblance, faibles et ont alors, peu affecté le versant dans son ensemble, d'autre part que des processus de liquéfaction des lits silteux n'ont pu se produire compte tenu d'une granulométrie des argiles litées trop différente de celle d'un sol liquéfiable (figure 77).

Cette interprétation ne peut rester que qualitative dans la mesure où il existe de fortes incertitudes sur les données. L'étude du spectre de réponse a, en effet, été réalisé à partir de séismes californiens de magnitude beaucoup plus forte.

Enfin, de nombreux paramètres n'ont pu être pris en compte tels que :

- les effets de la présence, à proximité de la ferme du Mas d'Avignonet, d'une falaise d'alluvions pouvant être à l'origine de concentration d'ondes (donc d'amplifications),
- la durée des mouvements. Or les effets de site se manifestent aussi par une nette prolongation de mouvements dans la couverture sédimentaire superficielle (à très fort amortissement interne) pouvant, alors, influencer sur le déclenchement et l'ampleur des phénomènes liés à la durée des sollicitations (fatigue, liquéfaction, mouvements de terrain).

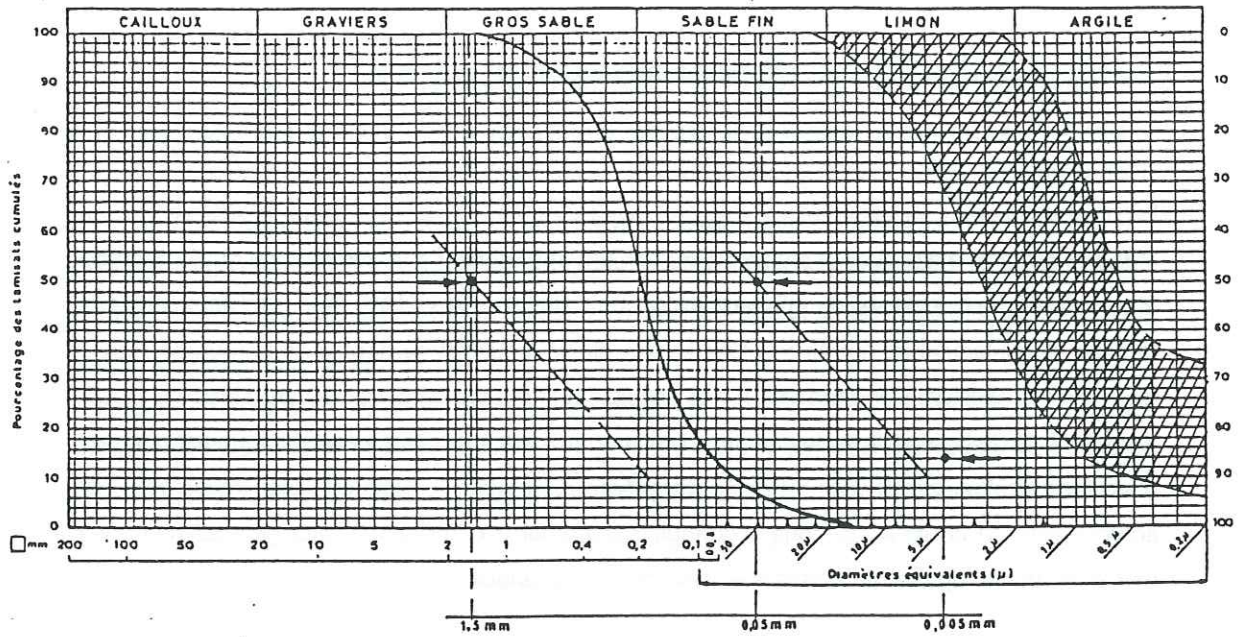


figure 77 - Critères granulométriques définissant les sols liquéfiables.
Grain-size criteria for liquefaction aptitude.

- limites extrêmes du fuseau granulométrique pour les D50 maximum et minimum
- exemple de granulométrie d'un sol potentiellement liquéfiable
- ▨ fuseau des argiles litées

d'après Durville J.L. - Meneroud J.P.
Mouroux R. et Simon J.M.
1985

CONCLUSIONS GENERALES

Le présent travail concerne l'étude de glissements affectant non seulement le lotissement du Mas d'Avignonet mais, aussi, l'ensemble du versant appartenant à la rive gauche du Barrage de Monteynard. Les surfaces de glissement se sont développées dans des matériaux argileux (argiles glacio-lacustres, moraines). Ces argiles glacio-lacustres présentes dans toute la région du Trièves, constituent une formation très sensible aux glissements. Ils peuvent ainsi, intéresser jusqu'à 60 % de la superficie de certaines communes. Leur importance économique est d'autant plus forte qu'un projet de liaison autoroutière Grenoble - Sisteron, les traversant, est actuellement en cours. Cela nous a conduit à chercher à comprendre plus généralement, les mécanismes de rupture qui agissent au sein de tels matériaux.

Dans un premier temps, l'étude a progressé de manière très classique. Des relevés géologiques, d'indices de mouvements, de mesures de déplacement (inclinométrie, topographie) ont mis en évidence, dans chacune des formations, une surface de rupture plus ou moins active :

- Moraine : 4.00 - 5.50 m
- Argiles remaniées : 11.50 - 12.00 m
- Argiles glacio-lacustres : 42.50 - 43.00 m

La surface la plus superficielle, très active (jusqu'à 8 cm par an) est responsable des principaux désordres observés au niveau du lotissement. La seconde surface (1 cm/an) n'affecte que la partie basse du lotissement (niche d'arrachement située à la cote 675 environ). Enfin, la surface la plus profonde, évoluant très lentement (0.5 cm/an) pose, alors, le problème de la stabilité globale de la combe.

Dans un deuxième temps, à partir de l'ensemble des mesures et observations, nous avons proposé des hypothèses de surfaces de rupture que nous avons cherché à contrôler à l'aide d'une approche mécanique détaillée. Pour cela, il a été envisagé d'effectuer, au départ, une analyse classique de stabilité à partir des paramètres mécaniques c' , ϕ' déterminés directement en laboratoire. Mais nous avons préféré estimer les valeurs moyennes de ces derniers en nous basant sur la mise en oeuvre d'une analyse inverse. Cette méthode complexe s'appuyant sur d'autres méthodes d'analyse (à l'équilibre limite, en déformation par les éléments finis) a été appliquée tout d'abord, au cas du vaste glissement de la combe d'Harmalière dont la rupture avait eu lieu en 1981 ; cette combe n'étant située qu'à quelques centaines de mètres au sud de la combe du Mas. L'étude du glissement d'Harmalière nous a permis, ainsi, d'évaluer des caractéristiques mécaniques résiduelles de ces argiles litées ($c' = 0$, $\phi' = 16^\circ - 18^\circ$) qui nous ont servi de référence pour l'analyse principale de la combe du Mas. L'étude de cette dernière a été conçue comme une recherche des surfaces de rupture potentielles dans la mesure où leurs

géométries n'avaient pu être définies à l'aide des campagnes de reconnaissances. Nous avons pu vérifier l'existence probable d'une part, d'une surface de glissement passant par le niveau 11.00-12.00 (T2) et les premières fissures ouvertes observées sur la voie d'accès de la partie inférieure du lotissement, d'autre part, d'une surface passant par le niveau 42.00-42.50 m (T1) qui débiterait, en amont, autour de la cote 710-720m. Enfin, nous avons surtout mis en évidence l'étroite dépendance de ces deux surfaces qui appartiendraient à un même processus de rupture (probablement progressive).

En ce qui concerne le problème fondamental de l'évaluation du degré de stabilité (moyen et long terme) du lotissement et plus globalement de la combe du Mas, il semble exclu de pouvoir estimer la stabilité du glissement du lotissement car, son évolution pouvant se révéler rapide. Par contre, de nombreux indices nous laissent, raisonnablement, penser que le risque de rupture brutale globale de la combe est quasiment inexistant.

Nous avons pu, aussi, analyser la relation éventuelle entre les séismes survenus au voisinage du versant et la présence marquée des instabilités, notées sur tout le versant, grâce à l'application de méthodes unidimensionnelle et bidimensionnelle ; ces dernières permettant de savoir si des effets locaux avaient pu avoir lieu lors des séismes passés. Il s'avère que des phénomènes d'amplification d'ondes n'ont pu se produire qu'au sein de la couche morainique superficielle. Les argiles litées sous-jacentes n'ont pas été affectées compte tenu, principalement, que les niveaux d'accéléérations engendrés lors des séismes avaient été, selon toute vraisemblance, faibles.

Enfin, il subsiste évidemment, encore de nombreuses inconnues quant à la géométrie des surfaces de rupture et au rôle de l'action de l'eau dans les mécanismes de rupture. Aussi les informations devraient concerner :

- la localisation des réseaux d'écoulement privilégiés,
- l'étude du rôle des surpressions interstitielles ; ce qui implique la nécessité de la pose de cellules de mesures de pressions interstitielles,
- la topographie des zones sensibles afin de guider plus efficacement le dimensionnement des ouvrages de drainage et de confortement (butée de pied),
- la présence ou l'absence d'une surface de glissement au sein des argiles à galets, en particulier en plaçant un tube au centre de la partie basse du lotissement qui traverserait sur 10-15 m les argiles à galets. Pour lever une partie des doutes sur l'existence d'une telle surface, il serait déjà intéressant d'envisager un suivi topographique à partir de stations plus proches qui permettrait une analyse plus continue sur la différence d'amplitude entre les mesures inclinométriques et les mesures topographiques.

- BIBLIOGRAPHIE -

- AL HAYARI M., 1989. Une détermination des caractéristiques mécaniques de quelques formations alpines. Méthodes à l'équilibre limite et des éléments finis. Thèse, Grenoble.
- AL HAYARI M., BLANCHET F., 1988. Modélisation géomécanique d'un glissement de terrain à l'aide des méthodes d'équilibre-limite et des éléments finis. Sixièmes rencontres universitaires de Génie Civil. Lille.
- AL HAYARI M., ANTOINE P., BIGUENET G., MORA H., 1989. Détermination des caractéristiques mécaniques au cisaillement des argiles litées. Cas du glissement de la combe d'Harmalière. Revue Française de Géotechnique, à paraître.
- ANTOINE P. et al., 1981. Les argiles litées du Trièves (Isère). Bull. soc. géol. France, t. XXX III, N°2, pp. 117-127.
- ANTOINE P., BESSON L., BLANCHET F., MERIAUX P., TACHKER Y., 1987. Phénomènes d'instabilité dans les argiles glacio-lacustres du Trièves. International Symposium on Engineering Geological Environment in mountain areas. Pékin, pp. 645-652.
- ARNAUD H., 1966. Contribution à l'étude géologique des plateaux du Vercors méridional. Travaux du laboratoire de Géologie de Grenoble, pp. 32-51.
- ASTE, 1983. "Perfectionnement et Développements des Mesures Inclinométriques". Bull. I.A.E.G., Paris, N° 26-27.
- AZIMI G., DESVARREUX P., 1983. Etude du glissement du lotissement du Mas d'Avignonet. Rapport interne R.T.M.
- BIAREZ J., FAVRE J.L., 1976. Corrélations de paramètres en mécanique des sols. Séminaire Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Paris.
- BARD P-Y., 1983. Les effets de site d'origine structurale en sismologie. Thèse Docteur ès-Sciences, Grenoble.
- BARD P-Y., DURVILLE J-L., MENEROUD J-P., 1983. Amplification des ondes sismiques. Influence des conditions géologiques locales. Bull. liaison Lab. Ponts et Ch., 125, pp. 85-90.
- BARD P-Y., 1985. Les effets de site d'origine structurale. Principaux résultats expérimentaux et théoriques. In Génie Parasismique. Davidovici. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- BISHOP A.W., 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Géotechnique, 5 ; 7-17.
- BLANCHET F. et ANTOINE P., 1987. Résultats du suivi du glissement de terrain du lotissement du Mas d'Avignonet. Rapport interne R.T.M.
- BLIVET J-C., 1976. Stabilité des talus de déblais. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II "Déblais et remblais", pp. 9-22.
- BLONDEAU F., 1976. Rapport général. Bull. liaison Lab Ponts et Ch., n° spécial III, pp. 65-76.

- BLONDEAU F., JOSSEAUME H., 1976. Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire. Bull. liaison Lab. Ponts et Ch., n° spéc. III, pp
- BLONDEAU F., BLIVET J-C., UNG SENG Y., 1976. Résistance au cisaillement des argiles raides. Bull. liaison Lab. Ponts et Ch., n° spéc. III, "Déblais et remblais", pp. 23-38.
- BLONDEAU F., PILOT G., 1971. Résistance au cisaillement résiduelle des sols argileux en France, le comportement des sols avant la rupture, Bull. liaison Lab. Ponts et Ch., n° spéc. III, pp. 58-65.
- BONAZ R., 1976. Quantification de corrélation entre l'anisotropie de structure et l'anisotropie mécanique des argiles. Thèse Docteur Ingénieur, Grenoble.
- BOURGES F., PAUTE J-L., MIEUSSENS C., 1973. Généralités sur les remblais et les sols de fondations. Bull. liaison Lab. Ponts et Ch., spécial T, mai 1973, pp. 90-106.
- DESVARREUX P., 1970. Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrains et applications pratiques. Thèse de Docteur-Ing., Univ. Grenoble, 162 p.
- DOCUMENTATION : "Séditech., Télémac, C.E.T.E. Aix en Prov., C.E.T.E. Lyon, Solétanche, E.D.F., LCPC".
- DUFFAUT P., 1967. Possibilités et limitations des procédés géophysiques appliqués au Génie Civil. Bulletin technique de la Suisse Romande, N°9.
- DURVILLE J-L., MENEROUD J-P., MOUROUX P. ET SIMON J-M., 1985. Evaluation de l'aléa sismique local. Microzonage. In Génie parasismique. Davidovici. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- E.D.F., 1950-1955 : Résultats des campagnes de reconnaissances géologiques et géophysiques des assises du barrage de Monteynard. Rapports internes.
- E.D.F., 1963. Etude de la stabilité des rives du barrage de Monteynard. Rapport interne.
- FRECHET J., 1978. Sismicité du Sud-Est de la France, et une nouvelle méthode de zonage sismique. Thèse 3e Cycle. Lab. Géophysique interne. Université de Grenoble.
- GIRAUD A., GOURC J-P., BESSON L., FABRE D., 1979. "Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente". Revue Française Géotechnique, N° 14, pp. 57-66.
- GIROUD J-P., 1977. Essais de laboratoire concernant les sols du site de Ponsonnas. I.M.G. Rapport 7704, p. 991.
- GOURC J-P., 1978. "Cours de stabilité des pentes". Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon. 141 p.
- HUFF W.D., 1974. Mineralogy and provenance of pleistocene lake clay in an alpine region. Geol. Soc. Am. Bull. 85, pp. 1455-1460, 6 fig.
- JOYNER W.B. AND BOORE D.M., 1982. Prediction of earthquake response spectra. Open. file report 82 977. U.S. Geological Survey.
- KASTNER R., 1982. Excavations profondes en site urbain. Problèmes liés à la mise hors d'eau, dimensionnement des soutènements butonnés. Thèse Doct. ès-Sciences I.N.S.A. Lyon.

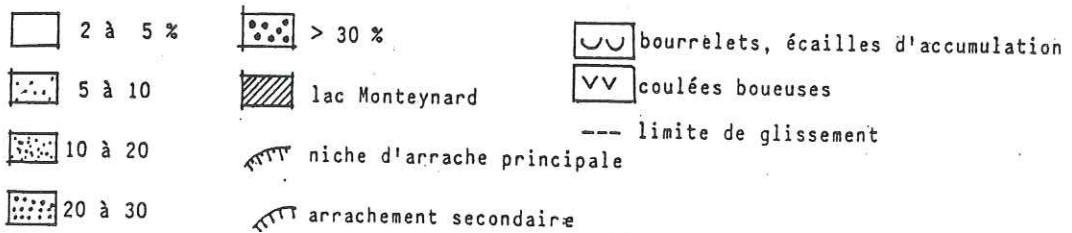
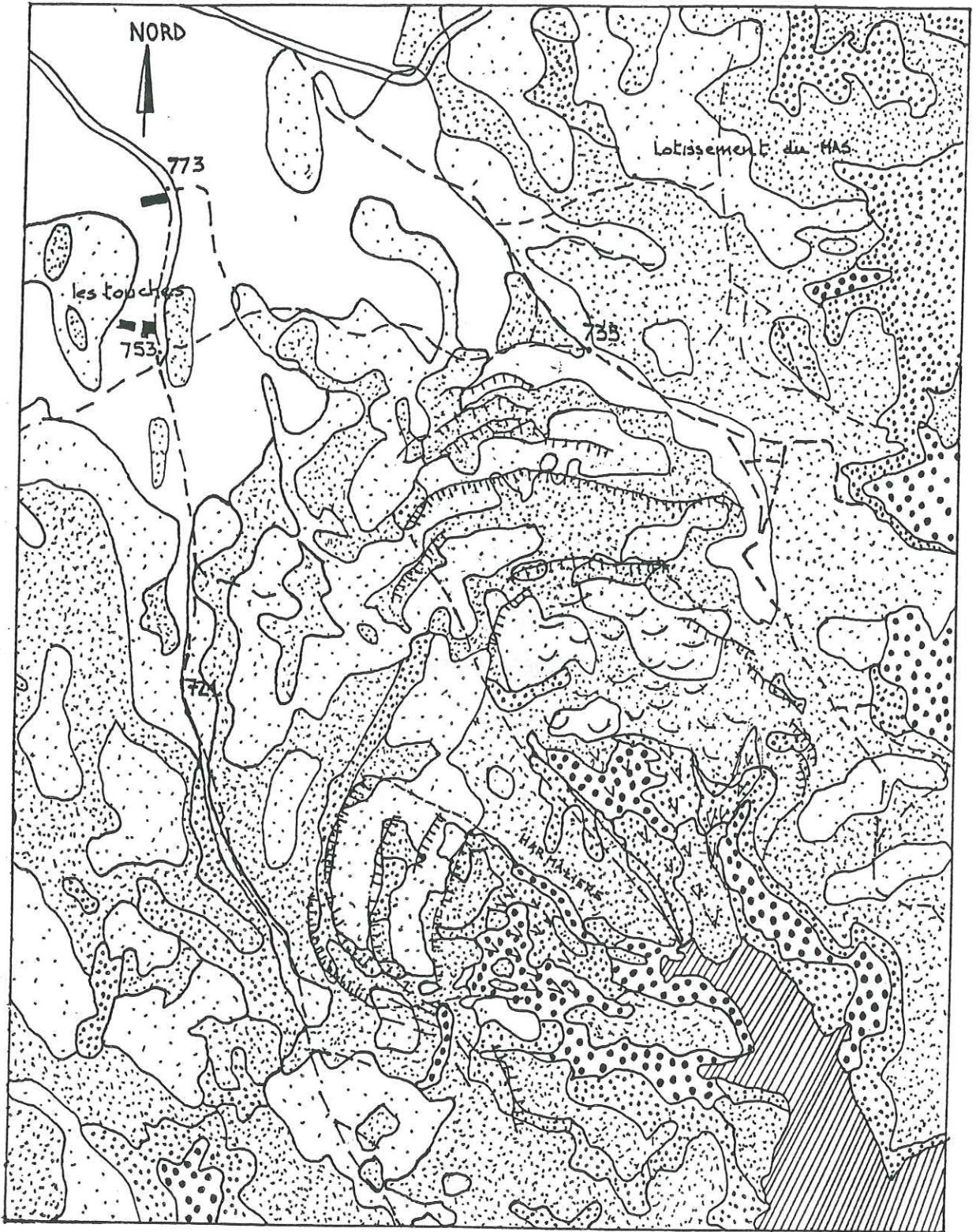
- KEEFER DAVID K., 1984. Landslides caused by earthquakes. Geol. soc. America Bull. V95, pp. 106-121, 7 fig., 7 tabl.
- KING J.L., TUCKER B.E., 1984. Dependence of sediment filled valley response on input amplitude and valley properties. Bull. Seismol. Soc. America. Vol. 74, N° 1, pp. 153-165.
- KING J.L., TUCKER B.E., 1984. Observed variation of earthquakes motion across a sediment, filled valley. Bull. Seismol. Soc. America. Vol. 74, N°1, pp. 137-151.
- KÖSEOGLU M., 1977. Etude géologique et géotechnique routière. Route nationale 75 entre Vif et le Col de la Croix Haute (Isère). Thèse Docteur Ingénieur, Grenoble, 228 p.
- LAMBERT A., 1963. Etude de la stabilité des rives du barrage de Monteynard. Rapport interne E.D.F.
- "LANDSLIDES ANALYSIS AND CONTROL". 1976, Special report 176. Transportation research board National Academy of Sciences.
- MAZET-BRACHET, 1984. Glissements de terrains sous forêts. Rapport interne R.T.M.
- MENARD G., FRECHET J., 1987. Mécanismes au foyer de séismes des Alpes occidentales et modèle de déformation actuelle de la chaîne. Soumis à Annales Geophysicae.
- MENARD G., 1988. Structure et cinématique d'une chaîne de collision : les Alpes occidentales et centrales. Thèse Doctorat ès-Sciences, Grenoble.
- MONJUVENT G., 1971. Le Drac : morphologie, stratigraphie et chronologie quaternaires d'un bassin alpin. Thèse Doctorat ès-Sciences, Paris.
- MONNET J., 1987. Détermination des caractéristiques mécaniques d'élasticité et de cisaillement à l'essai biaxial de révolution. Rapport interne I.R.I.G.M.
- PILOT G., 1981. Glissements de terrains liés directement à des travaux. Revue Française de Géotechnique, N° 17, pp. 55-70.
- PILOT G., PINCENT B., CARTIER G. et BLONDEAU F., 1975. "Mesure des déplacements et comportement des glissements de remblais sur versants", Comptes rendus 7e Congrès européen de Mécanique des sols et travaux de fondation, Brighton, (3), pp. 253-260.
- PINCENT B., 1976. "Surveillance des glissements de terrain". Revue Française de Géotechnique. Paris, N°1, pp. 93-104.
- PINCENT B., BLONDEAU F., 1978. Détection et suivi des glissements de terrain. Comptes rendus du 3e Congrès I.A.E.G., Madrid, sec. 1, vol. 1, pp. 252-266.
- R.T.M. : Plan d'exposition aux risques de la commune d'Avignonet (Isère).
- SIKIRDJI, 1981. Glissement de la Combe d'Harmalière. Rapport interne.
- SKEMPTON A.W., 1964. Long term stability of clay slopes. Géotechnique, G.B., 14, n° 2, pp. 77-101.
- SPENCER E., 1967. A method of analysis for stability of embankments using parallel inter-slice forces, Géotechnique, 17, pp. 11-26.

- TUCKER B.E. et al, 1984. Observations of hard rock site effects. Bull. Seismol Soc. America. Vol. 74, N° 1, pp. 121-136, fev. 1936.
- VAN ASCH Th.W.J., 1984. Creep processes in lanslides. Earth surface processes and landforms, 9, pp. 573 -583.
- VAN ASCH Th.W.J., 1984. Landslides : the deduction of strength parameters of materials from equilibrium analysis. Catena, 11, pp. 39-49.
- VAN ASCH Th.W.J. and VAN GENUCHTEN P.M.B., 1986. The influence of creep threshold on the creep velocities of varved clay slope material. Soumis à Geomorphology.
- VAN ASCH Th.W.J. and VAN GENUCHTEN P.M.B., in press. The dynamic behaviour of a landslide in varved clay. Quart. Journ. Eng. Geol.
- WILSON, 1962."The use of slope indicator to measure movements in earth slopes and bulkheads. A.S.T.M., N° 322.
- YANG YINGHUA, KONJ QING, 1986. Effets de la structure d'un sable fin silteux et de la stratification d'un sol sablo-argileux intercalaire sur les caractéristiques dynamiques. C.R. 5e Cong. I.A.E.G., Buenos Aires, p. 885.

AI

ANNEXE A

A1 - CARTE DES PENTES



: Carte des pentes du glissement d'Harmalière, associée à la carte des indices d'instabilité
 (Sikirdji, 1981)

Echelle 0 100 m

BI

ANNEXE B

BII

B1 - TABLEAUX DES MESURES TOPOGRAPHIQUES
PAR DISTANCOMETRE POUR LA PERIODE
DU 8 JUILLET 1985 AU 13 NOVEMBRE 1986

COMMUNE D'AVIGNONNET

Glissement du "MAS"

Surveillance topographique - mesure des distances

Secteur Lotissement (repères 1 à 11)

Déplacements en cm

Points	02/07/85		20/08/85		03/10/85		23/10/85		28/11/85		21/01/86		28/02/86		16/04/86		16/05/86		16/07/86		16/10/86		
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	
1	0	0	-4,3	-4,3	-7,3	-3,0	-5,4	+1,9	-6,7	-1,3	-7,7	-1,0	-8,7	-1	-9,7	-1	-10,7	-1	-11,7	0	-11,7	0	-11,7
2	0	0	-2,7	-2,7	-7,8	-5,1	-6,5	+1,3	-7,4	0,9	-8,4	-1,0	-9,4	-1	-10,4	-1	-10,4	0	-12,4	-1	-11,4	0	-11,4
3	0	0	-	-	-7,0	-	-5,9	+1,1	-7,8	-0,8	-9,5	-1,7	-11,5	-2	-13,5	0	-13,5	0	-15,5	-2	-15,5	0	-15,5
4	0	0	-1,7	-1,7	-6,4	-4,7	-3,4	+3,0	-5,3	-1,9	-3,9	+1,4	-3,9	0	-3,9	0	-3,9	0	-4,9	-1	-4,9	0	-4,9
5	0	0	-2,1	-2,1	-6,0	-3,9	-3,5	+2,5	-5,2	-1,7	-6,7	-1,5	-6,7	0	-6,7	0	-6,7	0	-6,7	0	-6,7	0	-6,7
6	0	0	-1,0	-1,0	-4,8	-3,8	-2,0	+2,8	-3,5	-1,5	-3,4	+0,1	-3,4	0	-3,4	0	-3,4	0	-3,4	0	-3,4	0	-3,4
7	0	0	-1,5	-1,5	-5,7	-4,2	-1,3	+4,4	-4,0	-2,7	-4,1	-0,1	-5,1	-1	-4,1	+1	-	0	-4,1	0	-4,1	0	-4,1
8*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	-0,5	-0,5	-3,6	-3,1	-1,7	+1,9	-2,4	-0,7	-1,0	+1,4	-2	-1	-2	0	-2	0	-2	0	-2	0	-2
10	0	0	-1,3	-1,3	-6,1	-4,8	-2,9	+3,2	-5,1	-2,2	-4,6	+0,5	-4,6	0	-4,6	0	-5,6	-1	-5,6	0	-5,6	0	-5,6
11	0	0	-0,5	-0,5	-3,4	-2,9	-0,4	+3,0	-2,6	-2,2	-2,7	-0,1	-2,7	0	-1,7	+1	-1,7	0	-1,7	0	-1,7	0	-1,7
X (Point fixe)	-	-	-	-	-	-	0	0	-0,5	-0,5	-0,8	-0,3	1,8	-1	-0,8	+1	+0,2	0	+1,2	+1	+1,2	0	+1,2

(1) par rapport à la 1 re mesure
(2) par rapport à la mesure précédente

Remarque : Précision ± 2,5 cm

* : repère endommagé

BIV

COMMUNE D'AVIGNONNET

GLISSEMENT DU "MAS"

Surveillance topographique - mesure des distances
Extension Nord (repères A à I)

Déplacements en cm

Points	08/07/85		20/08/85		03/10/85		23/10/85		28/11/85		17/12/85		28/02/86		10/04/86		16/05/86		16/07/86		13/11/86	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
A	0	0	+0,4	+0,4	-2,7	-3,1	-1,0	+1,7	-0,6	+0,4	-0,8	-0,2	-0,8	0	-0,8	0	+0,2	+1	+0,2	0	+1,2	+1
B	0	0	-1,3	-1,3	-3,4	-2,1	-2,5	+0,9	-1,3	+1,2	-1,3	0	-2,3	-1	-2,3	0	-2,3	0	-2,3	0	-2,3	0
C	0	0	-0,9	-0,9	-4,2	-3,3	-2,5	+1,7	-0,7	+1,8	-1,7	-1,0	-3,7	-2	-3,7	0	-3,7	0	-4,7	-1	-3,7	+1
D	0	0	-0,2	-0,2	-2,5	-2,3	-0,7	+0,8	-0,5	+0,2	0	+0,5	0	0	-1	-1	+1	+2	+1	0	+1	0
E	0	0	-0,7	-0,7	-4,0	-3,3	-2,3	+1,7	-1,6	+0,7	-1,2	+0,4	-1,2	0	-1,2	0	-1,2	0	-1,2	0	-1,2	0
F	0	0	+1,9	+1,9	-1,7	-3,6	-0,3	+1,4	+1,4	+1,7	+0,4	-1,0	-0,6	-1	-0,6	0	-0,6	/	-0,6	0	-0,6	0
G	0	0	+0,2	+0,2	-2,6	-2,8	-0,7	+1,9	+0,4	+1,1	-0,6	-1,0	-1,6	-1	-1,6	0	-1,6	0	-1,6	0	-1,6	0
H	0	0	+0,1	+0,1	-3,2	-3,3	-1,2	+2,0	-0,2	+1,0	-0,3	-0,1	-0,1	0	-0,1	0	+0,9	+1	0,1	-1	-1,1	0
I	0	0	+1,3	+1,3	-1,9	-3,2	-1,4	+0,5	-0,5	+0,9	-0,2	+0,3	-0,2	0	-0,2	0	-0,2	0	-0,2	0	-1,2	-1
Y	-	-	-	-	-	-	0	0	+1,0	+1,0	+1,7	+0,7	+2,7	+1	+2,7	0	+2,7	0	+3,7	+1	+2,7	-1
(point fixe)																						

(1) par rapport à la 1 re mesure
(2) par rapport à la mesure précédente
Remarque : Précision ± 2,5 cm

B2- TABLEAUX DES MESURES TOPOGRAPHIQUES

CALCUL DES COORDONNEES X, Y, Z DES

VECTEURS DEPLACEMENT

BVI

COMMUNE D'AVIGNONET
Glissement du "MAS"

Surveillance topographique = Coordonnées rectangulaires
Extension Nord - (Vecteurs déplacements)

Deplac.enX	Deplac.enY	$(X^2+Y^2)^{0.5}$	Deplac.enZ	POINTS
-.0107	.0069	.0127	-.022	A
-.0161	.0024	.0163	-.009	B
-.0158	-.0123	.02	-.0127	C
.0055	-.0121	.0133	-.0109	D
-.008	-.0097	.0126	.0141	E
.0014	.0039	.0041	.001	F
.0009	-.0091	.0091	.0144	G
.001	-.0049	.005	.0131	H
-.0024	.0005	.0025	.0203	I
0	0	0	-.0007	
0	0	0	-.0007	
0	0	0	-.0007	
0	0	0	-.0007	
0	0	0	-.0007	
558.2191	424.6747	701.3966	-202.1185	Y
.0004	-.0002	.0004	0	Ref.proche

AVIGNONET Combe du MAS zone inférieure
déplacements(m) entre les levés du 18/12/85 et du 03/07/85
AVIII AVIIO

Secteur du lotissement (repères 1 à 11)

Deplac.enX	Deplac.enY	$(X^2+Y^2)^{0.5}$	Deplac.enZ	POINTS
-.048	-.0634	.0795	-.0175	1
-.0273	-.0806	.0851	.01	2
-.0468	-.0818	.0942	-.0315	3
-.0395	-.0218	.0451	.0128	4
-.0503	-.048	.0695	.0057	5
-.0318	-.0208	.038	-.0173	6
.0299	-.0352	.0462	.6918	7
0	0	0	.0025	
-.0026	-.0112	.0115	-.012	9
-.0275	-.0379	.0468	.01	10
-.0125	-.0246	.0276	.0054	11
0	0	0	.0025	
0	0	0	.0025	
0	0	0	.0025	
-.0046	.0041	.0062	0	X Ref.proche

AVIGNONET combe du MAS zone supérieure
déplacements(m) entre les levés du 21/1/86 et du 02/07/85
AVIS1 AVISO

BVII

COMMUNE D'AVIGNONET

Glissement du "MAS"

Surveillance topographique = Coordonnées rectangulaires
Extension Nord - (Vecteurs déplacements)

1:Deplac.enX	Deplac.enY	(X2+Y2) ^{0.5}	Deplac.enZ	POINTS
2:				
3:	-.0227	-.0227	.0321	-.0215 A
4:	-.0303	-.0131	.033	.0009 B
5:	-.0221	-.0297	.037	-.0124 C
6:	-.0206	-.0235	.0313	-.0055 D
7:	-.0269	-.0229	.0353	.0081 E
8:				F
9:	.0053	-.0617	.062	-.0047 G
10:	-.0109	-.0392	.0407	.0151 H
11:	-.0228	-.0612	.0553	.0015 I
12:	0	0	0	.0024
13:	0	0	0	.0024
14:	0	0	0	.0024
15:	0	0	0	.0024
16:	0	0	0	.0024
17:				Y
18:	.0027	-.0028	.0039	0 Ref.proche
19:				
20:	AVIGNONET Combe du MAS zone inférieure			
21:	déplacements (m) entre les levés du 16/07/86 et du 03/07/85			
22:		AVII2	AVIIO	

Surveillance topographique = Vecteurs déplacements
Secteur du lotissement (repères 1 à 11)

1:Deplac.enX	Deplac.enY	(X2+Y2) ^{0.5}	Deplac.enZ	POINTS
2:				
3:	-.0405	-.1161	.123	-.0396 1
4:	-.0321	-.1131	.1176	.0041 2
5:	-.0504	-.1004	.1123	-.0553 3
6:	-.0235	-.0594	.0639	-.0066 4
7:	-.0479	-.0463	.0666	.0015 5
8:	-.0068	-.0584	.0588	-.0308 6
9:	0	0	0	0 7
10:	0	0	0	0 8
11:	-.0241	-.0426	.0489	-.0104 9
12:	-.0364	-.0687	.0777	-.0123 10
13:	-.0105	-.0389	.0403	-.0708 11
14:	0	0	0	12
15:	0	0	0	13
16:	0	0	0	14
17:				15
18:	.002	-.0031	.0037	0 Ref.proche
19:				
20:	AVIGNONET combe du MAS zone supérieure			
21:	déplacements(m) entre les levés du 16/07/86 et du 02/07/85			
22:		AVIS2	AVIS0	

BVIII

COMMUNE D'AVIGNONET

Glissement du "MAS"

Surveillance topographique = Coordonnées rectangulaires
Extension Nord - (Vecteurs déplacements)

1:Deplac.enX	Deplac.enY	(X2+Y2) ^{0.5}	Deplac.enZ	POINTS
2:				
3:	-.0212	-.0107	.0237	-.0277 A
4:	-.0336	-.0071	.0343	-.0015 B
5:	-.0192	-.0429	.047	-.0228 C
6:	-.0339	-.0027	.034	-.0037 D
7:	-.0379	-.0092	.039	-.0106 E
8:	-.0283	-.0141	.0316	-.0184 F
9:	-.0351	-.0411	.054	-.0147 G
10:	-.0366	-.007	.0373	-.0286 H
11:	-.0604	-.0248	.0653	-.0157 I
12:	0	0	0	.0032
13:	0	0	0	.0032
14:	0	0	0	.0032
15:	0	0	0	.0032
16:	0	0	0	.0032
17:				Y
18:	.0034	-.0029	.0045	0 Ref.proche
19:				
20:	AVIGNONET Combe du MAS zone inférieure			
21:	déplacements entre les levés du 13/11/86 et du 03/07/85			
22:		AVI13	AVI10	

Surveillance topographique = Vecteurs déplacements
Secteur du lotissement (repères 1 à 11)

1:Deplac.enX	Deplac.enY	(X2+Y2) ^{0.5}	Deplac.enZ	POINTS
2:				
3:	-.0412	-.1183	.1253	-.0136 1
4:	-.0554	-.1283	.1397	-.0093 2
5:	-.0798	-.1353	.1571	-.0668 3
6:	-.0407	-.0583	.0711	-.0136 4
7:	-.0467	-.067	.0817	.0164 5
8:	-.0119	-.0474	.0489	-.0392 6
9:	.0282	-.048	.0557	-.0404 7
10:	0	0	0	
11:	-.0302	-.0356	.0467	-.0225 9
12:	-.0295	-.0662	.0725	-.0136 10
13:	-.0008	-.0553	.0553	-.0445 11
14:	0	0	0	.0043
15:	0	0	0	.0043
16:	0	0	0	.0043
17:				
18:	.0034	-.0031	.0046	0 Réf.proche
19:				
20:	AVIGNONET Lot issement du MAS zone supérieure			
21:	déplacements entre les levés du 02/07/85 et du 13/11/86			
22:		AVISO	AVIS3	

ANNEXE C

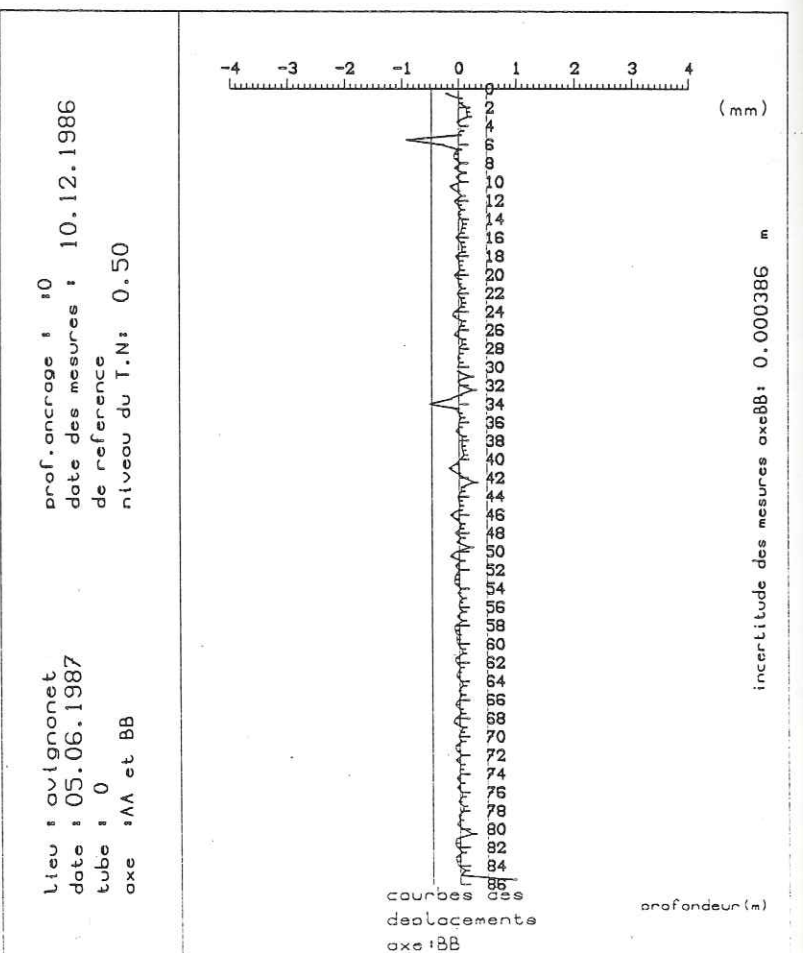
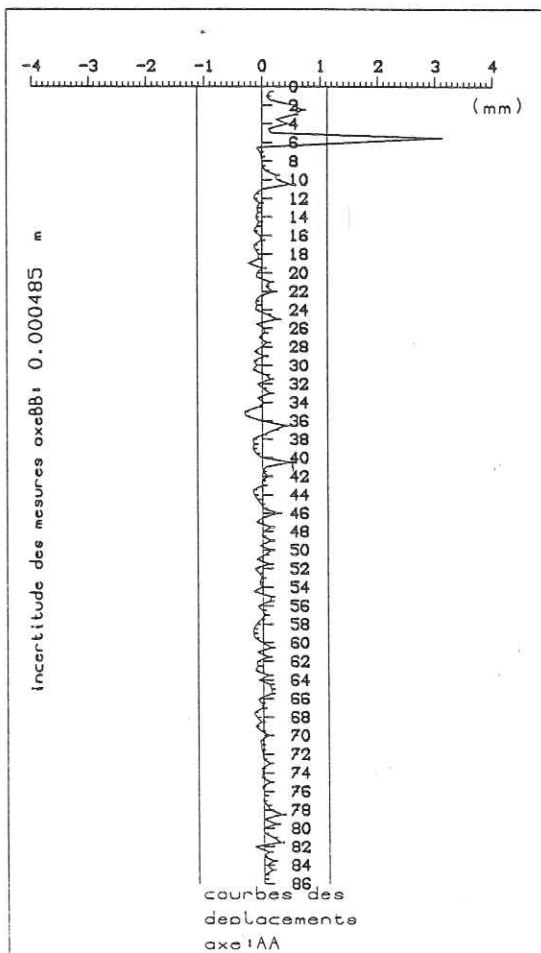
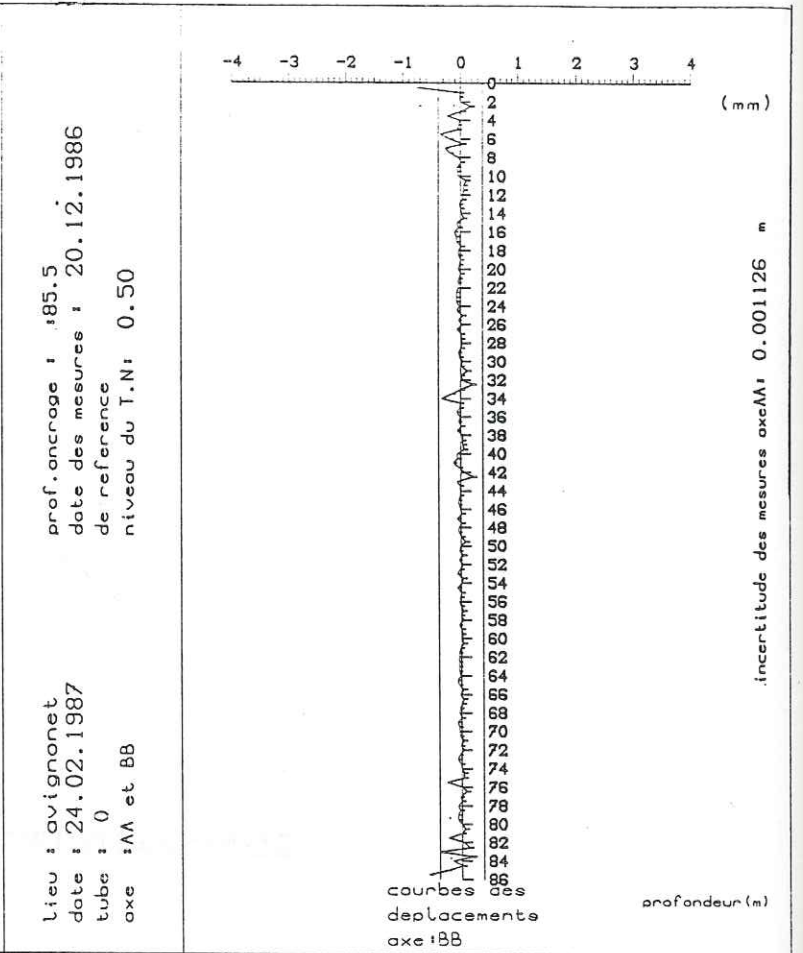
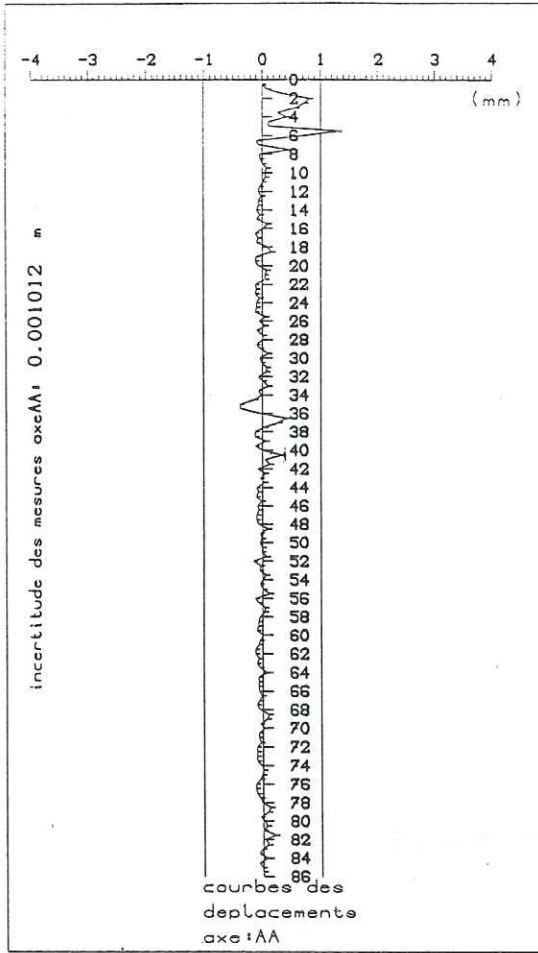
CI

C1 - MESURES INCLINOMETRIQUES

To

GRAPHIQUE DE DEPLACEMENT

SELON LES AXES AA ET BB



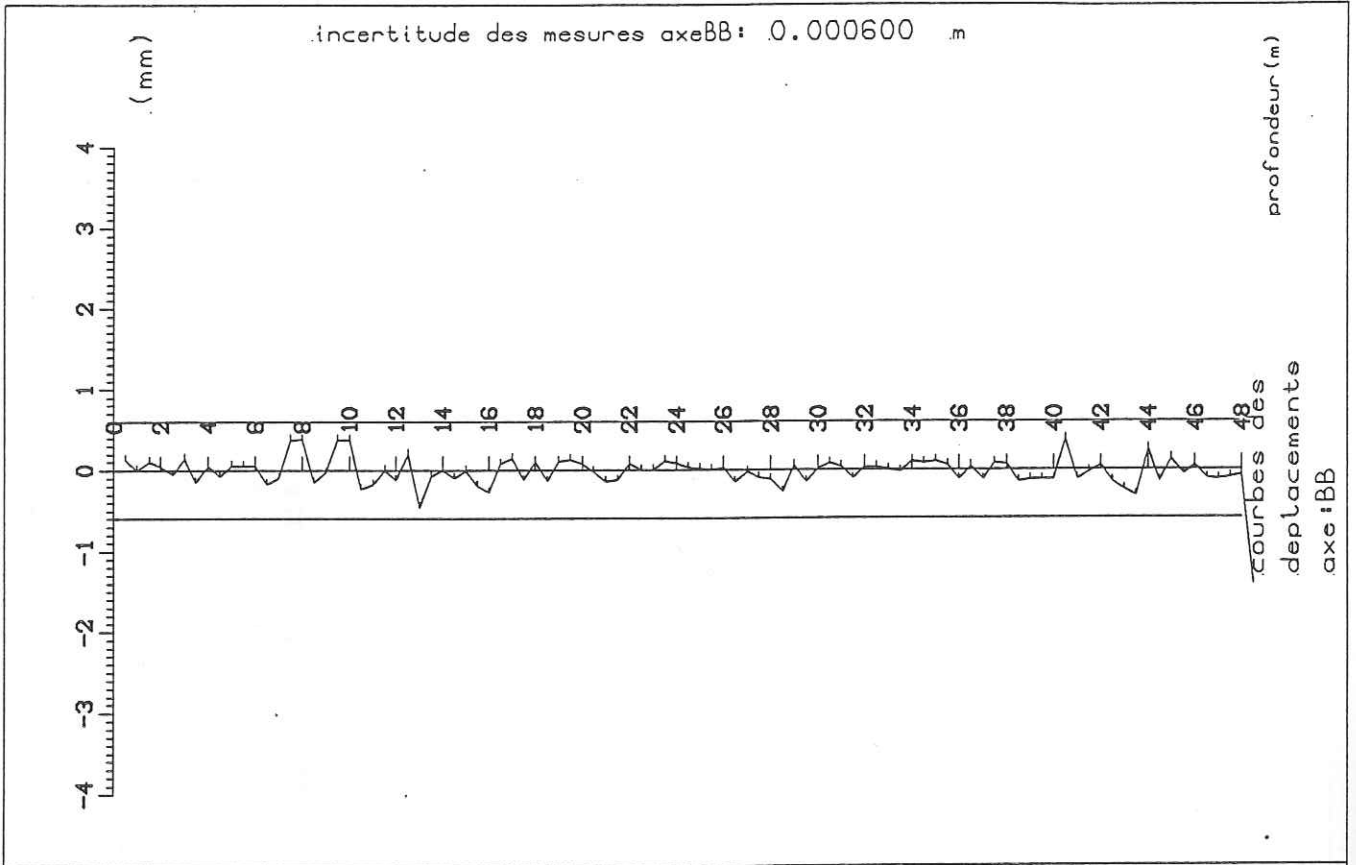
C2 - MESURES INCLINOMETRIQUES

T1

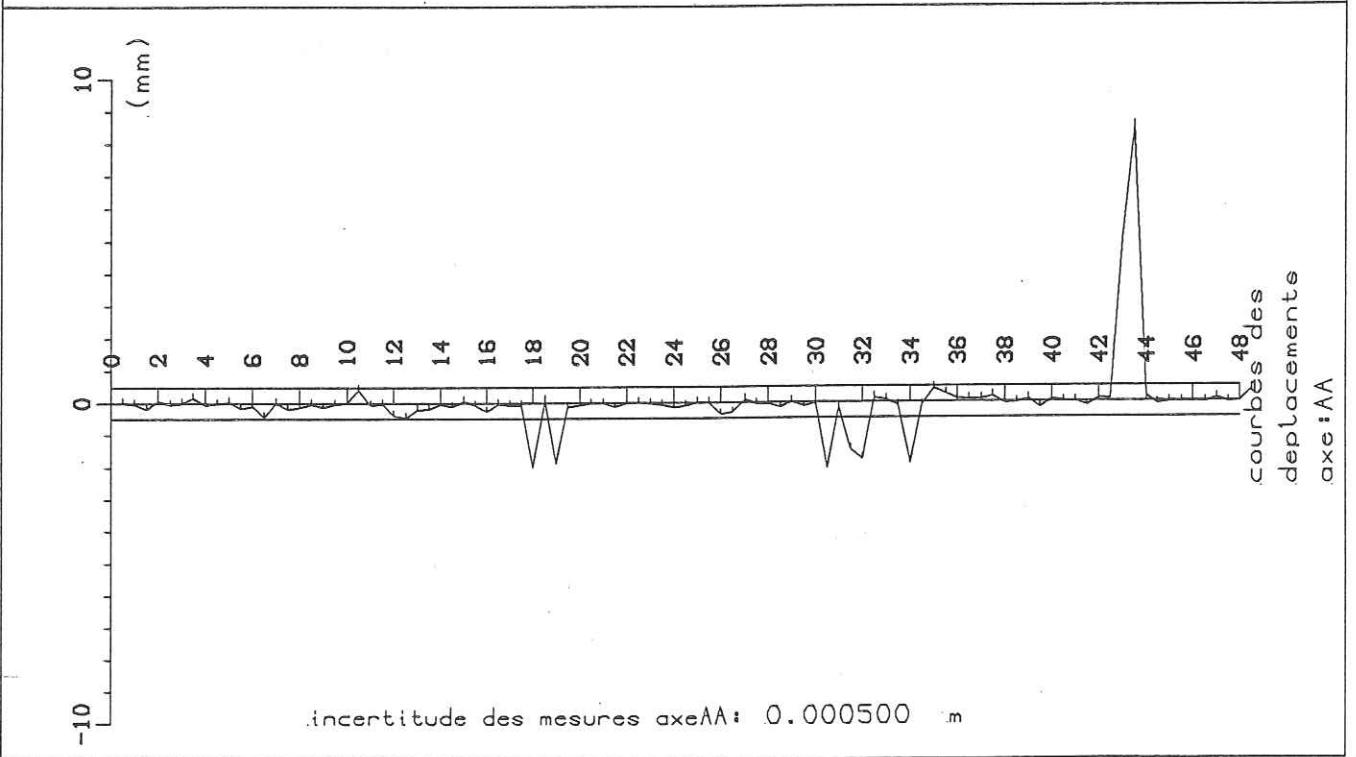
GRAPHIQUES DES DEPLACEMENTS

SELON LES 2 AXES AA ET BB

Mesure mars 1987



lieu : avignonet date : 24.02.1987 tube : 1 axe : AA et BB	prof. ancrage : 44.5 date des mesures : 27.08.1985 de reference niveau du T.N: 0.50
---	--



CV

C3 - MESURES INCLINOMETRIQUES

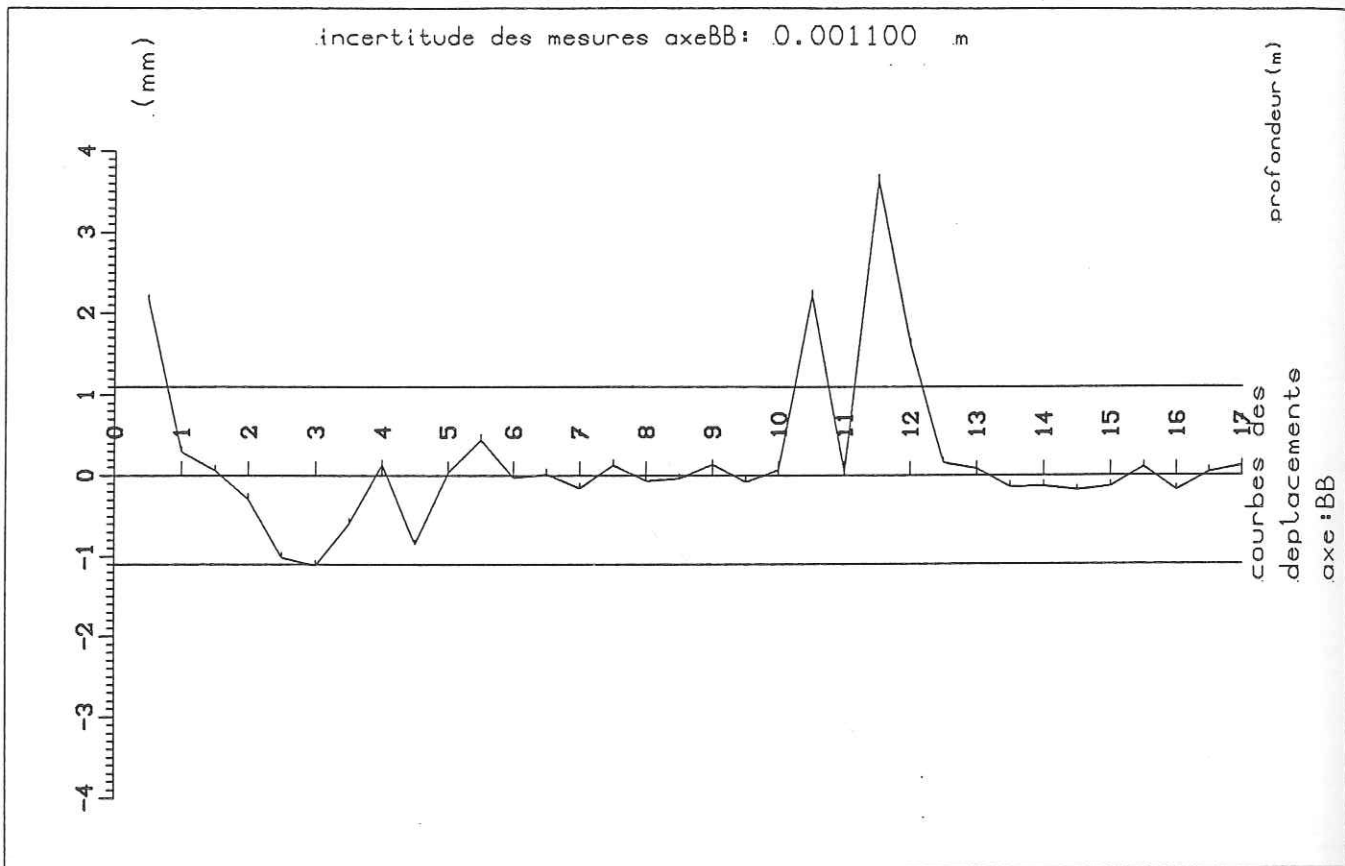
T2

GRAPHIQUES DES DEPLACEMENTS

SELON LES 2 AXES AA ET BB

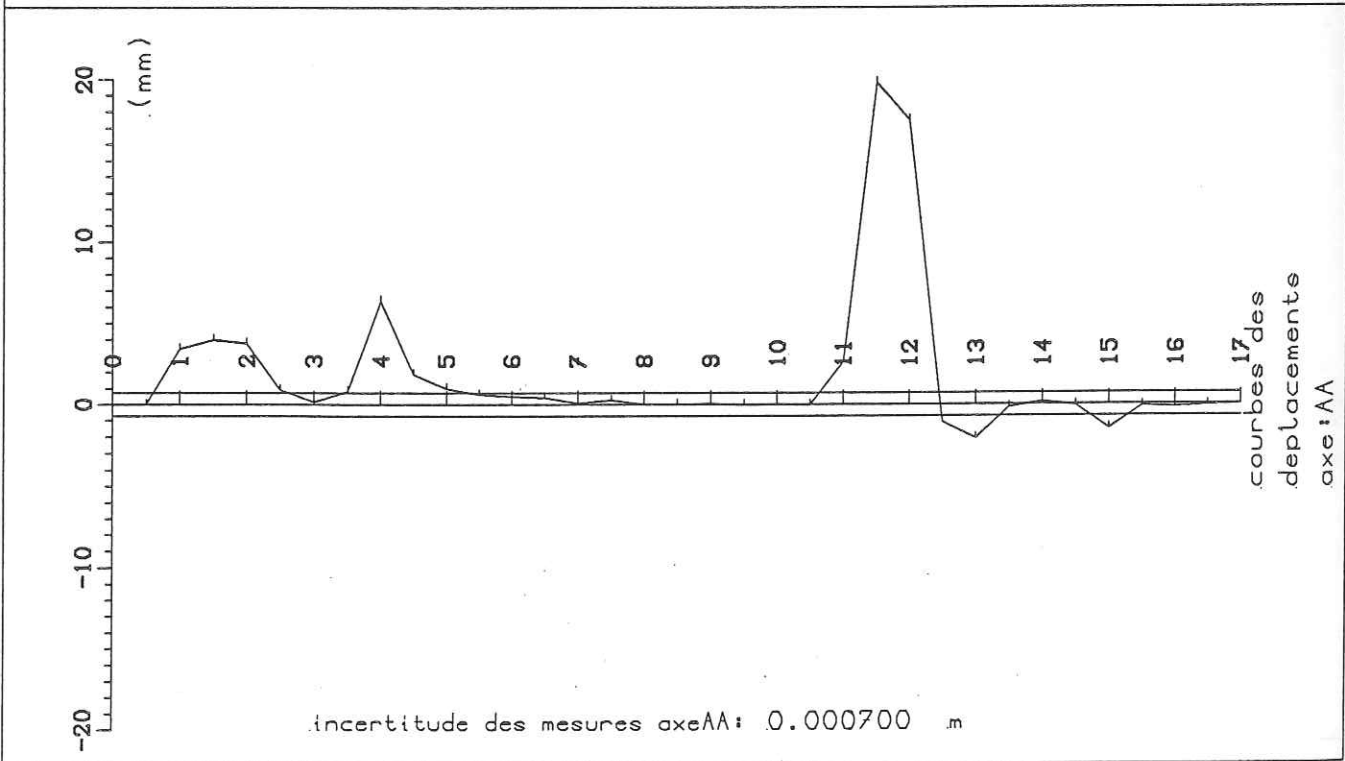
Mesure du 24.02.87

CVI



lieu : avignonet
 date : 24.02.1987
 tube : 2
 axe : AA et BB

prof. ancrage : 14.5
 date des mesures : 30.08.1985
 de reference
 niveau du T.N: 0.50



C4 - MESURES INCLINOMETRIQUES

T3

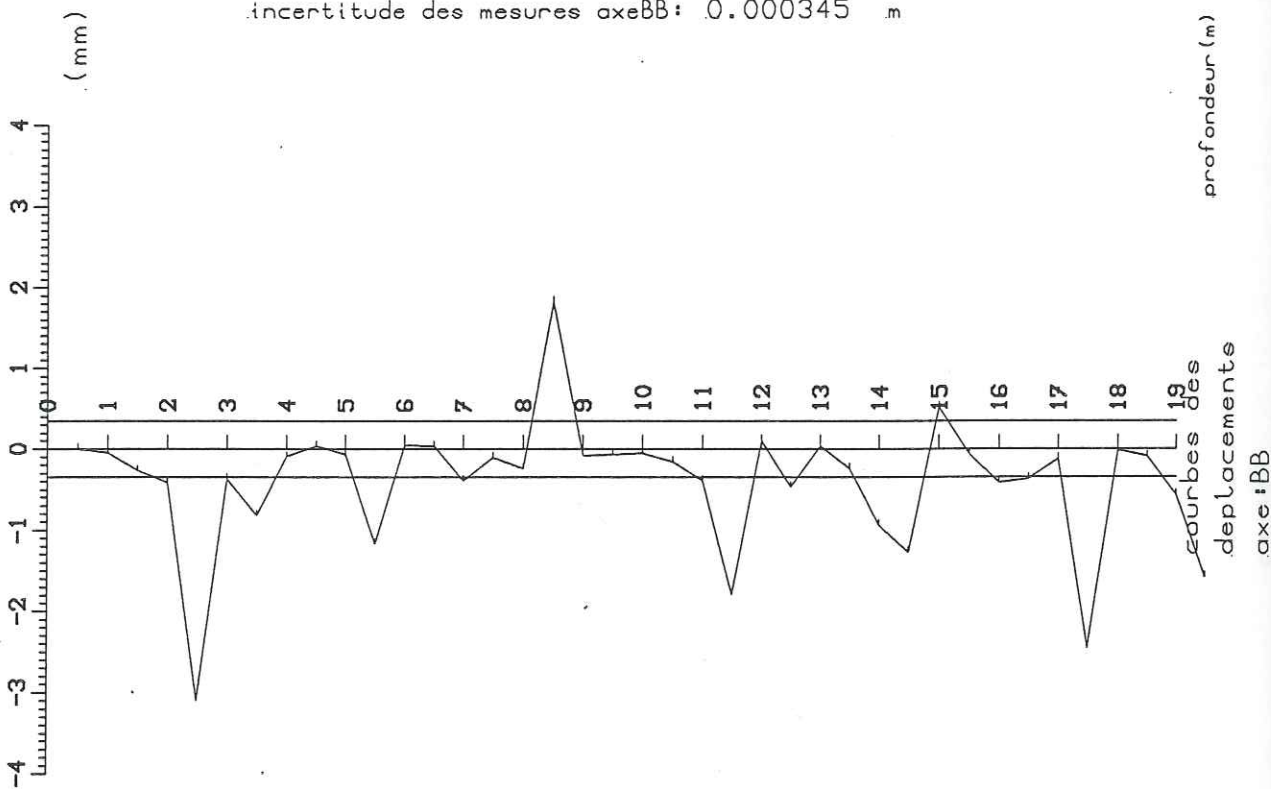
GRAPHIQUES DES DEPLACEMENTS

SELON LES 2 AXES AA ET BB

1ère mesure de déplacement

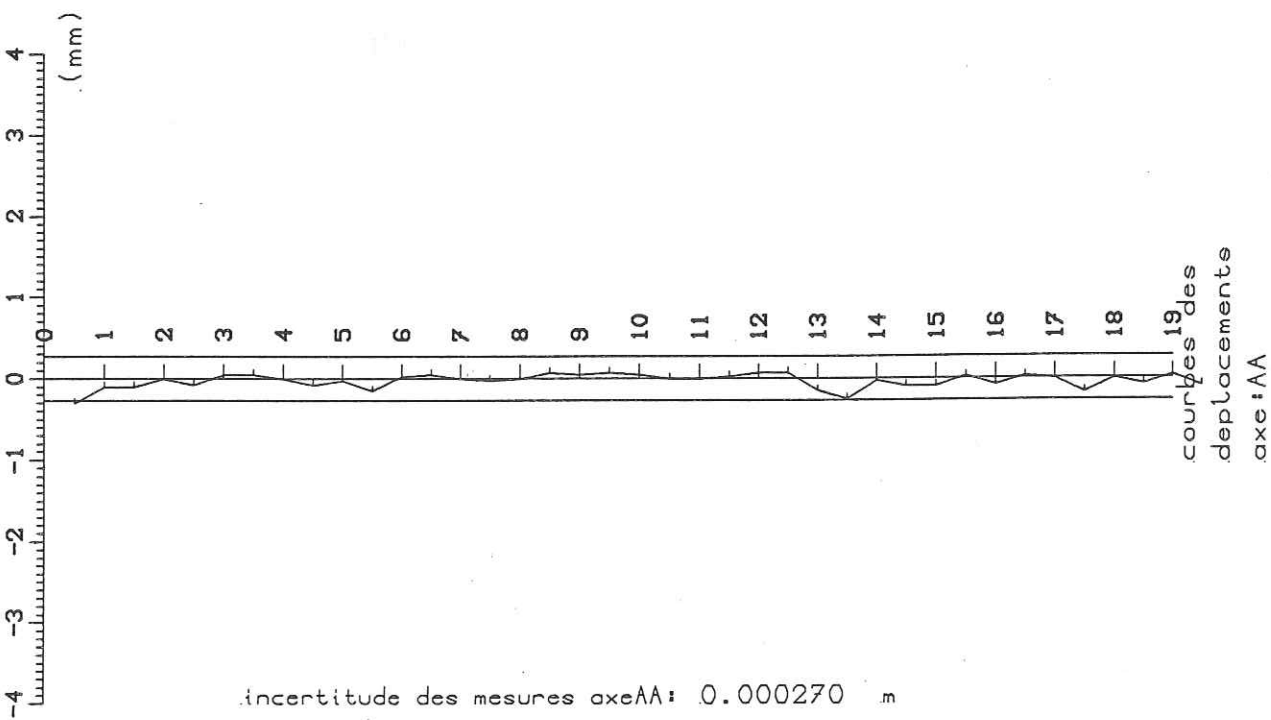
CVIII

incertitude des mesures axeBB: 0.000345 m



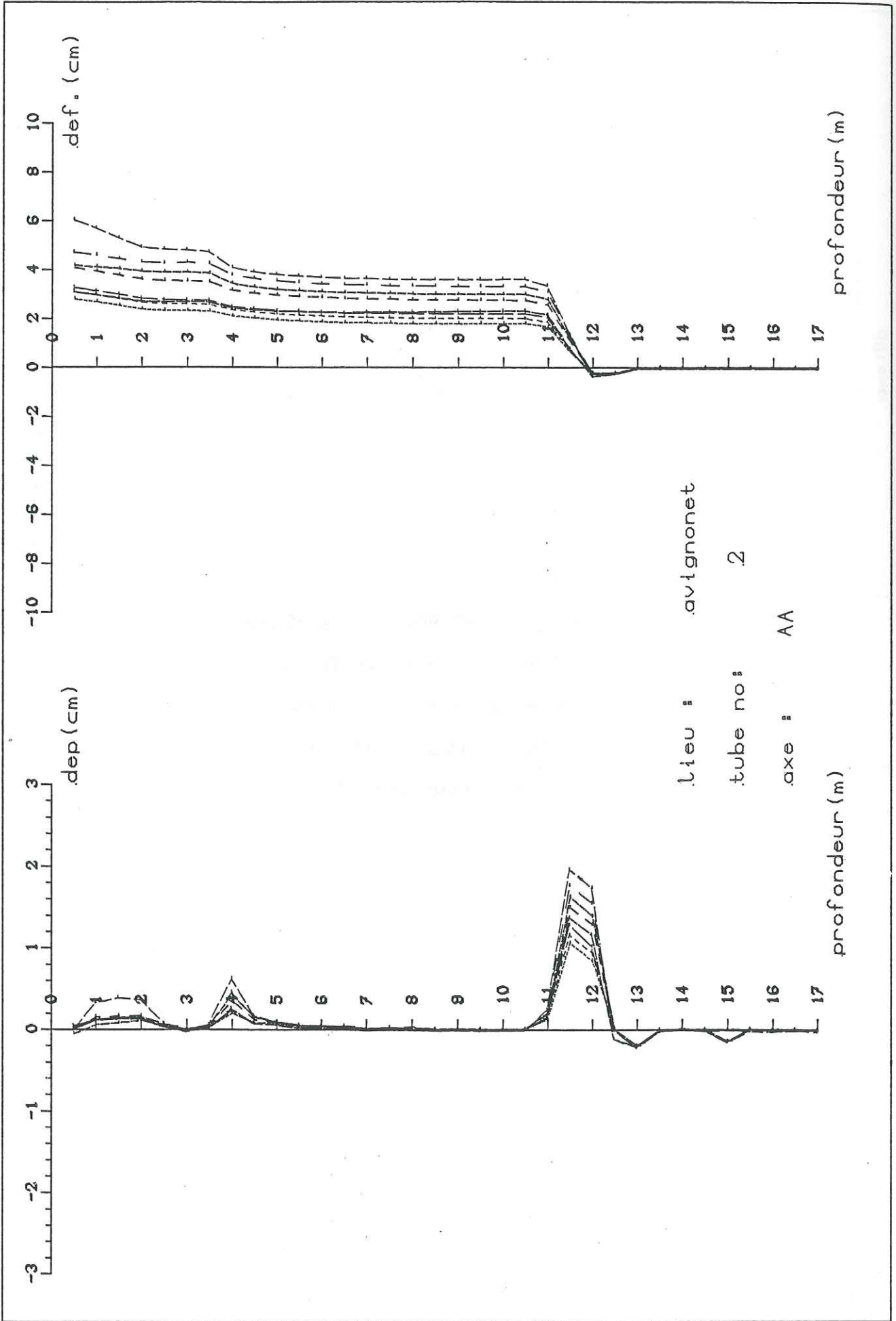
lieu : avignonet
 date : 24.02.1987
 tube : 3
 axe : AA et BB

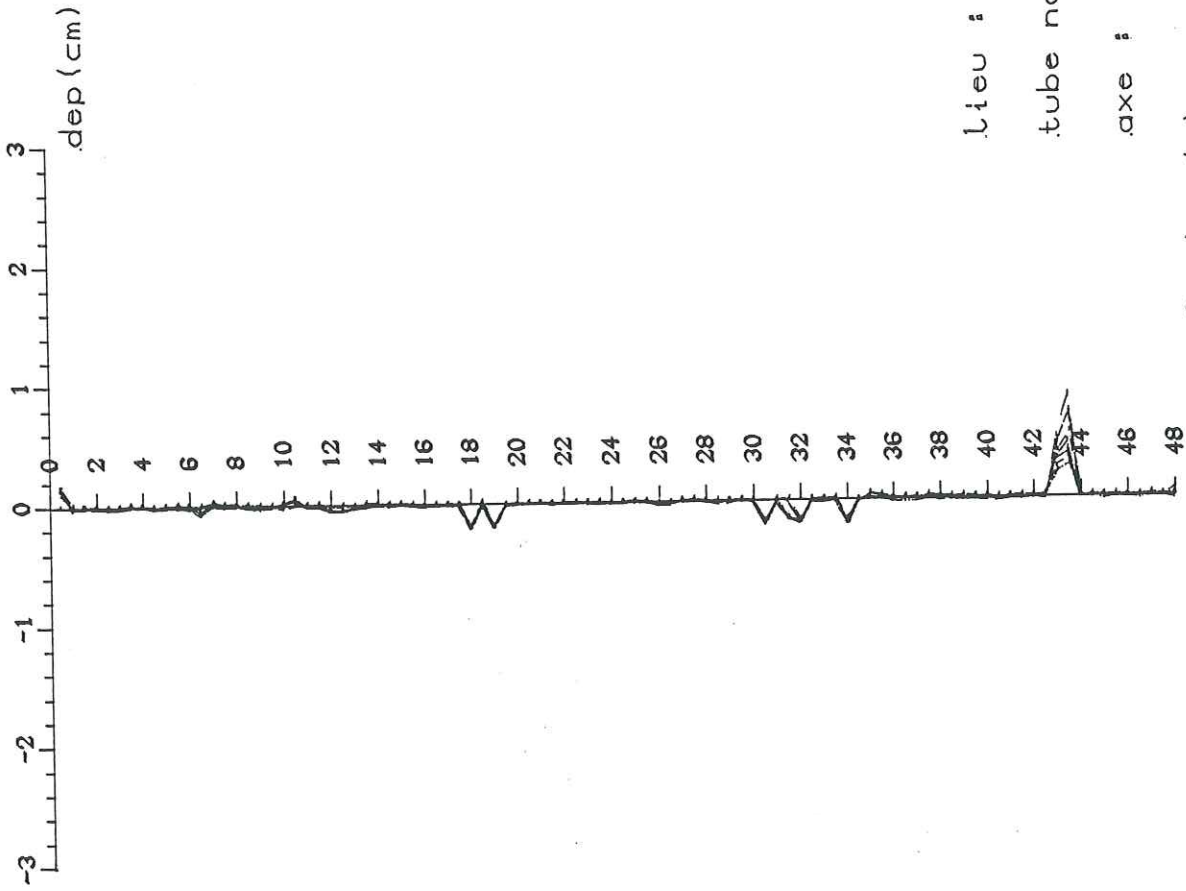
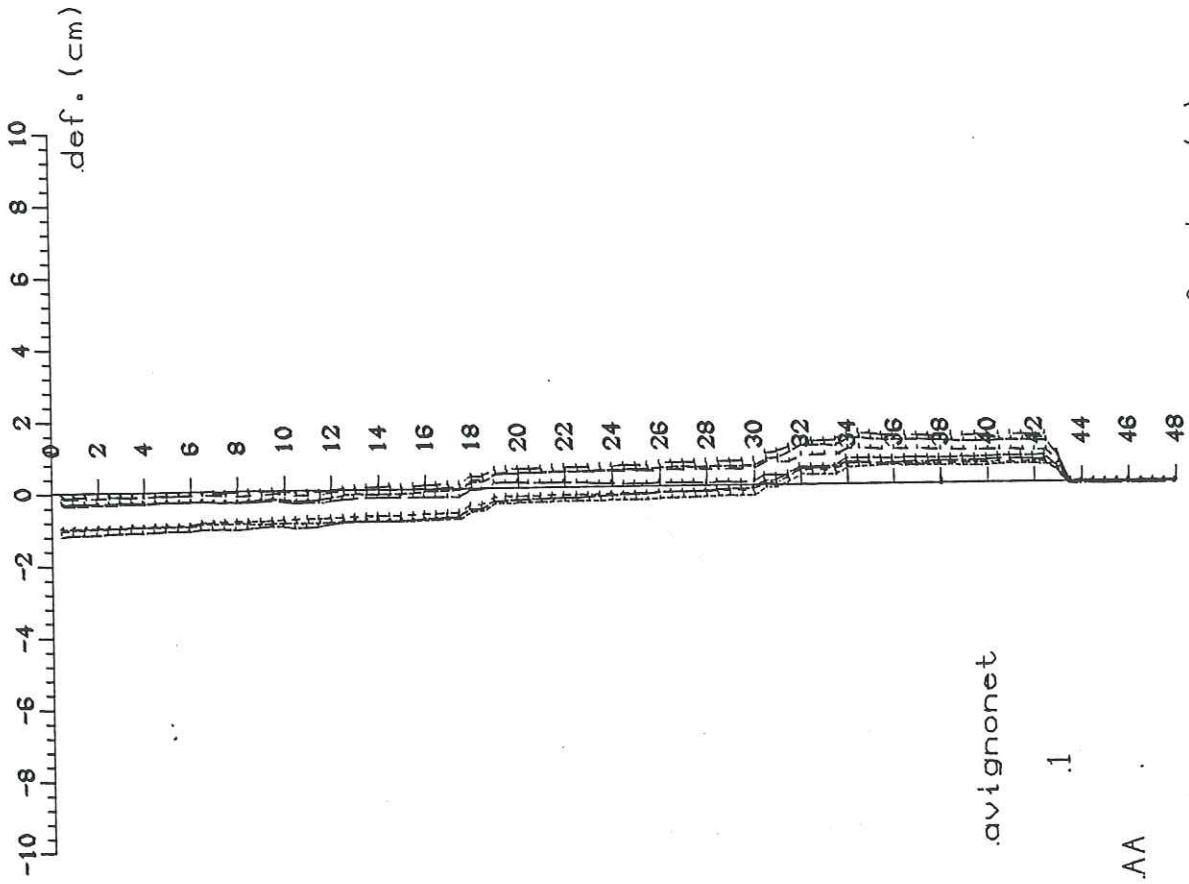
prof. ancrage : : 0.0
 date des mesures : 20.12.1986
 de reference
 niveau du T.N : 0.50



incertitude des mesures axeAA: 0.000270 m

C5 - FIGURES REGROUPANT TOUTES LES
COURBES DE DEPLACEMENTS ET DE
DEFORMEES CALCULEES SUR LA
PERIODE FEV. 1986 - FEV. 1987
POUR LES DEUX TUBES T1 ET T2





Lieu : avignonnet

tube no: .1

axe : AA

profondeur (m)

profondeur (m)

DI

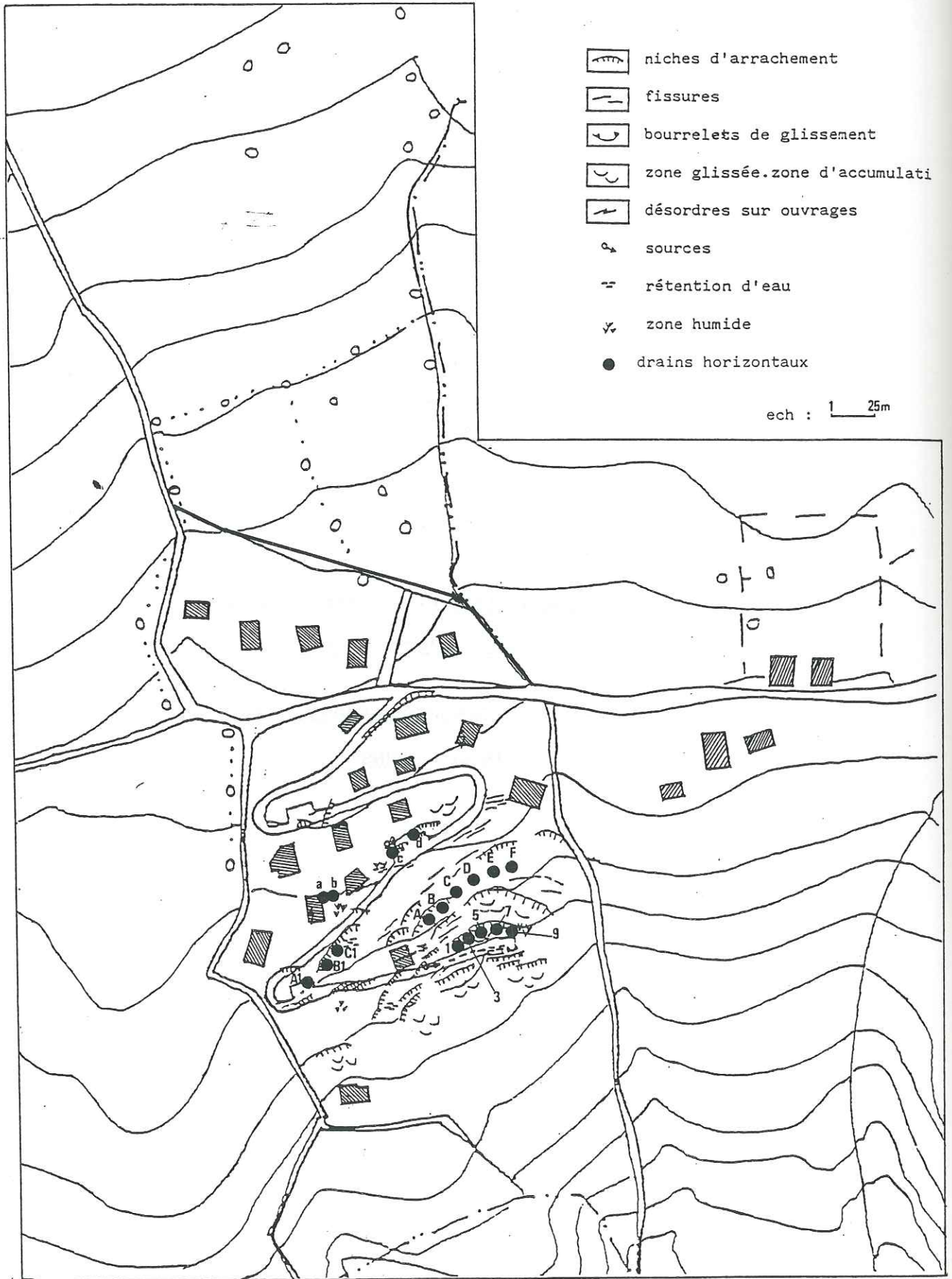
ANNEXE D

D1 - LOCALISATION ET CARACTERISTIQUES

DES DRAINS SUBHORIZONTAUX

D2 - TABLEAU DES 1RES MESURES DE DEBIT

DE CES DRAINS



LOCALISATION DES DRAINS SUBHORIZONTAUX
PAR RAPPORT AUX MANIFESTATIONS D'INSTABILITE
RELEVÉES SUR LE LOTISSEMENT

TABLEAU DES 1^{res} MESURES DE
DEBIT DES DRAINS SUBHORIZONTAUX

Numéro	Dates	Coule + ne coule pas -	Débit	Observations
d	31/10/86	+	0,3 l/mm	temps sec depuis une longue période
D	18/11/86	+	Filet	pluie la veille
3	19/12/86	+	5,3 l/mm	période fortement pluvieuse
A	05/01/87	+	Filet	neige humide 25 cm
b	05/01/87	+	Filet	neige humide 25 cm
3	23/02/86	+	1,7 l/mm	temps sec mais fonte des neiges
9	23/02/86	+	goutte à goutte	
D	23/02/86	+	Filet	
A	23/02/86	+	goutte à goutte	
b	23/02/86	+	petit filet	
a	23/02/86	-	/	présence d'un amas de glace → a coulé très légèrement
d	23/02/86	+	0,5 l/mm	ne coule pas mais stagnation d'eau à l'intérieur du tube
B1	23/02/86	+		

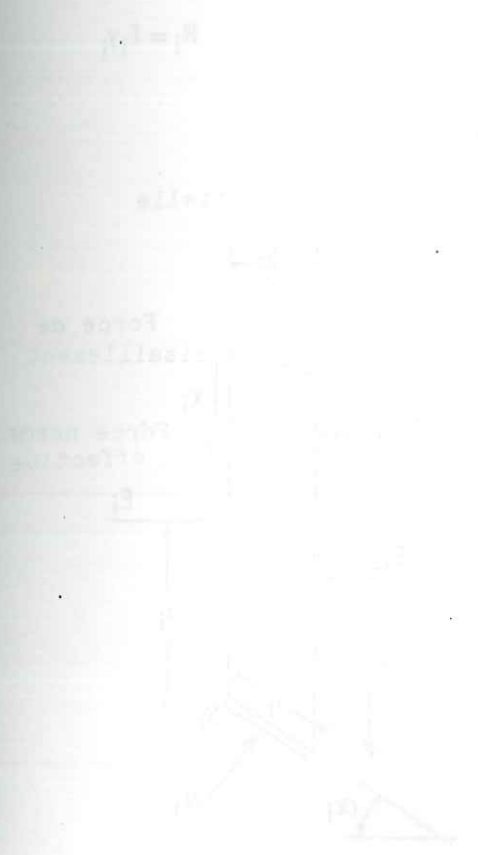
* les autres drains ne coulent pas

N° du drain	Longueur forée	Longueur dont avec tubage à l'avancement	Longueur équipée	Angle d'inclinaison	COUPÉ DES TERRAINS RENCONTRES	OBSERVATIONS
1	26	14	22	2°	<p>0,00 à 0,30 0,30 à 3,00 3,00 à 26,00</p> <p>terre végétale argileuse argile grise sèche et friable argile gris-noir plastique</p>	Drain non productif
3	26	16	19	2°	<p>0,00 à 0,30 0,30 à 1,00 1,00 à 4,50 4,50 à 26,00</p> <p>terre végétale argileuse argile grise avec quelques galets argile grise sèche argile gris-noir plastique</p>	Drain non productif
5	44	16	27	4°	<p>0,00 à 0,30 0,30 à 1,50 1,50 à 4,50 4,50 à 32,00 32,00 à 44,00</p> <p>terre végétale argileuse argile grise avec quelques galets argile grise sèche légèrement graveleuse argile gris-noir plastique avec quelques galets argile gris-noir plastique à tendance plus graveleuse et sableuse à partir de 38,00 m</p>	Drain non productif
7	28	14	19	3°	<p>0,00 à 0,30 0,30 à 2,50 2,50 à 28,00</p> <p>terre végétale argileuse argile grise sèche avec galets argile gris-noir plastique plus graveleuse</p>	Drain non productif
9	32	20	24	5°	<p>0,00 à 0,30 0,30 à 2,50 2,50 à 32,00</p> <p>terre végétale argileuse argile légèrement humide avec galets argile gris-noir graveleuse à tendance sableuse vers 26,00 m</p>	Drain non productif

N° du drain	Longueur forée	Longueur tubage à l'avancement	Longueur équipée	Angle d'inclinaison	COUPE DES TERRAINS RENCONTRES	OBSERVATIONS
A	28	18	20	3°	terre végétale ocre argile ocre-jaune graveleuse et sableuse argile gris-noir graveleuse et plastique	Drain non productif
B	28	18	21	4°	terre végétale ocre argile ocre-jaune graveleuse et légèrement sableuse argile gris-noir plastique avec quelques graviers	Drain non productif
C	26	18	20	3°	terre végétale ocre argile ocre-jaune graveleuse argile gris-noir plastique argile gris-noir graveleuse	Drain non productif
D	28	20	24	2,5°	terre végétale argileuse argile ocre-jaune graveleuse argile gris-noir légèrement graveleuse	Drain non productif
E	28	18	24	3°	terre végétale argileuse argile sableuse ocre-jaune argile gris-noir graveleuse	Drain non productif
F	28	18	22	5°	terre végétale argileuse ocre argile ocre-jaune sableuse argile gris-noir sablo-graveleuse	Drain non productif
A1	26	18	20	3°	argile grise et galets argile gris-noir graveleuse	Drain non productif

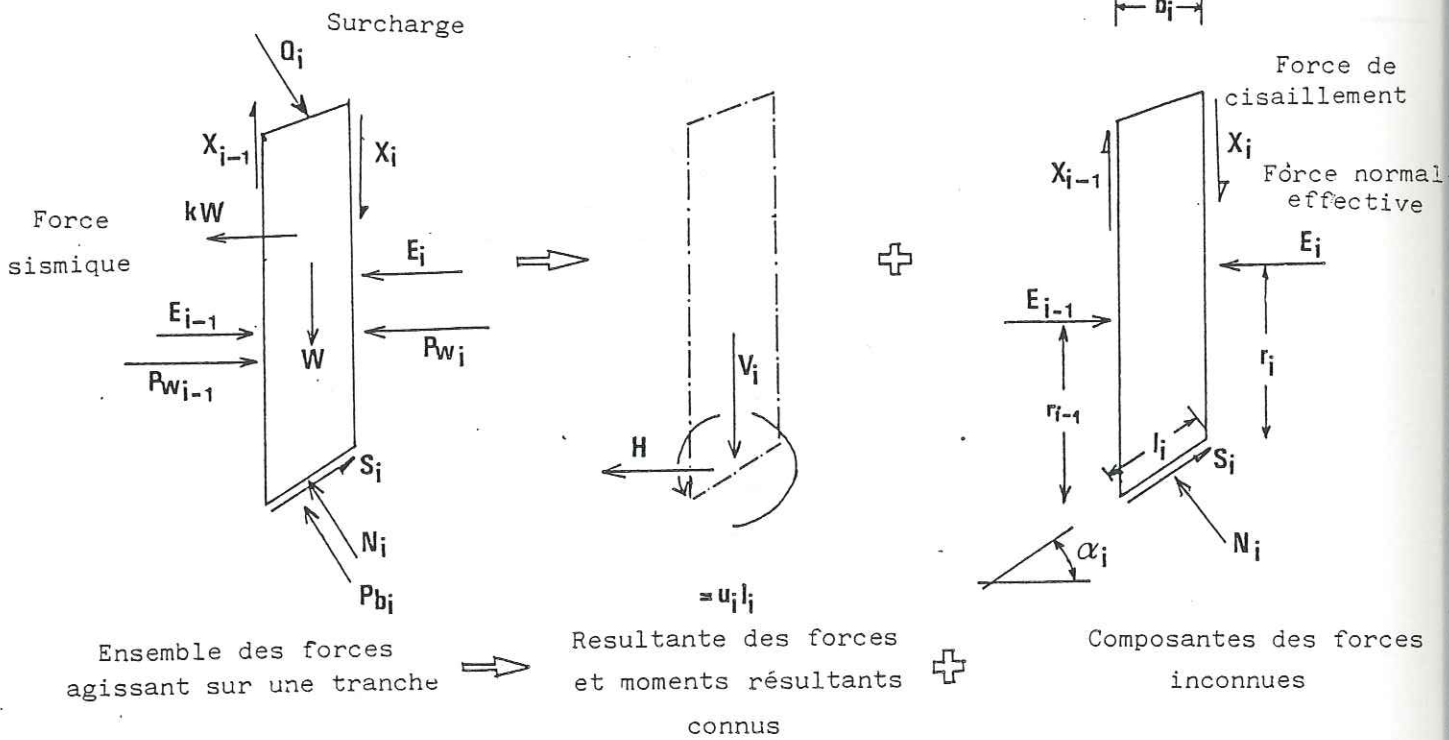
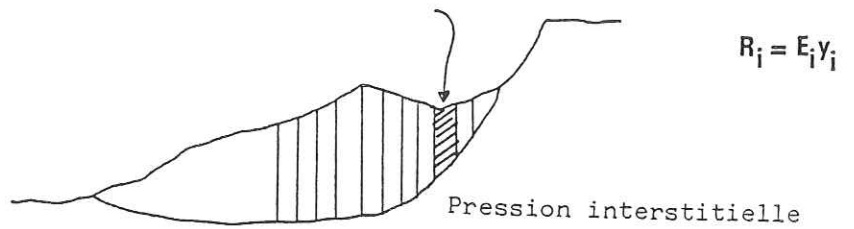
N° du drain	Longueur forée	Longueur tubage avec l'avancement	Longueur équipée	Angle d'inclinaison	COUPE DES TERRAINS RENCONTRES	OBSERVATIONS
B1	26	16	19	3°	0,00 à 0,30 terre végétale grise argile ocre graveleuse 3,50 à 26,00 argile sablo-graveleuse gris-noir avec veines ocres	Drain non productif
C1	26	16	19	3°	0,00 à 0,40 terre végétale grise 0,40 à 12,00 argile grise très sèche 12,00 à 26,00 argile légèrement humide et graveleuse	Drain non productif
a	24	16	19	3°	0,00 à 6,50 argile gris-noir et galets 6,50 à 24,00 argile sablo-graveleuse gris-noir avec veines ocre	Drain non productif
b	24	16	18	3°	0,00 à 6,00 galets et argile gris-noir 6,00 à 24,00 argile sablo-graveleuse gris-noir avec veines ocre	Drain non productif
c	26	16	18	3°	0,00 à 0,30 terre végétale 0,30 à 6,00 argile gris-noir et galets 6,00 à 26,00 argile gris-noir plastique	Drain non productif
d	26	18	18	3°	0,00 à 0,30 terre végétale 0,30 à 6,50 argile ocre avec graviers et galets 6,50 à 26,00 argile ocre-jaune humide avec passages secs et sableux	Drain productif.

ANNEXE E



EXEMPLE DES FORCES ALTERNES SUR UN
SISTEME A CAS D'UNE ANALYSE DE TYPE
DYNAMIQUE LINEAIRE

CONTRIBUTION DES FORCES ALTERNES
AU COMPORTEMENT D'UN SYSTEME
DYNAMIQUE LINEAIRE



ENSEMBLE DES FORCES AGISSANT SUR UNE TRANCHE
DANS LE CAS D'UNE ANALYSE DE STABILITE EN
CONTRAINTES EFFECTIVES

Methode BISHOP

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left\{ c' b_i + \left(W_i - u_i b_i \right) \operatorname{tg} \phi' \right\}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

avec : $m_\alpha = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi'}{F} \right) \cos \alpha$

Methode SPENCER

$$Z = \frac{\frac{c' \cdot b}{F} + \left(W \cos \alpha - u b \frac{1}{\cos \alpha} \right) \frac{\operatorname{tg} \phi'}{F} - W \sin \alpha}{\cos (\alpha - \theta) \left(1 + \operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg} (\alpha - \theta) F \right)}$$

$$\sum Z \cdot \sin \theta = 0.$$

$$\sum Z \cdot \cos \theta = 0.$$

$$\sum Z \cdot \cos (\alpha - \theta) = 0.$$

Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier

Titre de l'ouvrage :

ETUDE GEOMECANIQUE DE GLISSEMENTS DE
TERRAIN DANS LES ARGILES GLACIO-
LACUSTRES DE LA VALLEE DU DRAC

Nom de l'auteur : François BLANCHET

Etablissement : Université Joseph Fourier
Grenoble I

RESUME

Nous avons étudié un glissement de terrain affectant un lotissement (Le Mas d'Avignonet), situé en rive gauche de la retenue du Barrage du Monteynard, à 35 km au sud de Grenoble, dans la région du Trièves.

Une campagne de reconnaissance in situ, comportant, entre autres, des sondages, des relevés géologiques et d'indices de mouvement, des mesures inclinométriques, topographiques, piézométriques..., nous a permis de mettre en évidence plusieurs surfaces de déformations plus ou moins profondes. Elles se sont développées au sein des formations présentes : moraines, argiles remaniées, argiles litées ; ces dernières étant à l'origine de nombreuses instabilités dans cette région du Trièves.

Nous avons, ensuite, proposé des mécanismes probables de rupture de ces glissements. Pour cela, nous avons d'une part défini à partir d'une rétroanalyse d'un glissement voisin analogue (glissement de la combe d'Harmalière) la géométrie possible de ces glissements, et d'autre part donné une nouvelle évaluation des valeurs résiduelles des caractéristiques mécaniques à la rupture de ces argiles litées. Ces valeurs ont, ainsi, servi de référence pour l'analyse de stabilité du lotissement et plus globalement de la combe du Mas.

Enfin, nous avons tenté une approche du rôle des séismes survenus au voisinage de la retenue sur la stabilité à long terme de ce versant et, dans ce but, nous avons cherché à savoir si des effets d'amplification des ondes sismiques avaient pu se produire au niveau du versant.

MOTS CLES

Argiles varvées ; Inclinométrie ; Géologie ; Effets de site ; Stabilité ; Analyse inverse ; Paramètres mécaniques ; Trièves (Drac).