



HAL
open science

Contribution à la mise au point d'une méthodologie de contrôle de stabilité des talus d'une grande mine à ciel ouvert : application à la mine de Carmaux (Tarn)

Rafik Hadadou

► **To cite this version:**

Rafik Hadadou. Contribution à la mise au point d'une méthodologie de contrôle de stabilité des talus d'une grande mine à ciel ouvert : application à la mine de Carmaux (Tarn). Sciences de l'ingénieur [physics]. Institut National Polytechnique de Lorraine, 1993. Français. NNT : 1993INPL083N . tel-01751244

HAL Id: tel-01751244

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01751244>

Submitted on 29 Mar 2018

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.



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

[M] 1993 HADADOU, R.

INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINELABORATOIRE DE MECANIQUE DES TERRAINS
ECOLE DES MINES DE NANCY-I.N.E.R.I.S.**THESE**BIU NANCY
Service Commun de Documentation
INPL
2, avenue de la Forêt de Haye - B.P. 3
54501 VANDOEUVRE Cédex FRANCE

présentée devant l'Institut National Polytechnique de Lorraine
en vue de l'obtention du grade de
Docteur de l'I.N.P.L.
Génie Civil et Minier

par

Rafik HADADOU
Ingénieur des Mines
Université d'Annaba, Algérie

**CONTRIBUTION A LA MISE AU POINT D'UNE
METHODOLOGIE DE CONTROLE DE STABILITE DES
TALUS D'UNE GRANDE MINE A CIEL OUVERT
Application à la mine de Carmaux (Tarn).**

soutenue publiquement le 9 Septembre 1993

Président : M. J.P. PIGUET

Rapporteurs : M. J.P. GOURC
M. P. GAVIGLIOExamineurs : M. C. CHAMBON
M. D. DRIANCOURT
M. D. HANTZ
MME.V.SOUKATCHOFF

AVANT PROPOS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire de Mécanique des Terrains, à l'École des Mines de Nancy.

En premier lieu mes remerciements s'adressent à Monsieur Claude CHAMBON professeur à l'I.N.P.L, responsable des études doctorales, qui a dirigé cette recherche. Ces conseils judicieux m'ont été très enrichissants.

Madame Véronique SOUKATCHOFF Maître de Conférence à l'École des Mines de Nancy, s'est associée à mon directeur de thèse pour suivre ce travail, en faisant preuve d'une disponibilité peu commune. Je tiens à l'en remercier très sincèrement.

J'exprime ma reconnaissance à Monsieur Jack Pierre PIGUET, Directeur du Laboratoire de Mécanique des Terrains & Professeur à l'I.N.P.L, pour son aide, ses conseils et qui me fait l'honneur d'accepter la présidence du jury de cette thèse.

Je remercie Monsieur Jean Pierre GOURC, Professeur à l'Université Joseph Fourier de Grenoble, pour l'intérêt qu'il témoigne à mon travail en acceptant de le juger.

Je remercie également Monsieur Patrick GAVIGLIO, Docteur d'État, Maître de Conférence à l'Université Provence Saint Charles de Marseille d'avoir bien voulu honorer de sa présence le jury de cette thèse.

Mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur Didier HANTZ, Maître de Conférence à l'Université Joseph Fourier de Grenoble avec qui j'ai fait mes débuts dans la recherche notamment dans le cadre du D.E.A, pour l'honneur qu'il me fait de participer au jury de cette thèse.

Que Monsieur Didier DRIANCOURT, Chargé de la Coordination des Mines à Ciel Ouvert des H.B.C.M (ex Ingénieur Responsable du Secteur Découverte à l'Unité d'exploitation du Tarn), soit remercié pour l'aide qu'il m'a prodiguée pendant mon séjour à Carmaux, et d'avoir bien voulu participer au jury.

Mes remerciements vont également à Messieurs Alain THORAVAL et Yves PAQUETTE Ingénieurs, Chefs de Projet, au Département S.S.E à L'I.N.E.R.I.S pour leurs conseils et leur disponibilité.

J'adresse mes remerciements à l'ensemble de mes collègues du Laboratoire, Chercheurs, Thésards et Administratifs qui m'ont prêté leurs concours, en particulier Mesdames SCHENCK, MILONET, KLING, et Messieurs BEN SLIMAN Ingénieur Chef de Projet à l'I.N.E.R.I.S et EL HEIB Thésard.

Je ne saurais oublier dans mes remerciements, le personnel de l'U.E Tarn, particulièrement Monsieur Michel TERRANCLE Chef du Service Géométrie, Monsieur Patrick GRENIER, Ingénieur Responsable du Service Informatique et Monsieur Jean Pierre TAYAC Ingénieur Responsable de la Découverte Sainte-Marie. A travers eux je remercie également la direction des H.B.C.M.

Je suis très reconnaissant à mes parents, qui ont supporté mes préoccupations et mes longues absences. Enfin, à tout mon entourage, Merci.

RÉSUMÉ

Les talus des exploitations minières à ciel ouvert, doivent après leur dimensionnement et leur réalisation, être surveillés. Ce travail contribue à la mise au point de ces opérations de contrôle et définit ce que devrait être un suivi géotechnique d'une mine à ciel ouvert au cours de son creusement.

Une base de données d'informations géologiques sur le terrain a été constituée. Ces informations ont été analysées en vue de détecter d'éventuelles risques d'instabilités futures. Une grande partie de ces dernières sont liées à la présence d'anciens travaux exploités en souterrain. Il s'agit alors de gérer au mieux l'interaction entre les vieux travaux et l'exploitation actuelle.

Compte tenu de la complexité de cette tâche, un système d'auscultation en profondeur et de surveillance en surface a été mis en oeuvre. Les résultats ont permis de comprendre les mécanismes des instabilités observées. Des modélisations a posteriori de quelques glissements ont permis d'affiner la caractérisation des matériaux.

Différentes approches numériques ont été testées (méthode à l'équilibre limite, méthode aux éléments finis, méthodes aux éléments distincts). Leur complémentarité a été démontrée, l'utilisation de méthodes simples permet l'évaluation de la stabilité, l'approche par éléments finis ou éléments distincts nous a aidé à comprendre les mécanismes.

Les modélisations ont été réalisées à 2 échelles : au niveau du gradin et au niveau du talus. A l'échelle du gradin, nous avons déterminé, a posteriori, par une modélisation tridimensionnelle, les valeurs caractéristiques de la cohésion et de l'angle de frottement. Ces valeurs ont été utilisées a priori, dans un cas réel d'un bloc qui semblait menaçant. L'analyse a confirmé la stabilité du bloc.

ABSTRACT

Slopes of open pit mines after being designed and extracted must be monitored. This work contributed to the fine tuning of control operations and to the definition of what must be a geotechnical follow up while exploiting an open pit mine.

We created an in situ geological data bank. These informations were analysed to discover possible unstable states. We saw that the instabilities were, sometimes, linked to the presence of old underground workings. Afterwards, we had to manage as best as we can, the interaction between the old workings and the surface excavation.

Taking into account the complexity of this task, two monitoring systems : one at depth and one at the surface were installed. The results enable us to understand the instability mechanisms observed. On the other hand, modelisations of some known ground slider allowed to precise the material characteristics.

Several numerical approach were tested (limit equilibrium, finite elements, distinct elements). It was proven that those methods complete each other. The utilisation of a simple method allows to evaluate the instabilities and the approach by finite elements or distinct elements help us to understand the mechanisms.

The modelisations were made at two scales : at the bench level and at the slope level. At the bench scale, a posteriori, with a 3D model, the characteristic values of friction angle and cohesion were found. These values were used a priori in a true case of one block potentially dangerous. The analysis confirmed the block stability.

S O M M A I R E

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : DESCRIPTION DU SITE, GÉOLOGIE GÉNÉRALE

I.1 HISTORIQUE DE L'EXPLOITATION.....	3
I.2 DESCRIPTION DE LA FOSSE.....	3
I.2.1 Description générale.....	3
I.2.2 Méthode d'exploitation	6
a) Décapage des morts-terrains tertiaires.....	6
b) Exploitation du houiller.....	8
c) La mise à terril	8
I.3 CADRE GÉOLOGIQUE.....	8
I.3.1 Bassin houiller de Carmaux.....	8
I.3.2 Caractéristiques géologiques locales.....	10
a) Stratigraphie.....	10
b) Tectonique.....	10
c) Analyse structurale	12
I.3.3 Synthèse	24

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE LA FRACTURATION DANS LES TERRAINS DU HOULLER (FOSSE SAINTE-MARIE)

II.1 MÉTHODOLOGIE DES RELEVÉS DE TERRAINS	26
II.2 TRAITEMENT STATISTIQUE DE LA FRACTURATION.....	33
II.2.1 Orientation de la fracturation.....	33
II.2.2 Discussions.....	50
II.3 CONCLUSION.....	51

CHAPITRE III : MOUVEMENTS OBSERVÉS (TYPOLOGIE DES RUPTURES) ET RENFORCEMENT

III.1 MOUVEMENTS A L'ÉCHELLE DU GRADIN.....	53
III.1.1 Rupture d'un bloc en forme de dièdre.....	53
III.1.2 Éboulement régressif	55

a) Description	55
b) Interprétation.....	55
III.1.3 Glissement sur joint de stratification	55
a) Description	55
b) Interprétation.....	55
c) Renforcement	57
III.1.4 Écroulement par chute de blocs.....	57
a) Description	57
b) Interprétation	58
c) Renforcement	58
III.2 INSTABILITÉ AFFECTANT L'ENSEMBLE DU TALUS.....	62
III.2.1 Description.....	62
III.2.2 Interprétation	64
III.2.3 Renforcement	65
III 3 CONCLUSION.....	65

CHAPITRE IV : SURVEILLANCE ET AUSCULTATION

IV.1 PRÉSENTATION DU PROBLEME : OBJECTIF.....	66
IV.2 TYPE D'INSTRUMENTATION MIS EN PLACE	67
IV.2.1 Topographie	67
IV.2.2 Tubes cassants.....	67
IV.2.3 Jauges de déformations.....	67
IV.2.4 Inclinomètres.....	70
IV.2.5 Extensomètres multipoints de forage à tiges"WR-FLEX"	71
IV. 3 PRESENTATION DES ZONES AUSCULTEES	71
IV. 4 AUSCULTATION DU PANNEAU E1	72
IV.4.1 Mesures effectuées	72
IV.4.2 Interprétation.....	78
IV.5 AUSCULTATION DU PANNEAU G1.....	79
IV.5.1 Mesures effectuées	79
IV.5.2 Interprétation.....	80
IV.6 AUSCULTATION DU PANNEAU E2	88
IV.6.1 Mesures effectuées	88
IV.6.2 Interprétation.....	88
IV.7 AUSCULTATION DU FLANC NORD.....	94
IV.7.1 Mesures effectuées	94
IV.7.2 Interpretation.....	95

CHAPITRE V : MODÉLISATION

V.1 INTRODUCTION.....100

V.2 MÉTHODES À L'ÉQUILIBRE LIMITE.....100

 V.2.1 Principe de calcul à l'équilibre limite.....100

 V.2.2 Modèle 2D.....102

 a) Glissement bilinéaire - définition.....102

 b) Méthode des tranches103

 V.2.3 Modèle 3D.....104

 a) Introduction.....104

 b) Présentation du logiciel RESOBLOK.....104

 c) Analyse d'un bloc instable.....104

 d) Analyse d'un bloc stable.....105

V.3 MÉTHODES EN CONTRAINTES DÉFORMATIONS110

 V.3.1 Introduction.....110

 V.3.2 Éléments finis.....110

 a) Modélisation du glissement du panneau E1.....110

 b) Conclusion119

 V.3.3 Éléments distincts119

 a) Introduction.....119

 b) Présentation de la méthode119

 c) Présentation du code utilisé : UDEC.....120

 d) Modèle simple.....120

 e) Modèle complexe131

V.4 CONCLUSION.....143

CONCLUSION GÉNÉRALE 145

BIBLIOGRAPHIE P

ANNEXES P

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1 - Synthèse des données structurales du bassin de Carmaux
- Tableau 2 - Répartition des familles de fractures par tranches verticales (combinaison de zones)
- Tableau 3 - Résultats des orientations et espacements des deux compartiments
- Tableau 4 - Synthèse des fractures relevées dans les différents sites
- Tableau 5 - Description de l'instrumentation du panneau E1
- Tableau 6 - Instrumentation du panneau G1
- Tableau 7 - Instrumentation du panneau E2
- Tableau 8 - Résultats des mesures topographiques
- Tableau 9 - Caractéristiques géomécaniques du modèle
- Tableau 10 - Résultats de la comparaison des codes de calcul : SARMA et UDEC
- Tableau 11 - Caractéristiques des matériaux
- Tableau 12 - Caractéristiques des joints
- Tableau 13 - Synthèse des différentes méthodes de calculs utilisés

LISTE DES FIGURES

- Figure 1 - Plan de situation de la découverte Sainte Marie U.E. Tarn
- Figure 2 - Schéma initial du projet d'exploitation à ciel ouvert du stot des puits Sainte Marie. Coupe N-S.
- Figure 3 - Ensemble de l'exploitation de l'U.E. Tarn
- Figure 4 - Situation des bassins stéphano-permien
- Figure 5 - Effet d'un décrochement subméridien sur une zone initialement fracturée (fractures N140).
- Figure 6 - Carte structurale du bassin houiller de Carmaux
- Figure 7 - Histogramme de directions
- Figure 8 - Rosace des pendage
- Figure 9 - Fracturation dans le Stéphaniens
- Figure 10 - Diagramme d'isodensité des fractures relevées sur les coupes E-W
- Figure 11 - Stot Ste Marie, 45 failles relevées sur les coupes E-W
- Figure 12 - La Babinière : fractures orientées par photogramétrie
- Figure 13 - Découverte de la Babinière
- Figure 14 - Longueur apparente des fractures relevées à la Babinière et au fond
- Figure 15 - Sondages S4 et relevés au fond 295 fracturation
- Figure 16 - Situation des différentes zones
- Figure 17 - Représentation sur diagramme de Schmidt de l'ensemble des relevés
- Figure 18 - Représentation sur diagramme de Schmidt des relevés sur le gradin A
- Figure 19 - Représentation sur diagramme de Schmidt des relevés sur le gradin B
- Figure 20 - Synthèse de la fracturation
- Figure 21 - Représentation sur diagramme de schmidt de la fracturation issue de la répartition par tranche

- Figure 22 - Représentation de la petite fracturation (extension inférieure à 4 mètres)
- Figure 23 - Représentation de la grande fracturation (extension supérieure à 4 mètres)
- Figure 24 - Représentation de la stratification
- Figure 25 - Croquis présentant les 2 compartiments
- Figure 26 - Représentation de la fracturation du compartiment 1
- Figure 27 - Représentation de la fracturation du compartiment 2
- Figure 28 - Photo de dièdre
- Figure 29 - Schéma du glissement sur joint stratigraphique (2)
- Figure 30 - Plan topographique situant l'instabilité
- Figure 31 - Éboulement talus sud, situation du renforcement avant incident
- Figure 32 - Coupe montrant le renforcement ms en place après éboulement
- Figure 33 - Schéma des instabilités au flanc est
- Figure 34 - Plan de la découverte : situation des panneaux d'anciens travaux auscultés au flanc est
- Figure 35 - Situation des plots topographiques dans la fosse
- Figure 36 - Vue en plan de l'instrumentation du panneau E1
- Figure 37 - Surveillance du glissement du panneau E1
- Figure 38 - Plot topographique n°500, flanc est, niveau 182
- Figure 39 - Résultat de mesures inclinométriques (INC5)
- Figure 40 - Diagramme temps des déformations importantes dans le massif
- Figure 41 - Vue en plan du panneau G1
- Figure 42 - Surveillance du panneau G1
- Figure 43 - Plot topographique n°515, flanc est, niveau 182
- Figure 44 - Extensomètres à tiges WR-FLEX, 5 ancrages, flanc est, surveillance panneau G1, niveau 180
- Figure 45 - Extensomètres à tiges WR-FLEX, 5 ancrages, flanc est, surveillance panneau G1, niveau 172
- Figure 46 - Résultat des mesures inclinométriques (INC7)
- Figure 47 - Vue en plan du panneau E2
- Figure 48 - Surveillance du panneau E2
- Figure 49 - Extensomètres à tiges WR-FLEX, 5 ancrages, flanc est, surveillance panneau E2, niveau 168
- Figure 50 - Plot topographique n°529, flanc est, niveau 178
- Figure 51 - Résultat de mesures inclinométriques (INC9)
- Figure 52 - Analyse de stabilité d'un glissement plan
- Figure 53 - Schéma de principe d'un glissement bilinéaire
- Figure 54a - Analyse de géométrie du bloc instable
- Figure 54b - Analyse de la géométrie du bloc stable
- Figure 55 - Représentation des discontinuités en 3D (Resoblok), glissement en dièdre
- Figure 56 - Bloc instable
- Figure 57 - Coefficient de sécurité en fonction de la cohésion pour différents angles de frottement de grès moyen
- Figure 58 - Courbe Cohésion/Angle de frottement pour $F=1$

- Figure 59 - Représentation en 3D de la fracturation du bloc stable (Resoblok)
- Figure 60 - Géométrie du bloc stable (Resoblok)
- Figure 61 - Géométrie du modèle
- Figure 62 - Déformée du modèle César après consolidation par excavation
- Figure 63 - Détermination du coefficient de sécurité avec le critère de Mohr-Coulomb
- Figure 64 - Coupes horizontales AB du modèle éléments finis
- Figure 65 - Évolution du coefficient de sécurité pour les 3 coupes considérées
- Figure 66 - Dessin des points plastiques
- Figure 67 - Modèle à 2 blocs
- Figure 68 - Évolution de la force agissante au centre de chaque bloc, du déplacement et de la vitesse pour $\phi=31^\circ$ dans le cas du modèle à 2 blocs, au cours du calcul
- Figure 69a - Évolution au cours du calcul de la force agissante et de la vitesse pour $\phi=30^\circ$ dans le cas du modèle à 2 blocs (arrêt des calculs avant stabilisation)
- Figure 69b - Évolution au cours du calcul de la force agissante au centre de chaque bloc, du déplacement et de vitesse pour $\phi= 30^\circ$ dans le cas d'un modèle à 2 blocs (poursuite des calculs jusqu'à stabilisation)
- Figure 70 - Évolution de l'instabilité pour $\phi=21^\circ$ dans le cas du modèle à 2 blocs
- Figure 71 - Évolution au cours du calcul de la force agissante au centre de chaque bloc, du déplacement et de vitesse pour $\phi>21^\circ$ dans le cas d'un modèle à 1 bloc
- Figure 72 - Représentation de l'instabilité pour $f<22^\circ$ dans le cas d'un modèle à 1 bloc
- Figure 73 - Définition de l'élanement
- Figure 74 - σ_{min} / σ_h en fonction de l'élanement
- Figure 75a - Ensemble du modèle
- Figure 75b - Découpage du modèle en blocs et phasages d'exploitation
- Figure 76 - États initial et final du modèle
- Figure 77 - Vecteurs déplacements
- Figure 78 - Valeurs des déplacements maxima calculés par UDEC
- Figure 79 - Déplacement tangentiel dans les joints
- Figure 80 - Cisaillement au niveau des vieux travaux en fonction des phases d'excavation (cumulé depuis la phase de modélisation 1)
- Figure 81 - Évolution des mesures du plot 500
- Figure 82 - Évolution des valeurs de déplacement cumulées au niveau du plot 500 (depuis la phase 1)
- Figure 83 - Évolution de la valeur calculée après la mise en place du plot 500
- Figure 84 - Diagramme synthétique des différentes étapes dans le contrôle de la stabilité des talus.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le travail présenté, traite de l'ensemble des problèmes liés à la stabilité des talus dans une grande mine à ciel ouvert de charbon.

La détermination d'un angle de talus optimal d'une mine à ciel ouvert, avant son ouverture, est réalisée en prenant en compte des paramètres géologiques et géotechniques, nécessaires au calcul de stabilité, issues de mesures et essais sur le site de l'expérience d'autres cas analogues. Certains paramètres sont donc estimés. Ceci explique l'apparition de désordres en cours de creusement, non prévisibles à partir des analyses empiriques initiales, parce qu'ils sont spécifiques à l'ouvrage réalisé. Pour pallier ceci et en complément des études initiales de prévision de la stabilité, il est nécessaire contrôler ces paramètres et suivre l'évolution du comportement des talus tout au long de leur évolution. C'est le travail que nous avons effectué dans le cadre de cette thèse. Pour cela, nous avons tenté d'établir une méthodologie de suivi de l'ouvrage.

Notre contribution a consisté à rassembler et à structurer l'ensemble des informations obtenues sur le terrain tout au long de l'approfondissement de la fosse : relevés structuraux, observations des instabilités et auscultation. Cet ensemble d'informations constitue donc une base de données que nous analysons afin d'aboutir à des enseignements nécessaires pour le contrôle de la stabilité.

Une partie importante de notre travail a consisté en observations sur le terrain. Le site ayant fait l'objet de nos investigations est celui de la grande découverte de Carmaux (Sainte Marie). La mine de Carmaux se situe dans le sud-ouest de la France, dans le département du Tarn (81). Nous décrivons ce site dans le premier chapitre.

Notre présence "quasi-permanente" à la mine nous a permis d'aborder différents thèmes caractérisant le comportement des talus des mines à ciel ouvert.

Les différents aspects de ce travail sont complémentaires. Nous verrons dans le premier chapitre que Carmaux fut le lieu de plusieurs exploitations souterraines de charbon. Ces travaux antérieurs rendent plus complexe l'exploitation actuelle par mine à ciel ouvert.

Les conséquences des excavations souterraines se traduisent classiquement à la fois par des instabilités au toit immédiat des anciennes galeries et par des affaissements affectant la surface. Ici, les phénomènes observés se situent entre ces deux extrêmes. Les désordres inhérents aux exploitations souterraines ultérieures, apparaissent en effet sur les parois de l'actuelle fosse. Cet aspect est resté jusque là peu connu du fait de la rareté de ce type de configuration.

En cours de l'approfondissement de la fosse, des informations nouvelles sont donc obtenues. L'analyse de la stabilité des talus passe par une reconnaissance détaillée des paramètres géologiques et géotechniques des massifs rocheux. En effet, ces paramètres influencent la conception des talus particulièrement dans les mines à ciel ouvert.

Le relevé de la fracturation permet de détecter des instabilités et le type de rupture associé. Il existe des ruptures à l'échelle du gradin et à l'échelle d'un talus de grande hauteur. Nous les décrivons dans les chapitres 2 et 3.

L'auscultation dans le cas de la grande découverte de Carmaux, est traitée dans le chapitre 4. Elle constitue une partie reliant les observations sur le terrain et la modélisation. Dans une exploitation à ciel ouvert, la surveillance et l'auscultation des talus sont nécessaires à l'avancement des travaux dans des conditions satisfaisantes de sécurité, et complètent aussi les résultats des calculs de stabilité.

Le dernier aspect de ce travail est celui de la modélisation. L'apport de l'informatique dans le domaine de la géotechnique est important. Nous avons utilisé des codes informatiques très récents. Ces outils ont été appliqués à des cas d'instabilités modélisées a posteriori.

Leurs résultats ont permis d'effectuer des comparaisons entre les diverses simulations réalisées et les observations in situ.

Aujourd'hui de nombreux logiciels permettent d'analyser la stabilité des talus de ce type d'ouvrage. Ces logiciels sont basés sur des méthodes et des hypothèses de calculs différentes et fournissent des informations différentes, selon la base de leur calcul. Nous avons analysé des instabilités à l'échelle du gradin et du talus de grande hauteur. Plusieurs méthodes ont servi à des analyses de cas différents : méthode à l'équilibre limite, méthode contrainte-déformation basée sur les éléments finis, ou les éléments distincts. Nous avons utilisé certaines d'entre elles avec des objectifs différents.

CHAPITRE I :

DESCRIPTION DU SITE, GÉOLOGIE GÉNÉRALE

CHAPITRE I : DESCRIPTION DU SITE, GÉOLOGIE GÉNÉRALE

Après un bref historique sur le gisement de Carmaux, nous décrivons la méthode d'exploitation employée à la fosse Sainte Marie, puis nous ferons la synthèse des connaissances géologiques qui nous ont servi dans la suite de l'étude.

I.1 HISTORIQUE DE L'EXPLOITATION.

Le bassin houiller de Carmaux situé à une dizaine de kilomètres au Nord d'Albi (Tarn), s'étend sur environ 10 km de long et 3 km de large (figure 1). Ce bassin connu depuis huit siècles est exploité industriellement depuis près de 250 ans.

Le premier document faisant apparaître une activité minière à Carmaux, date du 13^{ème} siècle. Jusqu'au 18^{ème} siècle, le champ d'exploitation se situait sur les affleurements de part et d'autre de la vallée du Cérou ; l'extraction du charbon s'effectuait par puits ou par fouilles. C'est à partir du 18^{ème} siècle que l'activité minière de Carmaux devient importante et organisée grâce à l'attribution d'un monopole d'exploitation de l'ensemble du gisement au Chevalier de Solages (1752).

La troisième période marquant un regain d'activité des mines de charbon, se situe au 19^{ème} siècle avec le changement de statut des concessions qui deviennent perpétuelles, disponibles et transmissibles.

Les réserves techniquement ou économiquement exploitables par le fond étant épuisées, les HBCM (Houillères de Bassin du Centre et du Midi), Groupement sud-ouest ont démarré à partir de 1985, une exploitation par mine à ciel ouvert. Elle permettra de récupérer le stot de protection des anciens puits d'extraction Sainte-Marie qui est évalué à 5 millions de tonnes de charbon.

I.2 DESCRIPTION DE LA FOSSE

I.2.1 Description générale

La découverte de Sainte-Marie est l'une des plus importantes mine à ciel ouvert de charbon de France.

A l'ouverture de la fosse, 4,5 millions de mètres cubes de terre ont été enlevés par des moyens classiques - pelles et camions - pour préparer l'exploitation mécanisée des morts-terrains et constituer l'amorce des sites sur lesquels ils sont déversés : le terail Sud et le remblai de Cagnac. Ce fût l'un des chantiers les plus spectaculaires d'Europe.

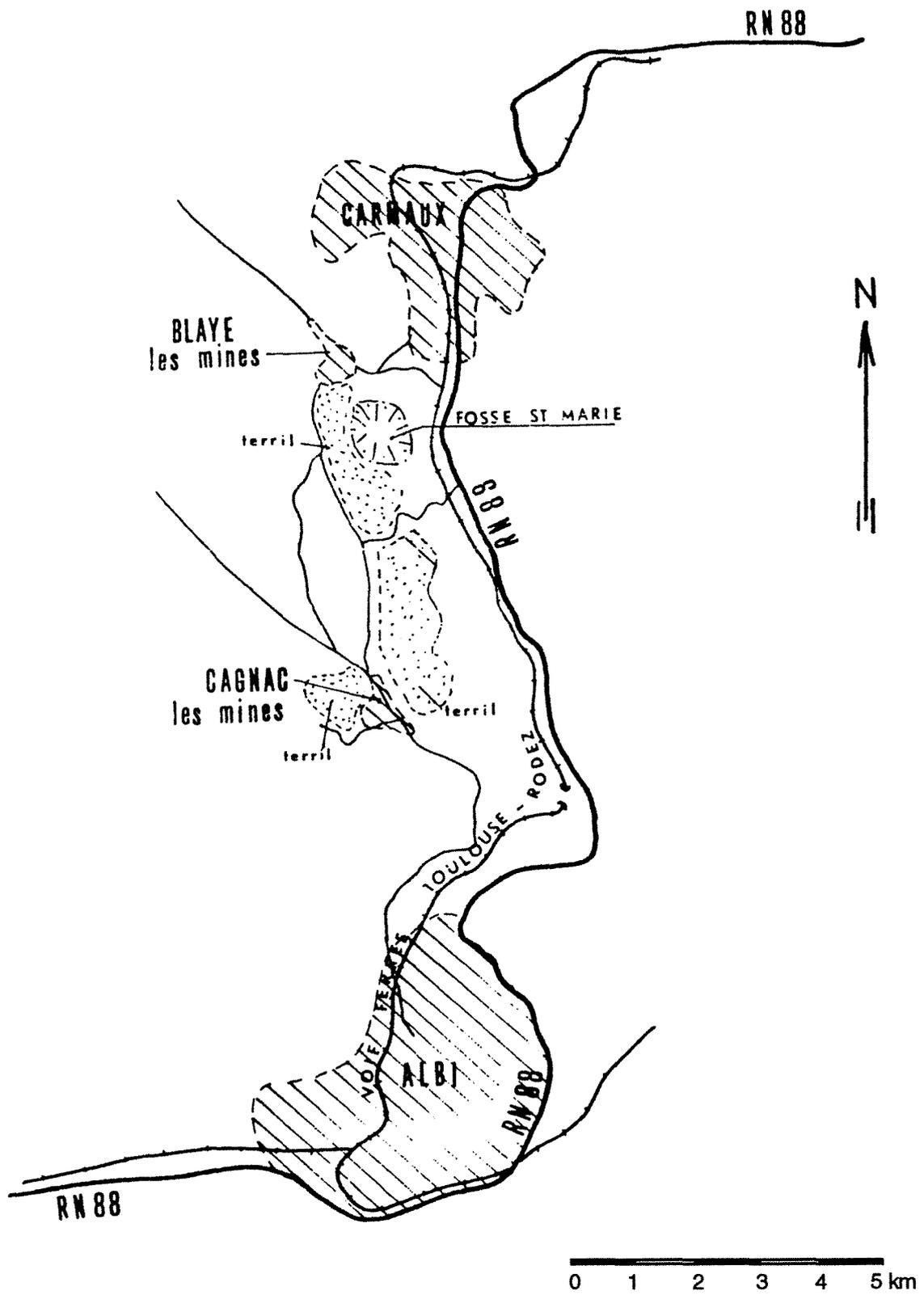


Fig. 1 : Plan de situation de la Découverte Sainte Marie
U.E. Tarn - HBCM

Echelle : 1/5000ème

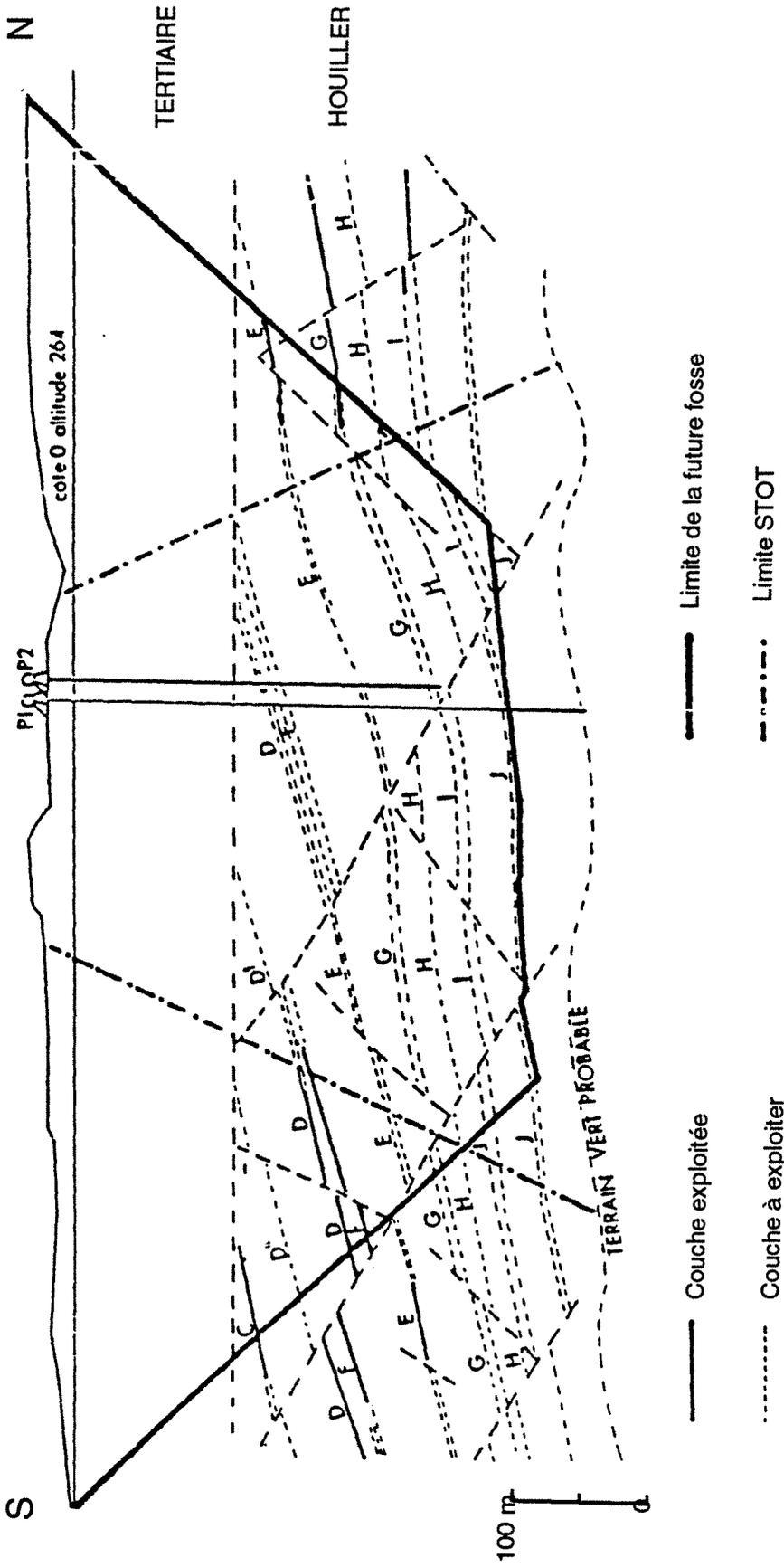


Fig. 2 : Schéma initial du projet d'exploitation à ciel ouvert du stot du puits Sainte Marie
Coupe Nord -Sud

La fosse aura une géométrie finale approximativement conique de 1200 m de diamètre moyen en surface et devrait atteindre une profondeur maximale de près de 300 m (figure 2).

De façon schématique, la structure géologique du site se compose depuis la surface de :

- 100 m de terrains tertiaires constitués par des argiles et graviers, se présentant sous forme d'une alternance plus ou moins contrastée de couches argilo-sableuses et de passées détritiques, franchement sableuses à sablo-graveleuses,
- terrains de transition (argilite rougeâtre, de très faible résistance) dont l'épaisseur est très variable (0-30 m), assimilés au Permien.
- 200 m de terrains houillers constitués de grès, schistes, conglomérats et de charbon.

Le charbon se présente sous la forme de 9 veines principales (couches) notées C, DT, D, F, E, G, H, I, J (dans l'ordre de profondeur) dont l'épaisseur varie de 0,5 à 8 m. La plupart d'entre elles ont été exploitées partiellement en souterrain à partir du puits Sainte-Marie par différentes méthodes : taille foudroyée, tranches multiples remblayées, soutirage.

1.2.2 Méthode d'exploitation

Le volume total de stériles à extraire du projet initial était de 110 millions de m³ en place dont 60 % de morts-terrains tertiaires.

Le rapport terres/charbon (T/C) est de l'ordre de 22. Cette valeur plus élevée que celles des autres exploitations à ciel ouvert françaises (généralement de l'ordre de 12 à 13) se justifie par la mise en oeuvre de moyens importants de décapage adaptés à la nature des terrains tertiaires.

a) Décapage des morts-terrains tertiaires

Le décapage des morts-terrains tertiaires dont le volume constitue les 2/3 du volume total de la fosse est principalement réalisé par 3 roues-pelles exploitant chacune un étage de 13 m d'épaisseur. Les produits sont rejetés sur des convoyeurs à bandes ripables. La liaison entre les excavateurs et les convoyeurs de fosse est assurée par des "sauterelles".

Les travaux d'approfondissement et certains travaux annexes, sont réalisés par des méthodes traditionnelles du type pelles et camions.

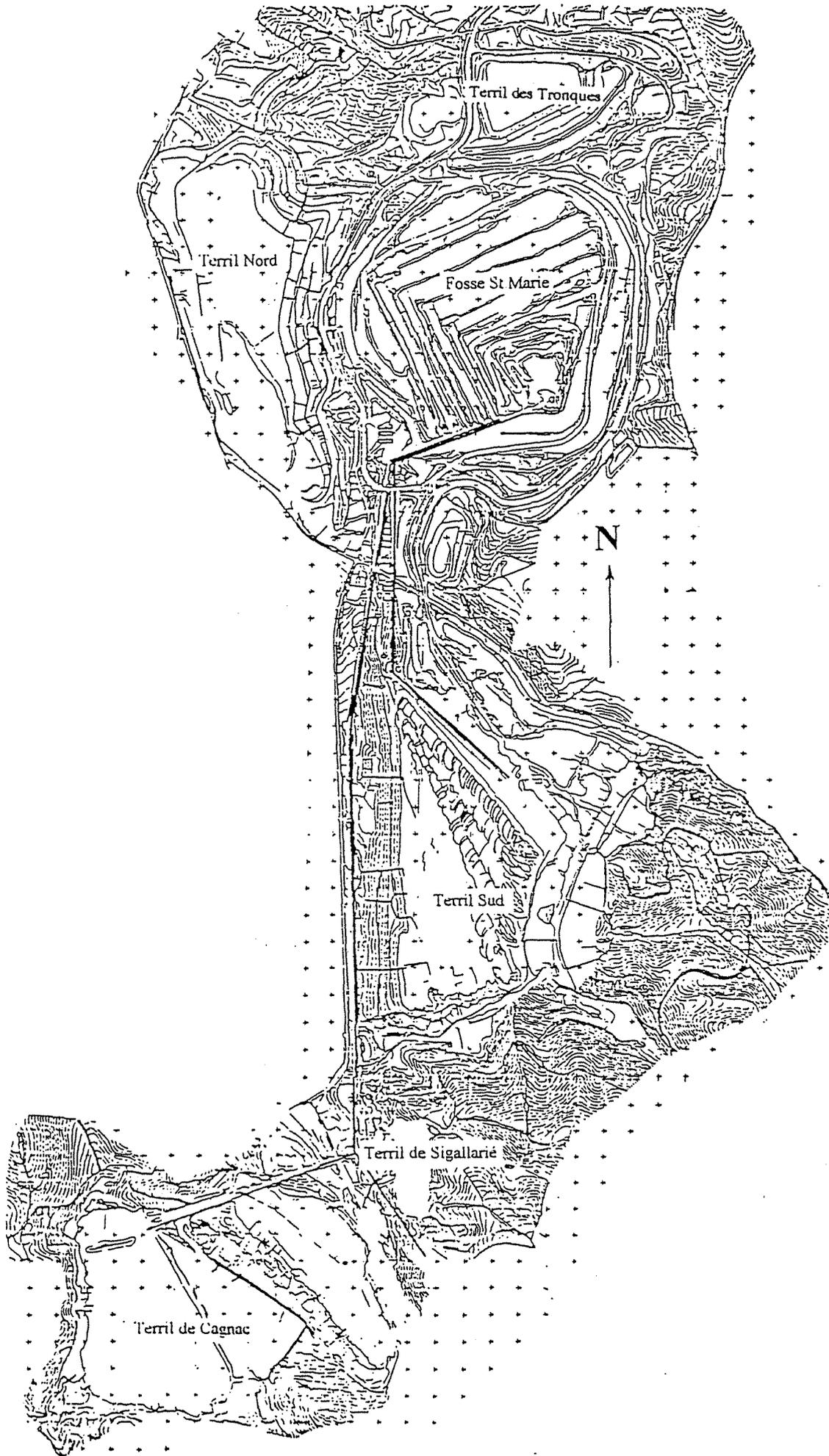


Fig.3 : Ensemble de l'exploitation de l'U.E Tarn

b) Exploitation du houiller

Les terrains houillers sont exploités par tranches horizontales (gradins de 12 m). Les morts-terrains, abattus à l'explosif, sont chargés par pelles, transportés par camions puis concassés en fond de fosse par des concasseurs semi-mobiles pour permettre leur évacuation par les convoyeurs à bandes principaux.

Le charbon, après chargement par pelles, est transporté jusqu'au lavoir par camions empruntant une piste tracée sur les flancs de la fosse, (nommée piste charbon).

c) La mise à terril

Les morts-terrains tertiaires et houillers après concassage sont évacués par 2 lignes de convoyeurs vers deux zones de mise à terril :

- le "terril Sud" : constitué sur un plateau bordant la fosse et dans l'amorce de deux dépressions, couvre une superficie d'environ 180 ha. Il est situé au Sud immédiat de la fosse, son volume est de l'ordre de 60 millions de m³.

- le "remblai de Cagnac", réalisé par comblement d'une dépression de 100 ha environ. Son volume est d'environ 40 millions de m³ (figure 3).

I.3 CADRE GÉOLOGIQUE

I.3.1 Bassin houiller de Carmaux

Le bassin houiller de Carmaux est situé au Sud du Massif Central français (figure 4). Il est localisé suivant un accident N 160 E 170, à l'intersection de la faille majeure de Cérou-Réquista orientée E-W, et de la faille de la Salverat-Peyrales. Celle-ci rejoint le grand sillon houiller du Massif central (faille de Villefranche) à 70 Km plus au Nord.

Comme les autres bassins stéphaniens du Massif Central, le bassin de Carmaux est un bassin intra-montagneux caractérisé par une faible surface de dépôt (15 km²), une grande épaisseur de sédiments (550 à 600 m), et d'épaisses couches de charbon (23 couches dont l'épaisseur varie entre 2 et 20 m). La puissance cumulée des assises houillères atteint 550 à 600 m. Elles affleurent seulement au Nord du bassin, dans la vallée du Cérou. Partout ailleurs, elles sont recouvertes par 70 à 150 m de formations tertiaires sub-horizontales (argiles à graviers, marnes et calcaires).

Dans l'ensemble, le gisement est relativement régulier mais il est découpé par de nombreuses failles et les irrégularités de sédimentation sont assez fréquentes surtout dans la région Sud.

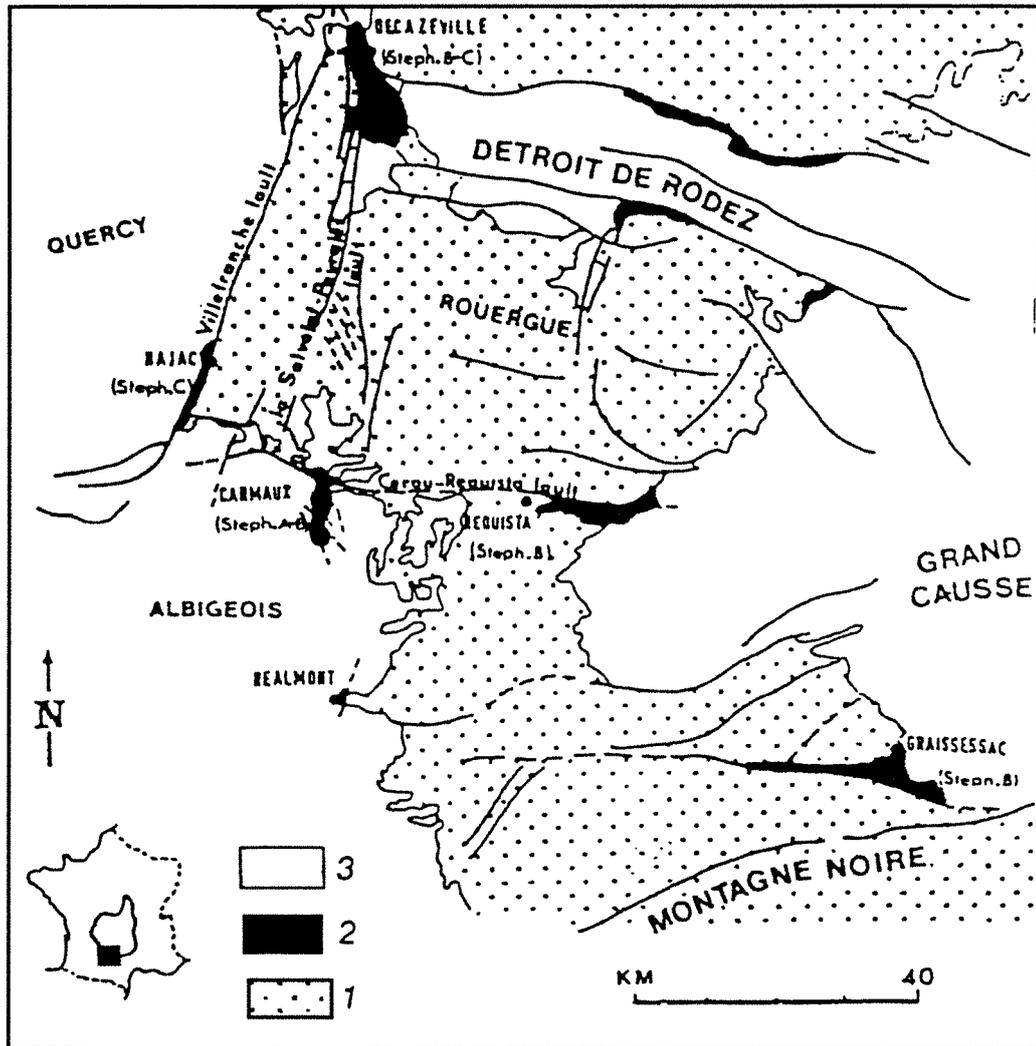


Fig. 4 : Situation des bassins stéphano-permiens

A l'Ouest, des conglomérats attribués au Permien sont discordants sur le Stéphanien et ont servi de limite aux travaux d'exploitation.

I.3.2 Caractéristiques géologiques locales

a) Stratigraphie

On distingue 3 faisceaux, de haut en bas :

- le faisceau supérieur, de la veine 0 à la veine V
- le faisceau moyen, de la veine A à la veine E
- le faisceau inférieur, de la veine E au socle

Dans la cuvette de Sainte Marie, on rencontre les couches C à J.

b) Tectonique

A la période Carbonifère, la France se trouvait dans un contexte général de compression qui a pris fin au Permien.

La localisation des fossés d'effondrements lacustres, qui constitueront les bassins houillers (bassins limniques), est contrôlée par les grandes failles de décrochement de cette époque (figure 5).

Au cours du Stéphanien, la direction principale de compression dans la région de Carmaux passe de N-S (début du Stéphanien A) à NW-SE, puis à E-W (fin du Stéphanien C) (Breton, 1986).

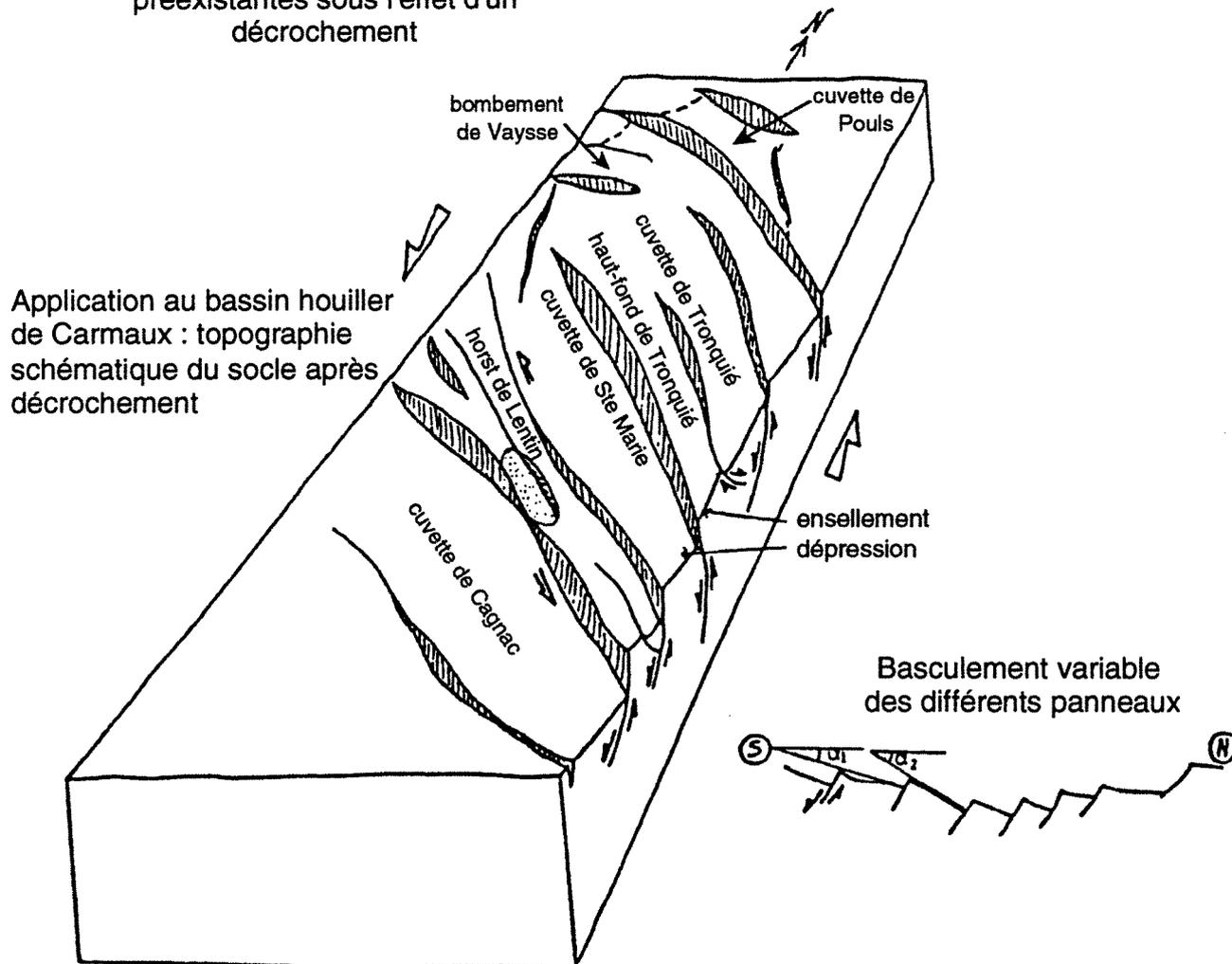
Une reconstitution de l'évolution dynamique du bassin de Carmaux est donnée par Delsahut (1981), illustrée sur la figure 5.

◆ Compression N-S (phase 1) : réactivation des failles N140 qui affectent le socle métamorphique (décrochements dextres à composante normale, sédimentation de la cuvette de Cagnac).

◆ Compression NNW-SSE, réactive la zone de faille de Selvetat-Peyrales (phase 2). Les failles N140 sont des failles de 2^{ème} ordre par rapport aux décrochements N-S sénestres et peuvent jouer en failles normales. Cet épisode (synsédimentaire) est le plus important car il détermine les grandes failles NNW-SSE, d'espacement hectométrique, qui découpent le bassin en lanières.

◆ Compression EW à ESE-WNW (phase 3): rejeu inverse et sénestre des failles N140, et apparition entre celles-ci de failles E-W et de failles NE-SW à jeu dextre.

Mécanisme des mouvements de failles
préexistantes sous l'effet d'un
décrochement



Application au bassin houiller
de Carmaux : topographie
schématique du socle après
décrochement

Fig. 5 : Modèle structural de la formation du bassin. Effet d'un
décrochement subméridien sur une zone initialement fracturée
(fractures N 140)
d'après Delsahut

En faisant la synthèse de cet historique, nous distinguons 4 grandes orientations, récapitulé dans le tableau 1.

PRINCIPALES ORIENTATIONS	PHASES TECTONIQUES
(1) N-S	Failles préexistantes
(2) N140 (avec un pendage différent suivant les phases tectoniques qui les engendrent)	1,2,3 et antérieures
(3) E-W	3
(4) NE-SW	3

Tableau 1 - Synthèse des données structurales du bassin de Carmaux

Les phases décrites ci-dessus, correspondent à l'ère primaire (Stéphanien). Le contrecoup alpin et la phase pyrénéenne ont compliqué et masqué en partie ce schéma simplificateur.

De plus, la phase 1 qui a fait rejouer les failles du socle, a certainement créé des failles mineures.

c) Analyse structurale

Nous présentons dans ce paragraphe, une synthèse des études structurales effectuées par différents spécialistes antérieurement à l'ouverture de la découverte.

** Les grandes failles*

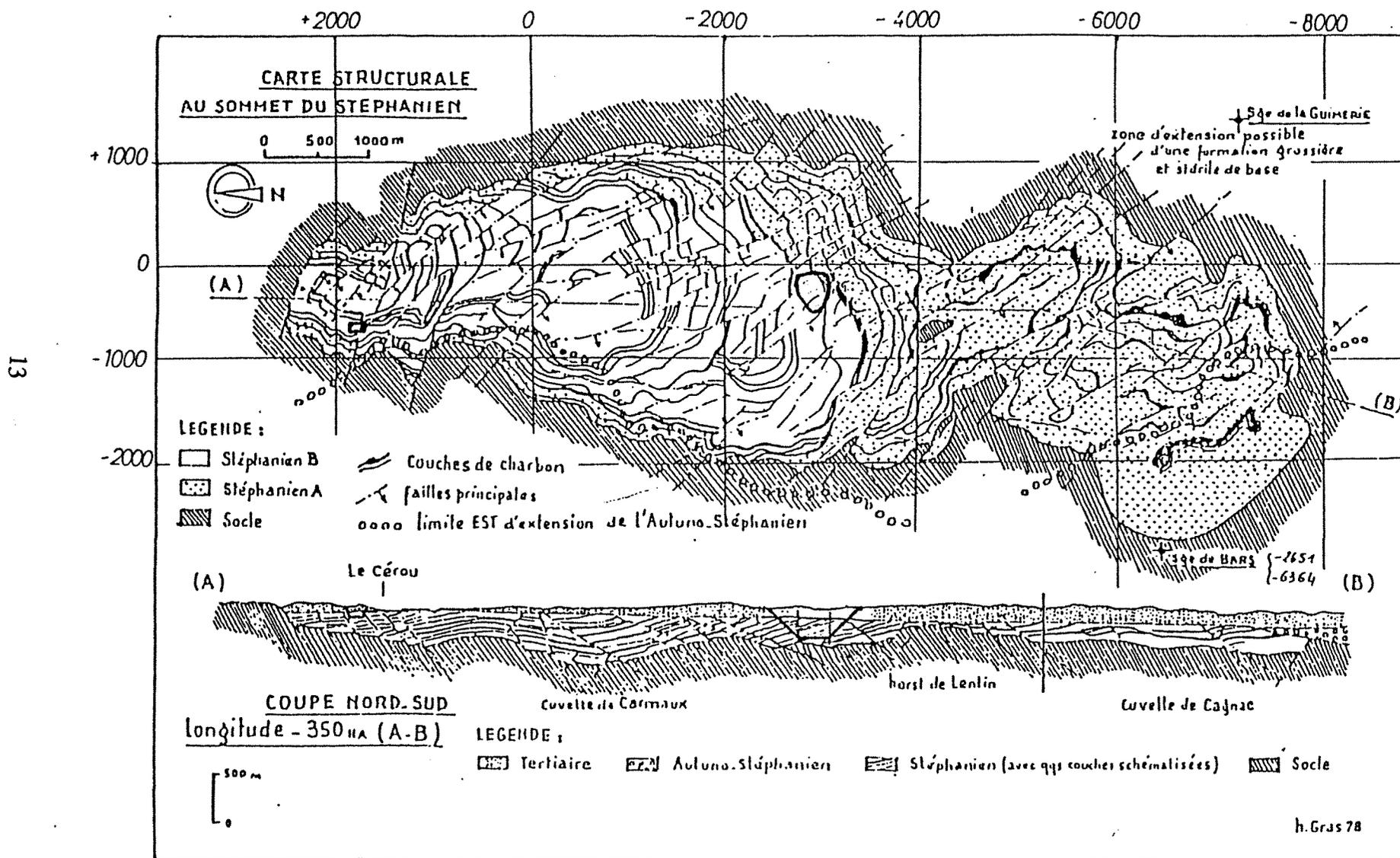
Celles-ci sont connues grâce aux anciens travaux souterrains et sont portées sur les plans des différentes veines exploitées. Elles figurent aussi sur les coupes NE-SW qui ont été réalisées tous les 25 mètres pour établir le modèle géologique informatisé de la fosse Sainte Marie, à partir des informations recueillies dans les travaux souterrains. Sur ces coupes le tracés des failles résultent d'interprétations géologiques.

Leurs rejets sont généralement de plusieurs mètres, leurs longueurs apparentes horizontales de plusieurs centaines de mètres, et elles recouper l'ensemble des couches de charbon.

D'après l'étude préliminaire à l'ouverture de la fosse (Desurmont et Vidal, 1978), le remplissage des grandes failles est constitué d'une "gomme" argileuse de schistes broyés.

Les grandes failles sont répertoriées et numérotées (nous emploierons par la suite souvent un numéro pour désigner localement ces grandes failles)

Fig. 6 : Carte structurale du Bassin Houiller de Carmaux



◆ Orientations sur l'ensemble du bassin

SAIDESSALAM (1985) a déterminé les orientations de 332 failles à partir de plans et coupes. Il range les orientations en 4 classes:

- classe N(170-20) ayant un rejet de 0 à 148 m, (cette classe est assimilable à l'orientation que nous avons appelée (1)

- classe N(30-70) ayant un rejet de 0 à 13 m, (cette classe est assimilable à l'orientation que nous avons appelée (4)

- classe N(80-120) ayant un rejet de 2 à 166 m, cette classe est assimilable à l'orientation que nous avons appelée (3)

- classe N(130-169) ayant un rejet de 0 à 229 m, cette classe est assimilable à l'orientation que nous avons appelée (2).

Ces orientations se retrouvent généralement dans le socle (figure 6).

L'histogramme des directions de ces failles (figure 7) montre que 84 % de celles-ci sont comprises entre 130° et 170° avec une moyenne de 144° . Elles se répartissent en 60 % à regard SW et 40 % à regard NE. La rosace des pendages (figure 8) indique une moyenne d'environ 50° dans les deux cas. D'après SAIDESSALAM, ces orientations correspondraient à deux familles conjuguées de failles normales, liées à une compression du bassin (avec un angle de frottement interne des roches de 13°).

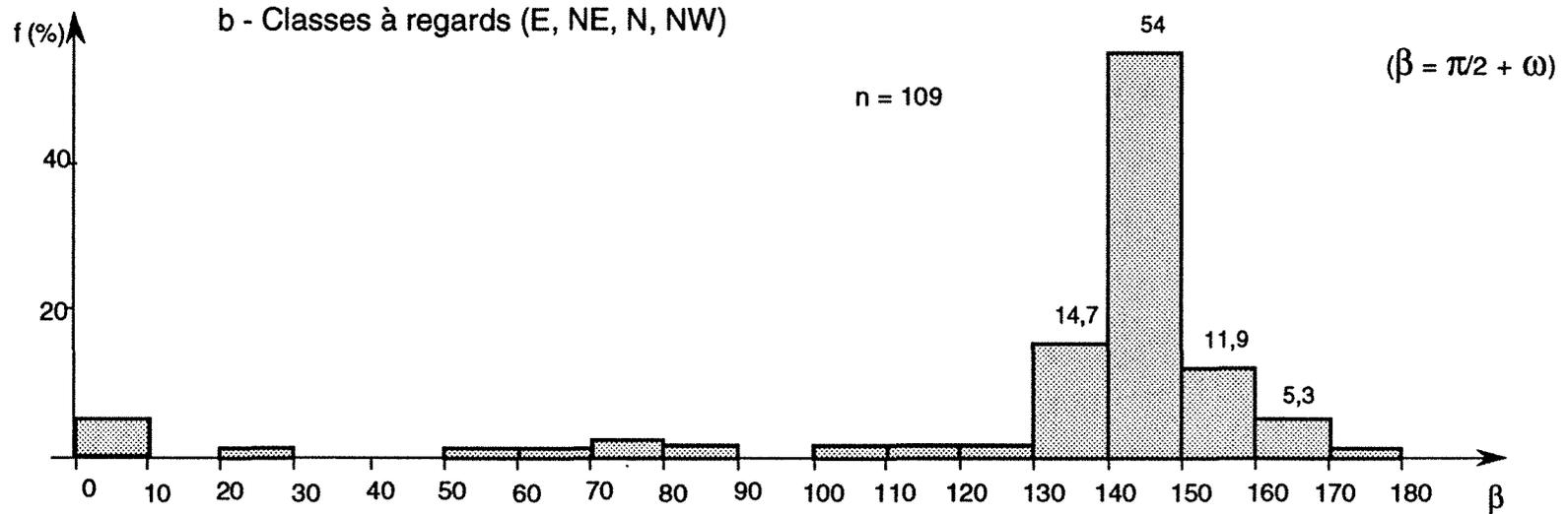
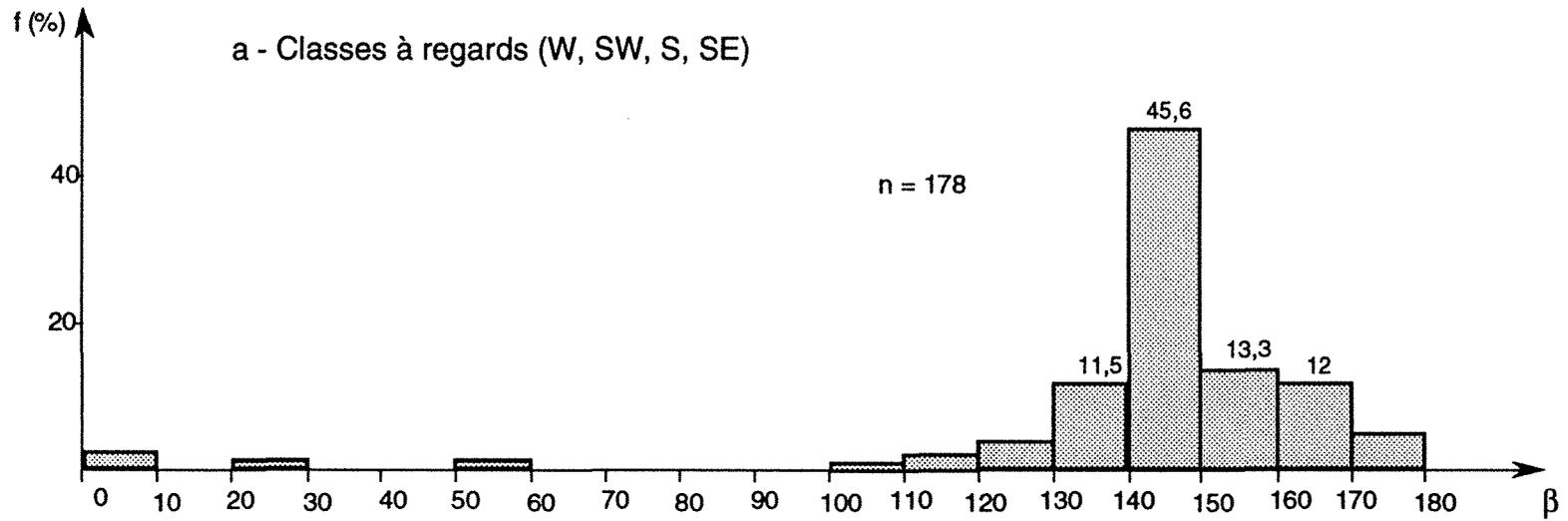
Il nous semble que ces failles N140 (figure 10), sont d'une part des failles préexistantes au Stéphaniens, d'autre part des failles apparues pendant la phase 2 et liées au jeu décrochant. Les variations de pendage de ces failles d'orientation moyenne N140 s'expliquent donc bien par la tectonique générale du bassin (cf. page précédente).

D'après SAIDESSALAM, la fréquence des failles, de direction N140, est d'environ 2 par 100 m pour la famille à regard SW et 1 par 100 m pour la famille à regard NE. Elle est beaucoup plus faible pour les autres familles.

◆ Orientations dans la cuvette de Sainte Marie

Le stéréogramme de la figure 11 représente les pôles de 45 failles situées dans la zone du stot de Sainte-Marie.

Fig. 7 : Histogrammes des directions
d'après Saïdessalam



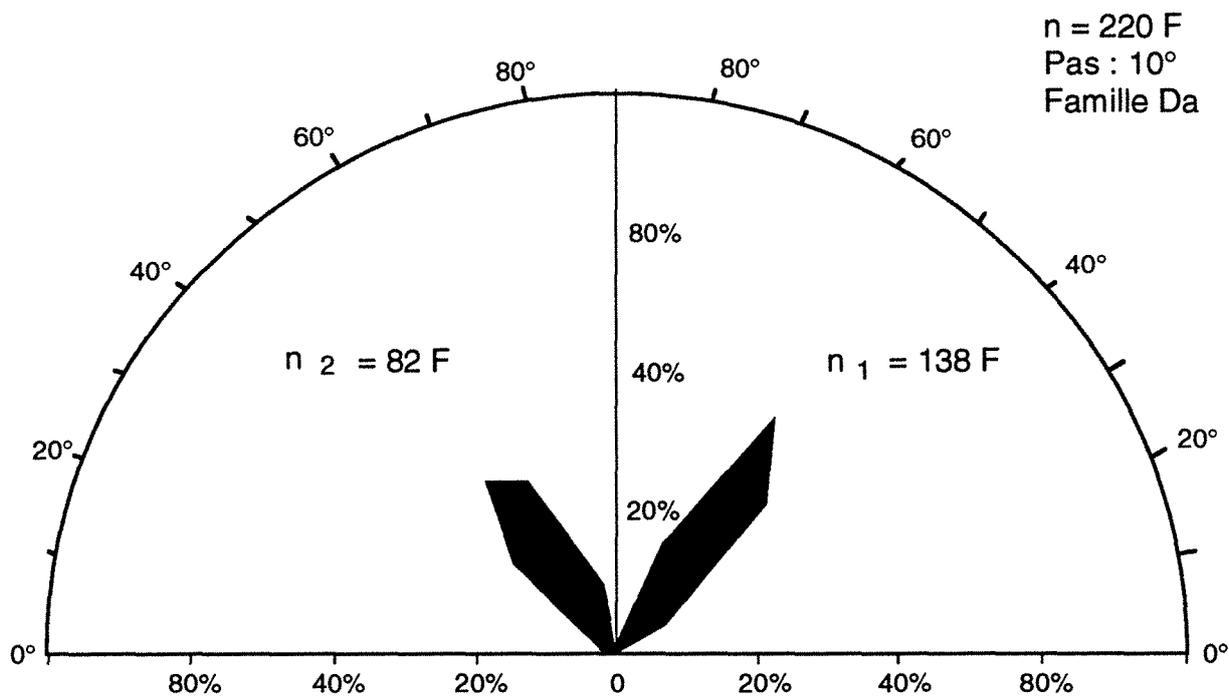


Fig. 8 : Rosace des pendages
d'après Saïdessalam

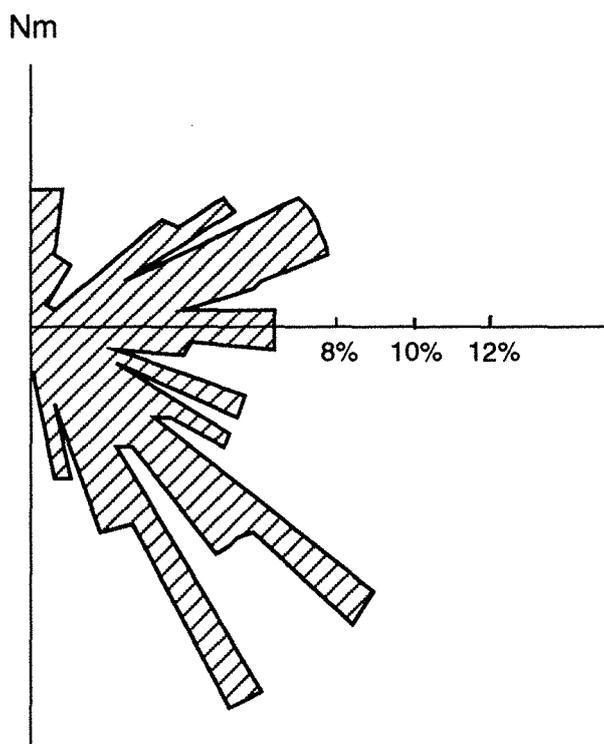


Fig. 9 : Fracturation dans le stéphanien - n = 90
Secteur de Tronquié (d'après Delsahut)

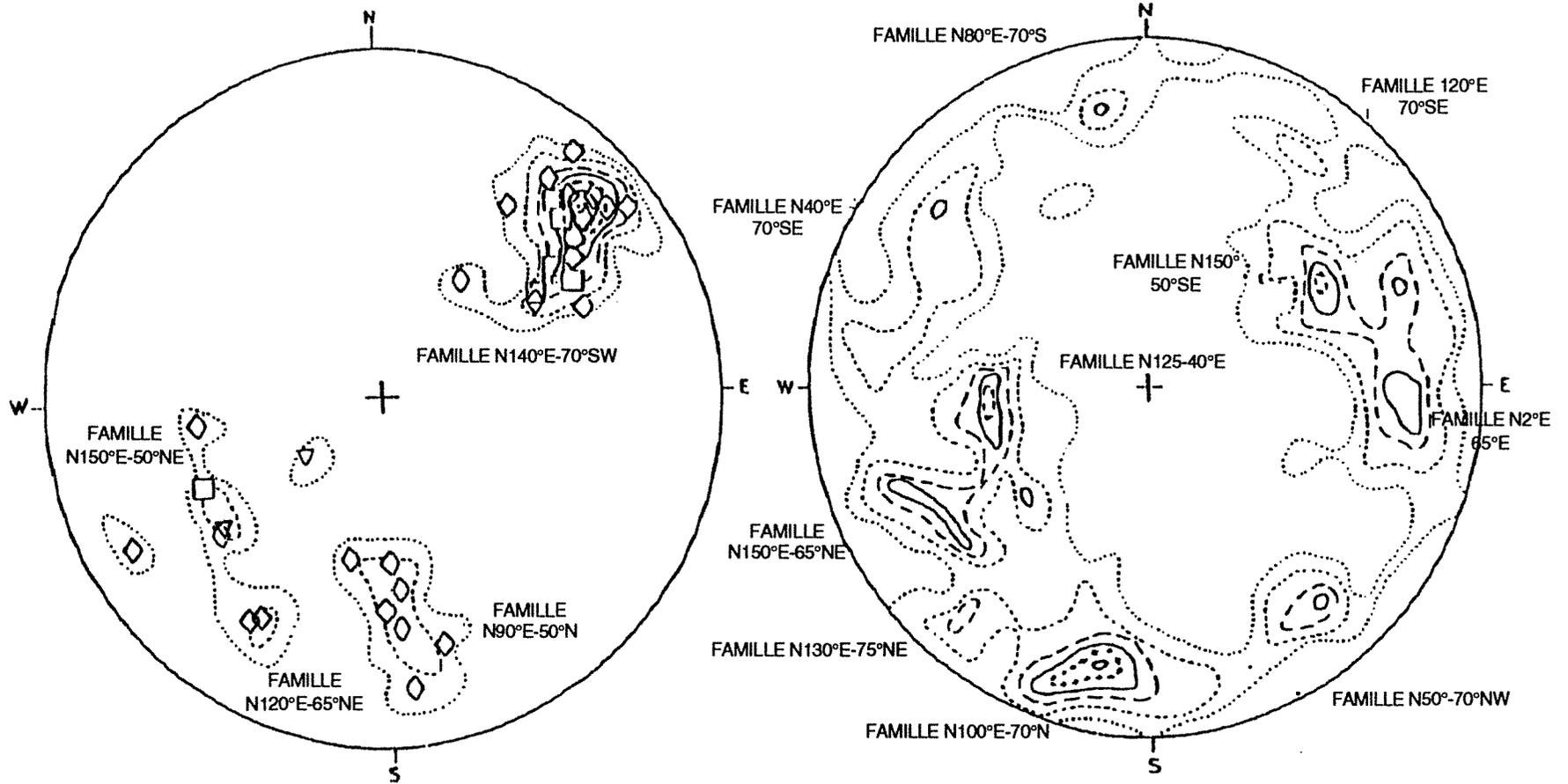


Diagramme d'isodensité des fractures
relevées dans le grand roulage
(Horst de Lentin st.0)

Diagramme d'isodensité des fractures
relevées en mines dans le stéphanien
(st.1 à 32)

Figure 10 (d'après Delsahut)

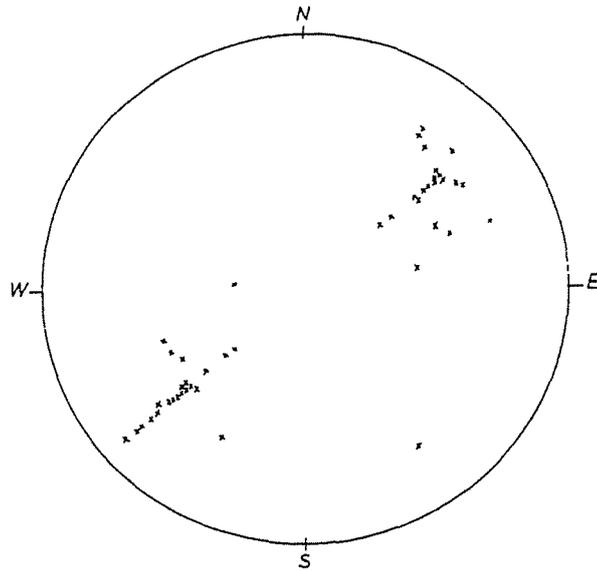


Fig.11 : Stot de Sainte Marie
45 failles relevées sur les coupes E-W
 (d'après Saïdessalam)

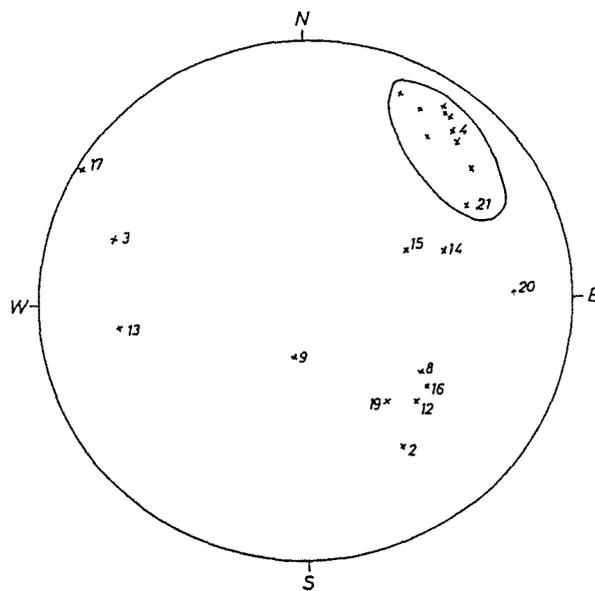


Fig.12 : La Babinière : Fractures orientées
par photogrammètrie
 (d'après D. Hantz)

La direction moyenne des deux familles principales est de 142° et leur pendage moyen de 53° vers le SW ou le NE (l'écart-type est d'environ 10° et 6 valeurs sont inférieures à 45°). En dehors de ces deux familles, on trouve une faille de direction 55° et de pendage 65° N appartenant à la famille secondaire déjà mentionnée.

** Les autres fractures*

Mises à part les grandes failles portées sur les coupes, il existe d'autres failles et des fractures de moindre longueur apparente. Ces fractures avaient été observées avant l'ouverture de la fosse Sainte Marie dans la découverte de la Babinière située au nord du bassin, dans des galeries à proximité du puits Sainte-Marie, et sur les sondages carottés S4 et S5 situés également à proximité du puits Sainte-Marie.

◆ Découverte de la Babinière

Des fractures de direction moyenne $N130^\circ$ et de pendage moyen 73° SW, recoupant le talus houiller sur toute sa hauteur d'une trentaine de mètres, ont été observées dans cette découverte. Leurs orientations, mesurées par photogrammétrie terrestre, sont représentées sur la figure 12. Leur fréquence est d'environ 20 par 100 m.

Des fractures plus petites ont été relevées à la boussole par Bonijoly et al. (1983), SAIDESSALAM et le CERCHAR (Centre d'Études et de Recherche de Charbonnages de France, devenu INERIS: Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques).

Elles ont été regroupées pour faire ressortir les orientations préférentielles (figure 13). On constate que les orientations des petites fractures sont plus dispersées que celles des fractures pluridécamétriques $N130^\circ$. On observe :

- 3 directions importantes proches de l'azimut $N130^\circ$:
 - N 132 NE 75 à SW 75 (A)
 - N 103 N 67 (B)
 - N 155 NE 62 (C)
- une autre direction importante à : N 60 SE 83 (D),
- trois orientations secondaires (E, F et G).

Les longueurs apparentes sur le talus de la découverte sont représentées sur la figure 14.

D'après Hantz (1990), les fractures NE-SW ($N60$) ont une longueur apparente moyenne inférieure à 2 m et qui dépasse rarement 20 m. Les fractures NW-SE (direction $N130$) ont une longueur apparente moyenne légèrement supérieure (environ 2 m) mais certaines d'entre elles sont pluridécamétriques (figure 14).

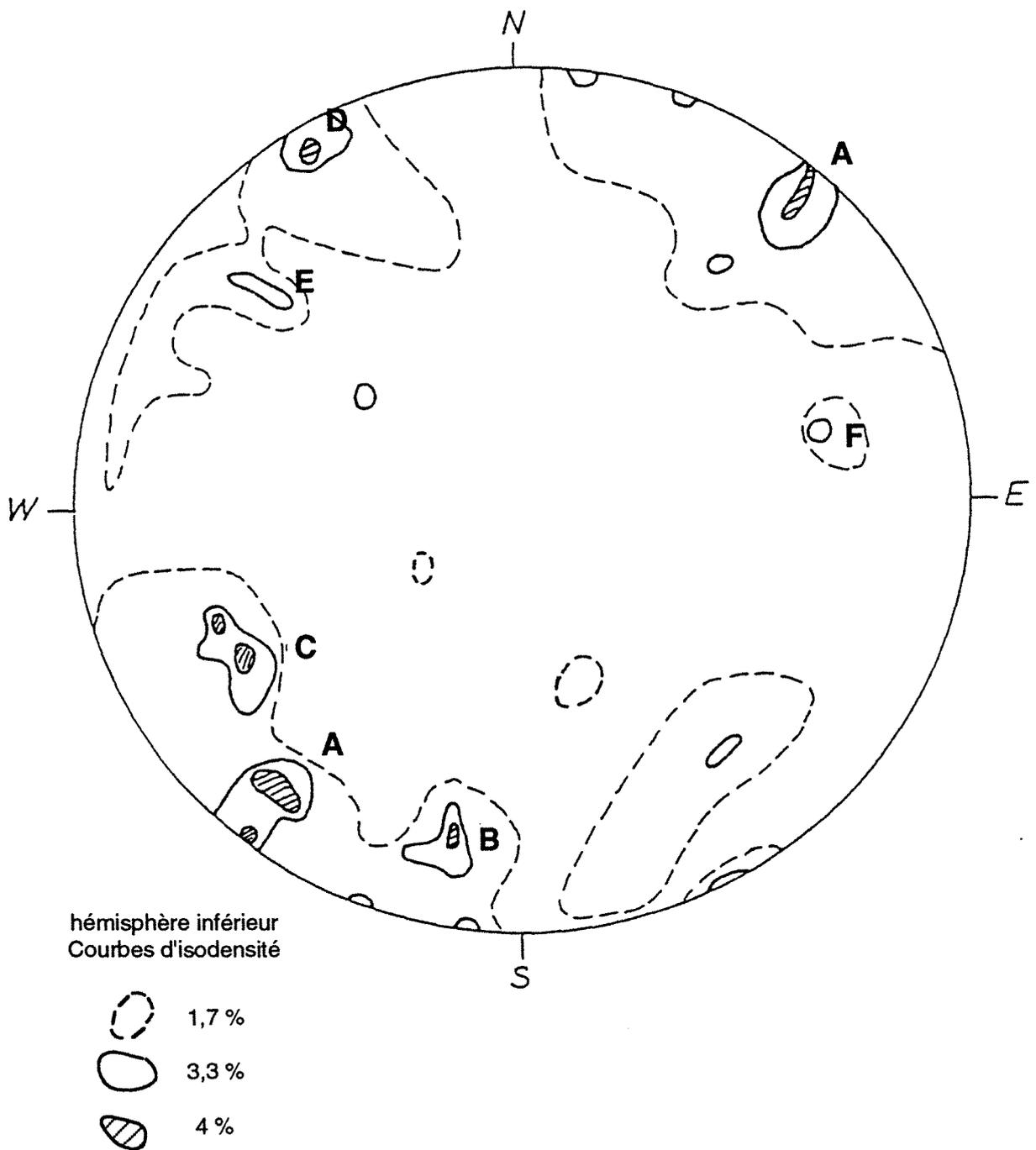
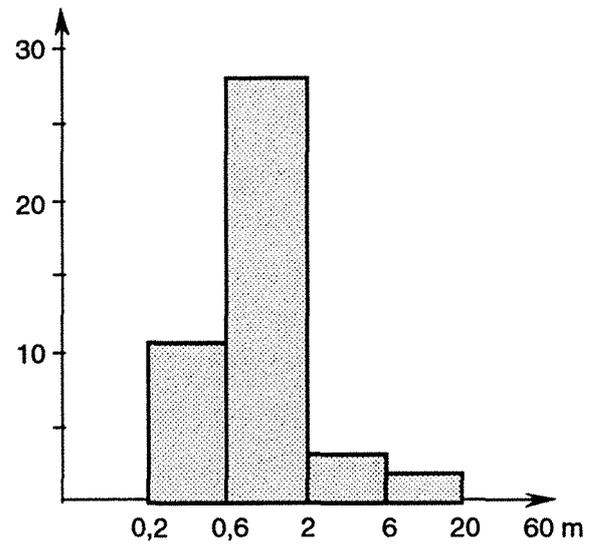
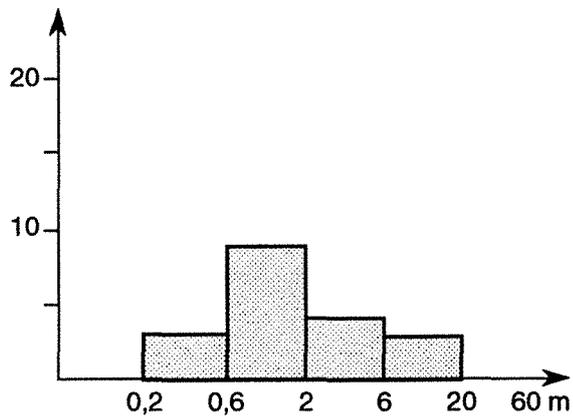
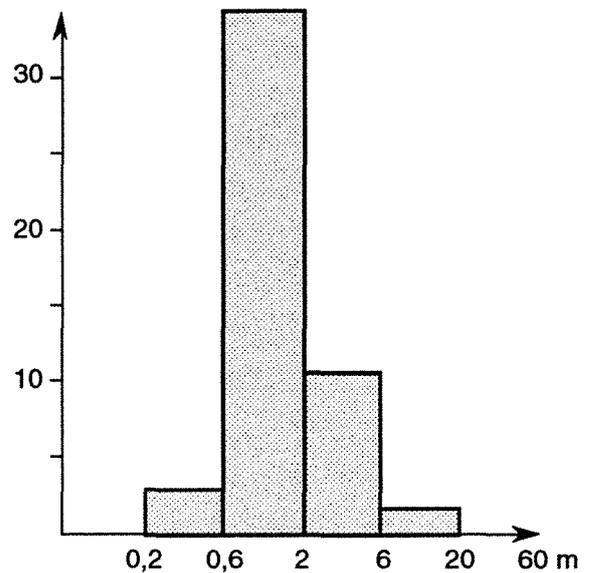
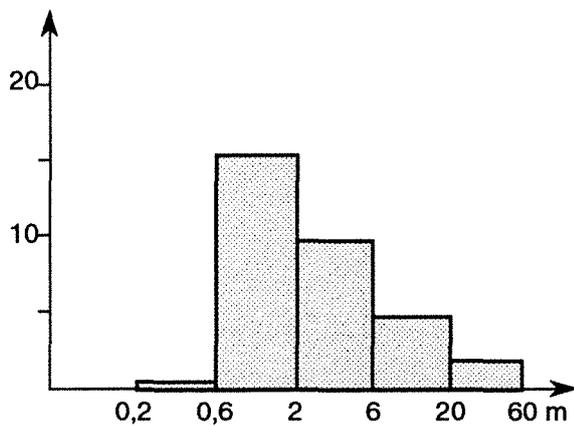


Fig. 13 : Découverte de la Babinière
 Nombre total de mesures : 119
 (d'après Hantz)



Fractures NE - SW



Fractures NW - SE

Fig. 14 : Longueur apparente des fractures relevées à la Babinière (à gauche) et au fond (à droite) d'après Hantz

◆ Fractures relevées au fond et sur les carottes de sondage

D'autres fractures ont été observées dans des galeries près des puits Sainte-Marie (101 mesures dont 11 joints de stratification) et sur des carottes provenant de deux sondages (S4 et S5) :

- le sondage S4, situé également au voisinage des puits dans une zone non exploitée entre les failles n° 40 et n° 100 (310 mesures dont 105 joints de stratification),
- le sondage S5 situé en bord de fosse (côté Est) dans une zone exploitée (veines G, H, I, 138 mesures dont 54 joints de stratification). Les mesures effectuées sur ce sondage sont assez dispersées et diffèrent totalement des orientations préférentielles qui ressortent des autres mesures.

Les orientations des fractures relevées au fond et dans le sondage S4 ont été regroupées (295 fractures au total). Les orientations préférentielles, représentées sur la figure 15, sont les suivantes, selon Hantz :

- famille 1 : N 132 SW 80
- famille 2 : N 124 NE 80
- famille 3 : N 150 subverticale
- famille 4 : N 120 SW 30

Ces 4 familles, qui correspondent à une densité de pôles supérieure à 3 % (plus de 3 % des pôles dans 1 % de la surface du cercle) sont essentiellement représentées dans les bancs de grès homogènes. Leurs directions correspondent à celles des grandes failles mais leurs pendages s'en écartent de 25° à 35°.

- famille 5 : N 70 S 84
- famille 6 : N 98 S 64
- famille 7 : N 118 S 65
- famille 8 : N 130 NE 55

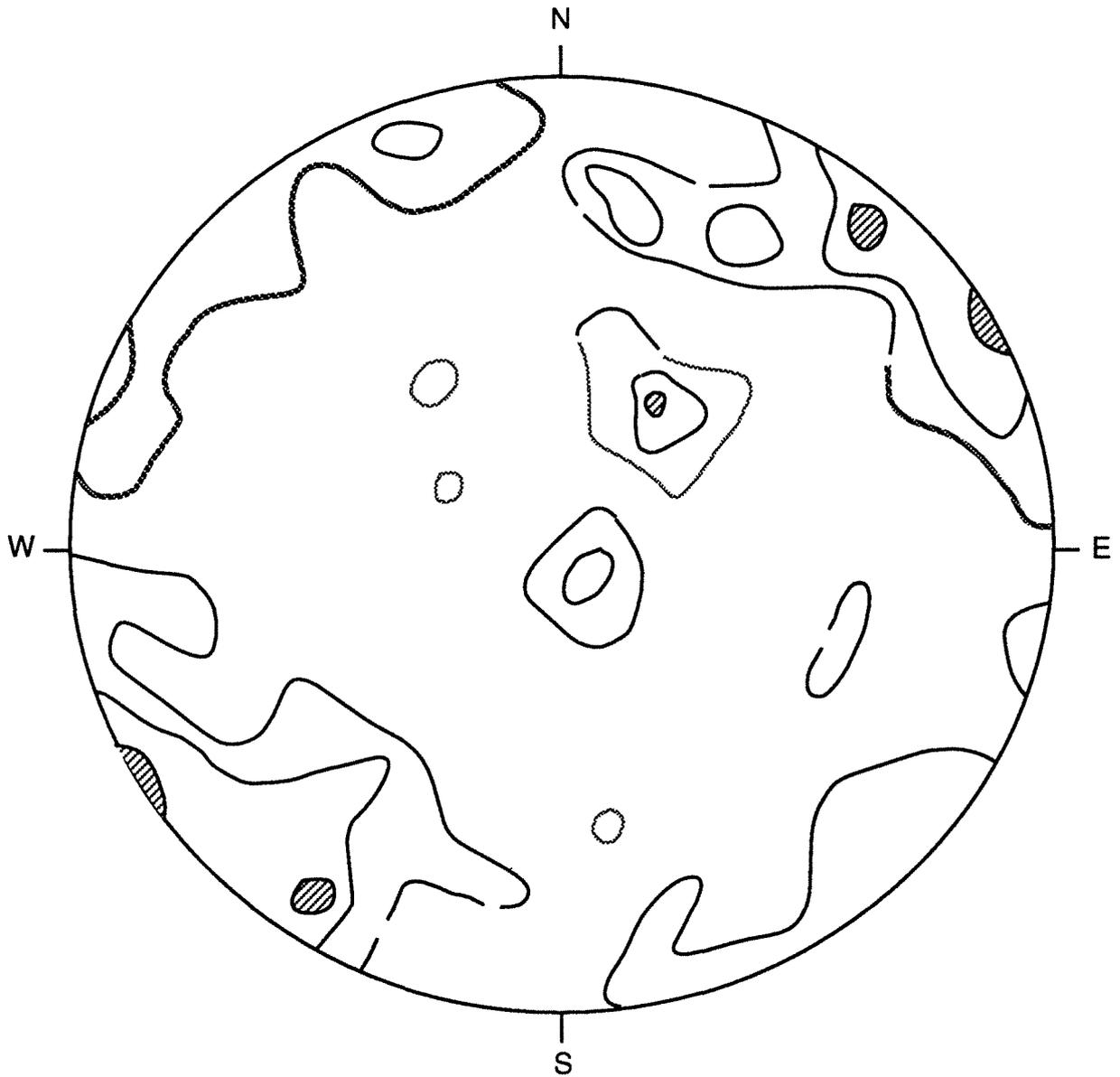
Ces familles correspondent à des densités comprises entre 2 et 3 %. L'orientation de la famille 5 se retrouve dans le socle et à la découverte de la Babinière (figure 13). Celles des familles 6, 7 et 8 sont voisines des grandes failles, d'après Hantz.

D. Hantz, a répertorié 8 familles de fractures dans l'objectif d'un calcul de stabilité des talus.

Nous pensons que d'un point de vue géologique, on peut simplifier, en réduisant ces 8 familles à 3 grandes orientations principales :

- N 140 Subvertical
- N 70 S 80
- N 120 S (0 à 30)

Les deux premières correspondent à des orientations mentionnées déjà dans les paragraphes précédents. La troisième s'écarte notablement des grandes directions déjà citées et semble plutôt proche de l'orientation de la stratification.



Projection de Schmidt, hémisphère inférieur

- ▨ > 3 %
- - - > 2 %
- > 1 %

Fig. 15 : Sondage S4 + relevés au fond - 295 fractures d'après Hantz

*** La stratification**

L'orientation des strates est connue dans le gisement grâce au modèle géologique informatisé. Celui-ci comporte une représentation des couches de charbon qui ont été introduites par numérisation de coupes espacées de 25 m et orientées Nord-Est, Sud-Ouest (perpendiculaires au réseau de failles principales).

Le pendage des couches est généralement inférieur à 30°.

Au niveau de la fosse Sainte-Marie, on a globalement un synclinal en cuvette (il n'y a pas vraiment d'axe), qui se présente comme une succession de lanières à pendage constant délimitées par les grands failles d'orientation N140.

*** Morphologie des discontinuités**

Des caractéristiques ont été observées sur les carottes des sondages S4 et S5 par le BRGM (Breton, 1986).

Les discontinuités moyennement rugueuses ou très rugueuses sont des joints de stratification ou des fractures dont les orientations sont très dispersées.

Les discontinuités lisses sont des joints de stratification ou des fractures appartenant surtout aux familles 1, 2, 3 et 4, d'après Hantz. Les discontinuités très lisses sont essentiellement des joints de stratification, dont certains ont un pendage supérieur à 30°.

Dans le sondage S4, 18 % des joints (57 sur 310) comportent un remplissage argileux (avec éventuellement de la roche locale broyée). Le pourcentage est de 16 % pour les joints de stratification et 20 % pour les fractures.

Pour le sondage S5, les pourcentages sont plus faibles (environ 5 %) ; cela est probablement dû à des circulations d'eau, favorisées par la déconsolidation des terrains consécutive aux anciens travaux . L'épaisseur du remplissage est généralement de quelques millimètres.

I.3.4 Synthèse

L'ensemble des mesures antérieures à l'ouverture de la découverte Sainte-Marie, semble montrer :

- une orientation préférentielle de direction N140 (en réalité N130 à N165) avec un pendage vers le Nord-Est ou le Sud-Ouest;

- trois autres directions moins bien marquées :

 - * Nord - Sud (N170 à N20);

 - * Est - Ouest (N80 à N120);

* Nord-Ouest - Sud-Est (N30 à N70).

Ces directions sont beaucoup plus nettes à l'échelle kilométrique (échelle de l'ensemble du bassin), qu'à l'échelle métrique (échelle des mesures sur les talus).

Ceci s'explique par deux phénomènes :

- phases tectoniques postérieures aux événements stéphaniens que nous avons décrites en détail, ont masqué, en partie, les "grandes orientations" ;

- phénomène d'échelle proprement dit qui correspond au développement de fractures secondaires (fractures de Riedel notamment) d'orientation oblique par rapport aux "grandes orientations". En effet à chaque faille sont associées des failles de dimensions plus faibles et correspondant à un éventail de directions plus large.

CHAPITRE II :

**DESCRIPTION DE LA FRACTURATION DANS LES
TERRAINS DU HOULLER**

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE LA FRACTURATION DANS LES TERRAINS DU HOULLER (FOSSE SAINTE MARIE)

Les relevés systématiques ont été réalisés dans deux buts :

- différencier la fracturation naturelle et induite et donc confronter les observations décrites en souterrain,
- prévoir d'éventuels problèmes d'instabilités liés aux discontinuités.

Nous décrirons dans un premier temps la méthodologie adoptée pour recueillir au mieux les données, puis nous tenterons de faire la synthèse des relevés effectués.

II.1 MÉTHODOLOGIE DES RELEVÉS DE TERRAINS

Notre préoccupation consistait à essayer de collecter le plus grand nombre de paramètres influençant la stabilité des gradins et d'en déduire une méthodologie permettant de connaître les données à prendre en compte pour prévoir la stabilité des talus de la découverte Sainte-Marie.

Dans l'optique de mettre en oeuvre une démarche simple, nous avons recherché des moyens d'appréciation pratique des relevés sur le site.

La méthode consiste en premier lieu à diviser les 2 premiers gradins en portions homogènes (cf. page 33) du point de vue de la stabilité, de la géologie et des facteurs d'exploitation. Celles-ci, appelée zones, sont délimitées par des points de repère Ai, Bi. (figure 16).

Les mesures effectués dans la découverte peuvent se répartir en deux catégories :

- les observations concernant l'état de stabilité des gradins et les facteurs qui le déterminent (facteurs géologiques et d'exploitation),
- les mesures de géologie structurale (description de la fracturation).

Les données à relever pour chaque zone sont donc :

- description géométrique
- facteurs d'exploitation
- facteurs lithologiques
- description des ruptures
- relevés structuraux (mesure systématique des discontinuités rencontrées le long du gradin à hauteur d'homme).

Pour faciliter la collecte des données et son bon déroulement, nous avons mis au point des fiches qui ont été remplies sur le site (fiches 1 à 5).

En ce qui concerne la géologie structurale, la position des discontinuités à relever le long du gradin est mesurée à partir des points de repère délimitant les différentes portions de gradin décrites précédemment, à l'aide d'un décamètre posé au sol au pied du gradin. On notera dans ce cas :

- la nature de la discontinuité (joint de stratification, faille, fracture, diaclase),
- l'azimut et le pendage à l'aide d'une boussole de géologue,
- la longueur apparente,
- la rugosité des épontes (description préconisée par l'AFTES),
- la nature et l'épaisseur du remplissage (traces d'écoulement, oxydation),
- l'ouverture (due à l'excavation de la fosse ou préexistante),
- la nature des épontes (les roches qui peuvent être rencontrées),
- l'estimation grossière de leur résistance à l'aide d'un marteau,
- l'écoulement éventuel d'eau dans la discontinuité (estimation du débit).

Dans notre cas, cette application concerne les deux premiers gradins de la partie houillère de la découverte de Sainte-Marie à Carmaux. On entend par gradin une séquence d'approfondissement de la fosse, cette séquence est constituée d'une surface inclinée ou verticale et d'une surface horizontale. Ces surfaces sont respectivement appelées front, et banquette ou risberme (vocabulaire de l'exploitation à ciel ouvert, S.I.M., 1987). La longueur du gradin atteint le périmètre de la fosse. Il en résulte dans ce cas, tout au long du gradin, une hétérogénéité de structure géologique d'une part, de géométrie et d'état de stabilité d'autre part.

DESCRIPTION GEOMETRIQUE

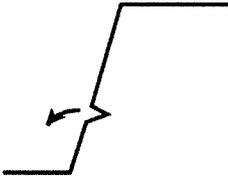
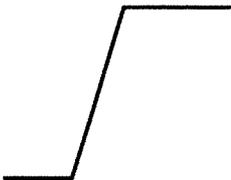
ZONE : B6 - B7

DATE : 06.07.89

OBSERVATEURS : HADADOU - RODE - GARRIGUES

COTE DU PIED DU GRADIN : 165

COTE DU SOMMET : 171

	ETAT ACTUEL	ETAT INITIAL
HAUTEUR DU GRADIN	6 m	6 m
PENTE DU GRADIN	80°	80°
LARGEUR BANQUETTE SUPERIEURE	3,5 m	3,5 m
VISIBILITE DU PREDECOPAGE	30 %	30 %
STABILITE	Décollement de bloc au pied et rupture en dièdre au centre de la zone	-
CISAILLEMENT	-	-
TAILLE DES BLOCS EBOULES. DIMENSION DU PLUS GROS BLOC	Petits bloc de $\approx 10^{-3} \text{ m}^3$	-
SCHEMA DESCRIPTIF		

Fiche n° 1

FACTEURS D'EXPLOITATION

GRADIN : B

ZONE : B6 - B7

DATE : 05.07.89

CARACTERISTIQUES DU PREDECOPAGE :

- * Distance entre trous : 70 cm
- * Diamètre des trous : 89 mm
- * Inclinaison des trous : 85°
- * Charge : cordon 70 g / m

CARACTERISTIQUES DU TIR :

- * Tir en masse Prédécoupage Tir amorti
- * Maille : en ligne
- * Charge par retard : non
- * Date du tir : environ 10.04.89

ENGIN UTILISE POUR PURGER : Pelle retro - Pelle en bute

DATE DE DEGAGEMENT DU GRADIN (chargement des matériaux abattus) :

du 12.04.89 au 02.06.89

Fiche n° 2

DESCRIPTION DES RUPTURES

ZONE : B6 - B7

DATE DE LA RUPTURE : 20.07.89

VOLUME APPROXIMATIF : environ 7 m³

CAUSE PRESUMEE : Zone très fracturée - Fortes précipitations le jour de la rupture

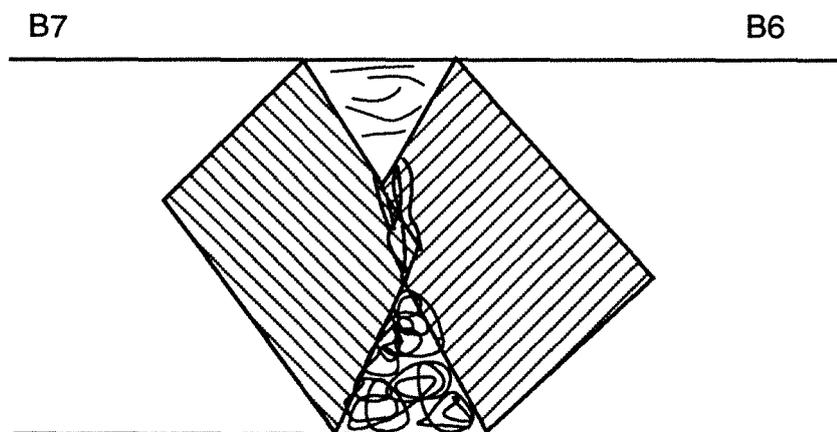
CONSEQUENCES ET MESURES PRISES PAR L'EXPLOITANT : Aucune

CINEMATIQUE DE LA RUPTURE (BRUTALE OU PROGRESSIVE, SIGNES PRECURSEURS,...)

Apparemment brutale - à la date du 05.07 → stable

DESCRIPTION DES SURFACES DE GLISSEMENT OU DE DECOLLEMENT :
Rupture en dièdre. Surfaces très lisses. Plans de glissement très nets

SCHEMA DESCRIPTIF : (dimensions, pendages, ...)



Fiche n° 4

RELEVES STRUCTURAUX

OBSERVATEURS : RODE - GARRIGUES - HADADOU

Date : 06.07.89

UE : Tarn

Fosse Sainte Marie

Ligne de mesure : numéro : Zone B6 - B7

Origine : B6

x :

y :

z :

Pied = 165

Sommet = 171

Direction : N 89°

Plongement : 0

Situation : Flanc Est

L B7-B6 = 12,2 m

Numéro	Distance	Type	Azimut	Pendage	Extension	Espacement	Remplissage	Ouverture	Eau	Rugosité	Lithologie	Dureté	Lithologie	Dureté
1	1,8	FRA	62	85NW	4m	-	oxyd	-	-	O.R	Grès	R2		
2	2,1	FRA	170	50E	4m	0,5	"	-	-	"	"	"		
3	2,1	FRA	"	"	"	"	"	-	-	"	"	"		
4	"	"	"	"	"	"	"	-	-	"	"	"		
5	"	FAI	"	"	"	"	"	-	-	"	"	"		
6	3,1	FRA	170	66E	4m	0,5	arg rou	-	-		Grès	R2		
7	6,9	FRA	160	80SW	5m	-	-	1cm	-	O.R	Grès	R2		
8	7,0	FRA	75	60SE	2m	-	-	-	-	O.R	Grès	R2		
9	8,7	FRA	155	75W	-	1	arg ocre	-	-	O.R	Grès	R2		
10	8,7	FRA	65	80NW	3m	1	"	0,2cm	-	O.R	Grès	R2		
11	8,7	FRA	105	65N	-	-	"	0,2	-	O.R	Grès	R2		
12	10	FRA	65	80NW	3m	1	"	-	-	O.R	Grès	R2		
13	11,3	FRA	115	60NE	gradin	-	-	-	-	O.R	Grès	R2		
14	11,6	FRA	95	80S	gradin	1,5	arg ocre	0,2	-	O.R	Grès	R2		

Fiche n° 5

II.2 TRAITEMENT STATISTIQUE DE LA FRACTURATION

II.2.1 Orientation de la fracturation

Nous rappelons que notre étude structurale concerne les deux premiers gradins de la série houillère de la découverte de Sainte-Marie, nommés respectivement A et B (figure 16).

Nous avons effectué 309 mesures de discontinuités sur le gradin A et 255 mesures sur le gradin B, soit au total 564 mesures.

Remarques : - nous appelons "faille" une surface de rupture d'importance cartographique à l'échelle de la découverte qui se caractérise par un mouvement,
- nous appelons fracture, une discontinuité décimétrique à décamétrique et à manifestations périodiques.

Ces définitions ne correspondent pas à celles habituellement utilisées en géologie où le terme faille recouvre toutes les discontinuités avec rejet (nos "fractures" peuvent être des failles d'un point de vue géologique).

Tous les relevés ont été traités à l'aide des logiciels Schmidt-Mac et FSTAT, utilisables sur micro-ordinateur APPLE type Macintosh. Schmidt-Mac (Pêcher, 1990) permet de regrouper et visualiser la projection stéréographique des pôles des discontinuités. FSTAT permet d'effectuer un traitement statistique des orientations de fractures et des espacements entre les discontinuités.

Les informations sur les fractures sont rentrées dans des fichiers alphanumériques et sont ensuite traitées par Schmidt-Mac et FSTAT.

* En premier lieu, nous avons donc regroupé dans un canevas de Schmidt (projection inférieure), à l'aide du logiciel Schmidt-Mac (figure 17), l'ensemble des mesures, afin d'avoir un aperçu général sur l'orientation de la fracturation. Ce canevas ne permet pas de dégager des orientations préférentielles. Les figures 18 et 19 représentent la projection stéréographique des discontinuités rencontrées respectivement sur les gradins A et B. Sur ces derniers, il nous est encore difficile de distinguer des orientations préférentielles.

Il est à signaler que sur le terrain, nous arrivons à distinguer trois familles de fractures et une stratification par observation visuelle :

- La stratification est orientée N30° SW 20° - 40°, c'est à dire que sur le flanc sud, cette dernière est pratiquement sans influence vis à vis de la stabilité et sur le flanc est, elle est défavorable.

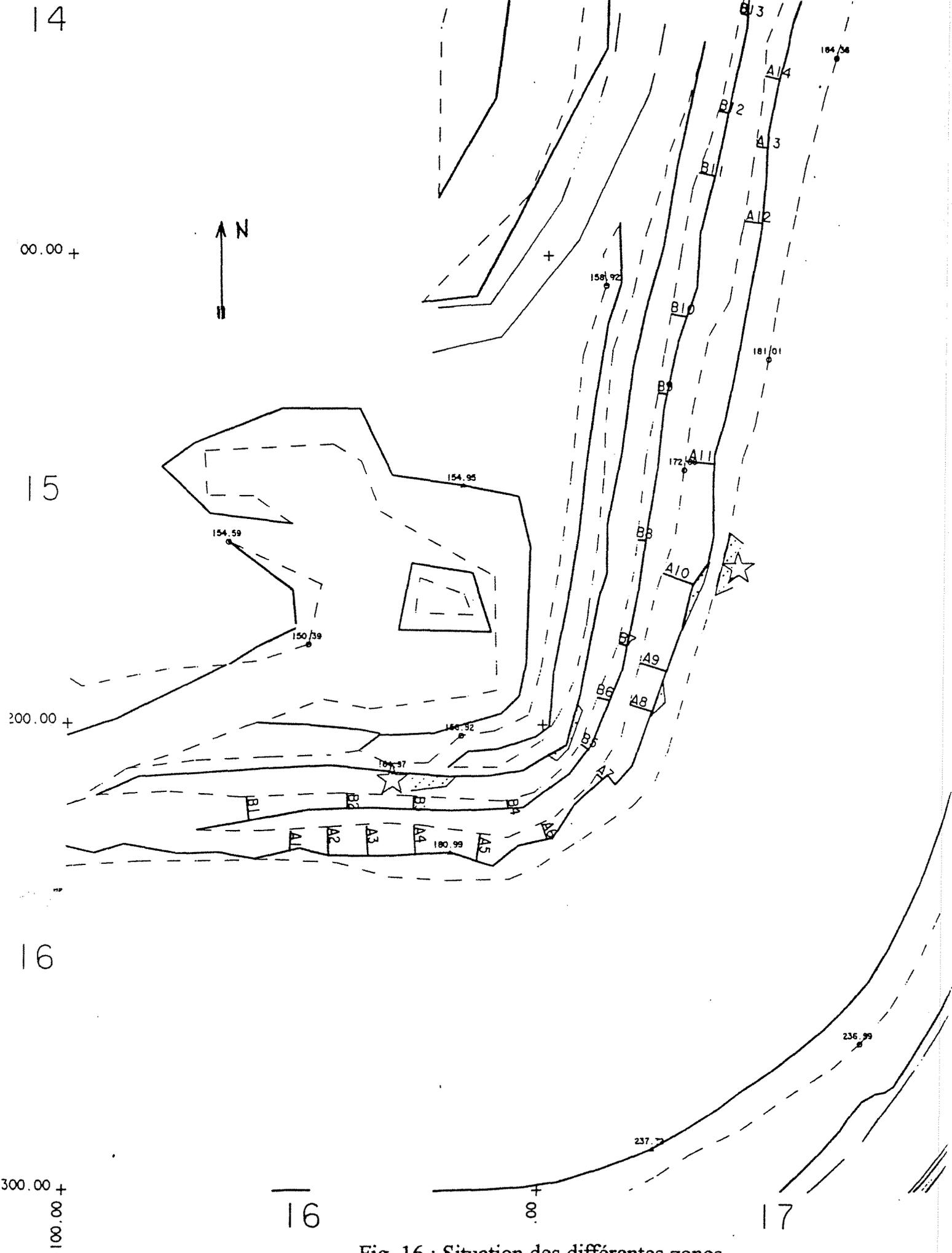


Fig. 16 : Situation des différentes zones

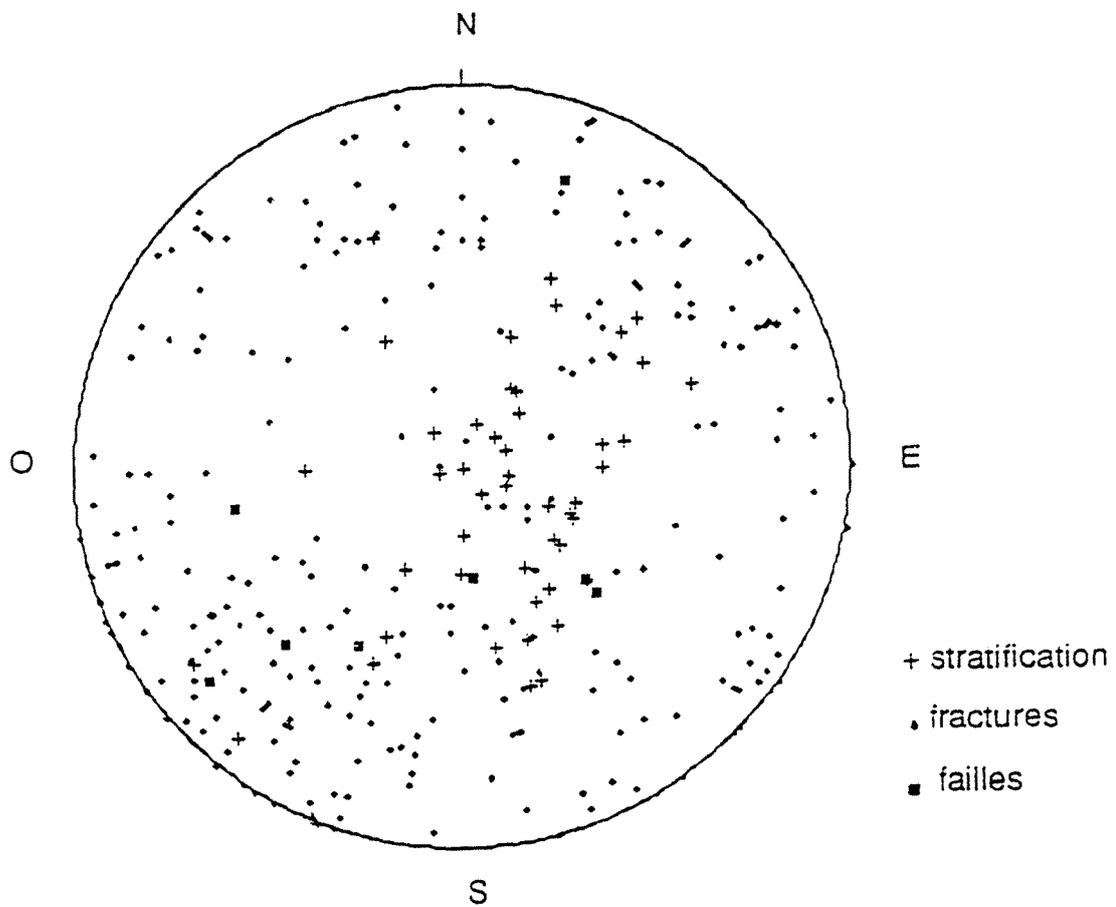


Fig. 17 : Représentation sur diagramme de Schmidt de l'ensemble des relevés

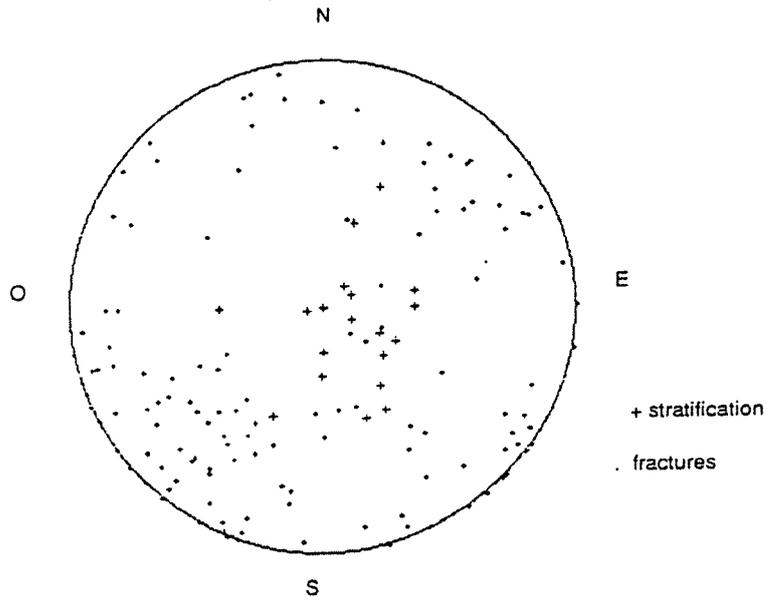


Fig. 18 : Représentation sur diagramme de Schmidt des relevés sur la gradin A

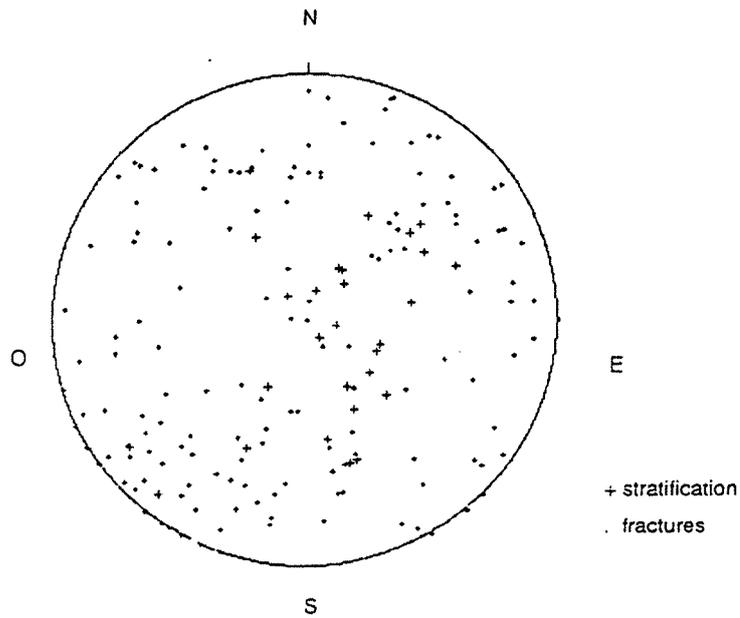


Fig. 19 : Représentation sur diagramme de Schmidt des relevés sur la gradin B

- La première famille de fractures subverticales (observée de visu) est orientée N120 (pendage variant de 60° à 90° vers le Nord ou vers le Sud), avec un espacement métrique.

Ces fractures recoupent toute la zone d'étude. Sur le flanc est de la fosse, on observe d'autres fractures orientées N100 verticales que l'on peut assimiler à la même famille mais qui forment un système croisé (risques de rupture en dièdres) (figure 20).

- La seconde famille observée, de pendage subvertical, qu'on retrouve sur le flanc Est est orientée N60, et sur le flanc Sud N45, ce qui démontre la continuité latérale de la fracturation. La présence d'une grande faille explique le changement d'orientation sur les deux flancs Est et Sud (cette faille est pratiquement située à l'angle sud-est de la fosse).

- La troisième famille est orientée N160-170 subverticale de pendage.
Elle se compose d'une faille et de fractures secondaires (figure 20).

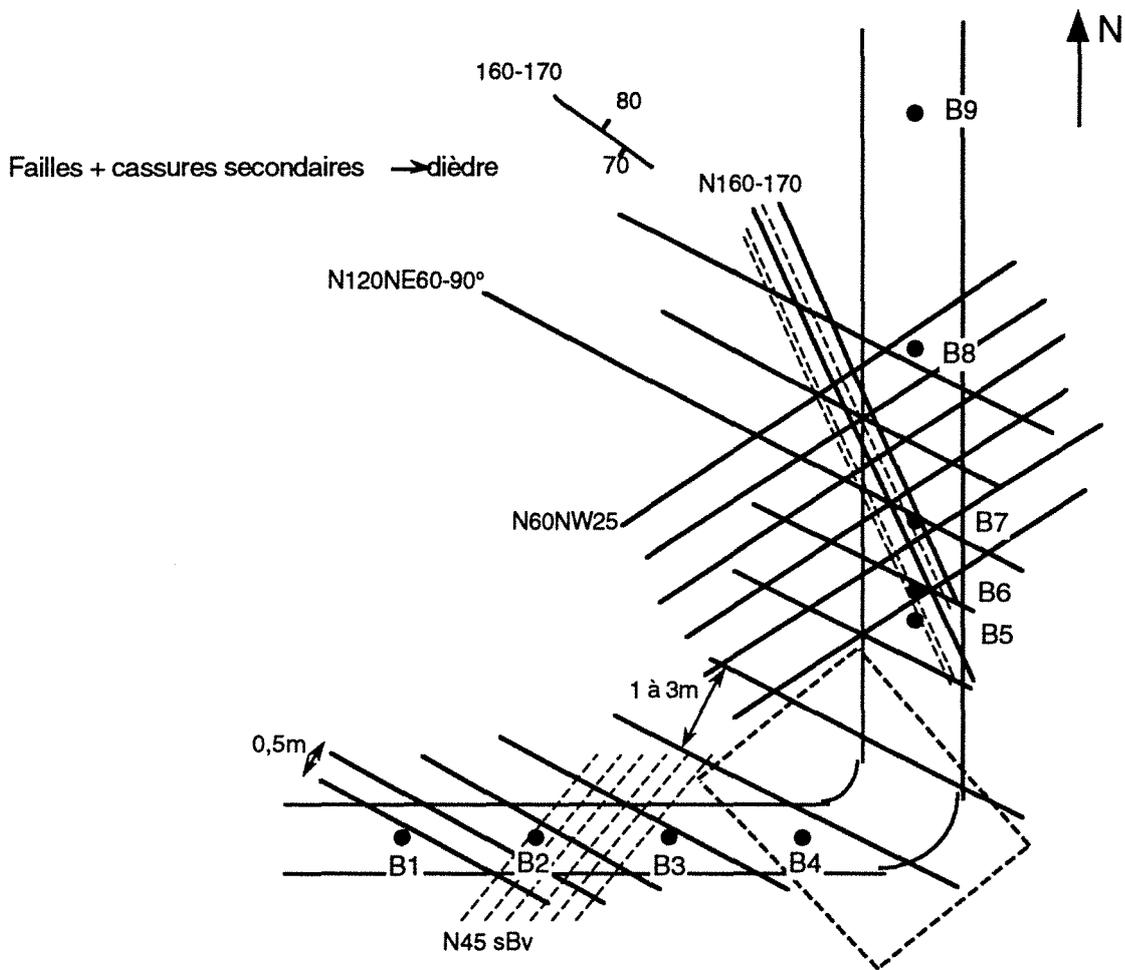
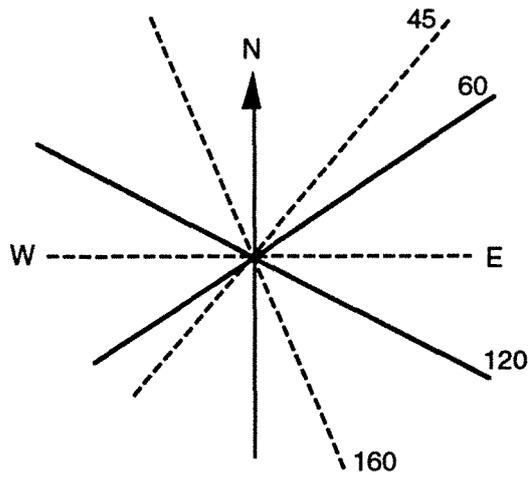


Fig. 20 : Synthèse de la fracturation

* En second lieu, n'ayant pas pu déduire des familles préférentielles de la première représentation stéréographique de l'ensemble des mesures, nous avons procédé à une analyse par tranches verticales (tableau 2). Nous considérons les mesures prises sur une ou deux zones du gradin A, que nous associons à celles prises sur une ou deux zones du gradin B à la verticale. Une tranche est donc constituée d'une ou deux zones du gradin supérieur ajoutée à 1 ou 2 zones du gradin inférieur situé sur la même verticale.

Tranches	Zones	Orientations des Familles
1	A1+A2+B1	N33 E 86 N131 NE 89
2	A3+B2	N31 W 84 N137 E 76
3	A4+A5+B3	N30 E 89 N137 E 71
4	A6+B4	N128 N 81
5	A7+B5	N55 NW 75 N144 E 65
6	A8+B6	N77 N 69 N167 E 68
7	A9+B7	N87 S 87 N160 E 64
8	A10+B8	N62 N 88 N149 E 60
9	A11+B9+B10	N149 W 58 N128 N 76
10	A12+B11	N135 W 65 N116 N 52
11	A13+B12	N66 S 51 N128 S 52 N65 N 43 N129 N 63 N25 E 77
12	A14+B13	N45 W 78 N59 S 55 N157 W 62 N130 N 72

Tableau 2 - Répartition des familles de fractures par tranches verticales (combinaison de zones)

Cette analyse nous a donné les résultats suivants :

Il existe deux familles de fractures pratiquement sur chaque tranche.

Parmi toutes ces familles de fractures, nous retrouvons des orientations moyennes identiques dans des tranches différentes que nous pouvons regrouper (figure 21) :

- Famille 1 : N140 NE 80
- Famille 2 : N50 NW 87

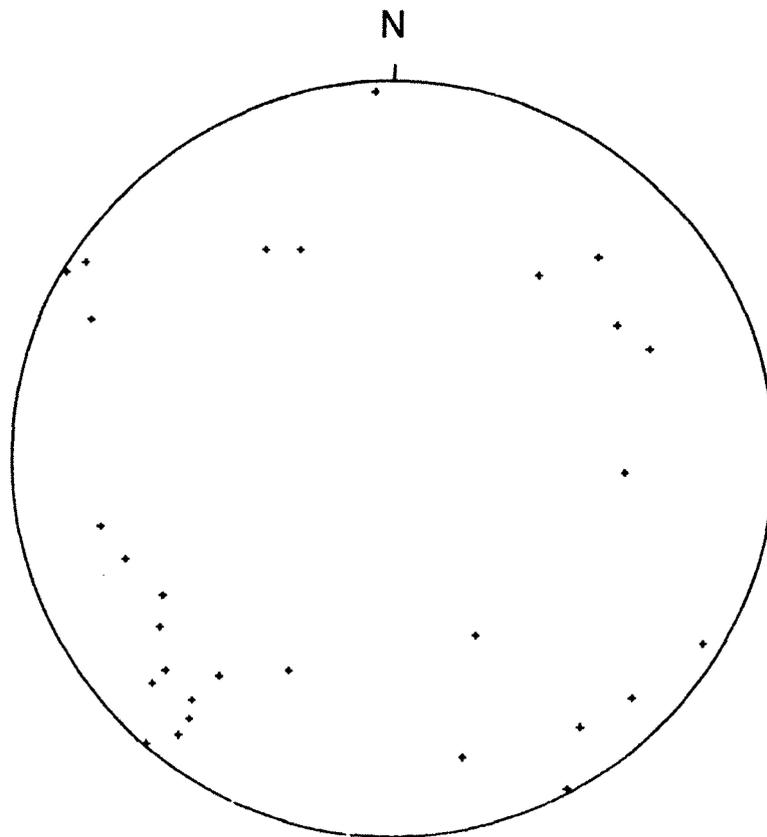


Fig. 21 : Représentation sur le diagramme de Schmidt de la fracturation issue de la répartition par tranche (familles répertoriées dans le tableau 2)

Nous avons par la suite tenté de distinguer la grande fracturation de la petite fracturation. Nous avons pour cela choisi arbitrairement une longueur apparente pour les différencier : les fractures dont la longueur apparente était supérieure ou égale à 4 m sont classées parmi la grande fracturation et celles inférieures à 4 m, parmi la petite fracturation. Les gradins du houiller ont une hauteur de 6 m.

La représentation des petites et grandes fractures sur diagramme de Schmidt est présentée respectivement sur les figures 22 et 23.

Sur la figure 22 il est difficile de distinguer des orientations préférentielles au sein de la petite fracturation, vue la dispersion considérable des points.

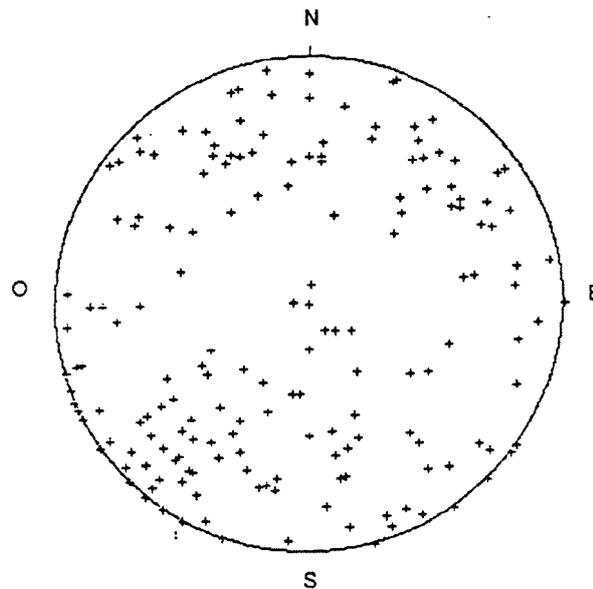


Fig. 22 : Représentation sur diagramme de Schmidt de la petite fracturation (extension < 4m)

Sur la figure 23 on remarque que la dispersion est beaucoup moins importante, on peut discerner 2 familles de fractures (N130 - N 170, et N40 - subvertical).

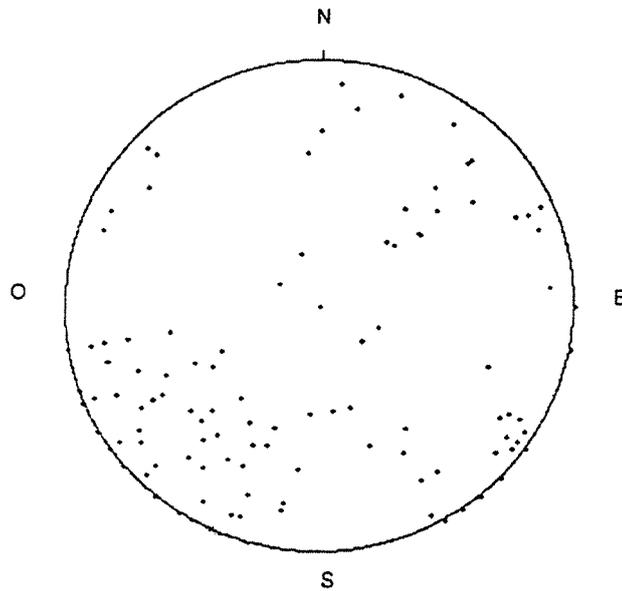


Fig. 23 : Représentation sur diagramme de Schmidt de la grande fracturation (extension > 4m)

La représentation stéréographique de la stratification est plus lisible. Nous observons une orientation préférentielle d'une seule famille dont les points sont regroupés pratiquement tous au centre du canevas (figure 24). La dispersion est quand même assez importante. Ceci peut être attribuable au compartimentage par les grandes failles.

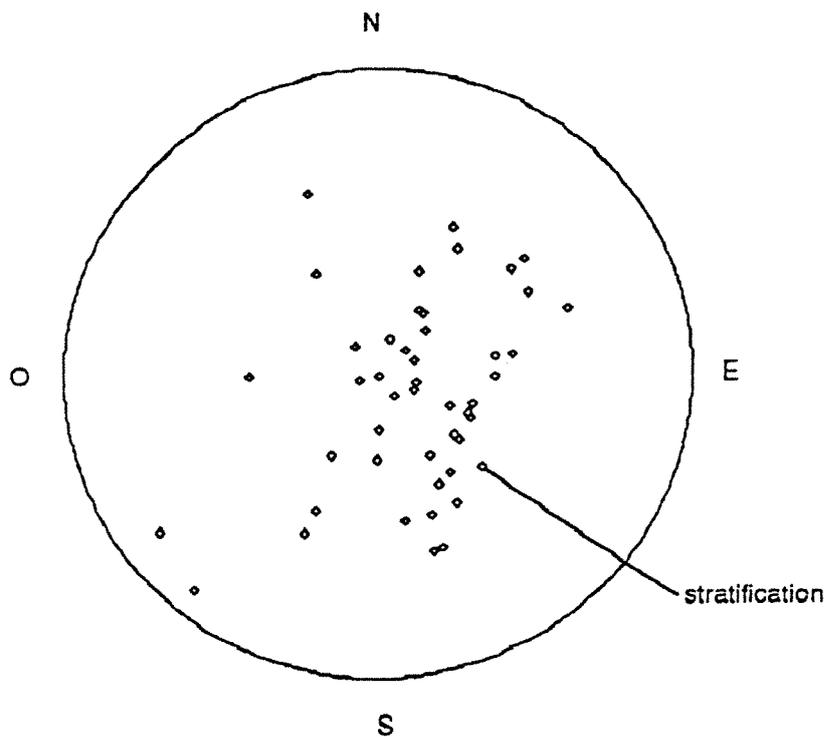


Fig. 24 : Représentation sur diagramme de Schmidt de la stratification

Si nous comparons les figures 23 et 24, nous constatons qu'il y a peut-être eu quelques confusions entre les mesures de stratification et de fracturation. Certaines fractures ont des pendages très faibles et proches de la stratification; ces mesures de "fractures" correspondraient donc plutôt à de la stratification. De même les mesures de stratification à fort pendage sont un peu étonnantes. Elles s'expliquent, soit par une confusion entre fracture et stratification (confusion possible dans un milieu très fracturé et pour des points difficile d'accès), soit par une mesure très locale de la stratification : en effet nous avons observés des pendages très variables localement, liés à une stratification entrecroisée.

En dernier lieu, nous avons analysé la fracturation observée par compartiments. On appelle compartiment une région délimitée par 2 failles principales.

Dans notre étude, nous considérons 2 compartiments (figure 25) :

- 1 compartiment situé au flanc Sud de la fosse (orienté N85). Délimité à l'Ouest par une faille (n° 30) orientée N140 NE 60, et à l'Est par la faille n°60 orientée N130 NE 45.
- 1 compartiment sur le flanc Est orienté N5 , délimité au Sud par la faille n°60, et au Nord par la faille n°40 orientée N150 SW 55°.

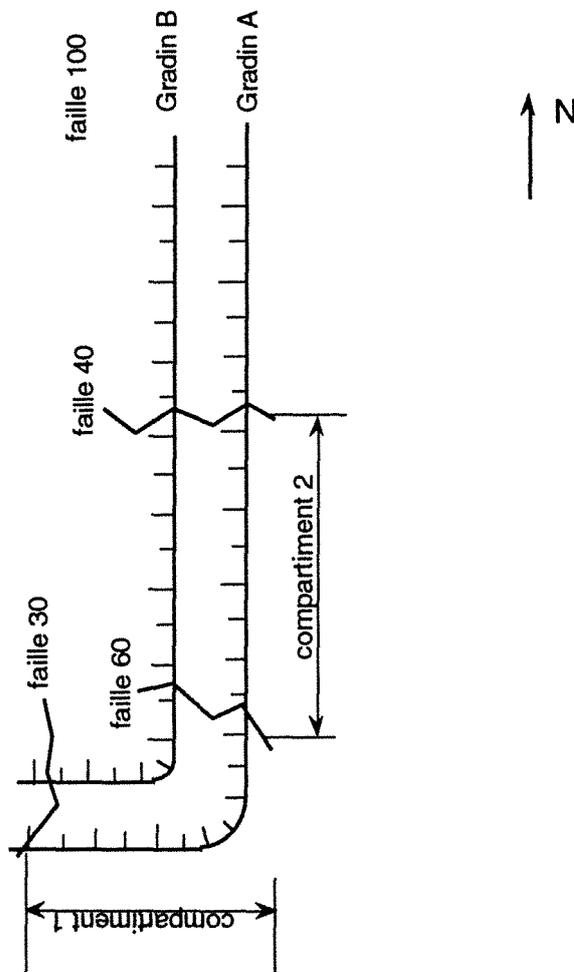


Fig. 25 : Croquis présentant les 2 compartiments

En procédant ainsi, on obtient les orientations des familles suivantes :

- ◆ Compartiment 1 - gradin A : N 24° E 88°
N 126° S 77°
N 161° W 72°
- gradin B : N 35° E 89°
N 122° S 86°

Dans le compartiment 1, on trouve 3 familles (2 familles identiques sur les gradins A et B et 1 famille plus représentée sur le gradin A).

Famille 1 : N30° E 89°
Famille 2 : N120° S 80°
Famille 3 : N160° W 70°

- ◆ Compartiment 2 - gradin A : N 30° E 90°
N 130° S 70°
- gradin B : N 110° S 90°
N 160° W 75°
N 75° S 85°

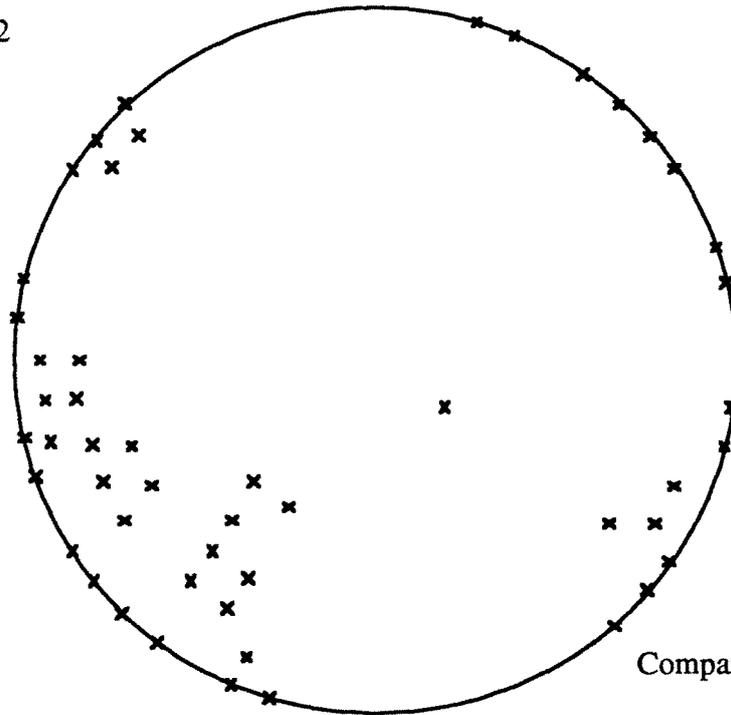
Dans ce compartiment on retrouve 3 familles déjà observées dans le compartiment 1 (flanc Sud) qui sont :

- N 30° E subvertical
- N 110-120° S
- N 160° - W 70-75°

et une nouvelle famille que nous n'observons pas sur les gradins du compartiment 1 et qui est N 75° S 85°, (figures 26 et 27).

Orientations des familles obtenues

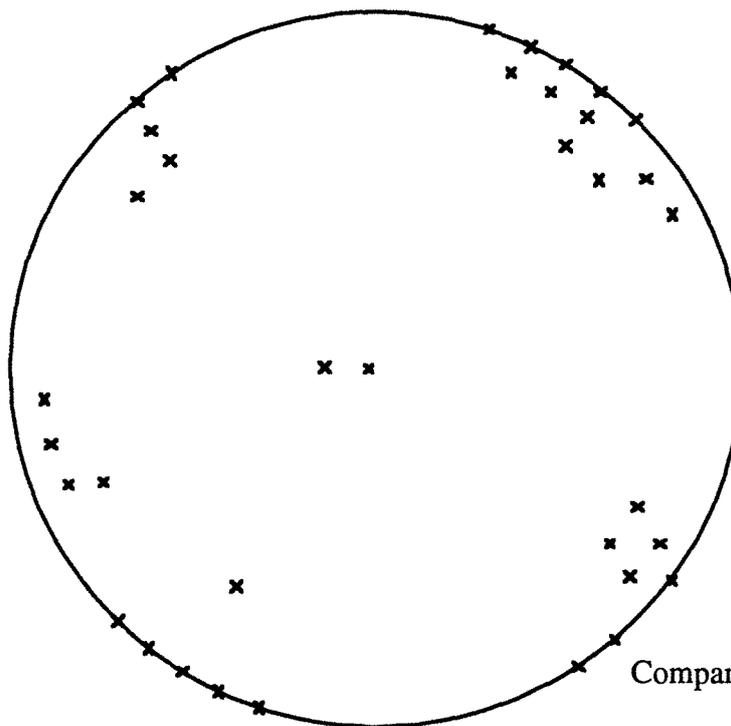
- 24 E 88
- 126 S 77
- 161 W 72



Compartment 1, gradin A

Orientations des familles obtenues

- 35 E 89
- 122 S 86

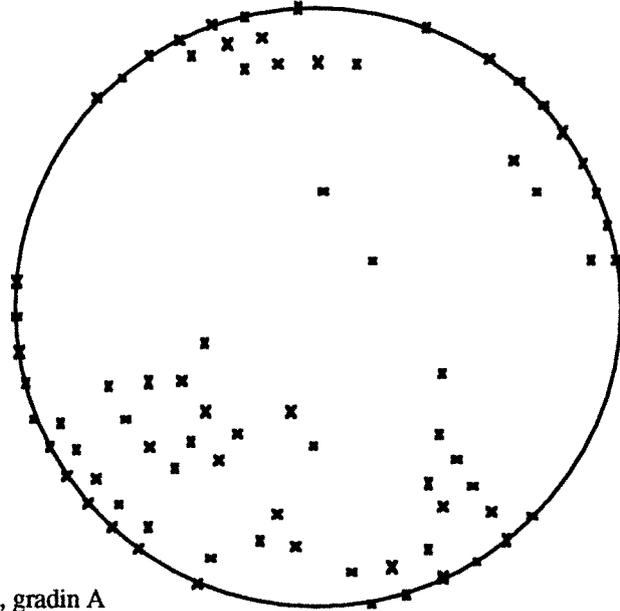


Compartment 1, gradin B

Fig. 26 : Représentation sur diagramme de Schmidt de la fracturation du compartiment 1

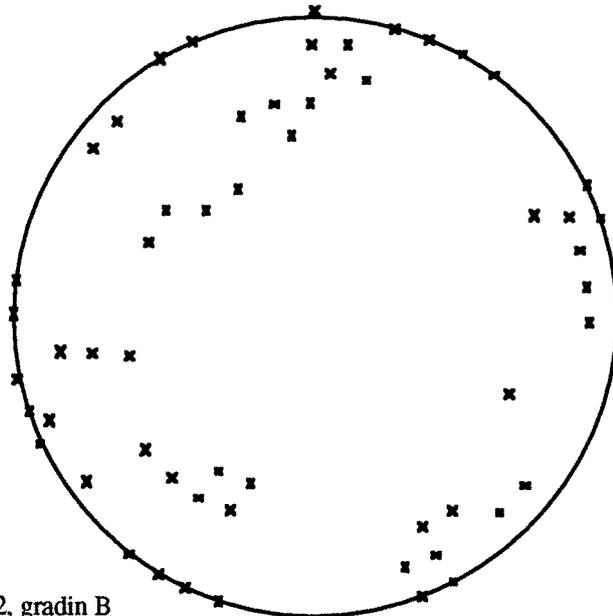
Grâce au logiciel FSTAT, nous obtenons les paramètres représentatifs que sont le plan moyen, la moyenne et l'écart type de l'espacement (ce dernier est modélisé par une loi statistique : loi normale, loi exponentielle, ou loi uniforme). Ces résultats sont regroupés dans le tableau 3.

Orientations des familles obtenues :
- 32 E 89
- 133 S 71



Compartment 2, gradin A

Orientations des familles obtenues :
- 109 S 88
- 162 W 77
- 74 S 85



Compartment 2, gradin B

Fig. 27 : Représentation sur diagramme de Schmidt de la fracturation du compartiment 2

COMPARTIMENT 1	
Gradin A	Gradin B
<u>Famille 1</u> - Orientation : Plan 24 E 88 K* = 130 - Espacement : Moyenne : 1,7 Ecart-type 1 Loi de Gauss <u>Famille 2</u> - Orientation : plan 126 S77 K* = 20 - Espacement Moyenne : 1,3 Ecart-type 0,7 Loi de Gauss <u>Famille 3</u> - Orientation : Plan 161 W 72 K* = 80 - Espacement : Moyenne : 2,9 Écart- type : 0,7 Loi de Gauss	<u>Famille 1</u> - Orientation : Plan 35 E 89 K* = 40 - Espacement : Moyenne : 0,9 Ecart-type : 0,5 Loi de Gauss <u>Famille 2</u> - Orientation : Plan 122 S 86 K*= 25 - Espacement : Moyenne : 1,8 Ecart-type : 1,2 Loi de Gauss * K : Coefficient de LANGEVIN-FISHER
COMPARTIMENT 2	
GRADIN A	GRADIN B
<u>Famille 1</u> - Orientation : Plan 32 E 89 K* = 23 - Espacement : Moyenne 1,4 Ecart-type 1,2 Loi de Gauss <u>Famille 2</u> - Orientation : Plan 133 S71 K* = 10 - Espacement : Moyenne : 1,5 Ecart-type : 0,9 Loi de Gauss.	<u>Famille 1</u> - Orientation : Plan 109 S88 K* = 23 - Espacement : Moyenne : 2,6 Ecart-type : 2,5 Loi exponentielle <u>Famille 2</u> - Orientation : Plan 162 W 77 K* = 15 - Espacement : Moyenne : 1,7 Ecart-type : 0,8 Loi de Gauss. <u>Famille 3</u> - Orientation : Plan 74 S85 K* = 60 - Espacement : Moyenne : 1,3 Ecart-type : 0,8 Loi de Gauss.
* K: Coefficient de LANGEVIN-FISHER	

Tableau 3 : Résultats des orientations et espacements des deux compartiments

Il est parfois difficile de définir des familles de fractures. Lorsqu'on observe les paramètres caractérisant l'espacement, à savoir la moyenne et l'écart type, on note qu'il y a une différence importante, pour une même famille et dans un même compartiment, entre les valeurs trouvées sur les gradins A et B.

II.2.2 Discussions

On remarque que les orientations prévues à partir des travaux du fond entre les failles 40 et 100 et les mesures réalisées sur la découverte de la Babinière (Cf. chapitre I) correspondent aux orientations mesurées sur les gradins de la fosse Sainte-Marie en ce qui concerne la fracturation (tableau 4). On retrouve les failles principales relevées au fond. Ce sont d'ailleurs ces dernières qui induisent des problèmes de stabilité importants (cf. chapitre IV). Ces informations étaient très utiles et nécessaires pour la prévision des instabilités éventuelles dans la découverte de Sainte-Marie.

Un des objectifs de l'analyse structurale était de distinguer la fracturation induite par les travaux souterrains, de la fracturation naturelle. Cette distinction n'a pas pu être mise en évidence sur les stéréogrammes pour les raisons citées dans les paragraphes précédents.

Il faut de plus signaler que, lorsque des talus recoupent des vieux travaux, il est nécessaire de mettre rapidement en place des renforcements (béton projeté, grillage..) du fait de la mauvaise tenue des terrains. Ces renforcements masquent les terrains et rendent la zone inaccessible aux mesures. Il est donc difficile d'observer d'éventuelles directions de fracturation induites par les vieux travaux souterrains.

Pour illustrer les problèmes d'origine de la fracturation (naturelle ou induite) et d'accessibilité, on peut citer un exemple de phénomène lié aux vieux travaux. Nous avons observé un affaissement et une fracture ouverte d'environ 20 cm au flanc Sud-Est. Après excavation, une quinzaine de mètres au-dessous, le talus a effectivement intercepté une ancienne galerie correspondant à l'exploitation de la veine G.

Notre souci à la suite de ces observations, était de connaître l'orientation de cette fracture car cela constituait une donnée très intéressante à exploiter. Il s'agissait en effet de pouvoir la situer par rapport à la veine exploitée G pour essayer de déduire la cause de son ouverture.

Mais il a été impossible de relever cette fracture, en raison de problèmes d'accessibilité, liés aux travaux de renforcement de cette zone.

Dans ce cas, a priori, deux hypothèses peuvent être citées :

1) la fracture est naturelle donc préexistante et les travaux souterrains de veine G n'ont fait qu'augmenter son ouverture,

2) la fracture est due au vide créé par les vieux travaux.

<u>Orientations des fractures relevées au fond et dans le sondage S4 (295)</u>			<u>Orientations des fractures relevées dans la fosse Sainte-Marie (564 mesures)</u>		
Famille 1	N 132°	80° SW	A l'oeil		
Famille 2	N 124°	80° NE	Famille 1	N 120°	SBV
Famille 3	N 150°	SBV	Famille 2	N 60°	SBV
Famille 4	N 120°	80° SW	Famille 3	N 160°-170°	SBV
Famille 5	N 70°	84° S	Par tranches		
Famille 6	N 90°	64° S	Famille 1	N 140	NE 80°(SBV)
Famille 7	N 118°	65° S	Famille 2	N 50	NW 87°(SBV)
Famille 8	N 130°	55° NE	Par compartiments		
<u>Orientations des fractures relevées à la Babinière</u>			Famille 1	N 30°	89° E
. Fractures d'extension > talus (30 m)			Famille 2	N 120°	80° S
	N130°	73° SW (Moyenne)	Famille 3	N 160°	70° W
. Fractures d'extension < 2 m					
	N132°	75° NE à 75° SW directions			
	N103	67° N			
	N155	proches 62° NE de 130°			
	N60°	83° SE			
(Cf. Chapitre I)					

Tableau 4 - Synthèse des fractures relevées dans les différents sites

II.3 CONCLUSION

Les mesures de fracturation sont donc difficilement interprétables, cependant la fracturation semble s'organiser de manière cohérente, lorsqu'elle est analysée selon le découpage en compartiments définis entre les grandes failles.

Nous n'avons pas pu différencier des fractures naturelles de la fracturation liées aux vieux travaux. Les études structurales antérieures et nos observations montrent que les terrains stéphaniens sont naturellement fracturés de manière complexe et que le "simple" rejeu des fractures existantes sous l'effet des vides créés par l'exploitation souterraine peut expliquer les orientations multiples rencontrées.

A posteriori, il nous paraît intéressant d'associer systématiquement à chaque mesure de fracturation, une mesure de la stratification. Ceci permettrait de mettre en évidence une catégorie ou famille spécifique aux joints perpendiculaires à la stratification.

Le mode de relevé utilisé mériterait d'être complété et la collaboration d'un spécialiste de géologie structurale conduirait de manière certaine à de meilleures interprétations, servant de base à l'approche géotechnique, dont nous sommes en charge dans ce mémoire.

L'étude structurale systématique, démarrée au début du creusement, aurait dû conduire à cerner quelques problèmes liés à l'existence des discontinuités. En réalité la complexité et l'importance de la fracturation laisse supposer que cela peut conduire à des problèmes de stabilité variés et complexes. C'est effectivement ce qui a été observé au fur et à mesure de l'approfondissement de la fosse et ce que nous décrirons plus en détail dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III :

**MOUVEMENTS OBSERVES (TYPOLOGIE DES
RUPTURES) ET RENFORCEMENT**

CHAPITRE III : MOUVEMENTS OBSERVES (TYPOLOGIE DES RUPTURES) ET RENFORCEMENT

Dans ce chapitre, nous essayons de décrire les différents mouvements qui ont eu lieu dans la découverte de Sainte-Marie, à l'échelle d'un gradin et ceux affectant plusieurs gradins. Nous avons observé dans la fosse Sainte-Marie, un certain nombre d'instabilités classiquement connues en géotechnique, mais nous n'avons pas observé tous les types de rupture que l'on peut rencontrer dans d'autres mines à ciel ouvert.

A partir des observations de terrain, nous tentons d'analyser les différents types de glissement observés sur le site ainsi que leurs traitements (renforcement).

Nous décrirons séparément les observations à l'échelle du gradin et celles affectant l'ensemble du talus.

III.1 MOUVEMENTS A L'ÉCHELLE DU GRADIN

III.1.1 Rupture d'un bloc en forme de dièdre

Un certain nombre de ruptures en dièdre ont été observées, mais elles ne présentaient pas de conséquences importantes pour l'exploitation.

Sur le flanc est de la découverte, dans la partie houillère et à la cote 170 m NGF (gradin B), nous avons observé la chute d'un bloc correspondant à ce type de rupture. Ce cas étant caractéristique, nous l'avons analysé en détail :

L'instabilité s'est produite plusieurs semaines après l'excavation du front et après l'excavation du gradin inférieur. Elle aurait été provoquée par les vibrations d'un tir éloigné (témoignage d'un agent présent au moment du glissement). Le bloc instable était délimité par 3 plans de fractures A, B, C et un plan de faille D.

Le plan A était orienté N155 SW 80, le plan B N 65 NW 85, le plan C N 50 SE 85 et le plan de faille D était orienté N 140 NE 60. L'orientation du gradin était N 5 W 80.

Ces discontinuités étaient sans remplissage. Certains de ces plans appartenaient aux familles identifiées dans le compartiment 2.

La hauteur du gradin est de 6 m. L'instabilité s'est produite sur toute la hauteur du gradin (figure 28). Le volume de la masse instable était d'environ 7,5 m³.

Cette instabilité nous a conduit à tenter d'estimer la cohésion et l'angle de frottement des discontinuités et pour cela nous avons effectué une rétro analyse.(cf. chapitre V)



Fig. 28 : Photo du dièdre instable dans la zone B6 - B7

III.1.2 Éboulement régressif

a) Description

Au début de l'année 1990, une instabilité a été observée au flanc Est de la fosse, à l'interface Tertiaire-Houiller, sur la risberme 182 m NGF. Au point de contact de la faille n°40 (N150 SW 55) et des terrains tertiaires. Cet éboulement, avant le traitement, avait tendance à prendre de l'ampleur; la zone atteinte remontait régressivement dans le flanc.

b) Interprétation

Cette instabilité très localisée, a été provoquée par la combinaison de la faille n°40 et de la faible résistance des matériaux constituant le pied du talus (Permien). Nous avons mentionné cet incident, que nous nommerons (1), car nous pensons qu'il a probablement été le signe d'un glissement plus important (cf. paragraphe suivant)

Ces désordres ont été immédiatement traités par la mise en place d'un mur en L en béton préfabriqué au pied du talus.

III.1.3 Glissement sur joint de stratification

a) Description

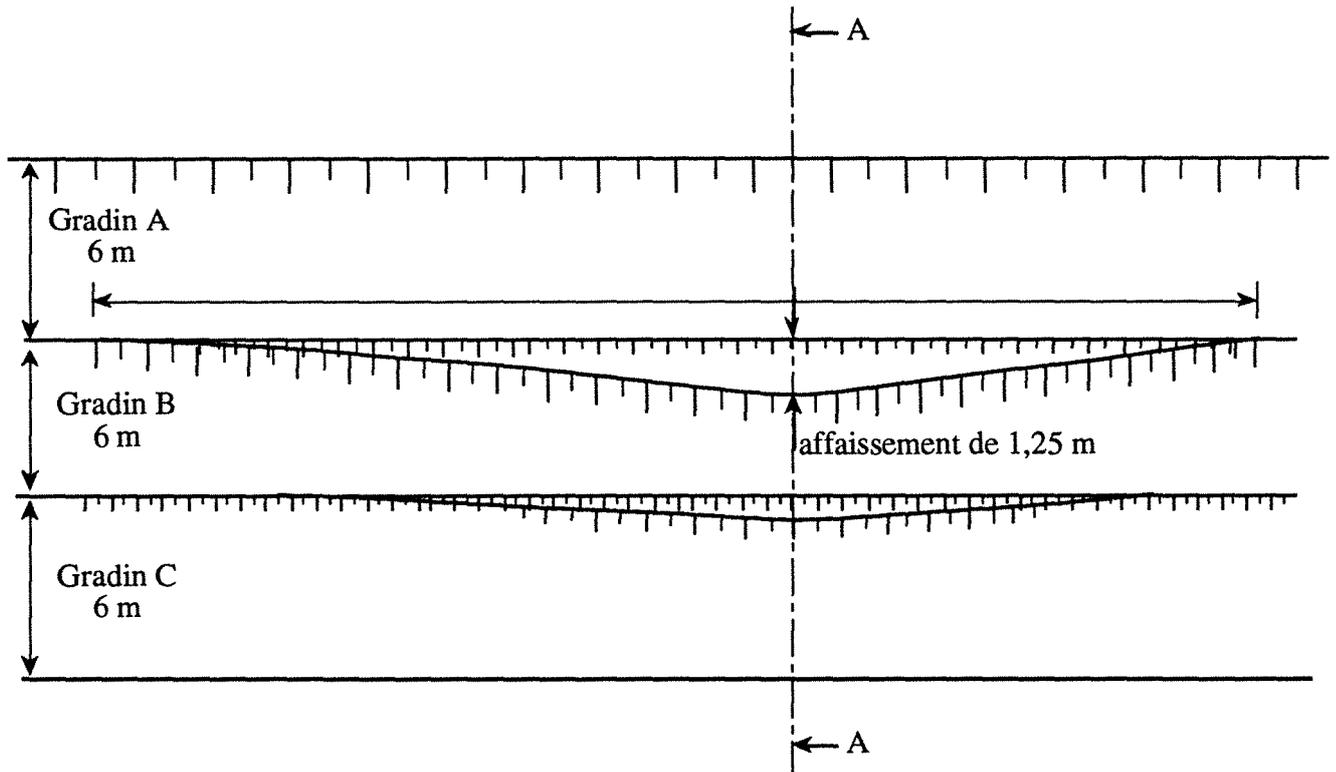
Au milieu de l'année 1990, un glissement est apparu sur le flanc Est de la fosse, au niveau 166 NGF, dans une zone qui était déjà renforcée à titre préventif. Cette zone étant très fracturée a été de plus confortée par béton projeté et pose de grillage. La rupture a affecté 2 gradins du houiller (B et C) sur une largeur d'une trentaine de mètres. Deux fractures verticales d'ouverture 10 cm ont été observées sur les banquettes respectives des gradins B et C ainsi qu'un affaissement des crêtes des 2 gradins. L'instabilité a été constatée après un tir. On notera ce glissement (2).

Le renforcement consistait à mettre en place, systématiquement sur les crêtes des gradins du houiller, des câbles doublés (type 15,2 mm de diamètre), dans des trous de 8 m de longueur, de 89 mm de diamètre avec scellement au béton. L'espacement entre les trous variant selon l'état de fracturation est de 1,25 m à 2 m.

b) Interprétation

Le déplacement est essentiellement vertical sur la banquette 178 (affaissement de 1,25 m, ouverture de fissure d'environ 10 cm) (cf. figure 29) et il est parallèle aux bancs à sa base (joint d'argile). La masse instable n'est donc pas monolithique. On est en présence d'un mécanisme plus complexe faisant intervenir au moins deux blocs.

a - Vue de face montrant le décrochement



b - Coupe AA

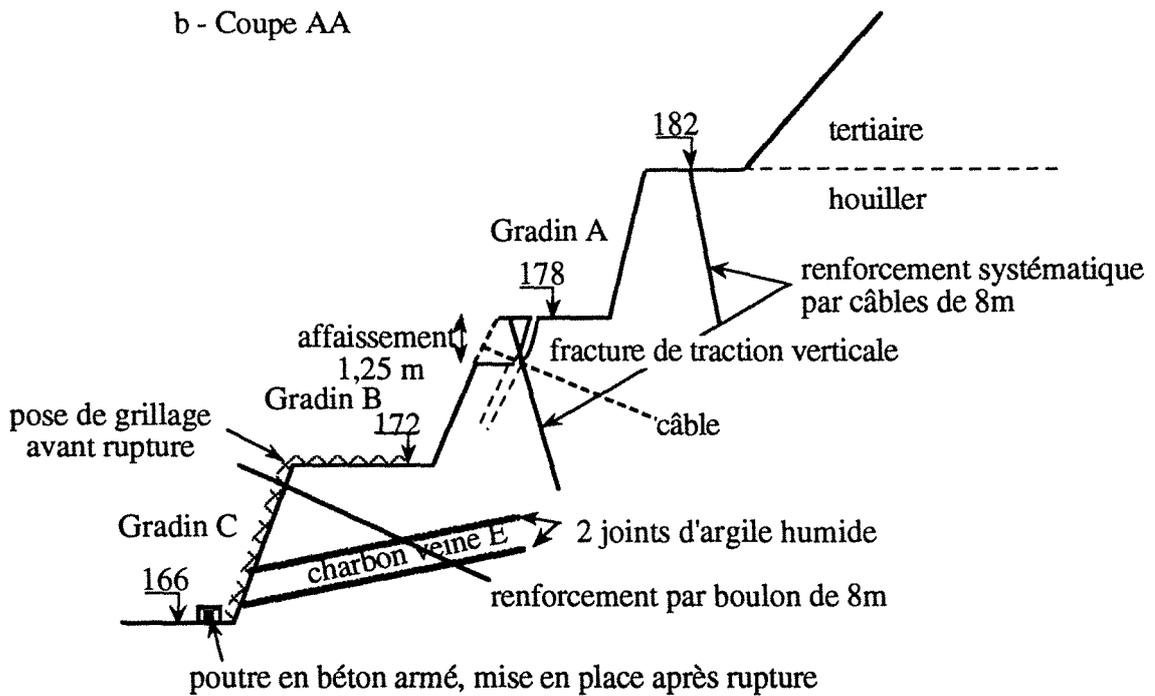


Figure 29 : Schéma du glissement sur joint stratigraphique (2)

On peut qualifier ce glissement de multiplanaire, car il a pu se produire sur plus de 2 plans (en deux dimensions ce type de rupture est souvent qualifié de bilinéaire).

Remarque : - Le glissement se trouve à environ une vingtaine de mètres au dessus d'un panneau de veine E exploité en souterrain (Panneau E1).
- Un calcul classique d'affaissement ne permet pas d'expliquer le mouvement vertical observé.

c) Renforcement

L'instabilité a été immédiatement traitée afin d'éviter la rupture totale.

Le traitement a consisté en la mise en place d'une poutre en béton armé coulée au pied du gradin C servant ainsi de butée en pied, et en renforcement par boulons Gewi de diamètre 40 mm, et de 8 m de long sur toute la zone très fracturée du gradin C (figure 29).

III.1.4 Écroulement par chute de blocs

a) Description

Un éboulement a été observé sur le flanc Sud de la découverte Sainte Marie. Des blocs de 1 à 3 m³ se sont détachés du talus du houiller affectant ainsi 3 gradins (A, B et C). La zone concernée est délimitée à l'amont par la banquette à la cote 182 m NGF (début du houiller), à l'aval par la risberme à la cote 162 NGF et à l'Ouest par deux failles parallèles orientées N 310 E 50. On n'observe pas de limite nette à l'Est.

On observe sur les gradins des diaclases subverticales avec une ouverture de quelques millimètres.

L'éboulement s'est produit sur une largeur d'une dizaine de mètres. La masse en mouvement est estimée à 80 m³

Cette partie instable et fracturée avait déjà été renforcée par des barres Gewi, des câbles et du grillage, permettant d'éviter la chute des blocs sur le convoyeur à bande (TP01) qui se trouve à l'aval de la zone instable (figure 30).

Après ces désordres, une fissure parallèle aux gradins, est apparue sur la risberme 180 (cote 182 NGF). Son ouverture a atteint environ 20 cm et sa profondeur une quarantaine de centimètres, 4 jours après l'éboulement.

Il est à noter aussi qu'en plus du renforcement de la zone avant l'éboulement, une poutre en béton a été

mise en place horizontalement sur le bord Nord de la risberme 180 pour stabiliser la crête de cette dernière et faciliter par là même l'éventuel passage d'engins.

b) Interprétation

Comme indiqué auparavant, cette zone est fracturée. La fracturation semble être influencée par les vieux travaux d'un panneau de la veine G situé à une vingtaine de mètres au-dessous de la risberme 180 (figure 31).

La cause probable de l'incident est la déconsolidation des terrains autour des anciennes galeries servant à l'exploitation de la veine G par foudroyage, qui a créé des petites fractures et permis l'ouverture des diaclases. On peut également remarquer que le déclenchement de cette rupture a été provoqué par une forte pluie atteignant 52,8 mm pendant les 15 jours précédant la rupture.

c) Renforcement

Après l'incident un traitement de la zone a été effectué, consistant en un blindage et renforcement comprenant :

- 3 éventails de 4 barres en acier Gewi diamètre 40 mm, d'environ 30 m de long, à partir de la risberme 180, perpendiculairement aux failles afin d'éviter aux blocs formés, de glisser sur les plans des failles ,

- mise en place de 2 murs de protection constitués de rideaux de rails et palplanches respectivement aux niveaux 166 et 172 (cote NGF) de 40 et 30 m de largeur (figure 32). Mise à part la protection contre d'éventuelles chutes de blocs, ces murs ont permis la reconstitution d'une risberme permettant l'accès aux engins de chargement et de foration,

- boulonnage également du front entre les risbermes 180 et 166 par 3 rangées de barres Gewi diamètre 40 mm de 12 à 20 m de long espacées de 1,5 m, ainsi qu'un éventail de 3 câbles.

- pose de grillage sur toute la zone d'éboulement.

- projection de béton sur le front.

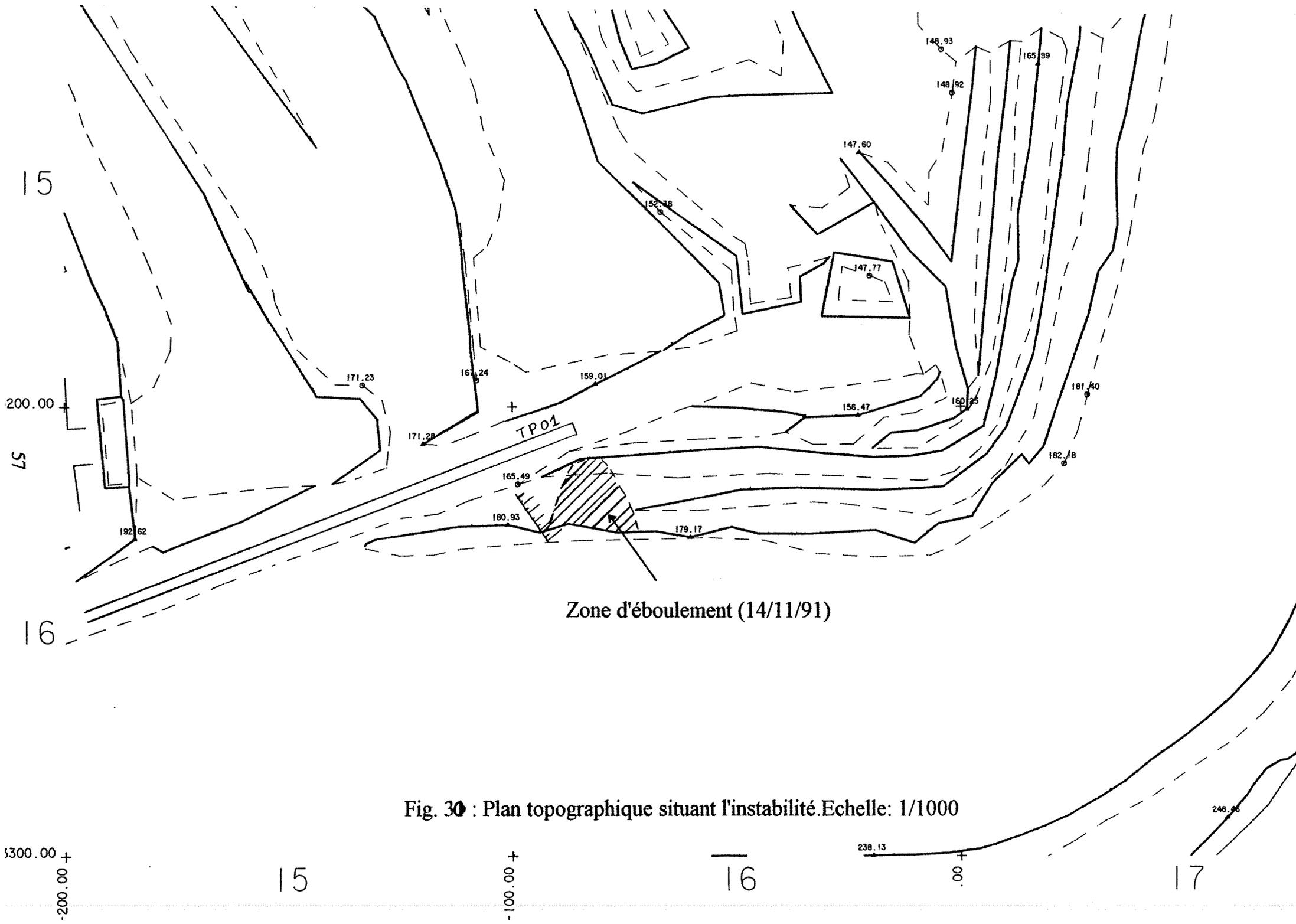


Fig. 30 : Plan topographique situant l'instabilité. Echelle: 1/1000

Fig. 31 : Eboulement talus sud
Situation renforcement avant incident

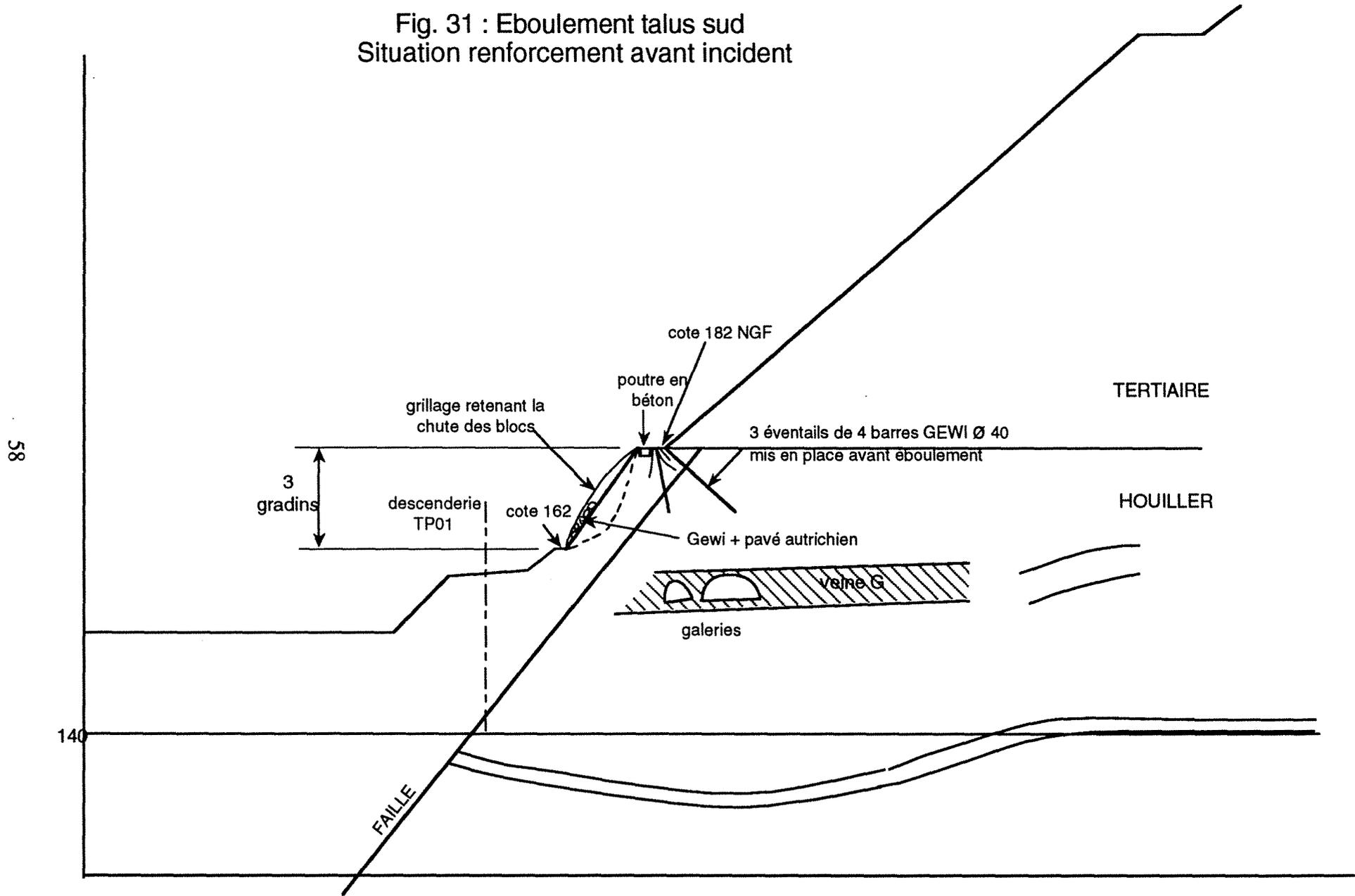
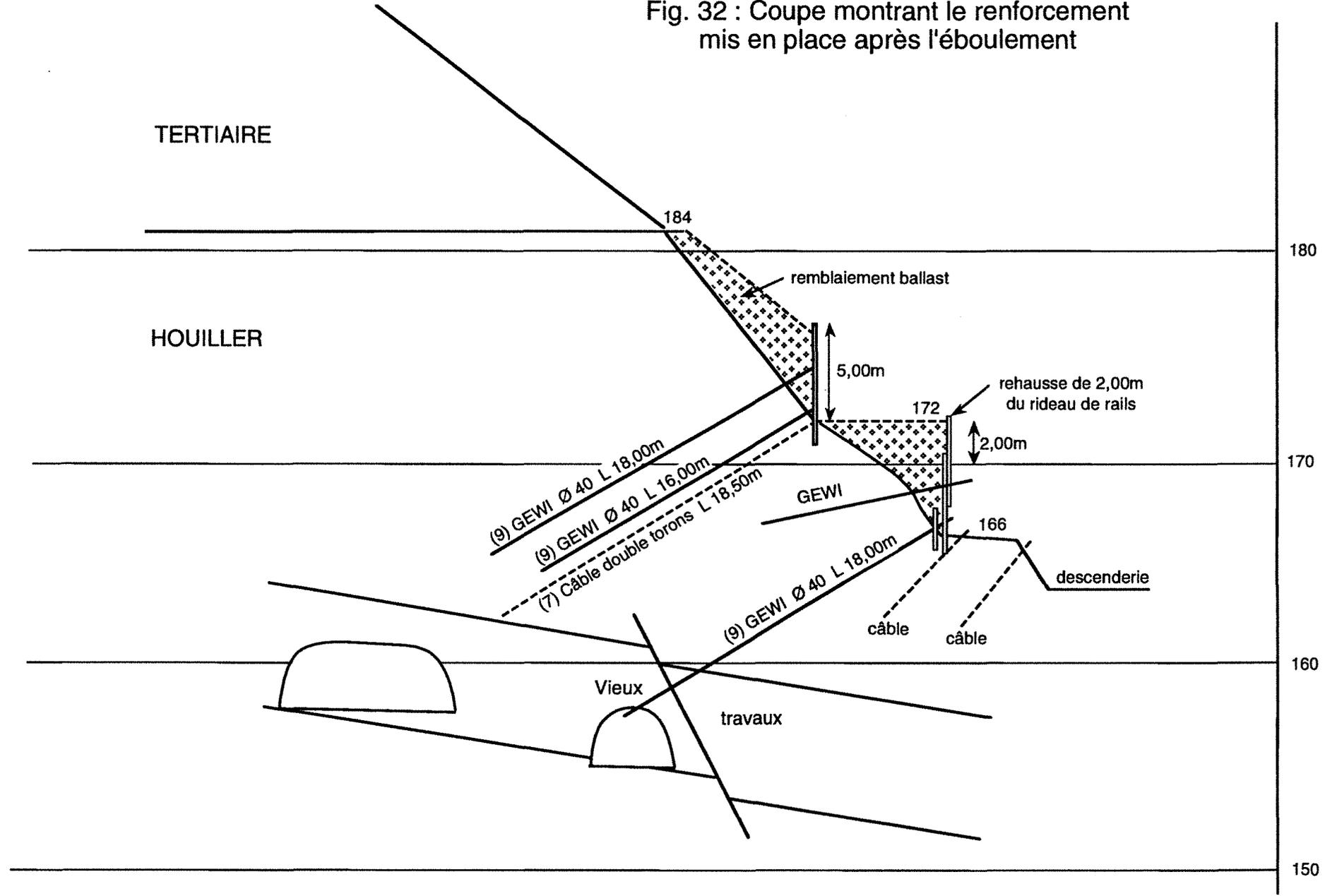


Fig. 32 : Coupe montrant le renforcement mis en place après l'éboulement



III.2 INSTABILITÉ AFFECTANT L'ENSEMBLE DU TALUS

L'ensemble du talus a été affecté par une instabilité de grande ampleur que nous allons décrire en détail. Un mouvement d'une telle ampleur n'a été heureusement observé qu'une seule fois, il a cependant conduit, comme nous le verrons dans le chapitre suivant, sur l'auscultation, à instrumenter d'autres cas où le risque était similaire. La description de ce mouvement, bien qu'unique, est donc caractéristique des problèmes rencontrés dans la fosse Sainte Marie.

III.2.1 Description

A l'occasion d'un relevé topographique régulier, un mouvement de terrain a été détecté dans le flanc Est de la découverte Sainte Marie. Des fissures sont ensuite apparues dans le talus tertiaire, sur la piste charbon (Niveau 225) et sur la banquette supérieure du houiller (Niveau 182). On appellera ce mouvement (3).

La masse en mouvement est limitée au Nord par la faille n° 40 (N 150 W 55) dont le rejeu a détérioré un mur de soutènement en L situé sur la risberme au Niveau 180, et au Sud par la faille n° 60 (125 N 44). (cf. figures 33 et 34).

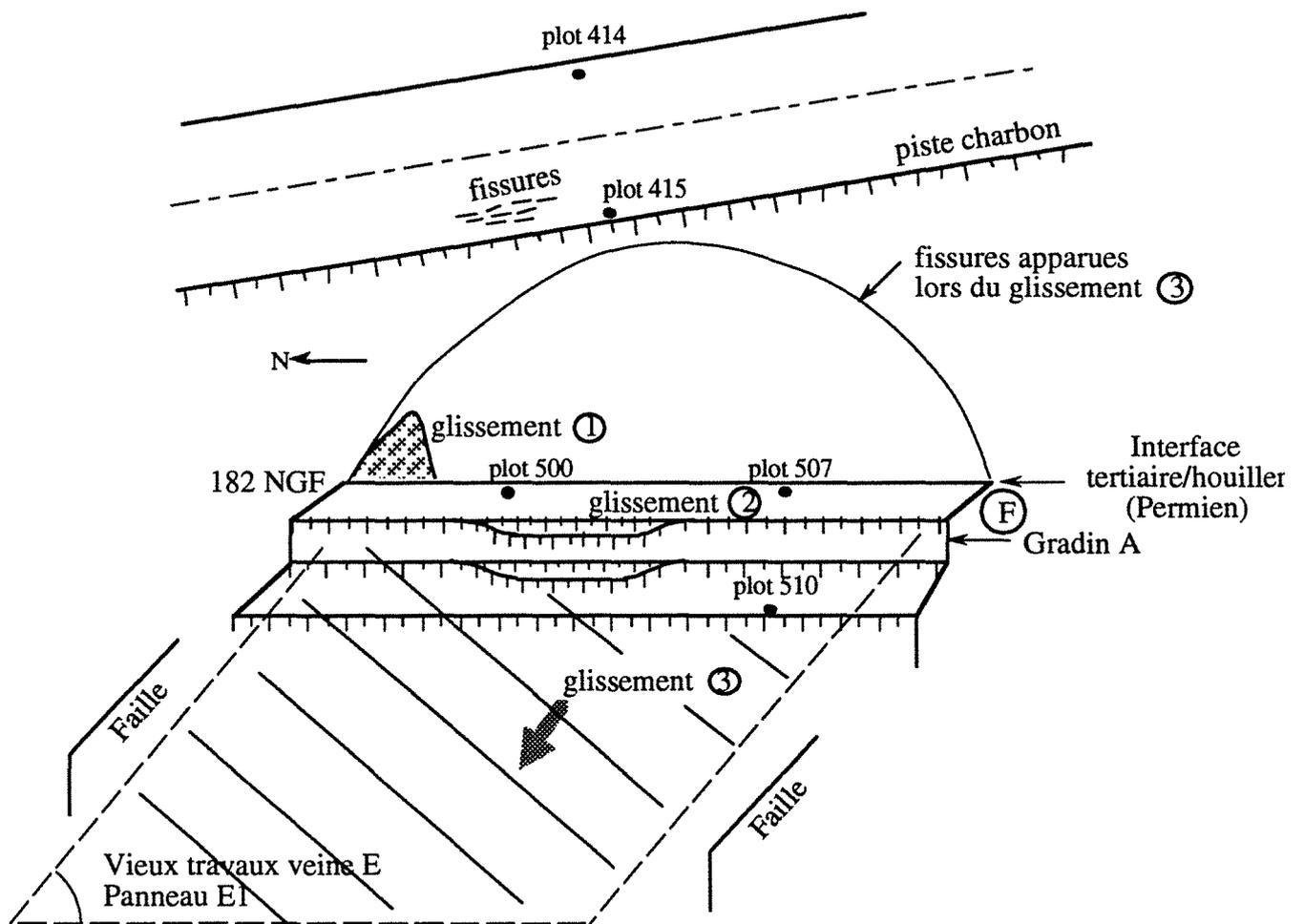


Fig. 33 : Schéma des 3 instabilités sur le flanc Est

Nous avons observé à l'amont l'apparition de fissures subverticales de quelques décimètres d'ouverture et de plusieurs mètres de profondeur sur le talus tertiaire, entre la banquette 182 et la piste charbon ainsi que sur la moitié aval de cette dernière. Des fissures d'ouverture centimétrique s'étaient également formées sur le talus à l'amont de la piste charbon.

D'après les mesures topographiques, la masse en mouvement est délimitée à l'amont par les fissures situées sur la piste charbon : le plot 415 situé sur le bord aval de la piste, s'est déplacé d'environ 16 cm en 2 mois (entre le 03/08/90 et le 02/10/90), alors que le plot 414, situé sur le bord amont, s'est déplacé d'environ 2 cm pendant la même période.

D'autre part, les plots 500 et 510, situés sur les risbermes 182 et 160, se sont déplacés également de 16 cm durant la même période. Mais le mouvement n'est pas monolithique car le plot 500 avait subi un déplacement plus important que le 415 entre le 27/07 et le 3/08 (23 cm contre 11 cm).

Pour les plots situés sur le talus houiller, l'azimut du mouvement en surface est de

N300-310. Son inclinaison était d'environ 27° entre le 23/07 et le 14/08 (plot 500) ; depuis cette date, le mouvement est pratiquement subhorizontal.

Pour les plots situés sur le talus tertiaire, l'azimut est N260 (plot 415) ; l'inclinaison était d'environ 20° entre le 27/07 et le 14/08/90, et le mouvement est subhorizontal depuis cette date.

Le déplacement horizontal du plot 500 entre le 23/07 et le 02/10/90 est d'environ 55 cm, et son affaissement de 25 cm. Celui du plot 415 entre le 27/07 et le 02/10/90 est de 24 cm et son affaissement de 8 cm.

En profondeur, les déplacements sont connus par des mesures inclinométriques, qui ont débuté les 14 et 18/09/90 dans des sondages forés à partir de la piste charbon et de la banquette 182. Des zones de cisaillement ont été détectées vers la côte 221 dans le premier sondage et au niveau de la Veine E (côte 160) dans le second, qui se trouve une cinquantaine de mètres en arrière du pied de talus. L'auscultation en profondeur (inclinomètre INC5) indique que la fissure de traction "arrière", sur laquelle aucune contrainte normale n'est censée s'exercer, serait inclinée de plusieurs dizaines de degrés sur la verticale. Il nous semble peu probable qu'une masse rocheuse de cette forme et de cette taille puisse se comporter comme un bloc monolithique rigide et glisser uniquement sur sa base. Il semble plus réaliste donc, de considérer que le glissement se produit également sur la surface "arrière" et que la masse en mouvement n'est pas rigide (D. Hantz, 1991). Le glissement peut être alors rattaché au type "bilinéaire" (cf. chapitre V).

Au mois de Juin 1990, le fond de fosse avait atteint un panneau de veine E exploité en 1960 par une taille remblayée, de puissance supérieure à 2 m, avec remblai pneumatique. La direction de pendage du panneau a été estimée à N310 et le pendage à 13° .

III.2.2 Interprétation

Ce mouvement a montré qu'une masse rocheuse, délimitée à sa base par un panneau remblayé et latéralement par les failles qui le bordent, est susceptible de glisser. A l'arrière, elle doit être limitée par une surface de rupture moins bien connue, supposée plane (plan arrière).

III.2.3 Renforcement

Une étude a été menée en parallèle pour analyser les causes du glissement. Des calculs ont ensuite été effectués pour dimensionner un stot (butée en pied) afin d'arrêter le glissement.

Compte tenu des résultats, les dimensions minimales de la risberme supérieure du stot de protection ont été fixées à 22 m de hauteur et 40 m de largeur (comptés dans le plan vertical du calcul, d'azimut N310°).

Une butée au pied du talus a été ainsi réalisée à l'issue de ces calculs (figure 35).

III.3 CONCLUSION

Nous constatons d'après les observations in situ que les glissements les plus importants sont souvent dus à l'influence des vieux travaux et (ou) la présence de failles. Ils semblent être annoncés par des petits mouvements, comme c'est le cas du glissement (3) qui a été précédé par les mouvements (1) et (2).

Ils nous semble très important donc de pas négliger les petites instabilités, et d'élargir les investigations pour trouver la ou les causes et les conséquences probables de ces dernières aussi faibles soient elles, afin d'éviter ou de prévenir d'éventuels mouvements de plus grande ampleur.

CHAPITRE IV :

SURVEILLANCE ET AUSCULTATION

CHAPITRE IV : SURVEILLANCE ET AUSCULTATION

IV.1 PRÉSENTATION DU PROBLEME : OBJECTIF

La recherche d'un angle de talus optimal, qui minimise le volume de stérile à excaver, dans des conditions de sécurité acceptables nécessite une surveillance et une auscultation de la tenue des talus au cours de leur évolution.

Les flancs définitifs de la découverte, qui aura une profondeur finale de 300 m, ont été dimensionnés après une étude géotechnique classique prenant en compte les divers paramètres géomécaniques, hydrogéologiques, structuraux ainsi que la décohésion liée à l'influence des anciens affaissements miniers.

Cependant, comme nous l'avons vu au chapitre précédent, certains flancs d'exploitation, influencés par la reprise d'affaissements miniers en liaison avec l'approfondissement de l'exploitation à ciel ouvert, présentent localement des configurations de risques de glissement. Aussi a-t-il été mis en place tout un dispositif pour ausculter et surveiller au plus près le comportement de ces talus : suivi topographique, inclinomètres et extensomètres en sondages, indicateurs de ruptures de bancs, jauges de contrainte sur boulons-câbles de renforcement.

On retrouve deux scénarios d'auscultation : dans le premier on ausculte un glissement déjà produit et dans l'autre des configurations à risques. L'exploitation souterraine a été effectuée par panneaux. Chaque panneau est une partie d'une couche (veine) de charbon exploitée en continu (généralement un panneau est délimité par des failles).

Dans la suite, nous présenterons l'auscultation réalisée au dessus des panneaux successifs de vieux travaux et à la fin nous parlerons de l'évolution du contrôle de l'ensemble de la fosse.

Le terme "surveillance" est souvent pris dans un sens large, recouvrant des notions différentes par leurs objectifs et leurs implications.

Afin d'éviter toute confusion, il nous paraît important de définir les termes : observation, suivi, auscultation et surveillance.

- L'observation constitue souvent une étape préparatoire visant à confirmer la réalité d'un risque à prendre en compte à l'échelle de temps habituelle. Elle n'implique donc pas de notion de périodicité régulière ou prédéfinie. Elle est dictée par les conditions particulières du site : données géologiques, état d'évolution, niveau d'activité probable, environnement, acuité du risque... (Rochet, 1991).

- Le suivi ou le contrôle consiste en l'examen du site et le recueil de données qualitatives et quantitatives caractérisant son évolution.

- L'auscultation constitue l'ensemble des moyens et des méthodes mis en oeuvre sur le site dans le but de caractériser les phénomènes et les mécanismes mis en jeu.

- Enfin, la surveillance diffère des autres notions par son objectif qui est la gestion de la sécurité.

IV.2 TYPE D'INSTRUMENTATION MIS EN PLACE

Dans cette partie , nous allons définir les moyens d'auscultation.

Outre les plots topographiques, mis en place pour le suivi des mouvements en surface à différents niveaux de la fosse, un certain nombre de moyens d'auscultation ont été placés essentiellement dans les talus à l'aplomb des panneaux de vieux travaux qui présentent des risques potentiels de glissement (cf. figure 34).

IV.2.1 Topographie

La surveillance topographique est assurée à l'aide d'un théodolite "T2000" de WILD équipé d'un "distomat" (distance-mètre). La précision angulaire est de 1/10000 grades et en distance de 5 mm + 5 mm/km. Les plots sont équipés de réflecteurs à un prisme.

Le nombre de plots topographiques augmente en fonction de l'approfondissement de la fosse. Certaines zones plus susceptibles de glisser sont également équipées d'un plus grand nombre de plots (cf. figure 35).

Les mesures topographiques s'effectuent à un rythme mensuel. La fréquence de mesure augmente pour les zones en mouvement.

IV.2.2 Tubes cassants

Les tubes cassants sont des indicateurs de rupture de bancs. Chaque élément est constitué de 2 pistes conductrices en cuivre, de 12 m de long, reliées entre elles à maille régulière (ici 0,5 m) par des résistances. Le tout est noyé dans un tube PVC rempli de billes de verre et de résine assurant ainsi l'étanchéité (fabrication INERIS).

La localisation de la rupture est donnée par la lecture de la résistance résiduelle de l'ensemble du dispositif (lecture par les deux extrémités).

Les tubes cassants jouent le rôle de fusible. Ils détectent des ruptures mais ne donnent pas la valeur et le sens des déplacements.

IV.2.3 Jauges de déformations

Dès 1984, des travaux ont été entrepris à l'Université Laval à Québec afin de mettre au point un dispositif de mesure de la tension dans les câbles d'ancrage. Le principe de mesure qui a été retenu dérive de celui des jauges d'extensométrie communément utilisées pour la mesure des contraintes dans les solides (Choquet, 1990).

Deux boulons câbles de 24 m (7 torons, résistance ultime 250 kN), équipés de 5 jauges de déformation "Tensmeg 70" (fabrication canadienne de Supportek International) ont été mis en place dans la zone de cisaillement, à partir des risbermes aux côtes 154 NGF et 182 NGF, en sondages inclinés (30° et 25° sur la verticale).

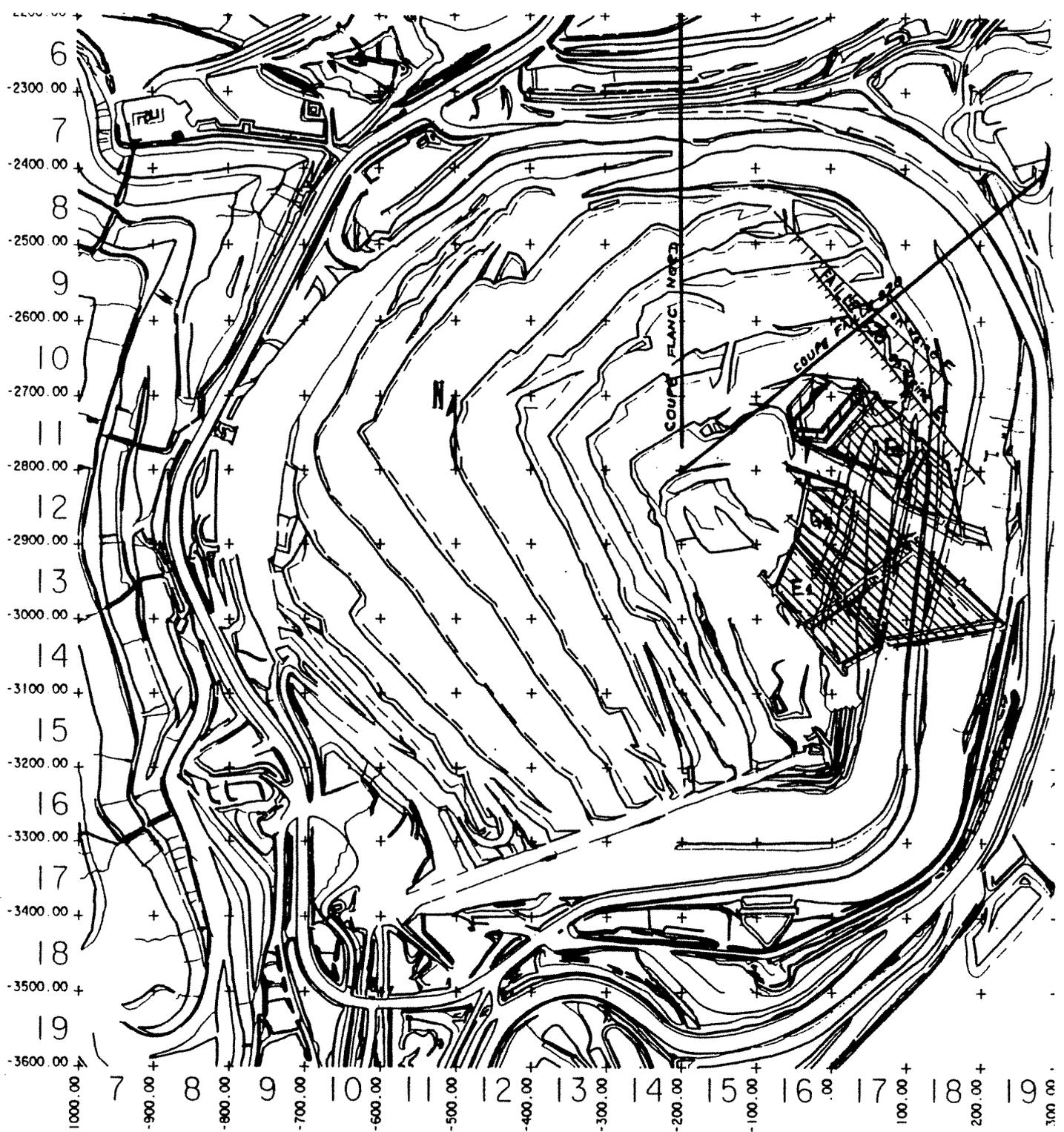


Fig. 34 : Plan de la découverte : situation des panneaux d'anciens travaux auscultés au flanc est



Figure 35 : Situation des plots topographiques.

La jauge est un mince fil de Nickel Chrome de 0,25 mm de diamètre enroulé en spirale autour du câble sur une base de 0,70 m de long.

Lors de la pose de la jauge sur le câble, celle-ci est légèrement maintenue en tension à l'aide d'un gabarit afin de bien appliquer le fil le long du câble, condition indispensable pour assurer la répétitivité des lectures.

D'autre part, un capot de protection en PVC recouvre les ancrages afin de les isoler du produit de scellement lors de l'allongement et de la mise en tension du câble. Le principe de lecture de la jauge est basé sur la variation de sa résistance électrique qui est proportionnelle à l'allongement du câble. Cette variation de résistance est de faible amplitude, comme pour toutes les jauges d'extensométrie, de telle sorte que seul un circuit de lecture comportant un pont de Wheastone suffisamment sensible et précis permet la lecture de ces jauges.

La mesure de potentiel effectuée correspond donc à une déformation de faible amplitude (microdéformation). La microdéformation est reliée à la force de traction par une courbe d'étalonnage qui a été établie au laboratoire.

Les câbles instrumentés permettent le contrôle du renforcement par câble, la compréhension et la situation de phénomènes éventuellement observés en profondeur.

Deux câbles instrumentés ont été installés après le glissement du panneau E1 (Juillet 90). Les mesures sont prises à un rythme hebdomadaire depuis le mois d'Août 1990.

IV.2.4 Inclinomètres

Les tubes inclinométriques sont en aluminium (ils en existent aussi en PVC), rainurés selon 2 axes perpendiculaires. L'ensemble de l'appareillage est composé d'une sonde, d'un câble et d'un poste de lecture.

Le principe consiste à mesurer les déformations d'un tube solidaire du terrain ou de la structure à contrôler. Les quatre rainures longitudinales sur le tube guident la descente d'une sonde à accéléromètres qui donne la valeur de l'angle par rapport à la verticale. Les valeurs de ces angles sont lues en surface sur le poste de lecture.

Le câble gradué tous les 0,50 m permet de repérer la position de la sonde par rapport à la surface. En relevant les valeurs à intervalles réguliers, tous les mètres (ou tous les 50 centimètres), on détermine ainsi le profil du forage. Par comparaison d'un même profil à des dates différentes, on obtient les déplacements horizontaux.

Les inclinomètres localisent le mouvement précisément, donnent sa direction dans le plan horizontal, ainsi que la valeur du déplacement à différents instants.

Pour l'interprétation des mesures inclinométriques, il est supposé que le pied du tube est fixe. En réalité ce n'est pas toujours le cas, le pied est susceptible de bouger. Pour cela il est recommandé de placer un plot topographique à côté de la tête de l'inclinomètre. Si un mouvement d'ensemble se produit, le tracé de la déformée du tube ne traduira pas de déformation. A l'aide des mesures topographiques en tête, le mouvement

peut être détecté.

IV.2.5 Extensomètres multipoints de forage à tiges "WR-FLEX"

L'extensomètre WR-FLEX est un extensomètre fixe de forage à points multiples utilisé pour mesurer de faibles déformations parallèles à l'axe du forage. Il peut être inséré dans des trous de forage relativement petits sans avoir à aléser les collets des forages.

Ce type d'extensomètre, à lecture mécanique à l'aide d'un palmer, permet de mesurer un allongement ou raccourcissement de la distance entre deux ancrages et de détecter ainsi des affaissements des points d'ancrage et éventuellement des cisaillements entre ces points, (Cf. surveillance panneau G1). Sur les figures les allongements seront comptés négativement : en effet, les valeurs négatives signifient que la surface rocheuse tend à s'éloigner du point d'ancrage et les valeurs positives traduisent un déplacement de la surface vers le point d'ancrage.

Le WR-FLEX présente plusieurs avantages: la simplicité de mise en place, la facilité de prise de mesure, et le faible coût par rapport aux autres instruments. La précision est donnée de l'ordre de 0,01 mm.

IV.3 PRESENTATION DES ZONES AUSCULTÉES

Le flanc Est présente de nombreuses configurations de risque de glissement liées au pendage défavorable de la stratification (pendage globalement orienté vers le NW de 10 à 15°).

Du Sud au Nord, sur ce même flanc, on rencontre :

- la faille n° 60 (N135°-44° NE),
- le panneau E1 exploité en 1960-61 (une tranche remblayée), sur laquelle s'est produit le glissement de Juillet 1990,
- la faille n° 40 (N 150 SW 55),
- le panneau G1 exploité en 1960-63 (deux tranches remblayées),
- la faille n° 100 (N 117 NE 48),
- deux panneaux superposés, E2 (1959, une tranche remblayée) et G2 (1940-42, deux tranches remblayées),
- la faille n° 80 (N122°-46° NE),
- deux panneaux superposés, E3 (1939-47, une tranche remblayée) et G3 (1974, une tranche remblayée).

Les panneaux exploités en souterrain sont donc séparés par des grandes failles normales, d'azimut moyen NW-SE.

IV. 4 AUSCULTATION DU PANNEAU E1

Comme nous l'avons déjà signalé, le panneau E1 est situé entre les failles n°60 et n°40. A l'aplomb de ce panneau, des mouvements qualifiés d'instabilité (3) dans le chapitre précédent, ont été détectés, ce qui conduit à l'instrumentation de cette zone.

IV. 4.1 Mesures effectuées

L'instrumentation utilisée pour l'auscultation est présentée dans le tableau 5. Pour la surveillance de la zone du panneau E1, nous prenons en compte dans notre suivi les plots topographiques situés dans le houiller ainsi que ceux installés dans les terrains du tertiaire, jusqu'à la crête de la fosse afin de détecter l'ampleur du mouvement dans cette partie de la découverte (figure 36). Au cours du glissement sur le panneau E1, les mesures étaient prises au moins quotidiennement.

Nous présentons dans un paragraphe ultérieur, l'évolution de l'ensemble des plots pour une période allant du mois de Mars 90 au mois de Juillet 1991, afin d'examiner l'évolution des déplacements après le glissement.

Type d'instrument	Date de mise en place	Côte NGF de mise en place	Profondeur du forage	Inclinaison du forage	Mouvements observés et dates	Profondeur des Ancrages
Tube cassant(12m)	08/90	182	22 m	45°	Rupture à 15,5 m (8/10/90)	
Tube cassant(12m)	08/90	182	32 m	45°	Rupture à 25,5 m (10/01/91)	
Tube cassant(12 m)	08/90	182	39 m	45°	Rupture à 24m (6/01/91)	
Câble équipé de 5 jauges de déformation (24 m)	08/90	154	24 m	30°/H descendant	Rupture du câble entre 10,7 et 14,7 m (03/09/91)	22.7;18.7; 14.7;10.7; et 6.7 m
Câble équipé de 5 jauges de déformation (24 m)	08/90	182	24 m	25°/H descendant	Rupture à 18.7 et 22.7 m (21/05/91)	22.7,18.7,14.7,10., et 10.7 m
Inclinomètre INC5 (60 m)	09/90	226	60 m	Vertical	Cisaillement à 22 m (15/05/91)	
Inclinomètre INC6 (40 m)	09/90	182	40 m	Vertical	Cisaillement à 23 m (11/01/91)	
Inclinomètre INC8 (38 m)	08/91	226	38 m	Vertical		

Tableau 5 - Description de l'instrumentation du panneau E1

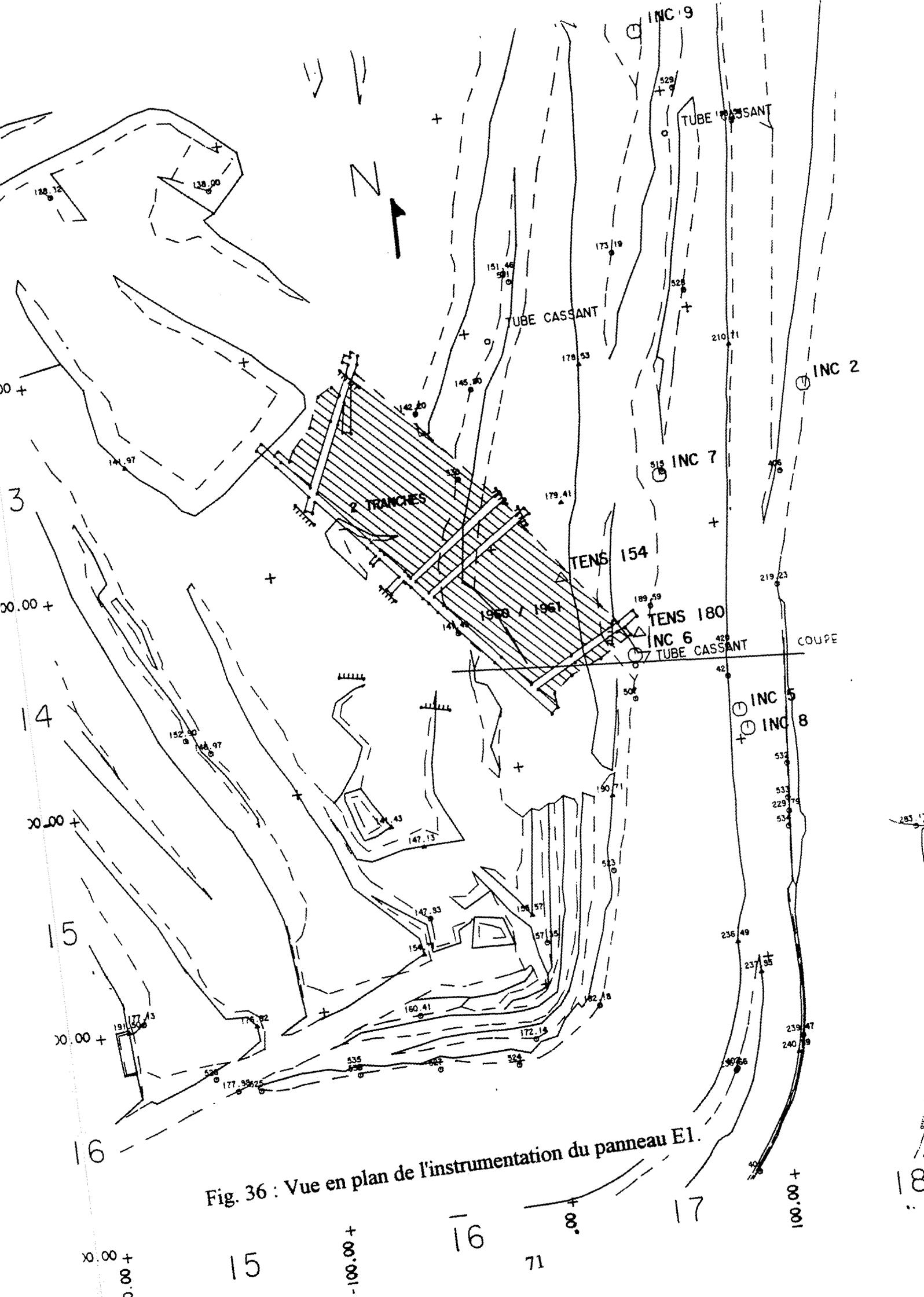


Fig. 36 : Vue en plan de l'instrumentation du panneau E1.

Fig. 37 : Surveillance du glissement panneau E1

Echelle : 1/500 ème

- ▣ grès franc
- ▨ vide ou zone argileuse humide
- (F) faille
- (f) fissure

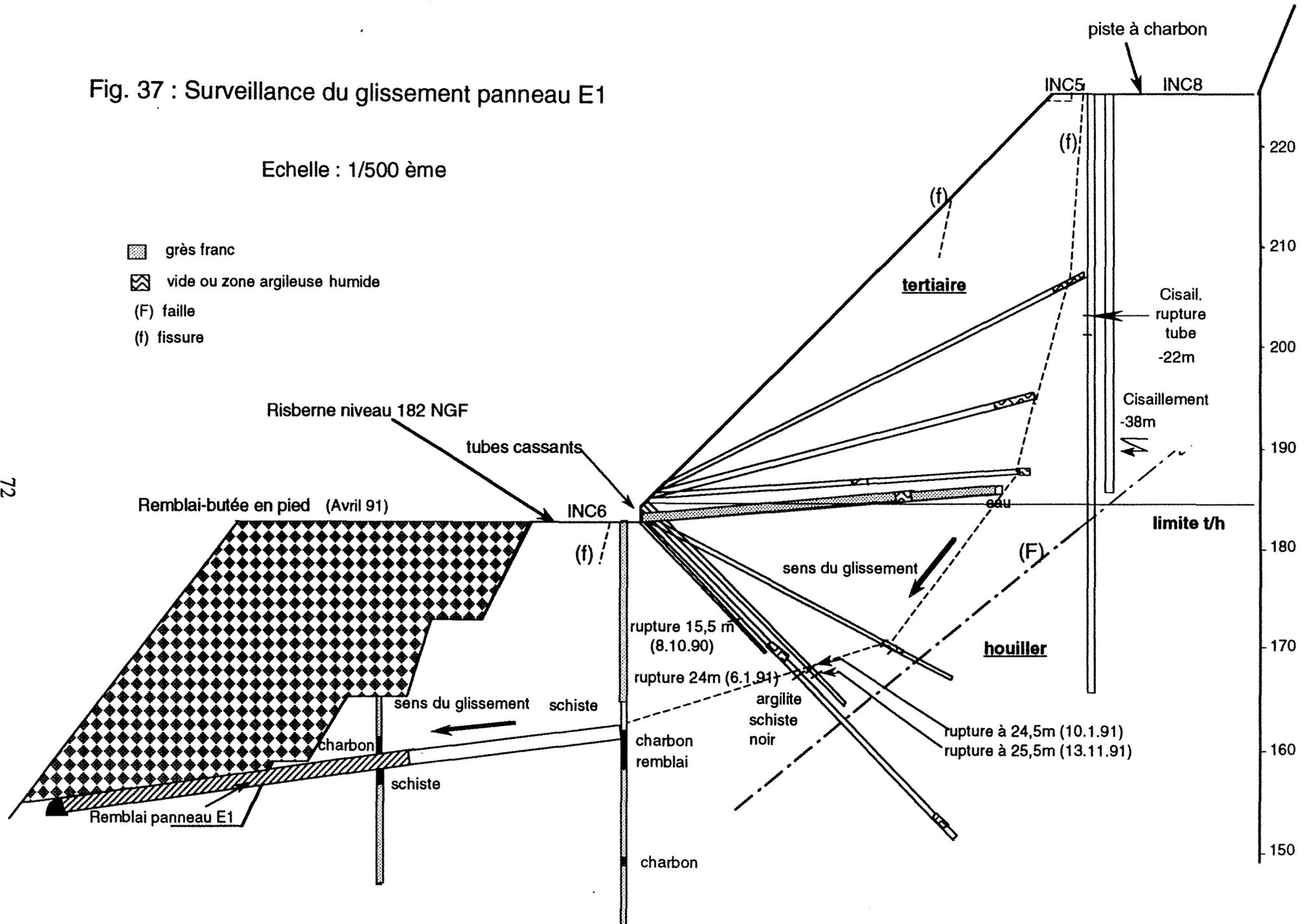
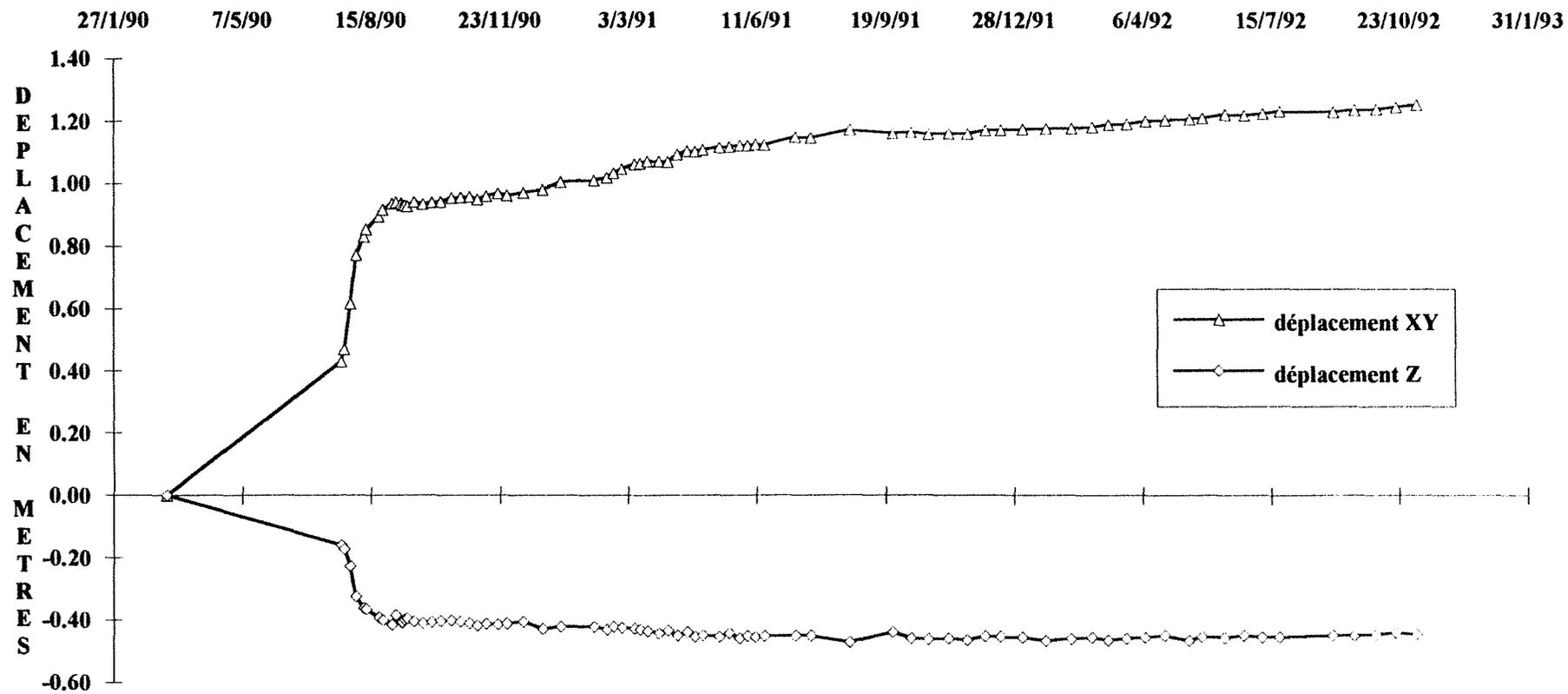


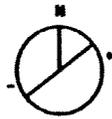
Figure 38 : PLOT TOPOGRAPHIQUE N° 500. FLANC EST. NIVEAU 182.





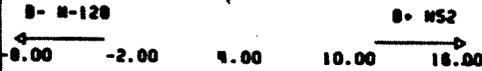
TRACES INCLINOMETRIQUES

Reference : mesures du 14- 9-90
 : mesures du 20-12-90
 : mesures du 6- 3-91

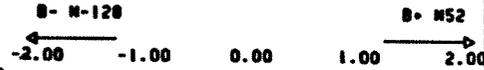


Sondage CARMS
Direction B
0.00 = 226.34

Deplacement ponctuel en mm



Deformee en cm



Prof (m)

INCLINO legielel BRGM

74



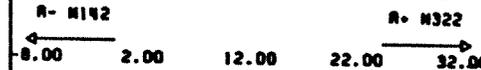
TRACES INCLINOMETRIQUES

Reference : mesures du 14- 9-90
 : mesures du 20-12-90
 : mesures du 6- 3-91



Sondage CARMS
Direction A
0.00 = 226.34

Deplacement ponctuel en mm



Deformee en cm



Prof (m)

INCLINO legielel BRGM

Figure 39 : Résultat de mesure inclinométrique (INC5).

IV.4.2 Interprétation

Une synthèse des évolutions au cours du temps des différentes instrumentations mises en place est présentée sous forme de diagramme temps.

On remarque selon ce diagramme que toutes les déformations importantes du massif se sont produites avant ou pendant la réalisation de la butée en pied de talus.

Après la construction de la butée, nous avons continué à contrôler la topographie et on constate que l'on s'oriente vers une stabilisation du talus, mis à part quelques mouvements résiduels (figure 38).

La poursuite de l'exploitation a provoqué d'autres mouvements.

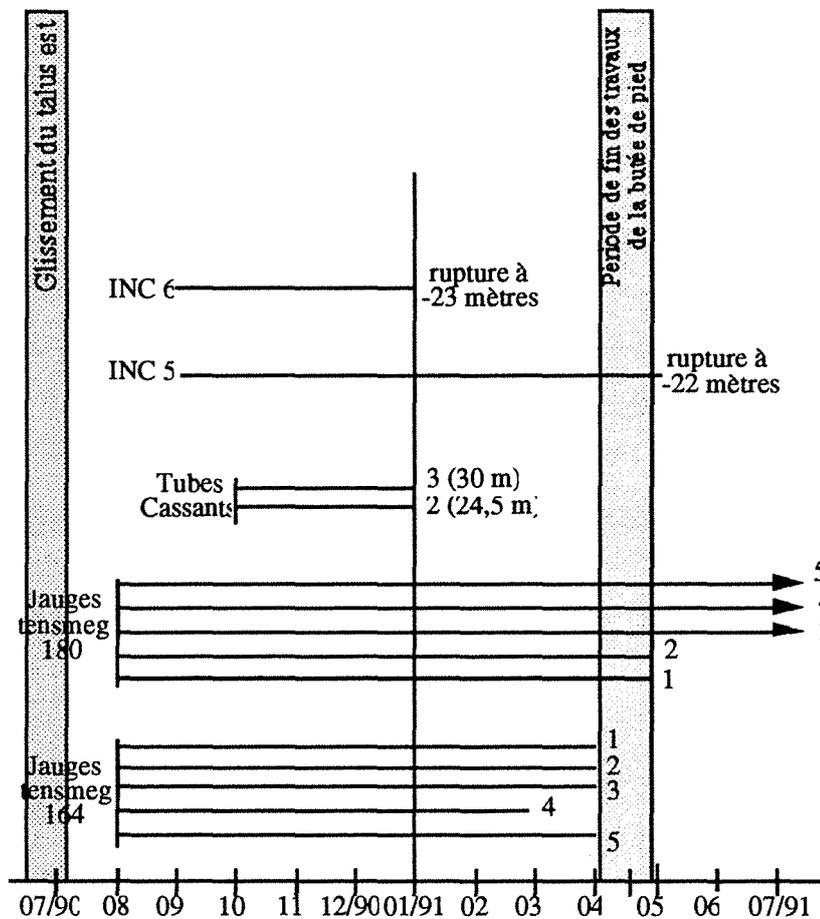


Figure 40 : diagramme temps des déformations importantes dans le massif

IV.5 AUSCULTATION DU PANNEAU G1

Le panneau G1 est situé au nord du panneau E1, ils sont séparés par la faille n° 40. Le panneau G1 présente la même configuration de celle de E1. Cette zone est donc à risque. La position des différents instruments est reportée sur la figure 41.

IV.5.1 Mesures effectuées

a) Extensomètre

Deux extensomètres à tiges à lecture mécanique de type "WR-FLEX" ont été placés sur le panneau G1 afin de détecter d'éventuels mouvements en affaissement, respectivement à partir des risbermes 180 NGF et 172 NGF (figure 42).

Mesures enregistrées sur l'extensomètre installé depuis le Niveau 182 (WR-FLEX 180)

Un mouvement en affaissement est apparu depuis le mois de Mai 1990 à 22 et 27 m.

Depuis cette date, on observe une nette évolution de ces deux points. Les ancrages à 32, 37 et 42 m ne montrent aucune déformation significative (figure 44).

Mesures enregistrées sur l'extensomètre installé depuis le Niveau 172 (WR-FLEX 172)

Nous avons enregistré des déformations importantes à 20 et 25 m de profondeur. Les tiges correspondant aux ancrages situés à 20 et 25 m traduisent un tassement du sol respectivement de 1,5 et 2 cm depuis le début des mesures.(figure 45)

Ce tassement peut être dû à la surcharge du remblai mis en place dans cette zone.

b) Inclinomètre

Un inclinomètre, numéroté INC7 (figure 41) permet de surveiller le panneau G1 en profondeur.

Un premier mouvement de cet inclinomètre INC7 a été observé depuis le mois de Décembre 1990 à 34 m de profondeur.

Au mois de Mai 1991, un autre mouvement de cisaillement est détecté vers 28 m.

L'amplitude de la résultante des déplacements est orientée vers l'Ouest (N285) (figure 46) conformément au pendage du panneau G1.

Le mouvement s'est poursuivi par la suite, en effet la mesure du 11.05.92 a montré que le tube est cisailé à 22 m de profondeur.

c) Topographie

Parmi les plots installés dans la zone concernée, nous considérons le plot 515, situé près de la tête de l'extensomètre WR-FLEX au niveau 182, comme caractéristique pour l'interprétation des mouvements en surface.

Les mesures topographiques du plot 515 ont débuté en Octobre 1990. Des mouvements ont été perceptibles à partir du mois de Mars 1991 (cf. figure 43).

Après une année de contrôle (Mars 1992), nous enregistrons un déplacement de 12 cm, vers le fond de fosse. Depuis cette date, nous observons une certaine tendance à la stabilité en surface. Il est à signaler également qu'une butée a été construite pour éviter l'apparition de désordres identiques à ceux du panneau E1. Le tableau 6 rappelle l'ensemble de l'instrumentation installée au niveau du panneau G1

TYPE D'INSTRUMENT	DATE DE MISE EN PLACE	CÔTE NGF DE MISE EN PLACE	PROFONDEUR DU FORAGE	INCLINAISON DU FORAGE	MOUVEMENTS OBSERVÉS ET DATES	PROFONDEUR DES ANCRAGES
<i>Tube cassant</i> (12m)	06/91	154	35 m	Vertical	Pas de rupture	
<i>Extensomètre</i> WR-FLEX 5 Ancrages (42m)	02/91	182	42 m	45°	Affaissement à 22 et 27m (à partir de 11/91)	22 27,32,37 et 42 m
<i>Extensomètre</i> WR-FLEX 5 Ancrages (40m)	07/91	172	40 m	Vertical	Remontée des Ancrages à 20 et 25 m	20, 25,30,35 et 40 m
<i>Inclinomètre</i> INC7 (50 m)	10/90	182	50 m	Vertical	Cisaillement à 22 m (11/05/92)	

Tableau 6 - Instrumentation du panneau G1

IV.5.2 Interprétation

Les mouvements mesurés sont représentatifs de la partie amont du panneau G1 et sont localisés au toit de ce dernier (Cf. figure 42).

Le déplacement horizontal relatif était de 38 mm en Mars 92 (INC7). Les tubes cassants ne présentaient pas de rupture.

Les déformations enregistrées conjointement par les extensomètres à tiges et l'inclinomètre (INC7) traduisent un cisaillement au toit du panneau G1.

Les mouvements mesurés par le WR-FLEX 172 peuvent être interprétés par un tassement du sol dû à la surcharge du remblai mis en place dans cette zone. Le cisaillement détecté par le l'INC7 et le WR-FLEX 180 et dont le plan passe entre les ancrages 2 et 3 du WR-FLEX 172, compense le mouvement en tassement. Ceci peut expliquer les très faibles mouvements enregistrés par les ancrages 3, 4 et 5 du WR-FLEX 172.

On peut donc interpréter les mouvements observés comme étant dus au phénomène de reprise d'affaissements des anciens travaux miniers très localisés ou "Réajustement d'affaissement minier".

Fig. 42 : Surveillance du panneau G1

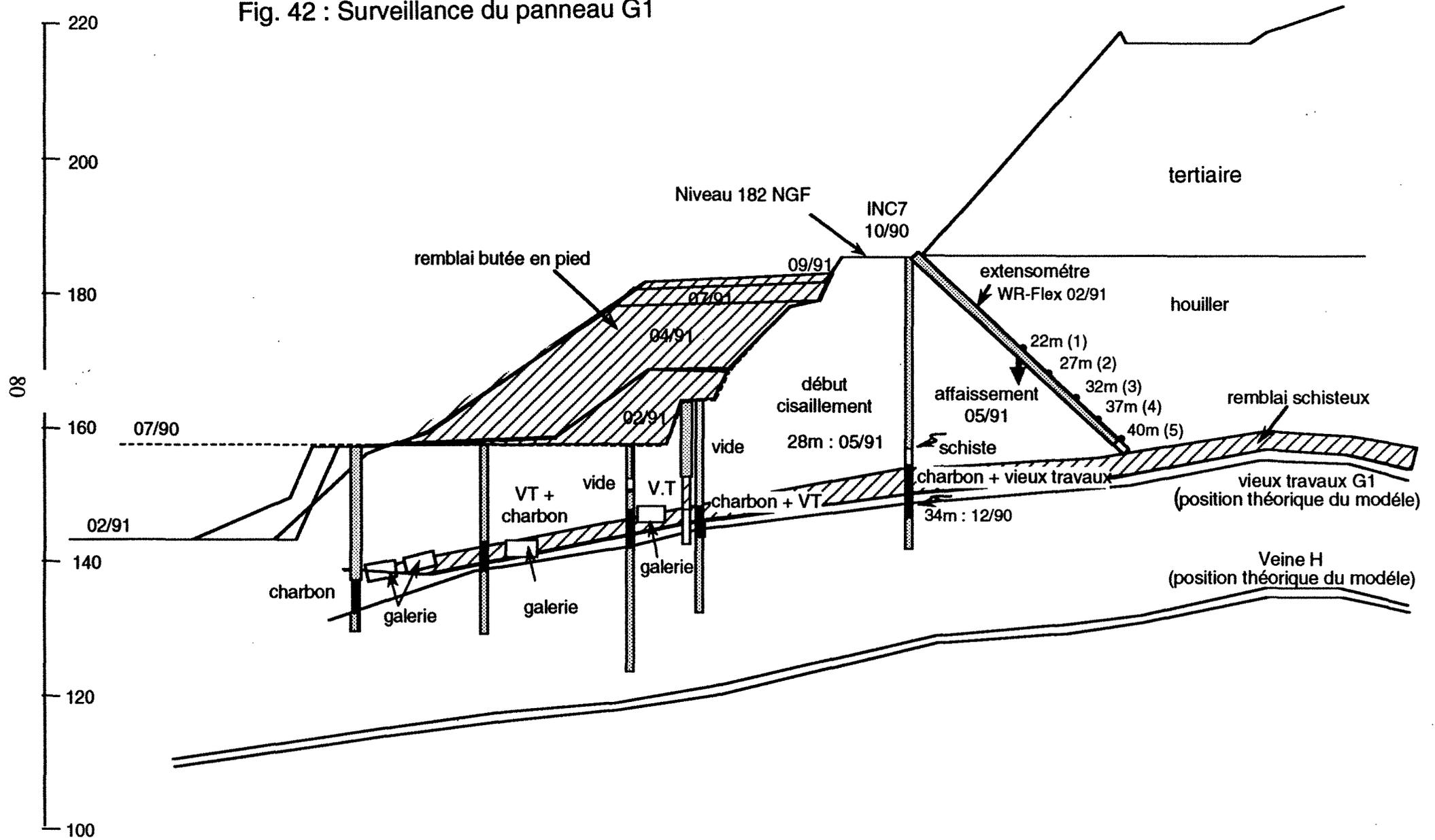
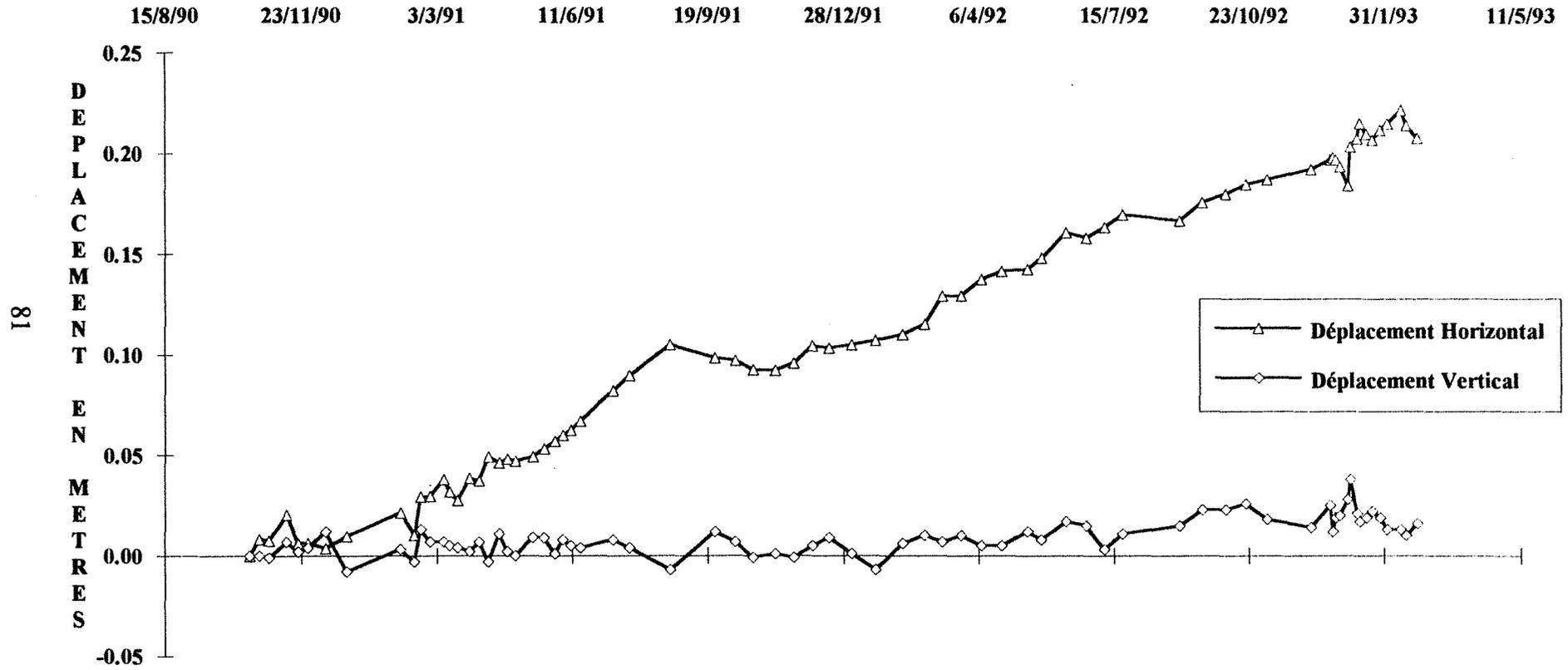
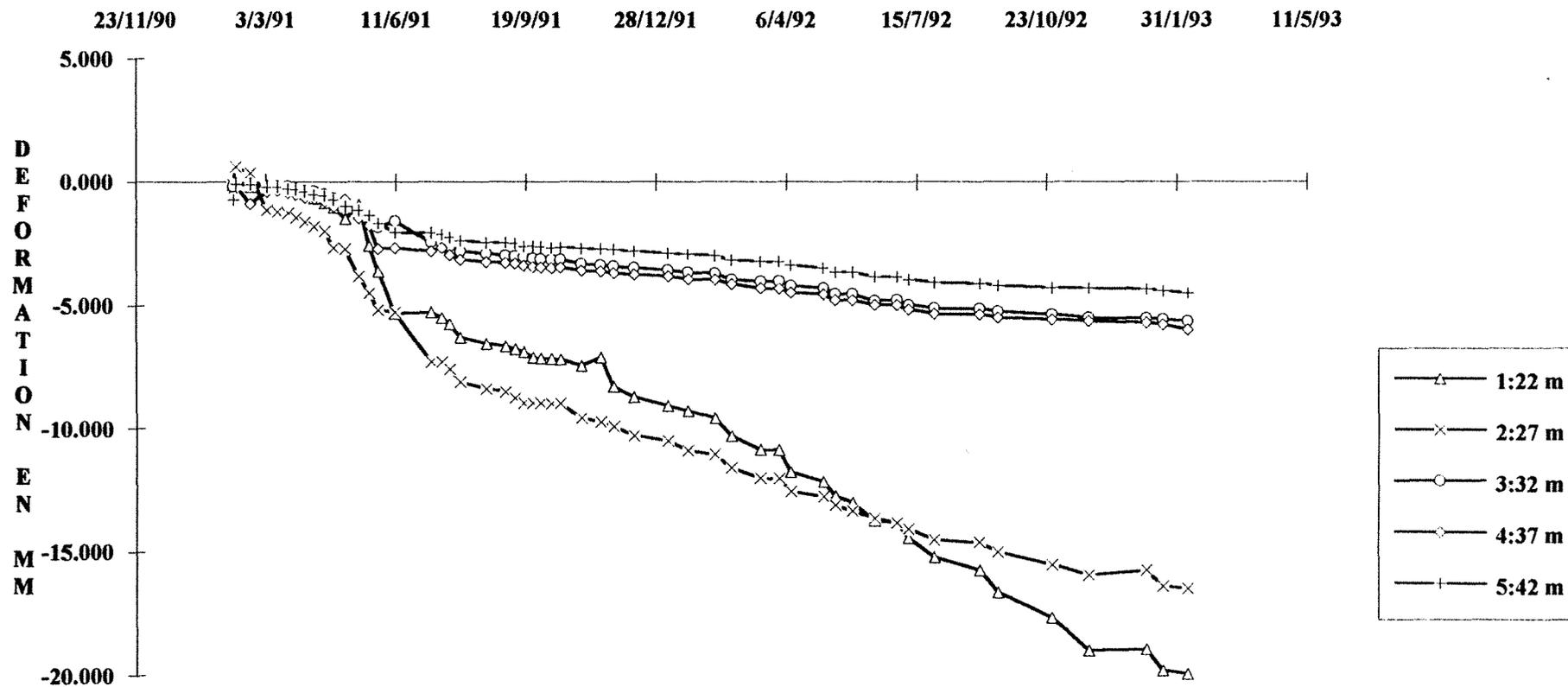


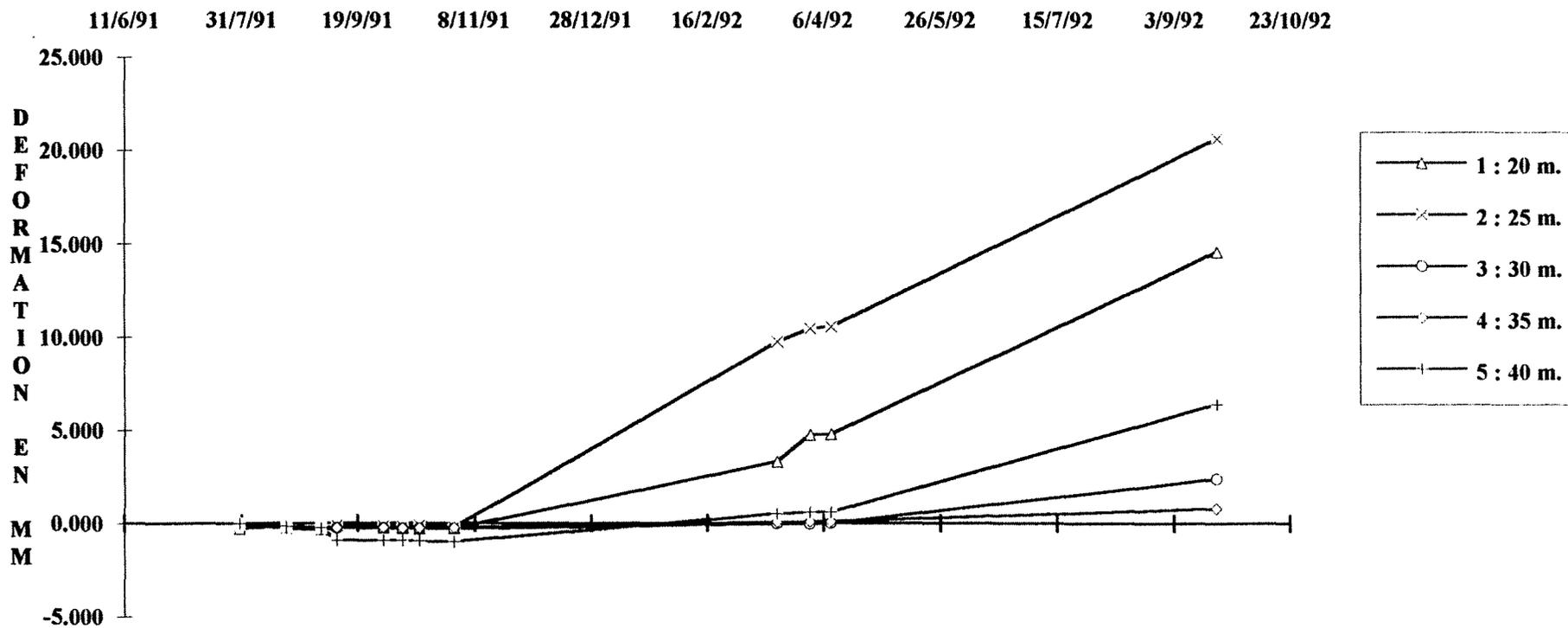
Figure 43 : PLOT TOPOGRAPHIQUE N° 515. FLANC EST. NIVEAU 182;



**Figure 44 : EXTENSOMETRE A TIGE WR-FLEX 5 ANCRAGES. FLANC EST, SURVEILLANCE
PANNEAU G1 NIVEAU 180**



**Figure 45 : EXTENSOMETRE A TIGE WR-FLEX 5 ANCRAGES. FLANC EST, SURVEILLANCE
PANNEAU G1 NIVEAU 172**





Affaire HBCN FOSSE SAINTE MARIE FLANC EST

N° INC7

Client
HBCN CARNAUX

Auteur PG
Contrôle BONNART

Date 20-01-93
Page

TRACES INCLINOMETRIQUES

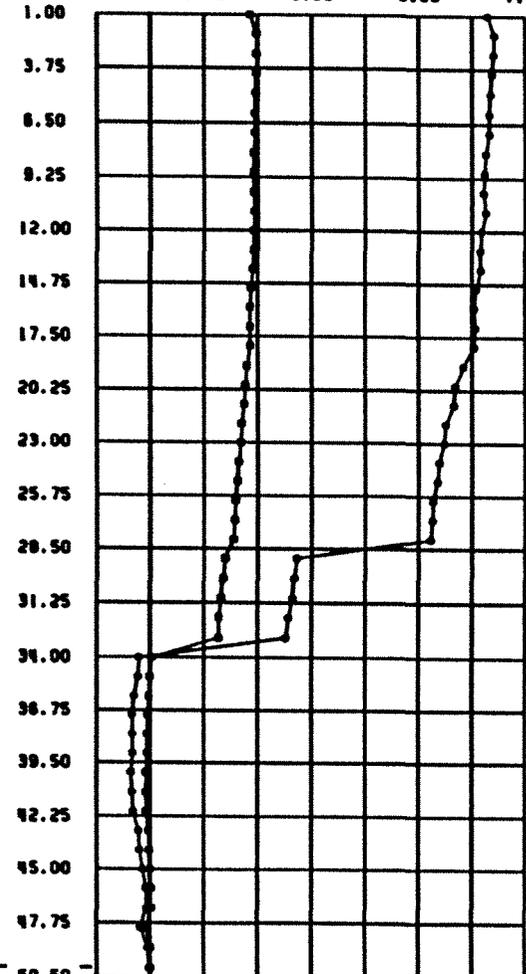
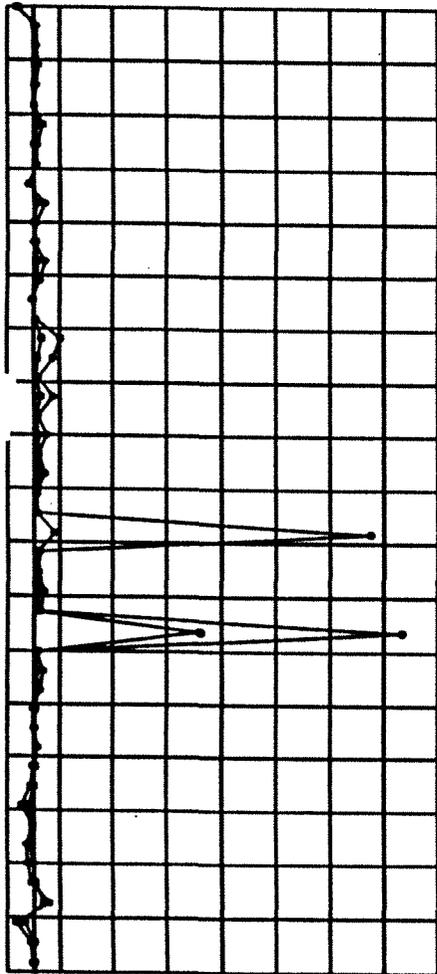
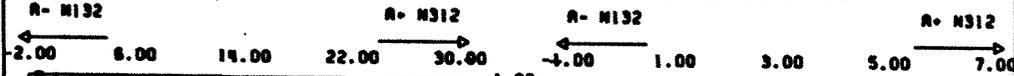
Reference : mesures du 31-10-90
• : mesures du 14-5-91
• : mesures du 31-12-91



Sondage CARM7
Direction A
0.00 = 184.00

Deplacement ponctuel en mm

Deformee en cm



Prof (m) INCLINO logitelec BRGM

84



Affaire HBCN FOSSE SAINTE MARIE FLANC EST

N° INC7

Client
HBCN CARNAUX

Auteur PG
Contrôle BONNART

Date 20-01-93
Page

TRACES INCLINOMETRIQUES

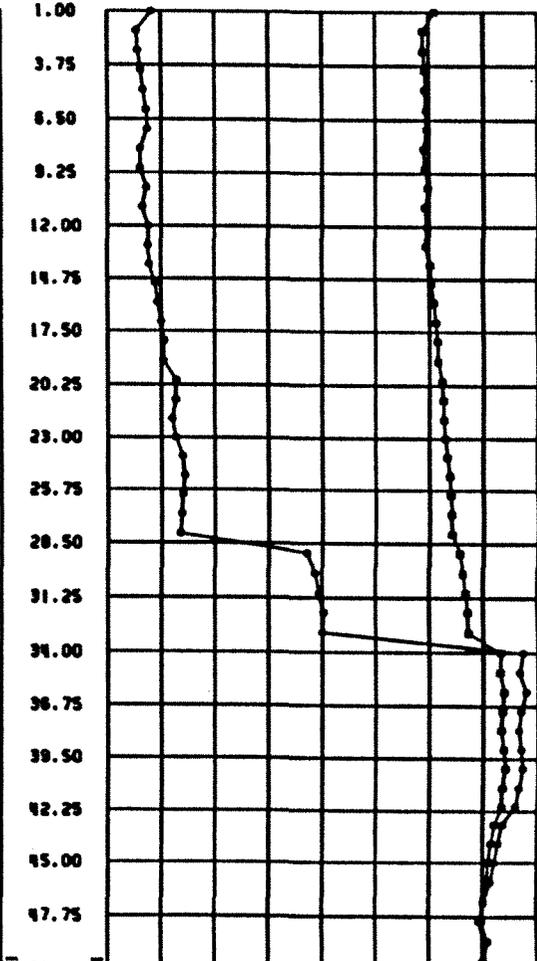
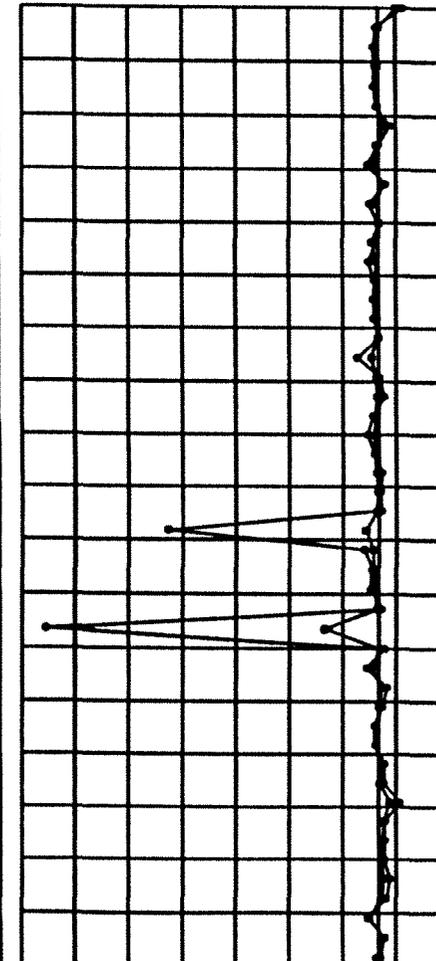
Reference : mesures du 31-10-90
• : mesures du 14-5-91
• : mesures du 31-12-91



Sondage CARM7
Direction B
0.00 = 184.00

Deplacement ponctuel en mm

Deformee en cm



Prof (m) INCLINO logitelec BRGM

Fig. 46 : Résultat de mesure inclinométrique (INC7)

IV.6 AUSCULTATION DU PANNEAU E2

Le panneau E2 est situé au nord du panneau G1. La faille n°100 les sépare. Le panneau E2 présente également la même configuration que les panneaux E1 et G1. La zone du panneau E2 est donc considérée à risque. La situation des différents instruments est présentée sur la figure 47.

IV.6.1 Mesures effectuées

En plus de l'instrumentation citée dans le tableau 7, des plots topographiques ont été installés à divers niveaux. Nous considérons dans notre étude le plot 529 (figure 47), situé près de la tête du tube cassant, en vue d'établir une corrélation entre les éventuels mouvements détectés par les divers types d'appareillages.

Type d'instrument	Date de mise en place	Côte NGF de mise en place	Profondeur du forage	Inclinaison du forage	Mouvements observés et dates	Profondeur des Ancrages
Tube cassant (12m)	06/91	178	44 m	Vertical	Pas de rupture	
Extensomètre WR-FLEX. 5 ancrages (40m)	06/91	168	40 m	Vertical		20, 25,30,35 et 40 m
Inclinomètre INC9 (45 m)	01/92	167	45 m	Vertical	Mouvement localisé à 34 m vers le N-W	

Tableau 7 - Instrumentation du panneau E2

IV.6.2 Interprétation

La courbe de déplacement en fonction du temps du plot 529 dont les mesures ont débuté en septembre 1991, montre une certaine continuité des mouvements. On ne remarque pas d'accélération des déplacements (cf figure 50). Les déplacements enregistrés peuvent être interprétés comme des mouvements dus à la détente des terrains, suite à l'approfondissement de la fosse.

Comme indiqué dans le tableau 7, nous ne constatons pas de mouvement significatif dans cette zone. En effet, le déplacement résultant, détecté par l'inclinomètre INC9 est de très faible amplitude : au maximum

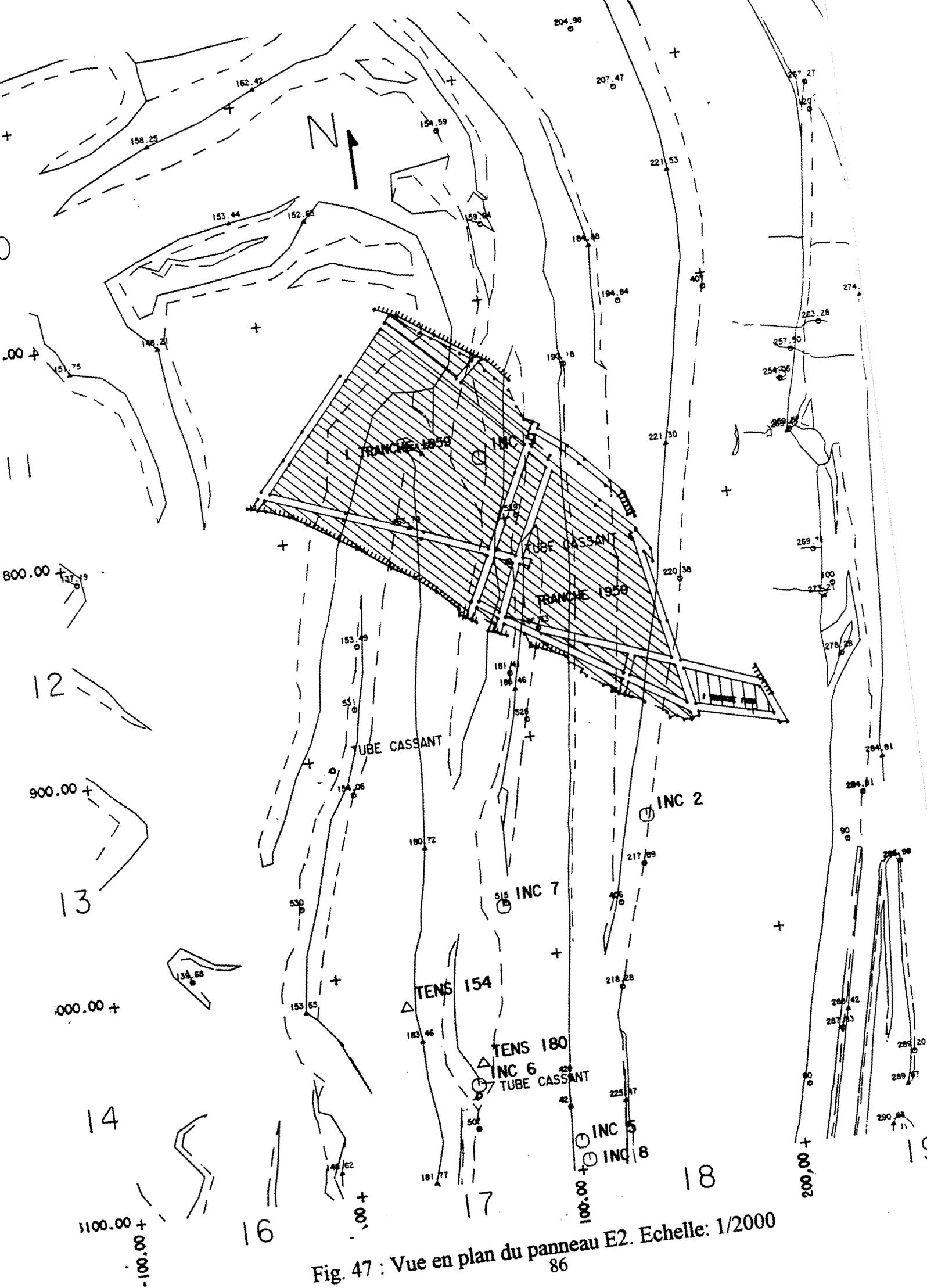


Fig. 47 : Vue en plan du panneau E2. Echelle: 1/2000

Fig. 48 : Surveillance du panneau E2

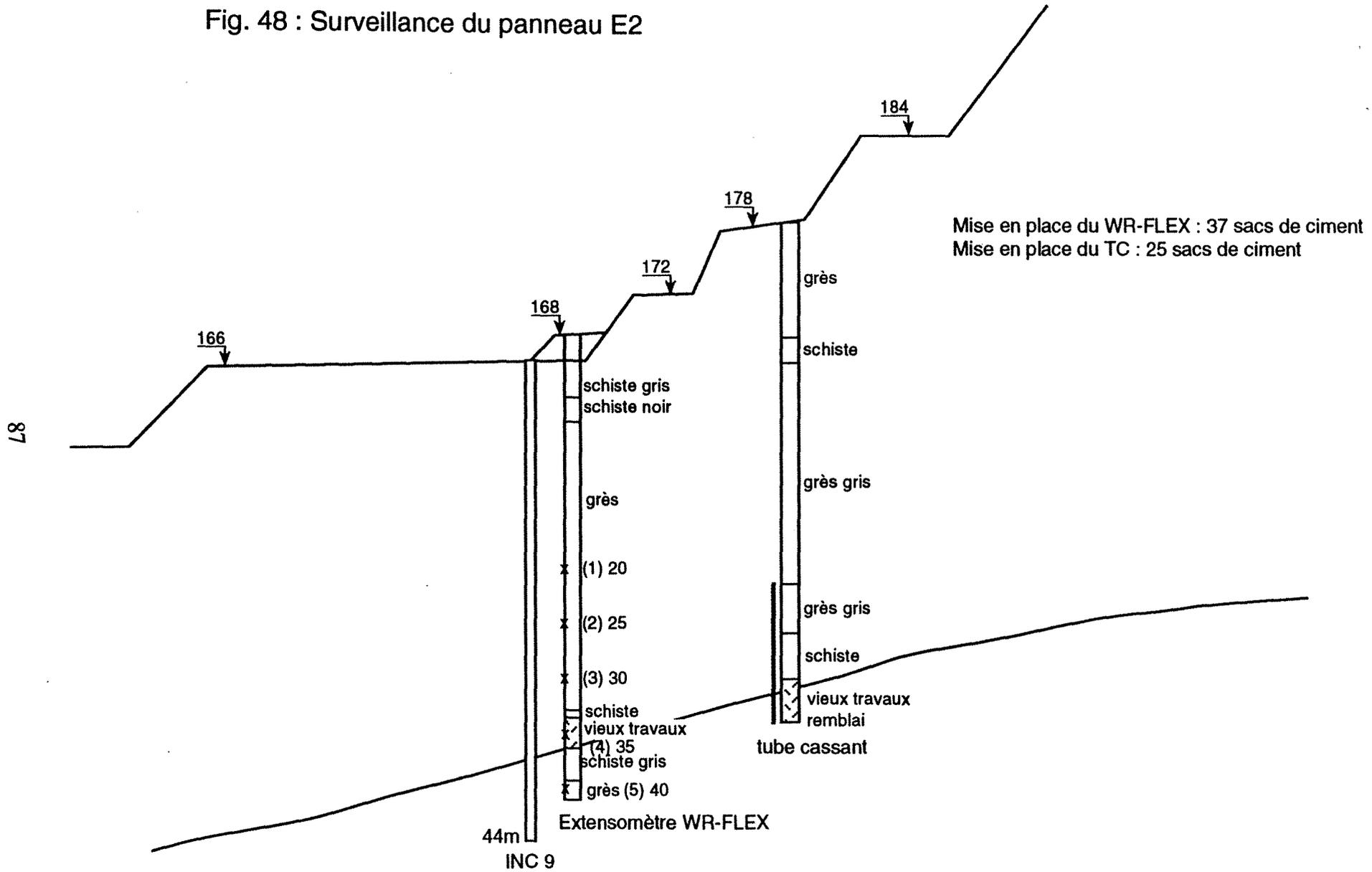


Figure 49 : EXTENSOMETRE A TIGE WR-FLEX 5 ANCRAGES, VERTICAL, FLANC EST, SURVEILLANCE PANNEAU E2 168.

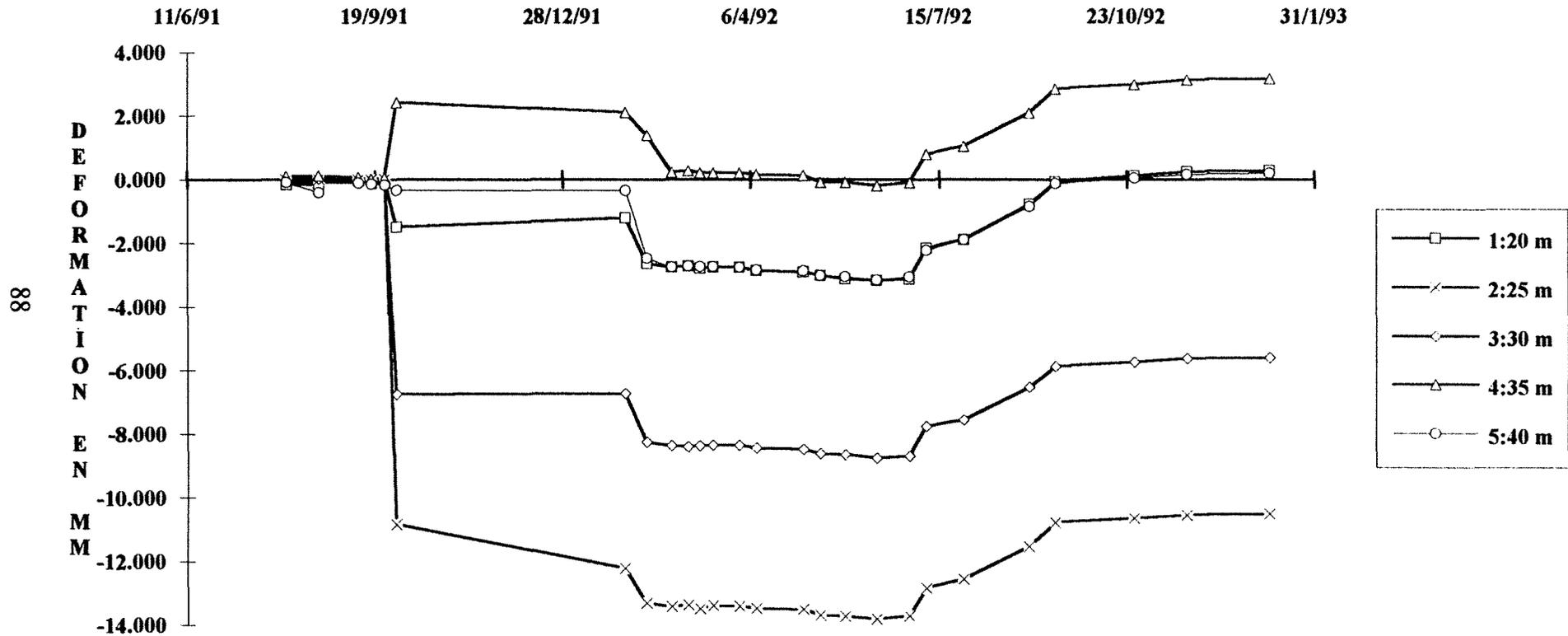
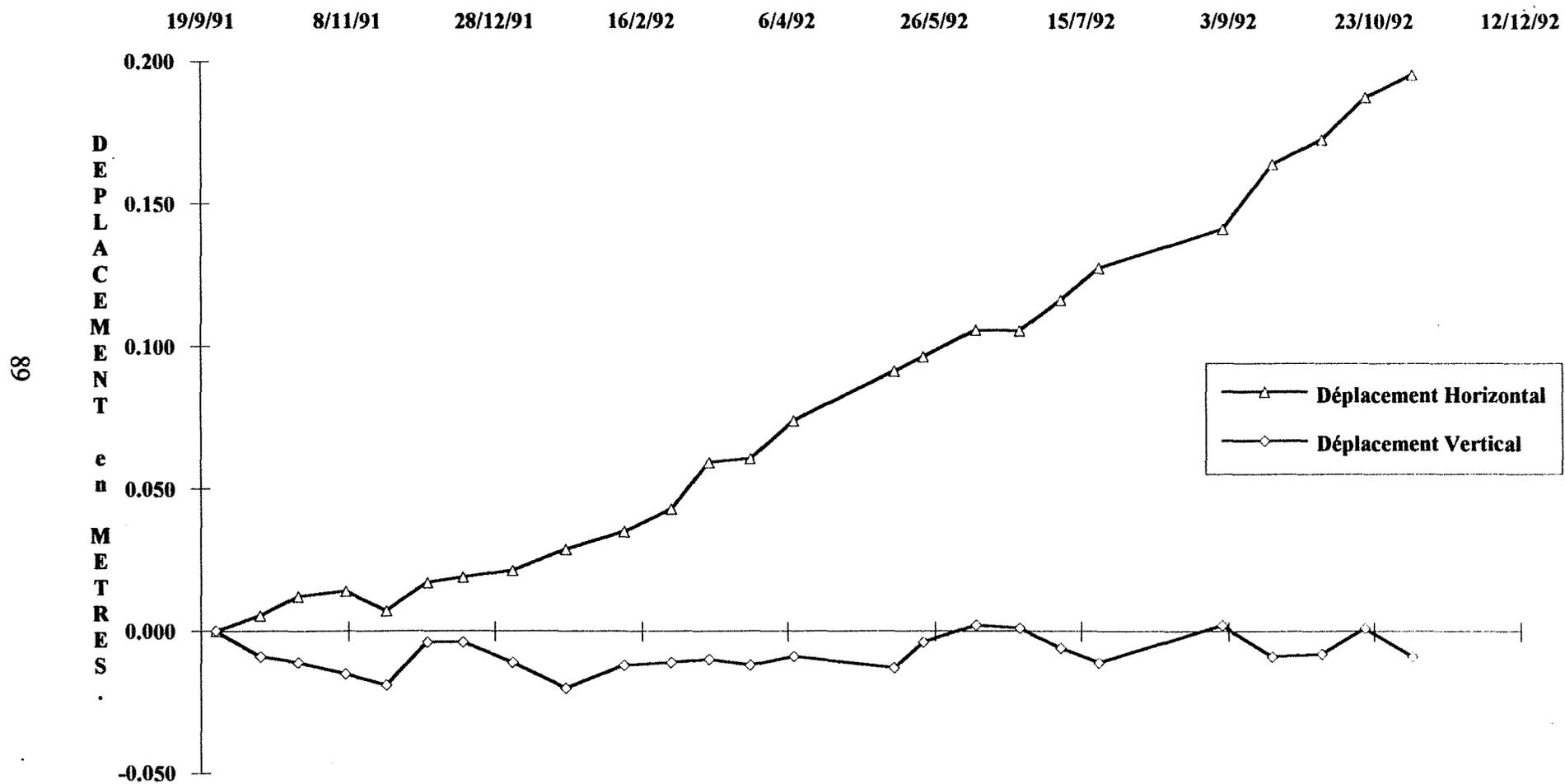


Figure 50 : PLOT TOPOGRAPHIQUE N° 529. FLANC EST. NIVEAU 178.





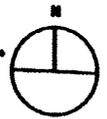
Affaire HBCN FOSSE SAINTE MARIE FLANC EST

N° INC 9

Client
HBCN CARNAUXAuteur DB
Contrôle BONNARTDate 20-01-93
Page

TRACES INCLINOMETRIQUES

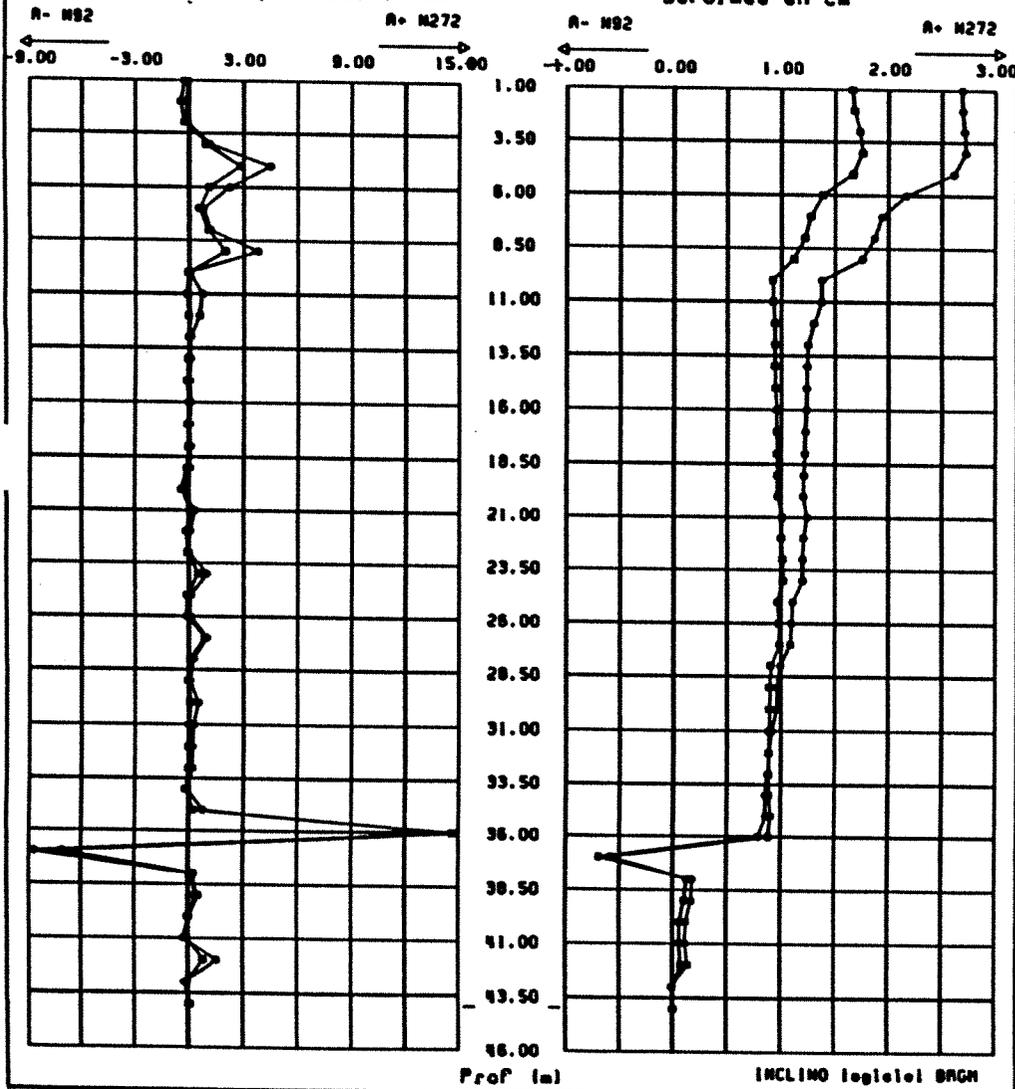
Reference : mesures du 31- 1-92
 • : mesures du 11- 5-92
 • : mesures du 17- 7-92



Sondage CARM9
 Direction A
 0.00 = 167.23

Déplacement ponctuel en mm

Déformées en cm



Affaire HBCN FOSSE SAINTE MARIE FLANC EST

N° INC 9

Client
HBCN CARNAUXAuteur DB
Contrôle BONNARTDate 20-01-93
Page

TRACES INCLINOMETRIQUES

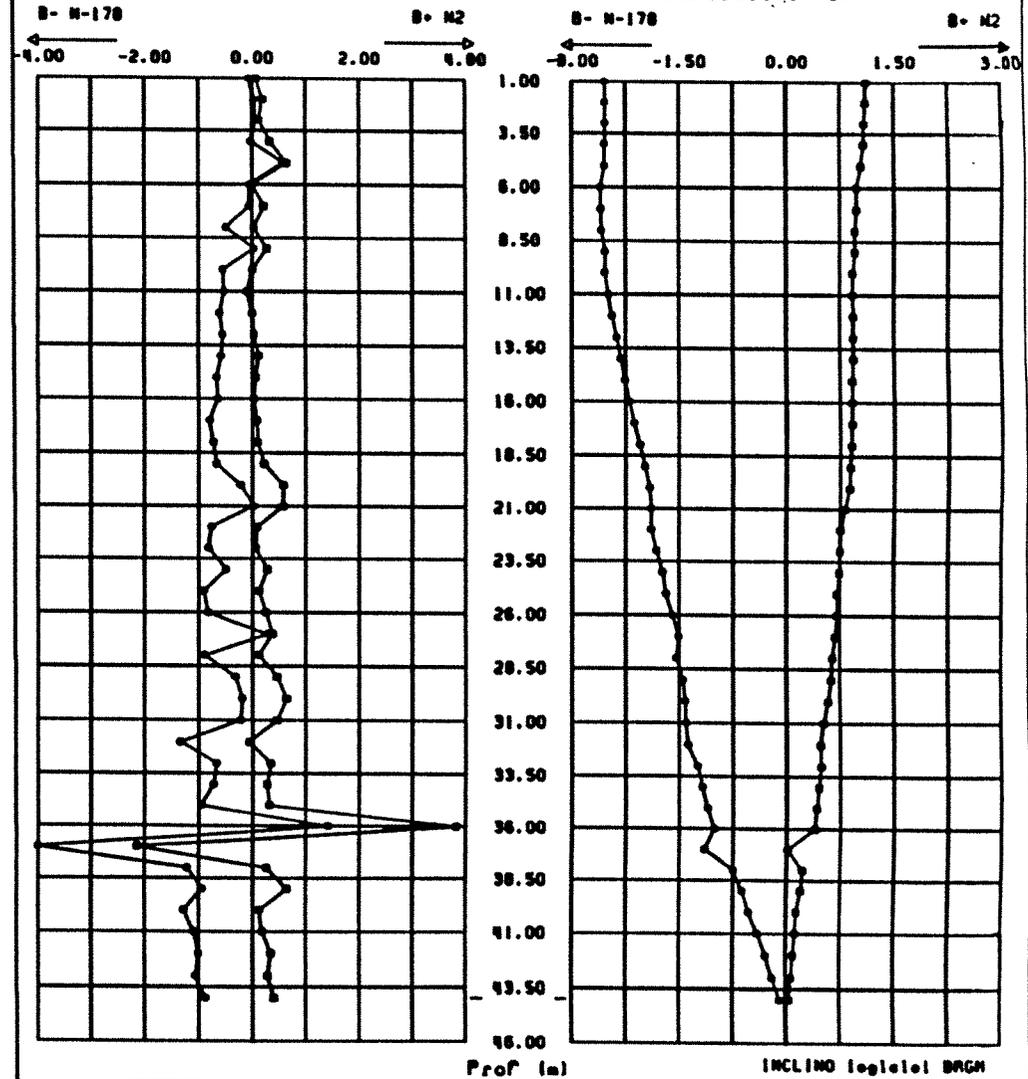
Reference : mesures du 31- 1-92
 • : mesures du 11- 5-92
 • : mesures du 17- 7-92



Sondage CARM9
 Direction B
 0.00 = 167.23

Déplacement ponctuel en mm

Déformées en cm



06

Figure 51 : Résultat de mesure inclinométrique (INC9).

35 mm, alors que nous avons observé des déplacements jusqu'à 75 cm pour l'auscultation du panneau E1. Ce mouvement est orienté vers le Nord-Ouest, conformément au pendage du panneau E2 (figure 51). A l'état actuel, cette zone est considérée comme stable, mis à part les quelques mouvements résiduels détectés, qui peuvent être dus aussi au phénomène de reprises d'affaissement ou "réajustement minier".

IV.7 AUSCULTATION DU FLANC NORD

La configuration du flanc Nord (figure 34) est la plus critique et mérite une auscultation un peu plus intense à cause de la double influence : par le fond, des vieux travaux et par la crête du terril des Tronques (cf figure 3) qui occupe l'emplacement d'un ancien bassin de décantation.

Pour la surveillance et l'auscultation de ce terril, il a été mis en place des plots de surveillance topographique (plots 600, 601, 602 et 603), un inclinomètre (INC3) et 5 piézomètres (Pz 191, Pz 192, Pz 211, Pz 221 et Pz 222).

Le talus est surveillé par des plots topographiques (160, 170, 180 et 190) en crête de fosse, un inclinomètre (INC4) en pied du terril des tronques et un autre inclinomètre (INC20), ainsi qu'un piézomètre sur une plate-forme intermédiaire du talus tertiaire à la côte 190 NGF.

Outre les mesures de toute cette instrumentation, on procède également au relevé régulier des mesures de convergence entre les plots 30 et 601 et entre les plots 30 et 180 ; (le plot 30 étant situé à l'opposé sur la crête Sud de la fosse).

IV.7.1 Mesures effectuées

a) Topographie

Les mesures des plots 600 et 601 ont débuté en Juin 1990 et ceux des plots 602 et 603 en Août 1990.

On constate d'après les courbes de déplacement des plots en fonction du temps que la vitesse du mouvement de ces derniers n'atteint pas 1 cm/mois.

Le plot 603 s'est déplacé horizontalement de 12 cm depuis le début des mesures (06.90). Ce déplacement est le plus important par rapport à celui des autres plots.

b) Convergences

La convergence entre le plot 30 situé au flanc Sud et le plot 601 sur le terril des tronques, a atteint 14,5 cm.

c) Inclinomètre

L'inclinomètre (INC3) placé à partir du niveau 279 NGF, traduit une déformation d'ensemble régulière

avec une légère augmentation à 25 m vers le Sud, la résultante est orientée vers le Sud-Ouest (vers le fond de fosse).

IV.7.2 Interprétation

Nous n'enregistrons pas de mouvement localisé jusque là. Le Houiller n'est pas encore excavé. Les seuls mouvements, très faibles, observés sont dû à la détente des terrains.

L'expérience du flanc Est a montré que les mouvements importants se sont produit après l'excavation du houiller. Au moment où nous rédigeons ce mémoire, les résultats se sont pas significatifs, mais nous pensons qu'il est important de signaler ce cas d'auscultation très particulier. Il est recommandé de suivre l'évolution du comportement géotechnique de ce flanc.

IV.8 CONCLUSION

A partir de l'auscultation précise de 3 zones en mouvement, nous constatons que les instruments sont complémentaires les uns des autres : pour que les observations fournies par l'un d'entre eux soient exploitables, il est impératif que plusieurs méthodes soient mises en œuvre conjointement.

Il est très difficile de privilégier tel ou tel instrument. Nous pensons que pour comprendre un mécanisme il nécessaire d'exploiter toutes les informations fournies par les différentes instrumentations.

La leçon déduite de ces investigations, est qu'avec un seul type d'instrument il est très aléatoire de décrire un mécanisme. L'exemple de la surveillance du panneau G1 l'illustre parfaitement. L'interprétation des résultats de l'extensomètre seul était très délicate. Il a fallu associer les mesures inclinométriques et celles de la topographie pour donner une explication aux phénomènes observés.

Les mesures topographiques permettent de détecter les mouvements et de délimiter, en surface, les zones instables; les tubes cassants sont de bons indicateurs de rupture en profondeur, mais à usage unique; les extensomètres en sondage permettent de mieux cerner les déplacements à différentes profondeurs, mais seuls les inclinomètres donnent une indication sur la direction des mouvements. Enfin les jauges installés sur les câbles ont permis de vérifier l'action de ces derniers.

Les cas présentés sont liés à des configurations géométriques défavorables. Au flanc est, les panneaux exploités en souterrain et partiellement remblayés ont un pendage vers le centre de la fosse et sont délimités latéralement par des failles. Au flanc Nord, nous rencontrons une configuration différente, la double influence (terril des Tronques et vieux travaux) sur la stabilité.

Au flanc Nord, l'exploitation du houiller n'est pas encore commencé. L'expérience du flanc Est nous montre que les instabilités apparaissaient seulement après le début de l'exploitation du houiller et particulièrement des anciens travaux. Les mouvements enregistrés jusque là au nord de la fosse sont essentiellement dus au phénomène de détente des terrains.

A ce stade de l'exploitation, nous pensons qu'il est encore tôt pour parler de l'influence des anciens travaux et du terril des tronques avec les résultats des mesures des différents instruments d'auscultation.

L'instrumentation mise en place à différents endroits de la fosse, nous a permis de préciser le mécanisme des mouvements de talus, de contrôler l'efficacité des mesures confortatives et de détecter une éventuelle accélération des mouvements susceptible de mettre en cause la sécurité du personnel et du matériel.

Les mesures de surveillance de ce type doivent se poursuivre au cours de l'approfondissement de la mine car il existe encore des panneaux exploités anciennement dans les couches plus profondes.

Dans le tableau 8, nous avons représenté les déplacements pendant des périodes choisies en fonction de l'ampleur du mouvement des plots, ainsi que les vitesses de déplacement.

N° PLOT	SITUATION	PERIODE	DEPLACEMENT (cm)	VIT.DEPLACEMENT (cm/mois)
70	Crête flanc Est	23/02/90-15/05/90	9	1,5
		15/05/90-27/07/90	4	1,6
		27/07/90-14/02/91	-	0
		14/02/91-10/06/91	2,6	0,65
80	Crête flanc Est	23/02/90-15/05/90	3,9	1,3
		15/05/90-27/07/90	5,5	2,2
		27/07/90-14/02/91	-	0
		14/02/91-10/06/91	3,2	0,8
90	Crête flanc Est	23/02/90-15/05/90	3,9	1,3
		15/05/90-27/07/90	3	1,25
		27/07/90-14/02/91	-	0
		14/02/91-10/06/91	2,8	0,7
402	Tertiaire flanc Sud Est	9/03/90-23/07/90	4,7	0,96
		23/07/90-12/03/91	3,7	0,50
		12/03/91-17/06/91	1,4	0,36
		17/06/91-11/07/91	1,3	1,3
403	Tertiaire flanc Sud	9/03/90-23/07/90	4,4	0,88
		23/07/90-12/03/91	3	0,40
		12/03/91-17/06/91	-	0,25
		17/06/91-11/07/91	-	1,33
404	Tertiaire flanc Sud	9/03/90-23/07/90	4,65	0,93
		23/07/90-12/03/91	0,97	0,13
		12/03/91-17/06/91	0,7	0,23
		17/06/91-11/07/91	1,22	1,22
405	Tertiaire flanc Est	9/03/90-25/07/90	7,7	1,8
		25/07/90-18/03/91	6,4	0,8
		18/03/91-11/07/91	4,6	1,15
406	Tertiaire flanc Est	9/03/90-25/07/90	8,4	2,1
		25/07/90-18/03/91	3,2	0,4
		18/03/91-17/06/91	4,2	1,4
416	Tertiaire flanc Est	17/09/90-12/11/90	3,2	1,6
		12/11/90-18/03/91	1	0,25
		18/03/91-17/06/91	3,3	0,83
417	Piste charbon flanc Est	10/04/91-17/06/91	1,4	0,7
		30/04/91-17/06/91	2,8	1,45
		17/06/91-11/07/91	1,6	1,6
500	Houiller flanc Est	09/03/90-23/07/90	37	9,3
		23/07/90-03/08/90	27,5	110
		03/08/90-31/08/90	16	16
		31/08/90-11/07/91	1	2
507	Houiller flanc Est	30/07/90-07/09/90	27,6	23
		07/09/90-04/02/91	8	1,6
		04/02/91-30/04/91	7,5	2,5
		30/04/91-11/07/91	4,5	1,8
515	Houiller flanc Est	16/10/90-04/02/91	1,7	0,56
		04/02/91-30/04/91	3,3	1,1
		30/04/91-11/07/91	3,2	1,4
		30/04/91-17/06/91	2	1,3
		17/06/91-11/07/91	1,5	1,5
522	Houiller flanc Est	18/04/91-30/04/91	0,8	1,6
		30/04/91-11/07/91	5	2,04
		30/04/91-17/06/91	1,1	0,74
		17/06/91-11/07/91	2	2
523	Tertiaire/houiller sur rail flanc Est	18/04/91-24/04/91	0,25	2
		24/04/91-10/06/91	-	0
		10/06/91-11/07/91	0,9	0,9
524	Tertiaire/houiller sur rail flanc Sud	18/04/91-24/04/91	0,56	2,5
		24/04/91-10/06/91	-	0

Tableau 8 - Résultats des mesures topographiques

On constate que globalement la vitesse est inférieure ou égale à 2 cm/mois, sauf durant la période correspondant au glissement du panneau E1 (jusqu'à 1 m).

Un mouvement de 1 à 2 cm/mois correspond donc à une détente des terrains due au creusement de la fosse. Dans notre cas le plot 500 n'a pas été mesuré entre le 09/03/90 et le 23/07/90 . Mais pendant cette période nous avons enregistré plus de 9 cm/mois. Nous n'avons pas pu savoir comment s'est produite l'accélération.

Pour plus de sécurité, il est donc conseillé d'augmenter la fréquence des mesures à partir de 2 cm/mois. La mesure topographique doit être complétée par un contrôle visuel dans la zone menacée de mouvement, afin de détecter l'apparition éventuelle de fissures.

Enfin, il paraît intéressant de donner une idée estimative du coût des différents instruments d'auscultation profonde. Les coûts ne sont cependant pas comparables car l'information fournie par chaque instrument est différente. Nous sommes tenté donc de se rapprocher plutôt de l'évaluation du coût de l'information recherchée.

Le tube cassant jouant donc le rôle de fusible, et permettant de localiser un plan de rupture vaut 1,2 fois environ le prix d'un extensomètre à tiges (WER-FLEX), la lecture peu coûteuse s'effectue à l'aide d'un ohmmètre.

L'extensomètre à tiges est un appareil dont le coût est abordable, il est livré assemblé et prêt à la pose. Le coût de la lecture est faible, celui du traitement des données aussi (traitement informatique par tableur).

L'inclinomètre en forage fournit les meilleurs renseignements (plan de cisaillement, sens du mouvement, quantification). Il est plus cher en pose (de l'ordre de 2 à 3 fois plus qu'un extensomètre) et la lecture discontinue exige un traitement informatique, et un équipement de mesure (sonde, poste de saisie ...) plus important (Cf. § IV.2.d).

Il n'en reste pas moins que le plus important, est l'information escomptée. Le coût de l'appareillage ne devient plus un critère de priorité dans le choix de l'instrumentation.

⇒ *Peut-on définir un seuil d'alarme ?*

Il est souvent délicat de définir nettement un seuil d'alarme généralisé. Par contre il faut prendre en considération tous les mouvements aussi faibles soient ils. Un mouvement peut être brutal ou lent (progressif).

Dans le cas bien précis de la découverte Sainte Marie à Carmaux, nous pouvons distinguer les notions de seuil d'alerte (éveil), et d'alarme (imminence du danger) après analyse des vitesses de déplacement du terrain (tableau 8). C'est l'expérience du site qui prédétermine ces notions de seuils. Dans notre cas ce n'est qu'après avoir observé un mouvement important (glissement de Juillet 1990) que l'idée de différencier les intervalles de valeurs de déformations est apparue. En topographie, la leçon à retenir toujours dans le cas de Carmaux est :

- entre 1 et 2 cm/mois, on considère que les terrains se détendent.
- entre 2 et 4 cm/mois, on mène les investigations sur la compréhension du phénomène. On procède à une auscultation plus poussée. On opte pour une instrumentation profonde. On essaie d'établir l'éventuel lien

temporel, avec les phases de creusement (seuil d'éveil).

- à partir de 4 cm/mois, on considère que le seuil d'alarme est atteint, on vise alors à gérer des solutions plus lourdes : gestion de la sécurité, moyen de confortement...

CHAPITRE V

MODÉLISATION

CHAPITRE V : MODÉLISATION

V.1 INTRODUCTION

Cette partie consiste essentiellement à tenter d'analyser les différents types de ruptures rencontrées durant nos investigations dans la découverte Sainte Marie.

Dans la typologie, nous avons distingué les ruptures localisées au niveau du gradin, de celles affectant l'ensemble du talus. Cette distinction se retrouve au niveau de la modélisation.

Nous avons modélisé les ruptures d'un gradin par des méthodes d'équilibre limite (en 2D ou en 3D), alors que pour la modélisation d'un talus nous avons effectué des calculs en contrainte-déformation, en plus des calculs à l'équilibre limite.

En effet au niveau d'un glissement qui n'affecte qu'un volume de quelques mètres cubes, d'un terrain relativement raide, il est admissible de considérer celui-ci comme indéformable et de ne s'intéresser qu'à un critère simple: équilibre ou non. Quand la masse instable est plus importante, il devient nécessaire de connaître le déplacement dû au glissement, en tout point et son évolution en fonction de celle de la géométrie de l'excavation.

V.2 MÉTHODES À L'ÉQUILIBRE LIMITE

Dans cette partie nous rappelons rapidement le principe des calculs à l'équilibre limite, puis nous décrivons les méthodes utilisées en 2D puis en 3D.

V.2.1 Principe de calcul à l'équilibre limite

Le principe des méthodes de calcul dit à l'équilibre limite consiste à déterminer le coefficient F par lequel il faut diviser la résistance maximale du plan de glissement pour que la masse potentiellement instable soit en état d'équilibre (résultante des forces égale à 0). Ce coefficient de sécurité est bien sûr relatif au mécanisme de glissement considéré et à la méthode de calcul utilisée.

Dans le cas simple du glissement plan représenté sur le schéma ci-joint (figure 52) l'état d'équilibre se traduit par les équations suivantes :

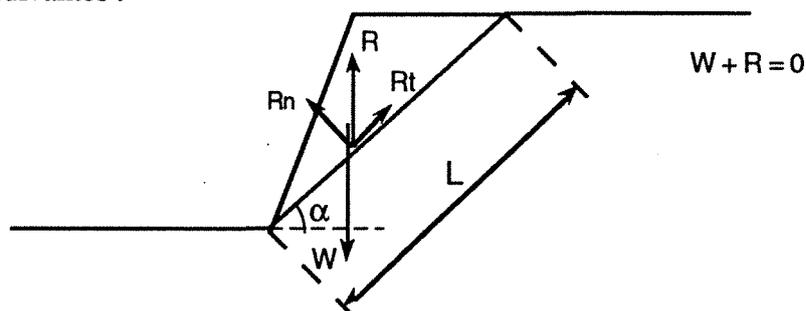


Figure 52 : Analyse de stabilité d'un glissement plan

$$W \sin \alpha = R_t \quad (1)$$

$$W \cos \alpha = R_n \quad (2)$$

avec :

- W : poids de la masse instable
- α : pendage du plan de glissement
- R_t, R_n : composantes tangentielle et normale de la réaction du massif.

La composante tangentielle R_t est égale à une fraction $1/F_0$ de la résistance au cisaillement du plan de glissement (celle-ci étant déterminée par la loi de Coulomb) :

$$R_t = \frac{R_n \cdot \text{tg} \phi + c \cdot L}{F_0} \quad (3)$$

avec :

- ϕ : angle de frottement
- c : cohésion
- L : longueur du plan de glissement
- F_0 : coefficient de sécurité

La résolution du système des trois équations (1), (2) et (3) permet de calculer les trois inconnues R_n , R_t et F_0 . Dans ce cas simple, l'équilibre des moments impose que la réaction du massif passe par le centre de gravité de la masse potentiellement instable.

L'expression de F_0 est :

$$F_0 = \frac{W \cdot \cos \alpha \cdot \text{tg} \phi + c \cdot L}{W \cdot \sin \alpha}$$

Cette expression fait apparaître un rapport entre la force résistante mobilisable et la force motrice agissant effectivement.

Pour des mécanismes de rupture plus complexes (bilinéaire par exemple) le problème ne peut pas être résolu de manière rigoureuse et des hypothèses sont nécessaires pour calculer F (Hantz, 1988).

Le calcul prévisionnel de F nécessite de connaître c et ϕ qui sont généralement déterminés à partir d'essais de laboratoire. Inversement, c et ϕ peuvent être estimés par défaut ou par excès, à partir des cas existants (stables ou instables) : c'est l'analyse a posteriori. Un exemple d'analyse a posteriori sera traité ultérieurement.

V.2.2 Modèle 2D

a) Introduction

Nous décrivons les méthodes utilisées pour la modélisation en 2D d'un type de glissement particulier à l'échelle du talus : le glissement bilinéaire. Nous parlerons ultérieurement, de la comparaison de ces méthodes à l'équilibre limite et celle des éléments distincts.

b) Glissement bilinéaire - Définition

Un glissement bilinéaire ou biplanaire est caractérisé par une surface de rupture composée de 2 plans sur lesquels s'exerce une résistance à la rupture. En effet un bloc découpé par 2 plans, pourrait ne subir qu'un glissement monoplaire si l'on considère que le frottement ne s'exerce que sur un des plans. Dans le cas d'un glissement bilinéaire, la surface de glissement est donc modélisée par deux plans, d'où le terme de glissement biplanaire ou bilinéaire (Goodman, 1989).

Plusieurs méthodes permettent de prendre en compte le frottement sur 2 plans, entre autres : la méthode du double bloc (Goodman), et la méthode des tranches de Sarma.

La méthode du double bloc (Goodman) permet l'analyse de la stabilité dans un cas de glissement bilinéaire, en considérant que la masse instable est divisée en 2 blocs : un bloc actif et un bloc passif (cf. figure 53).

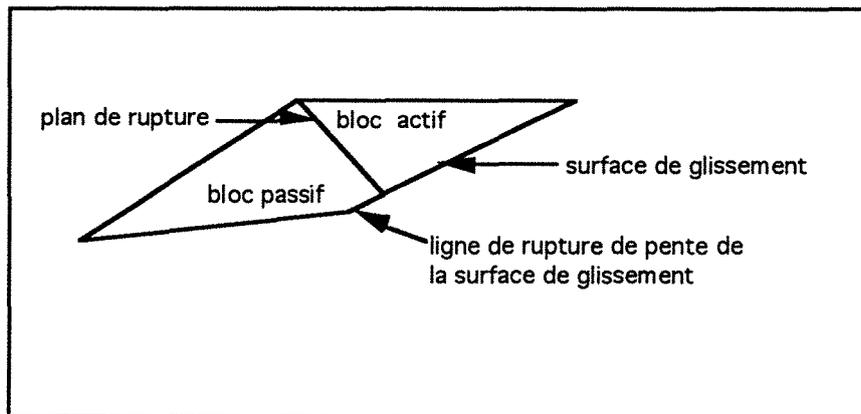


Fig. 53 : Schéma de principe d'un glissement bilinéaire

Pour qu'il ait glissement du bloc actif, il est nécessaire que le plan de rupture entre les deux blocs intersecte la surface de glissement en amont de la rupture de pente de celle-ci.

Lorsque l'on peut négliger l'influence des plans latéraux, le calcul de stabilité peut être traité en 2D.

Nous avons observé une situation correspondant à cette définition : le cas du glissement cité au § III.2. Le glissement du panneau E1 a été modélisé en 2D (Hantz, 1991).

Une analyse graphique classique à l'aide de canevas de projection a été effectuée pour déterminer la géométrie du mécanisme de la rupture. Il en ressort que le glissement se produit uniquement sur le plan du panneau E1, la faille n° 40 constituant une surface de dégagement sur laquelle ne s'exercerait aucune contrainte. En l'absence de pression d'eau et de cohésion, un glissement simple sur le plan de la veine E nécessiterait que l'angle de frottement soit inférieur ou égal au pendage de celui-ci, ce qui conduit à une valeur très faible (inférieure à 13°) (D. Hantz, 1991).

Pour prendre en compte la possibilité de ruptures internes dans la masse en glissement, pour les calculs bidimensionnels, c'est la méthode de SARMA (Sarma, 1979) qui a été utilisée.

c) Méthode des tranches

*** Principe de la méthode**

Dans la méthode des tranches, le corps contenu entre la surface de glissement choisie a priori et la surface libre est divisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

Si on découpe le massif en n tranches, et que l'on écrit les équations d'équilibres, on est conduit à un système comportant plus d'inconnues que d'équations. Les différentes méthodes (Fellenius en 1936, Bishop en 1955, Kenney en 1956, Janbu en 1957, Morgenstern & Price en 1965, Spencer en 1967 et Sarma en 1973), se distinguent par les hypothèses qui sont faites pour pallier ce problème. La plupart de ces méthodes considèrent que la surface de rupture est circulaire (c'est le cas le plus fréquent en mécanique des sols). La méthode de Sarma permet de considérer des surfaces de rupture quelconque en particulier des surfaces composées de plusieurs segments de droite.

*** Méthode utilisée : SARMA**

La méthode de SARMA permet de considérer des tranches non verticales, séparées par des surfaces d'inclinaison quelconque, afin de déterminer la réaction le long de la surface de glissement. La position et l'inclinaison des surfaces intertranches peut être arbitraire ou s'appuyer sur la géométrie réelle des discontinuités.

La méthode considère non seulement la résistance au cisaillement de la surface de glissement (comme les autres méthodes de tranches) mais aussi la résistance entre tranches de la masse en mouvement.

Le programme utilisé, SARMA3, recherche automatiquement la surface de glissement bilinéaire la plus défavorable, pour une inclinaison donnée du plan de base (différentes longueurs du plan de base et différentes inclinaisons du plan arrière sont testées).

Cette méthode a été utilisée pour l'analyse du glissement du panneau E1 (Hantz, 1990, 1991).

Le glissement a été représenté par un modèle simple à 2 blocs (cf. figure 67), les vieux travaux du panneau E1 et le plan arrière ont été modélisés par deux plans de glissement inclinés respectivement de 17° et 40°. Une rétroanalyse a été menée à l'aide du logiciel SARMA. Il s'agissait, de déterminer l'angle de

frottement à l'équilibre limite (ϕ limite) : pour une cohésion nulle ($c=0$) et un coefficient de sécurité ($F=1$) on trouve $\phi_{\text{limite}} = 30,5^\circ$.

Dans le cas de 2 blocs, la méthode de SARMA donne les mêmes résultats que la méthode analytique du double bloc (Chinaglia, 1991).

V.2.3 Modèle 3D

a) Introduction

Dans de nombreux cas les instabilités à l'échelle du gradin ne peuvent être modélisées en 2 dimensions. Pour les ruptures en dièdres (ou des formes proches du dièdre), en particulier, il est nécessaire de représenter le problème en 3 dimensions.

Dans cette partie nous présenterons deux cas : instabilité et stabilité à l'échelle du gradin. Le cas d'instabilité concerne la rupture d'un bloc en forme de dièdre. L'analyse a posteriori de cette instabilité nous a permis d'évaluer les caractéristiques géomécaniques. Nous avons ensuite modélisé un bloc qui semblait menaçant vis à vis du personnel et du matériel.

Ces analyses ont été effectuées à l'aide du logiciel RESOBLOK.

b) Présentation du logiciel RESOBLOK

Le logiciel RESOBLOK est un outil intégré de modélisation géométrique des massifs rocheux fracturés en blocs et d'analyse statique d'un bloc isolé dont la première version a été réalisée par Heliot (Heliot, 1988). Il est écrit en langage C, sous système d'exploitation UNIX.

Du point de vue conceptuel, l'architecture de RESOBLOK est organisée de la façon suivante :

- un module de modélisation géométrique du massif sous forme d'un ensemble de blocs. Ce module permet à partir de la connaissance par des méthodes statistiques ou déterministes, des discontinuités du massif, de modéliser le massif par des blocs. Chaque bloc est défini par la position de ses faces.
- un ensemble de modules "avals" permettant d'étudier la stabilité des blocs. Il est possible d'effectuer une analyse de la stabilité de chaque bloc traité individuellement.

L'analyse de stabilité est basée sur la méthode des blocs proposée par Warburton (1981). Elle détermine pour chaque bloc, le type de glissement possible et son facteur de sécurité.

c) Analyse d'un bloc instable

Nous avons effectué une analyse a posteriori d'une rupture locale. Le bloc instable, décrit au § III.1.1, est délimité par 3 plans de fractures relevés sur le terrain A, B, C et un plan de faille D. Le plan A est orienté N155 SW 80, le plan B N65 NW 85, le plan C N50 SE 85 et le plan D est orienté N140 NE 60.

Le gradin est orienté N5 W 80. L'analyse de la géométrie du bloc (figures 54 a et b) nous permet de déduire que le mouvement s'est effectué en dièdre formé par les plans A et D.

Le gradin étant stable, quelques semaines après l'excavation, on peut en déduire que le coefficient de sécurité était proche de 1. La rétro analyse nous permettra donc d'évaluer les caractéristiques mécaniques des discontinuités, en considérant le dièdre formé par les plans A et D.

Les plans de ces discontinuités se situent dans un grès moyen : $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$. Nous avons fait varier la cohésion et l'angle de frottement jusqu'à l'obtention d'un coefficient de sécurité de 1. Les couples de valeurs (c, ϕ) pour lesquels le coefficient de sécurité est égal à 1 sont déterminés à partir des courbes de la figure 57. La figure 58 illustre l'évolution de la valeur de la cohésion en fonction de l'angle de frottement pour F=1.

La cohésion d'un joint dans ce grès moyen étant de l'ordre de quelques kPa, l'angle de frottement expliquant le glissement est inférieur à 13° .

Les valeurs déterminées au laboratoire sont beaucoup plus élevées ($45^\circ < \phi < 50^\circ$). Il est donc étonnant de trouver des valeurs faibles par le calcul. Cette différence peut s'expliquer de différentes manières:

- les essais de laboratoire ne sont pas représentatifs de la réalité
- le mécanisme de rupture n'est peut être pas en dièdre mais un éboulement suite au tir.

Il pourrait être intéressant de faire des calculs en dynamique dans ce cas, afin de tenter de modéliser l'effet d'un tir en ciel ouvert, mais il est possible que suite à un tir, il y a eu un éboulement sous le bloc qui a provoqué un basculement de ce dernier.

d) Analyse d'un bloc stable

Nous avons également analysé un bloc stable situé dans la zone A14-A15 sur le gradin A (cf. figure 59).

Ce bloc est délimité par deux plans de discontinuités A et B orientés respectivement N 150 SW 65 et N 140 E 70 (cf. figures 59 et 60). De visu, ce bloc paraissait très menaçant vis à vis du personnel exploitant. Étant situé dans des conditions géologiques et mécaniques identiques à la zone du dièdre instable cité précédemment, nous avons utilisé les mêmes valeurs des propriétés caractéristiques des discontinuités. Toujours à l'aide du code RESOBLOK nous avons effectué une analyse de stabilité de ce bloc. Les résultats ont montré que le bloc était stable avec les caractéristiques mécaniques introduites issues de l'analyse a posteriori (pour $c=0$ et $\phi= 13^\circ$ F est proche de 2).

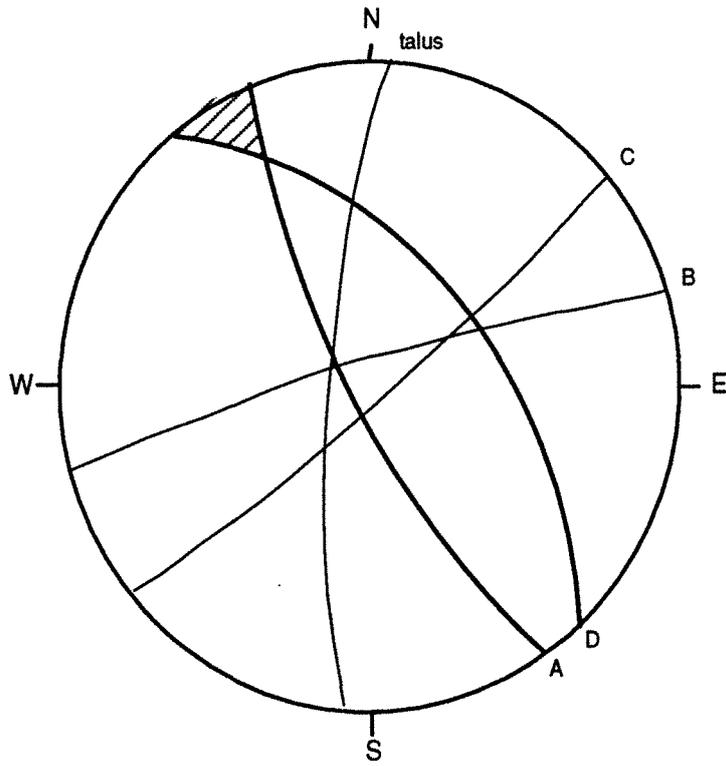


Fig. 54 a : Analyse de la géométrie du bloc instable

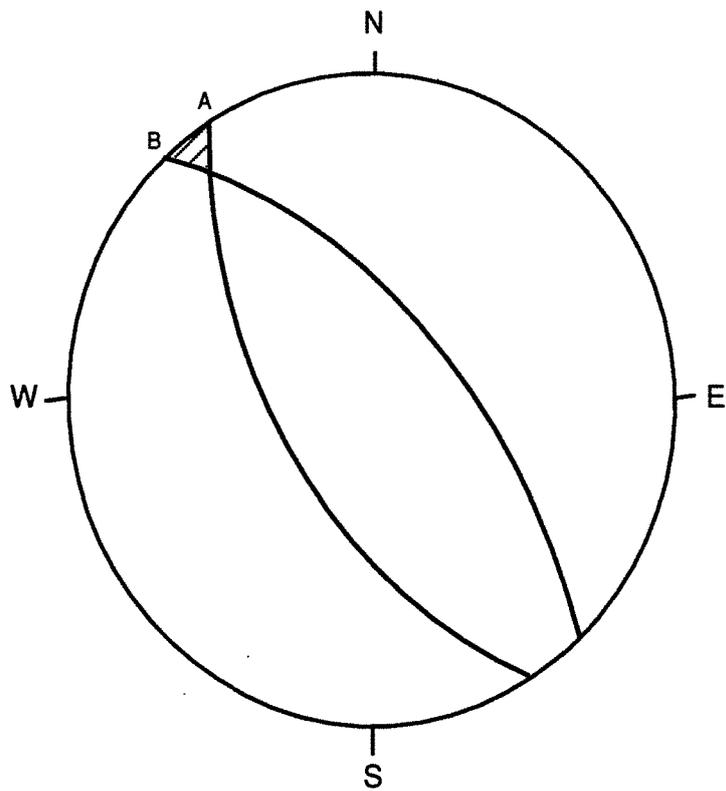


Fig. 54 b : Analyse de la géométrie du bloc stable

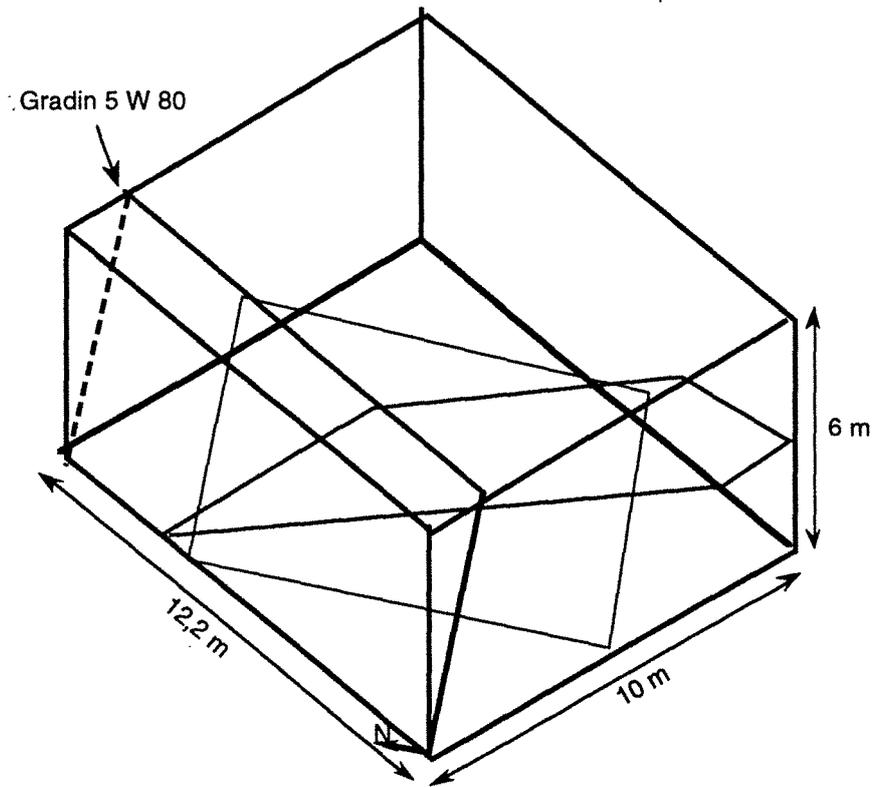


Fig. 55 : Représentation des plans de discontinuités A et D en 3D (RESOBLOK) Glissement en dièdre

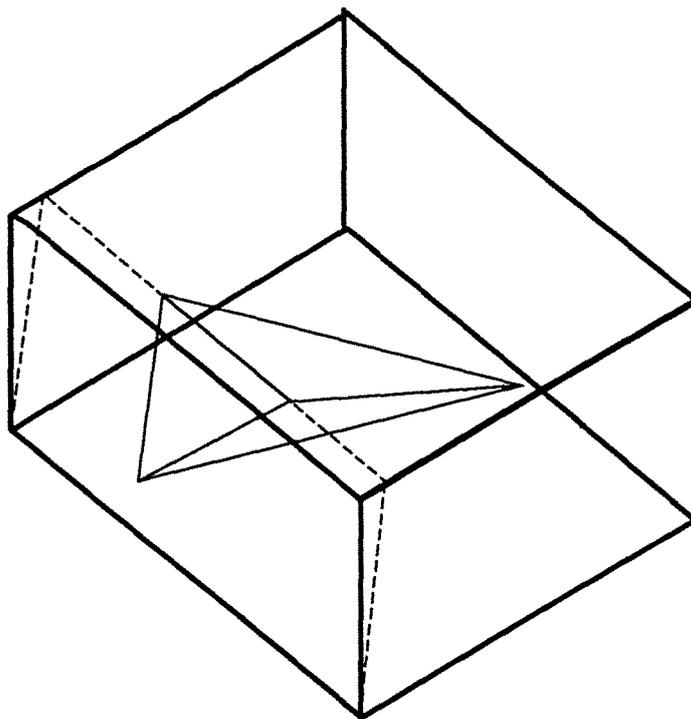


Fig. 56 : Plans de glissement du bloc instable

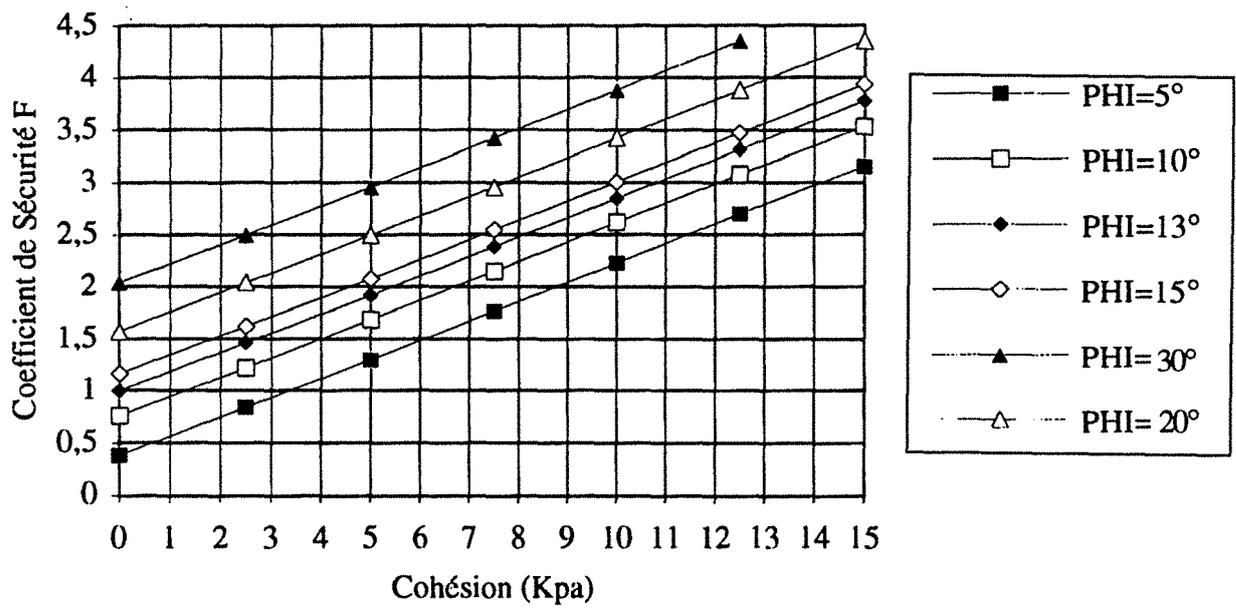


Fig. 57 : Coefficient de sécurité en fonction de la cohésion pour différents angles de frottement du grès moyen

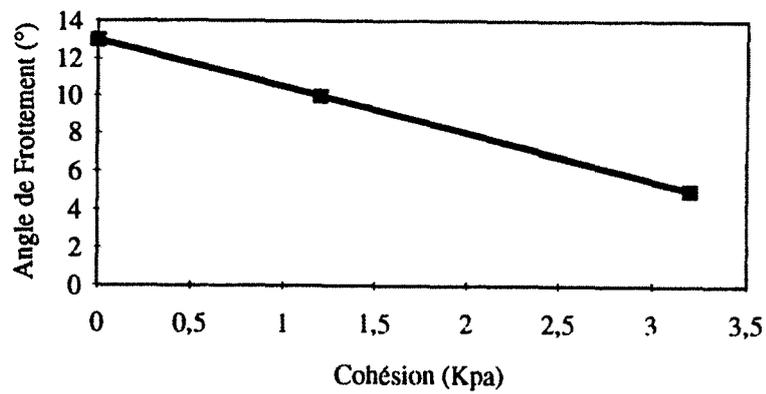


Fig. 58 : Courbe cohésion/angle de frottement pour F=1

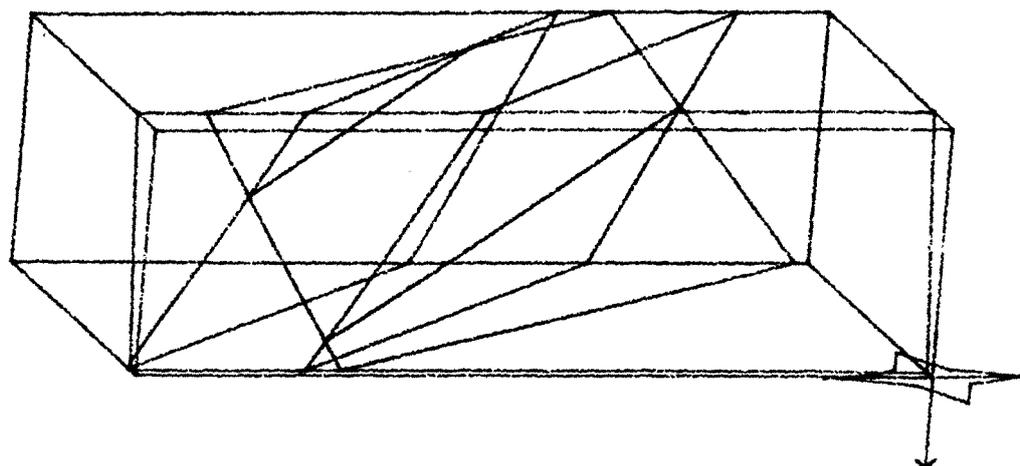


Fig. 59 : Représentation en 3D de la fracturation du bloc stable (RESOBLOK)

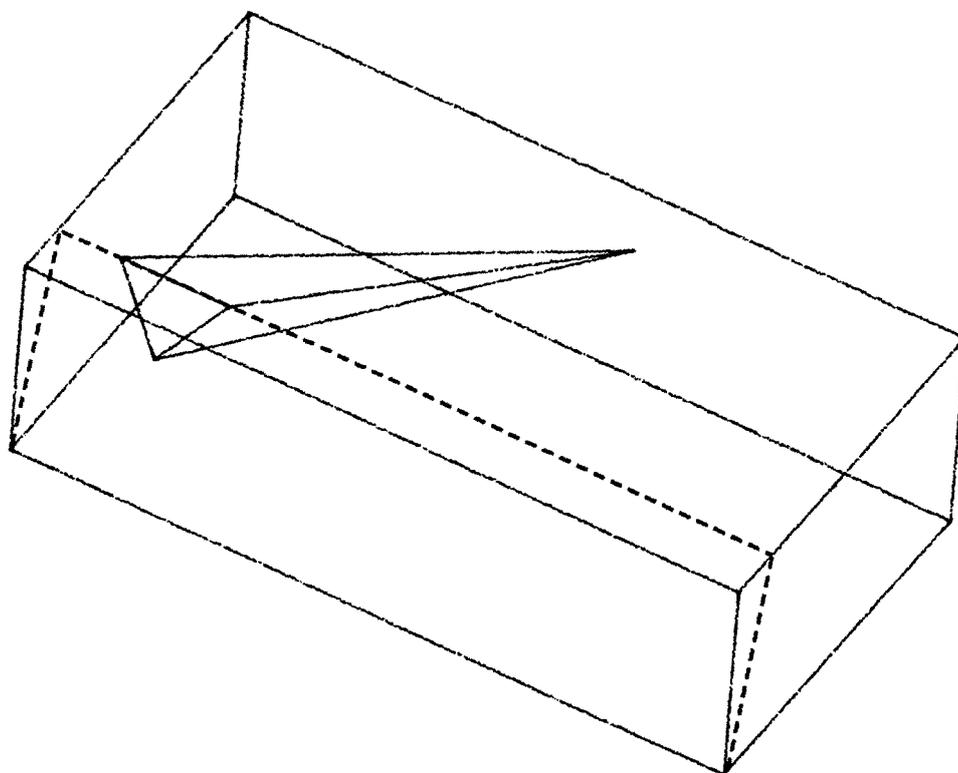


Fig. 60 : Géométrie du bloc stable (RESOBLOK)

e) Conclusion

L'analyse a posteriori d'une instabilité nous a donc permis de déterminer la cohésion et l'angle de frottement des discontinuités. Pour vérifier ces valeurs, nous les avons introduites dans les calculs a priori d'un bloc stable. En réalité ce bloc est effectivement stable, malgré son apparence menaçante.

V.3 MÉTHODES EN CONTRAINTES DÉFORMATIONS

V.3.1 Introduction

Nous avons regroupé dans cette partie les méthodes où pour effectuer le calcul il est nécessaire d'introduire une relation contrainte-déformation dans les matériaux ou dans les joints.

Nous avons modélisé de différentes manières le même glissement (glissement du panneau E1 de Juillet 90).

V.3.2 Éléments finis

La modélisation par la méthode des éléments finis est basée sur une discrétisation du massif rocheux en éléments continus, cette méthode permet de tenir compte avec précision de la géométrie réelle de l'ouvrage, de l'hétérogénéité et de l'anisotropie des terrains et des contraintes initiales.

Cette méthode est très performante lorsqu'il s'agit d'étudier la répartition des contraintes au voisinage d'une excavation en terrain non fissuré. La difficulté de prise en compte des discontinuités du massif rocheux, représente la limite de cette méthode.

Nous avons tenté de modéliser le glissement du panneau E1 (glissement de Juillet 90, cité précédemment), par la méthode des éléments finis. Pour cela, nous avons utilisé le code CESAR. Ce logiciel a été développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

a) Modélisation du glissement du panneau E1

La modélisation qui a été effectuée ici était très "grossière". Elle était surtout destinée à nous conforter dans l'idée a priori que ce type de modèle ne donnait pas de réponse satisfaisante à notre problème. De plus, comme ce type de modélisation est plus classique que la modélisation par éléments distincts, que nous décrirons par la suite, la modélisation par éléments finis était destinée à servir de comparaison par rapport à un calcul par éléments distincts et à déterminer l'amplitude et la localisation approximatives des zones en rupture ou proche de celle-ci.

* Données géométriques et géomécaniques

La géométrie du glissement a été schématisée à partir d'une coupe verticale passant par le point (0, -3000) et parallèle à la direction du mouvement, N310 (figure 61). Le calcul bidimensionnel nécessite en effet de travailler dans le plan des déplacements (Hantz, 1990). Le pendage de la veine E au niveau de cette coupe est de 13° dans le plan des déplacements. La topographie est celle de Juin 1990, au moment du glissement.

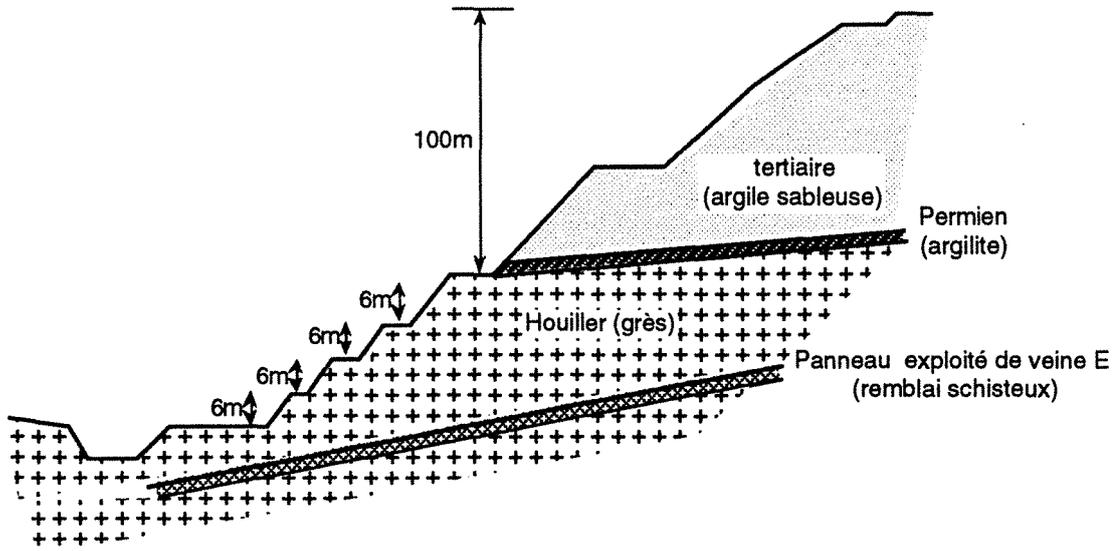


Fig. 61 : Géométrie du modèle.

Remarque :

Ce calcul a été effectué dans le plan du déplacement qui n'est pas exactement perpendiculaire au talus. Cette coupe a été adoptée pour essayer de respecter au mieux la validité de l'hypothèse des déformations planes, mais il faudrait en toute rigueur effectuer un calcul en 3 dimensions, car le problème n'est pas réellement bidimensionnel.

Le modèle ainsi défini fait apparaître 4 matériaux différents : les formations tertiaires (argile sableuse avec alternance de conglomérat) d'une centaine de mètres de hauteur, les formations houillères (principalement du grès) constituées de gradins de 6 m de hauteur, une interface de permien entre le tertiaire et le houiller (argilite) d'une épaisseur de 2 m et enfin le remblai des vieux travaux (schiste).

◆ Propriétés des matériaux

La modélisation du massif rocheux nécessite le choix d'une loi de comportement. Nous avons choisi un comportement élastique dans un premier calcul puis élasto-plastique avec un critère de Mohr-Coulomb. Les données géomécaniques utilisées sont les suivantes (tableau 9) :

	γ (MN/m ³)	E (MPa)	ν	c1 (MPa)	Φ 1 (°)	c2 (MPa)	Φ 2 (°)
<i>Tertiaire</i>	0,025	500	0,3	0,06	25	0,05	25
<i>Houiller</i>	0,025	5000	0,3	0,25	30	0,2	30
<i>Permien</i>	0,025	1000	0,3	0	20	0,05	20
<i>Remblai</i>	0,025	300	0,3	0	15	0,05	15

Tableau 9 - Caractéristiques géomécaniques du modèle

Les valeurs exactes de c et ϕ des différents matériaux sont connues dans un certain intervalle. Aussi, les valeurs utilisées dans cette étude ont été prises dans la littérature (Al Heib, 1993). Nous avons choisi 2 couples de valeurs de cohésion et d'angle de frottement : c_1, ϕ_1 et c_2, ϕ_2 pour chacun des matériaux, en réalité nous avons fait varier uniquement la cohésion.

Deux calculs ont donc été effectués : l'un en élasticité et l'autre en élastoplasticité avec le critère de Mohr-Coulomb. Les valeurs de c et ϕ ont servi à la détermination d'un coefficient de sécurité vis à vis de la rupture dans le calcul élastique.

◆ Dimensions du modèle et maillage

Cette première modélisation s'est voulue la plus simple possible. Nous avons cherché à retrouver rapidement et qualitativement les phénomènes observés sur le terrain (l'analyse quantitative des résultats sera faite ultérieurement sur un modèle plus élaboré). En conséquence, nous avons sous estimé les dimensions de notre modèle. En effet la largeur du "plateau" dans la partie droite (Est) du modèle est certainement un peu faible (Arif, 1988), mais l'agrandir aurait conduit à alourdir le calcul (le maillage serait beaucoup plus important).

Le maillage se fait par triangulation à 6 noeuds. Le nombre de noeuds était égal à 5881 et le nombre d'éléments était de 2878.

* *Conditions aux limites et conditions initiales du modèle*

◆ Conditions aux limites :

- Déplacement vertical nul ($v = 0$) sur la limite inférieure du modèle,
- Déplacement horizontal nul ($u = 0$) sur les surfaces latérales du modèle,
- Le calcul se fait en déformation plane. Comme nous l'avons déjà signalé, ceci n'est pas rigoureusement exact.

La symétrie de révolution pourrait être une représentation acceptable de la topographie du talus, en revanche elle est peu adaptée à la géométrie des couches de faible résistance (panneau E1).

◆ Conditions initiales :

Le calcul a été effectué par étapes en partant d'un état initial dans lequel la fosse n'existe pas (le modèle

est un rectangle chargé par gravité), l'étape suivante consiste à enlever en une seul fois les terrains excavés.

* Résultats et interprétations

Dans le calcul en élasticité, la déformée de l'ouvrage due à l'excavation est représentée sur la figure 62. Les valeurs des déplacements sont résumées sur la même figure. La déformée correspond à la somme des déformations des deux phénomènes : chargement par gravité puis excavation. Pour pouvoir comparer les déplacements de ce modèle à ceux réellement observés, il faut enlever de la déformation totale, la part due à la gravité. La limite supérieure du modèle (point 1 sur la figure 62), se déplace verticalement de 22 cm vers le bas et horizontalement de 4 cm vers la fosse. Ces valeurs intègrent les valeurs du tassement des terrains initial.

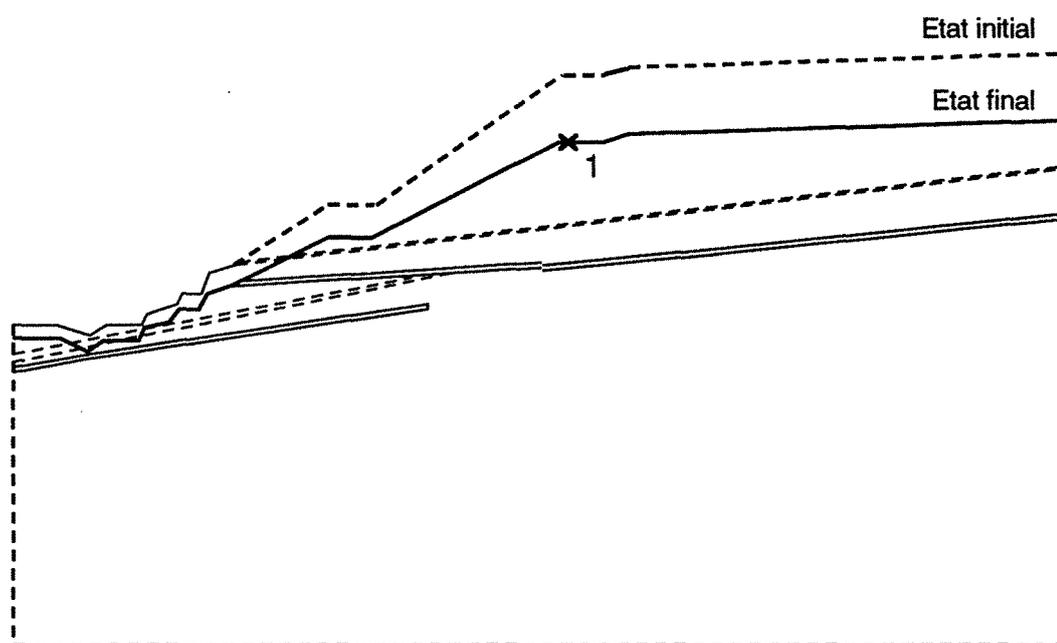


Fig. 62 : Déformée du modèle CESAR après consolidation par excavation

Le fait d'excaver entraîne en fait un soulèvement des terrains de 12 cm en élasticité. Les valeurs des déplacements ne sont pas réalistes.

En réalité, entre l'ouverture de la fosse (début des mesures 7/11/86), et Juillet 1990 (moment du glissement), nous avons enregistré, en crête de fosse (plot 28 remplacé par le plot 80), un déplacement horizontal de 43 cm vers le fond de la fosse, et vertical de 12 cm vers le bas. Cette première différence entre le modèle et la réalité peut être expliquée par la non prise en compte des joints et des affaissements liés aux vieux travaux (cf. figure 64).

Afin de déterminer les zones les plus sensibles à la rupture, nous avons considéré 3 coupes horizontales dans le modèle, traversant les différents matériaux.

Pour chaque coupe, nous avons représenté graphiquement le coefficient de sécurité F , calculé comme étant le rapport entre la distance entre le centre du cercle de Mohr et le critère de rupture (b), et le diamètre du

cercle représentatif des contraintes (a) (figure 63). Le coefficient de sécurité F a été calculé pour 2 couples de valeurs c et ϕ (cf. tableau 9).

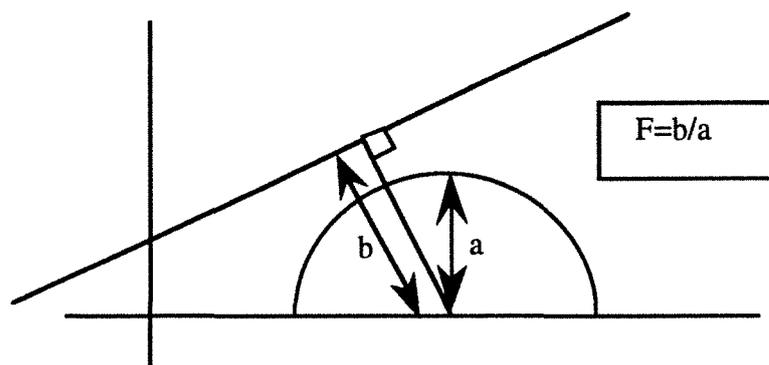


Fig. 63 : Détermination du coefficient de sécurité avec le critère de Mohr-Coulomb.

Les graphiques ainsi représentés (figure 65) permettent de mettre en évidence les zones dites de “faiblesse”.

Coupe 1 (figure 64)

Les caractéristiques (c et ϕ) du couple 1 donnent une zone sensible à la rupture (coefficient de sécurité < 1) de 10 m, en revanche le couple 2 donne une zone susceptible de se rompre de 100 m.

En diminuant les valeurs de la cohésion (ϕ constant) de 20 %, la zone à risque augmente de 90 %.

Coupe 2

Les valeurs des coefficients de sécurité F1 et F2 correspondant respectivement aux 2 couples (c1, ϕ 1) et (c2, ϕ 2) sont supérieures à 1. On observe une brusque diminution de F (28 %) pour les 2 couples de valeurs de c et ϕ au niveau de l'extrémité du remblai des anciens travaux.

Coupe 3

Pour le couple 1 on n'observe pas de zone à risque, par contre, une zone très petite apparaît pour les valeurs du couple 2.

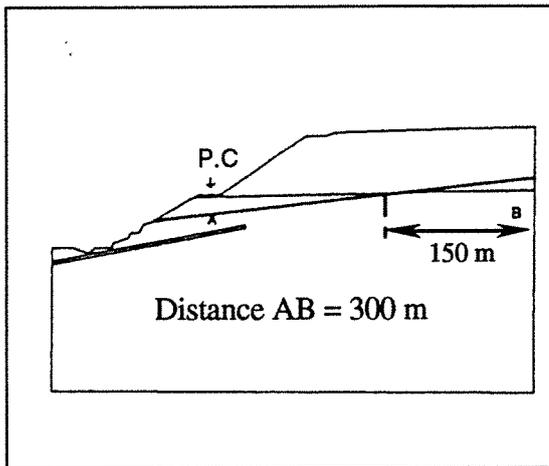
Les coupes situées plus bas ou plus haut que les précédentes et qui ne traversent ni le permien, ni les vieux travaux, présentent une stabilité totale.

Nous avons par la suite, réalisé un modèle élasto-plastique (cf. Cesar-LCPC, 1989), ce qui nous permettra de délimiter les zones plastiques. Les valeurs de c et ϕ n'étant pas très bien connues, l'interprétation des zones plastiques n'est donc qu'indicative. Sur la figure 66 les zones plastiques sont localisées autour des vieux travaux et de la couche d'argilite (Permien).

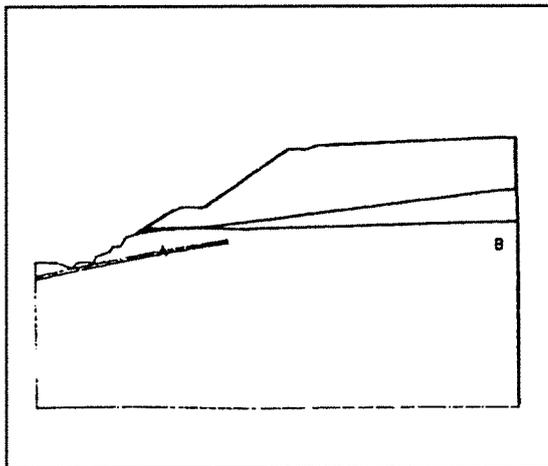
Ces points peuvent suggérer la présence potentielle d'un glissement (le glissement ne peut être visible dans ce cas à cause des petits déplacements). Autrement le calcul en plasticité donne une idée sur les zones dites de "faiblesse".

On remarque que le joint d'argile et le remblai présentent toujours des points plastiques, ce qui est dû aux faibles valeurs de la cohésion. La zone se trouvant au niveau de la piste de charbon semble présenter quelques indices d'instabilité, ce qui correspond aux observations de terrain. Une zone de fort cisaillement a été constatée à l'extrémité du remblai du panneau E1.

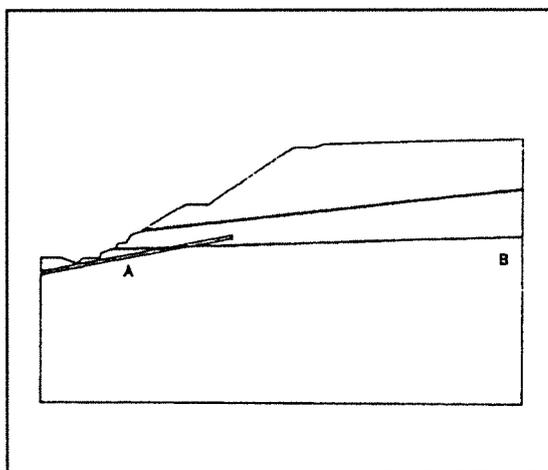
P.C : Piste à Charbon



Coupe 1



Coupe 2



Coupe 3

Fig. 64 : Coupes horizontales AB du modèle éléments finis

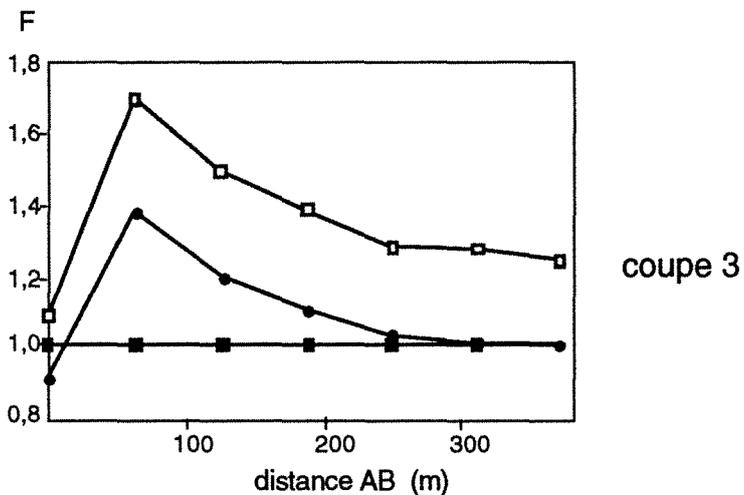
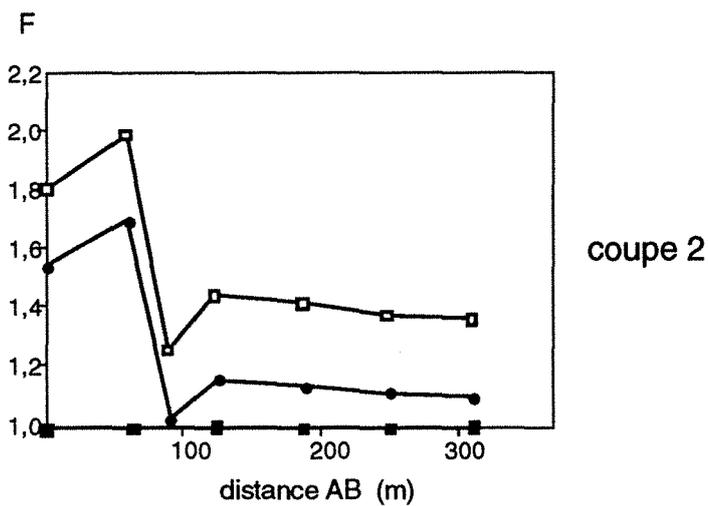
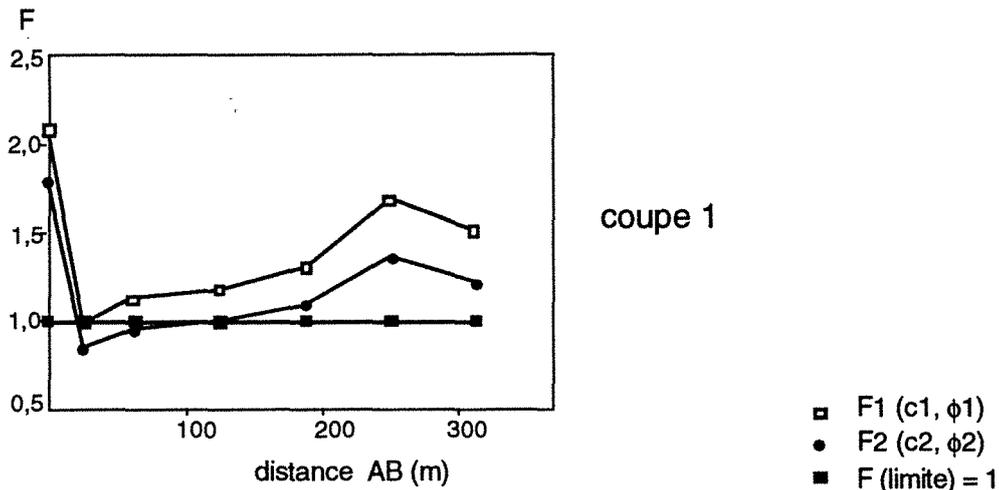
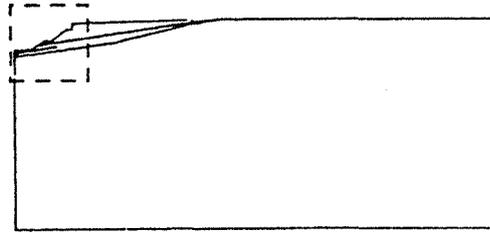


Fig. 65 : Evolution du coefficient de sécurité pour les 3 coupes considérées



0 : point plastique

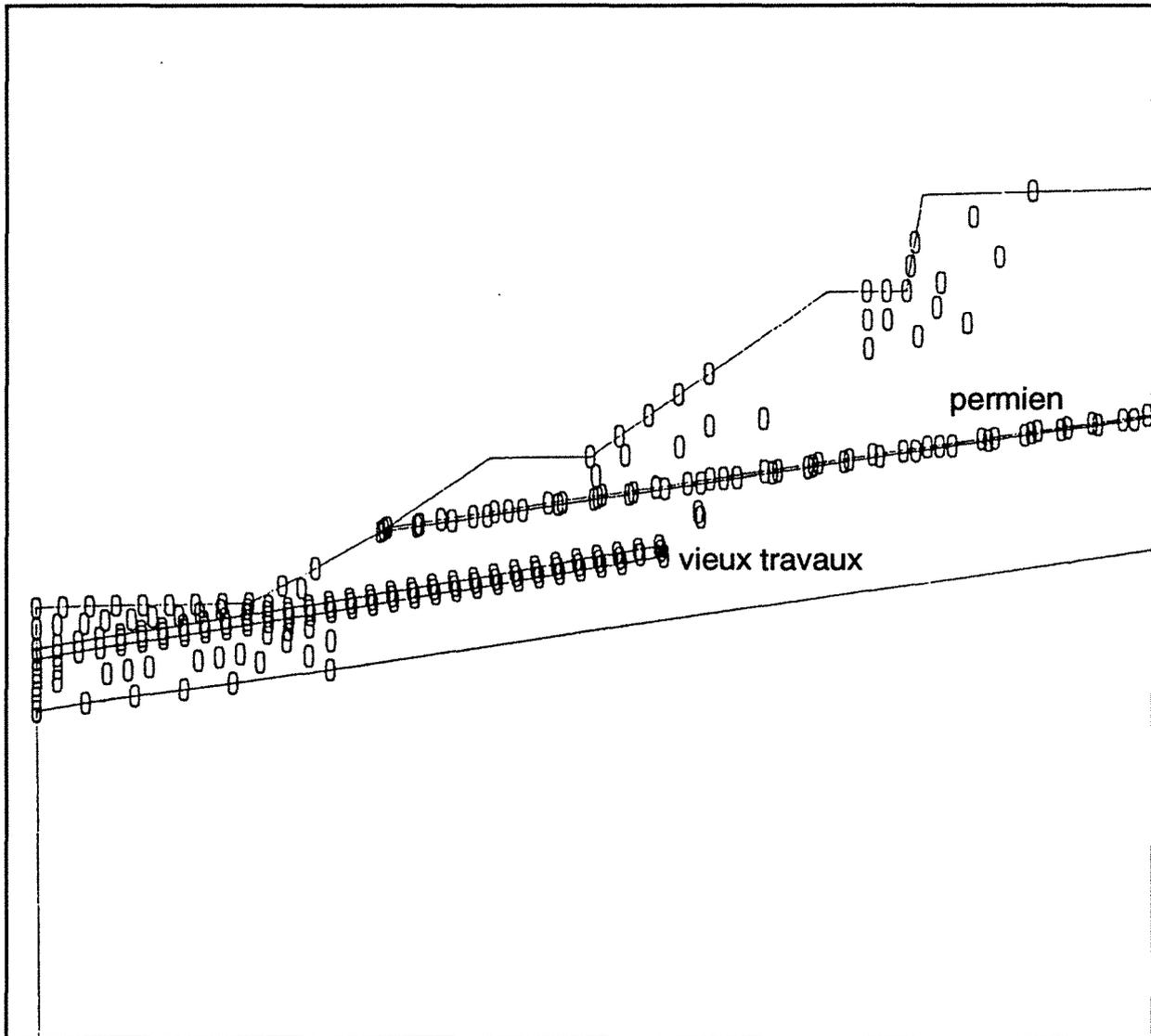


Fig. 66 : Dessin des points plastiques

b) Conclusion

Les résultats obtenus sont intéressants : nous avons pu localiser les zones susceptibles de rupture. Ce calcul éléments finis nous a permis de mettre en évidence les mécanismes de ruptures, il pourrait être intéressant de reprendre les calculs en augmentant les dimensions de notre modèle de façon à avoir des conditions aux limites plus réalistes. Une étude de sensibilité permettrait également de pallier l'incertitude des données géomécaniques.

Cependant le calcul par éléments finis fournit des résultats qui ne permettent pas d'apprécier ou d'expliquer totalement le rôle des vieux travaux et celui de la couche d'argilite (Permien). Ce type de calcul ne convient donc pas au cas étudié car la présence de l'hétérogénéité n'est pas prise en compte dans le modèle.

V.3.3 Éléments distincts

a) Introduction

La représentation par éléments finis n'étant pas satisfaisante nous avons utilisé une modélisation par éléments distincts. Cette modélisation étant moins classique que la précédente, nous décrirons dans un premier paragraphe son principe, puis nous présentons l'application de cette méthode à un cas relativement simple, avant de décrire la modélisation plus complète qui a été réalisée et que nous dénommons : modèle complexe.

b) Présentation de la méthode

La méthode des éléments distincts permet une modélisation numérique des milieux discontinus. Elle appartient à une catégorie de méthodes que l'on peut qualifier de modèle de blocs. Dans ce type de modélisation, le massif rocheux est considéré comme un milieu discontinu formé par un assemblage de blocs délimités par les discontinuités, dont on cherche à étudier la stabilité.

La méthode des éléments distincts se base sur un calcul faisant intervenir le temps de manière explicite (Cundall, 1971), ce qui permet de prendre en compte les forces liées à l'accélération et à l'inertie de ces différents blocs au cours de leurs mouvements.

Les blocs peuvent être rigides ou déformables. Ils sont soumis aux forces internes aux blocs et aux forces de surfaces (contacts). L'équation du mouvement des blocs est donnée par la deuxième loi de Newton $F = m \, dv/dt$ à laquelle on ajoute un terme d'amortissement proportionnel à la masse (CV) avec v /vitesse, m /masse, F /force. Le terme CV est nécessaire pour que le calcul numérique converge.

Le comportement des interfaces entre blocs (discontinuités) est modélisé par un système ressort-patin (comportement élasto-plastique). Il est régi par des relations force-déplacement, permettant d'évaluer les forces de contact entre blocs.

Les joints introduits dans le modèle sont caractérisés par des paramètres appelés raideur tangentielle et raideur normale à la surface du joint.

Les paramètres des joints nécessaires à un calcul sont : K_n , K_s , raideurs normale et tangentielle d'un joint. Ces dernières peuvent être constantes ou suivre des lois de comportement particulières (loi exponentielle, loi de Barton ...), c et ϕ .

L'intérêt de la méthode des éléments distincts réside dans une approche plus réaliste des milieux fracturés, dans la mesure où l'on s'affranchit des hypothèses de la mécanique des milieux continus.

c) Présentation du code utilisé : UDEC

Le code UDEC (Universal Distinct Element Code) s'appuie sur la méthode des éléments distincts qui est une procédure séquentielle avec incréments de déplacements et de contraintes en fonction du temps, répondant à un chargement imposé à un assemblage de blocs.

Nous avons utilisé UDEC dans sa version bidimensionnelle ICG 1.6 (ITASCA, 1990).

d) Modèle simple

Avant d'étudier le glissement du panneau E1 (§ III.2), en modèle complexe (prise en compte des vieux travaux et de la fracturation), nous avons jugé intéressant de considérer d'abord un modèle simplifié et de le comparer avec d'autres méthodes de calcul (SARMA).

Lors de la mise en oeuvre de la méthode, on distingue généralement trois étapes : la définition de la géométrie, la mise en place du chargement initial et la simulation des phénomènes à étudier.

*** Géométrie**

Nous avons utilisé la même géométrie que celle étudiée à l'aide du logiciel SARMA (Hantz, 1991), afin de pouvoir effectuer une comparaison des 2 méthodes de calcul (figure 67). Nous avons, de plus, étudié la même géométrie, mais composée d'un seul bloc en éliminant le joint vertical entre les 2 blocs 1 et 2.

Le calcul de stabilité d'un seul bloc a été réalisé uniquement avec UDEC, car avec le logiciel SARMA, il n'est pas possible d'étudier ce cas, du fait du découpage en tranches, il faut au moins 2 tranches.

*** Conditions aux limites et chargement initial**

Comme nous l'avons déjà signalé dans la présentation du logiciel, les blocs utilisés dans UDEC peuvent être rigides ou déformables.

Pour pouvoir effectuer des comparaisons par rapport à un calcul à l'équilibre limite, nous avons utilisé des blocs rigides. Dans le cas d'une utilisation en blocs rigides, le logiciel UDEC se rapproche des méthodes à l'équilibre limite. Cependant comme on introduit une loi contrainte-déformation pour les joints, il est possible de préciser les déplacements au niveau des joints donc les déplacements des blocs.

Dans le cas d'un assemblage de blocs rigides, il n'est pas possible de fixer des conditions aux limites aux bords du modèle. La seule option disponible consiste à fixer le centre de gravité de certains blocs donc d'empêcher tout mouvement de ces blocs. Dans notre cas, on fixe celui du bloc basal. Il constitue ainsi un socle sur lequel repose l'assemblage de blocs soumis à la gravité.

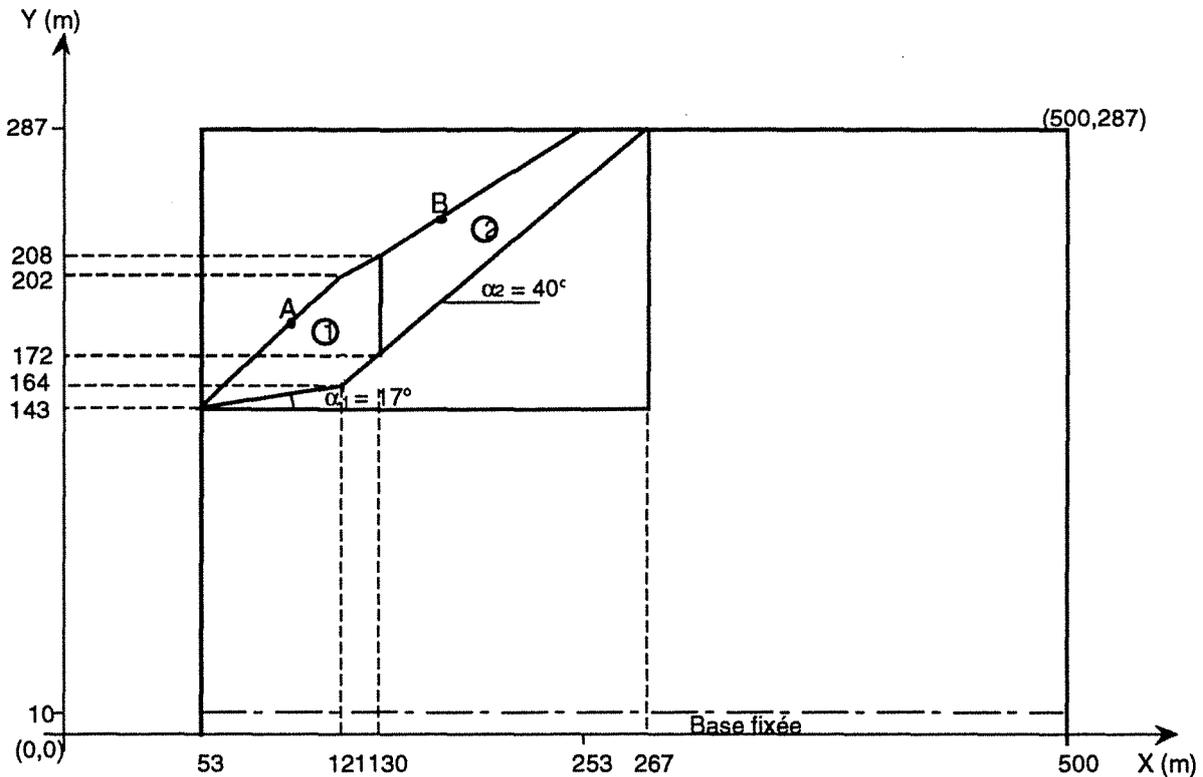


Fig. 67 : modèle à 2 blocs.

*** Déroulement des calculs**

La première étape consiste à équilibrer l'assemblage de blocs sous l'effet de la gravité. Pendant cette phase, afin d'interdire tout glissement, on fixe l'angle de frottement des joints à une valeur très forte (90°). Ensuite on affecte à l'ensemble des joints l'angle de frottement réel puis on réalise l'excavation.

*** Caractéristiques des blocs dans UDEC**

Nous avons choisi des blocs rigides ; seule la masse volumique a donc été prise en compte, dans le calcul ($\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$).

*** Caractéristiques des joints**

On suppose que les joints ont un comportement élastoplastique parfait avec critère de Mohr Coulomb. Il convient donc de préciser les valeurs du frottement et de la cohésion :

$c=0$, ϕ variable.

La logique du code UDEC (voir annexes), considère que les mouvements d'un joint (ouverture, cisaillement) sont gouvernés par sa raideur normale et tangentielle tant que celui-ci reste en élasticité. On a choisi les valeurs suivantes (cf. RODE, 1991) :

$K_n = 5000 \text{ MPa/m}$, $K_s = 50 \text{ MPa/m}$.

K_n = raideur normale du joint

K_s = raideur tangentielle du joint.

Notons que les raideurs n'interviennent pas dans le critère de rupture. Leurs valeurs n'auront pas d'influence directe sur la stabilité ou l'instabilité de l'assemblage de blocs. On peut concevoir cependant qu'elles modifient légèrement les valeurs des contraintes au voisinage des joints. Un calcul avec des valeurs 3 fois plus fortes a permis de vérifier que ces modifications étaient négligeables.

** Résultats et discussions*

◆ 1er cas : Modèle à 2 blocs

Une étude de sensibilité sur l'angle de frottement (ϕ) a été effectuée en considérant que la cohésion est nulle.

Les résultats obtenus mettent en évidence trois domaines distincts :

⇒ Pour un angle de frottement $\phi = 31^\circ$ l'assemblage de blocs est stable. Le bloc (2) (bloc actif) bouge puis s'arrête (cf. figure 68). Le bloc 1 (bloc passif) se met aussi en mouvement puis se stabilise. Le déplacement du point A (cf. figure 67) est alors de 28,7 cm en horizontal et 8,85 cm en vertical. Le déplacement du point B est de 28,74 cm en horizontal et de 8,81 cm en vertical. Aucun des joints n'entre en plasticité.

⇒ Pour un angle de frottement compris entre 22 et 30°(inclus), les blocs 1 et 2 se stabilisent après un déplacement horizontal de 10 m. Ce déplacement correspond à la distance que met le bloc 2 pour atteindre le point d'intersection des 2 pentes. Le calcul s'est effectué en 2 phases (arrêt des calculs avant stabilisation, et poursuite des calculs jusqu'à stabilisation). L'évolution des courbes, pour $\phi = 30^\circ$ (force agissant au centre de chaque bloc, vitesse, et déplacement) est représentée avant et après stabilisation (cf. figures 69 a et 69 b). On constate bien que le mouvement des blocs est à accélération constante avant leur "brutale" stabilisation.

⇒ Pour un angle de frottement inférieur à 22° les 2 blocs sont instables. Nous présentons sur la figure 70 le type d'instabilité des blocs pour $\phi = 21^\circ$. On constate que le mouvement des blocs est uniformément accéléré et qu'il se compose d'un glissement puis d'une rotation.

Une étude de sensibilité a été menée par D. Hantz à l'aide du logiciel SARMA. Il s'agissait, pour le même modèle à 2 blocs, de déterminer l'angle de frottement à l'équilibre limite (ϕ_{limite}). Pour une cohésion nulle ($c = 0$) et un coefficient de sécurité ($F = 1$), on trouve $\phi_{\text{limite}} = 30,5^\circ$.

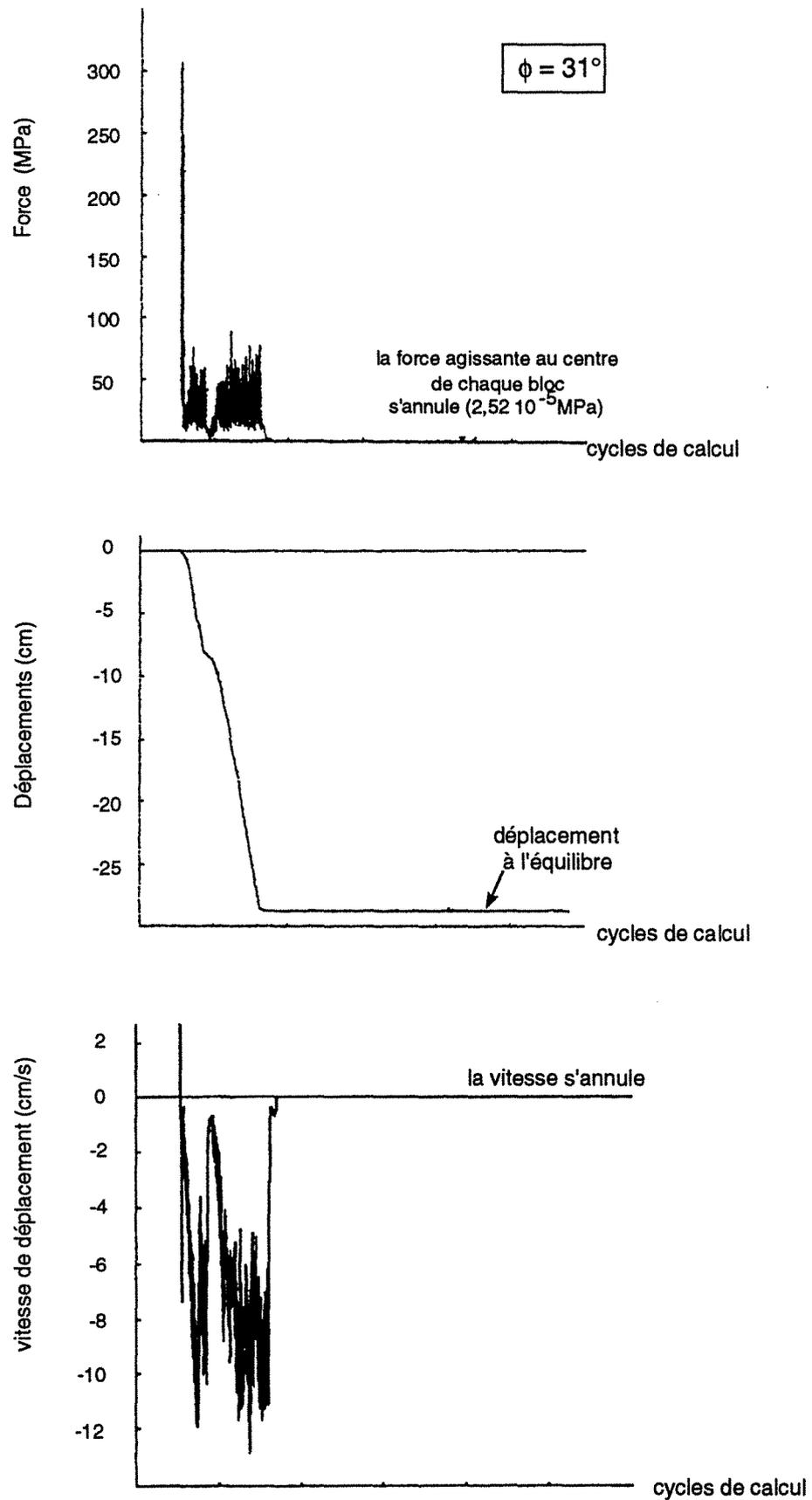


Fig. 68 : Evolution de la force agissante au centre de chaque bloc, du déplacement et de la vitesse pour $\phi = 31^\circ$ dans le cas du modèle à 2 blocs, au cours du calcul.

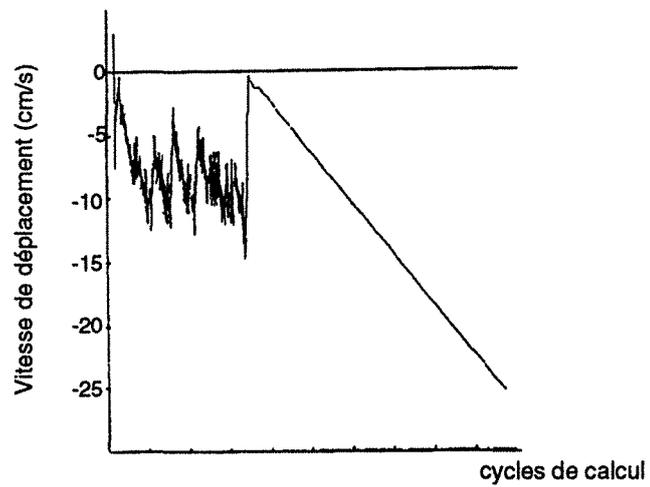
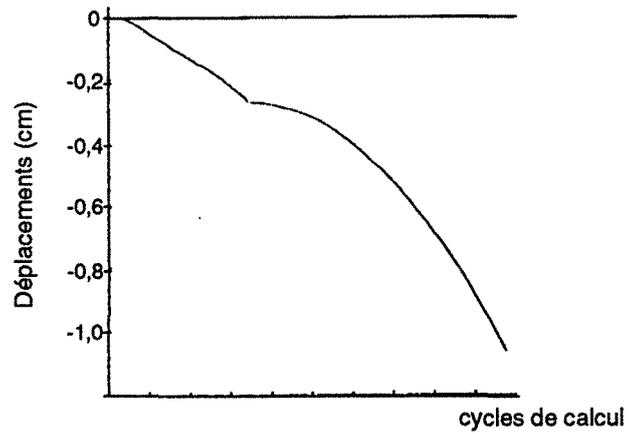
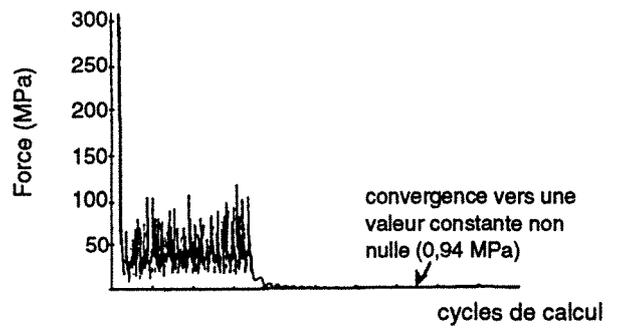


Fig. 69 a : Evolution au cours du calcul de la force agissante au centre de chaque bloc, du déplacement et de la vitesse pour $\phi = 30^\circ$ dans le cas du modèle à 2 blocs (arrêt des calculs avant stabilisation)

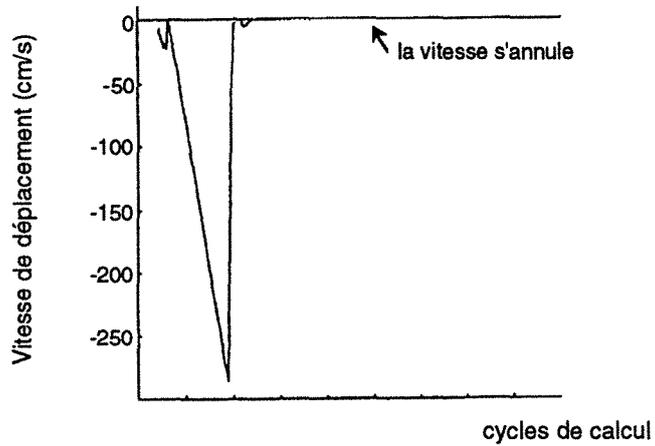
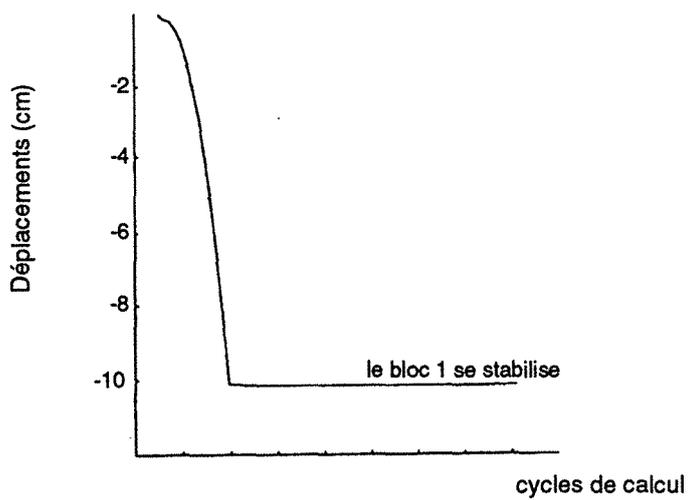
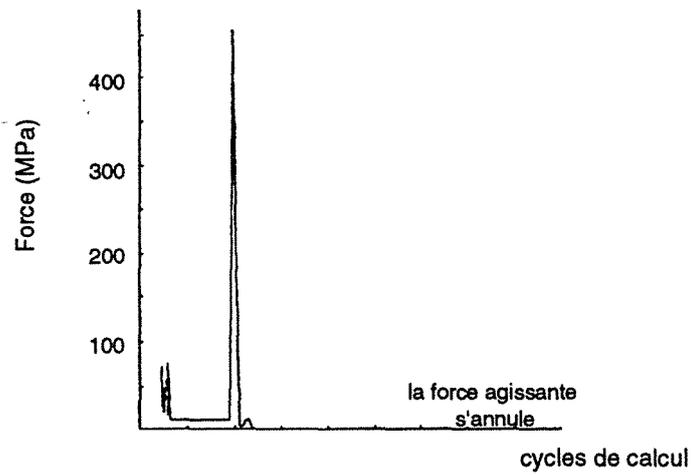


Fig. 69 b : Evolution au cours du calcul de la force agissante au centre de chaque bloc, du déplacement et de la vitesse pour $\phi = 22^\circ$ dans le cas du modèle à 2 blocs

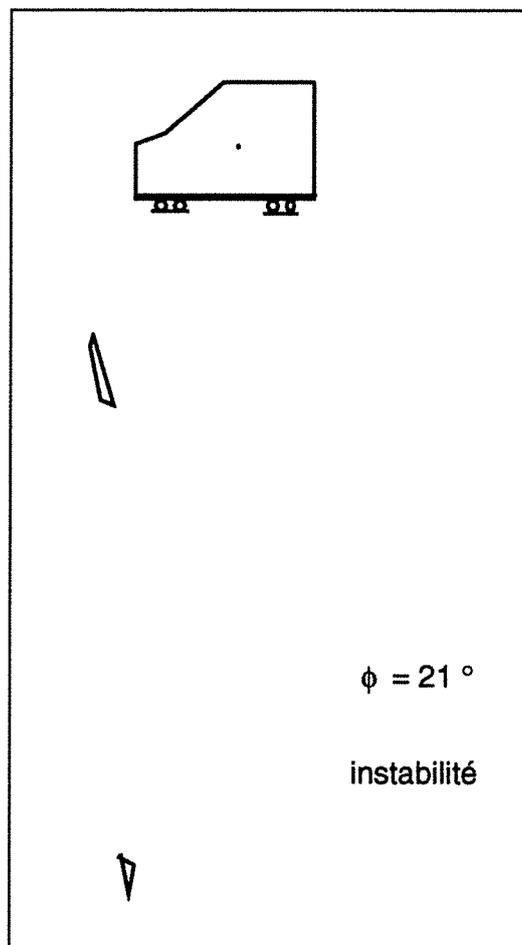
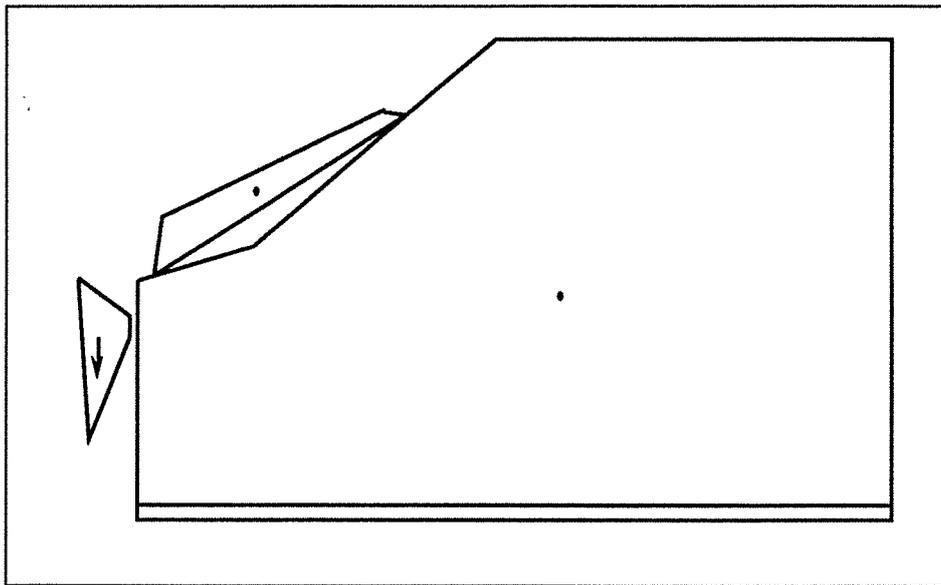


Fig. 70 : Evolution de l'instabilité pour $\phi = 21^\circ$ dans le cas du modèle à 2 blocs

Cette valeur correspond bien à la valeur de l'angle trouvée avec UDEC, délimitant la zone de stabilisation "immédiate" (cas où la vitesse des blocs s'annule après un déplacement de 25 cm) et la zone de stabilisation après un grand déplacement (10 m).

Il est donc à noter que l'approche par éléments distincts (UDEC) donne le même résultat que la méthode de calcul de stabilité par tranches (SARMA), du point de vue des angles limites. L'utilisation de UDEC nous permet en plus d'évaluer les déplacements dans les cas stables.

◆ 2ème Cas : Modèle à 1 bloc

Nous avons repris le même calcul en supprimant le joint vertical. On obtient ainsi 1 seul bloc. L'étude de sensibilité a été menée de la même façon. Nous obtenons les résultats suivants:

⇒ Pour $\varphi \geq 22^\circ$, le bloc est stable. Les forces agissantes et la vitesse au centre des blocs s'annulent. Les déplacements observés à l'équilibre sont très faibles (6 mm horizontalement) (cf. figure 71).

⇒ Pour $\varphi < 22^\circ$, le bloc est instable. Son mouvement est aussi uniformément accéléré (glissement puis rotation quand le centre de gravité du bloc rentre dans le vide) (cf. figure 72).

Remarque: Si on considère que l'on a un glissement sur un seul plan, l'angle de frottement limite pour une cohésion nulle est l'angle du plan. Un calcul analytique ne considérant pas le basculement du bloc sur sa pointe, donne un angle de frottement limite de 17° .

On constate que pour des angles de frottement compris entre 22 et 30° , le modèle à 1 bloc reste stable avec des faibles déplacements, alors que des déplacements importants sont observés dans le cas du modèle à 2 blocs (même si, rappelons-le une stabilisation est observée aussi finalement après 10 mètres de déplacement). Cela met en évidence le rôle déstabilisateur du joint vertical.

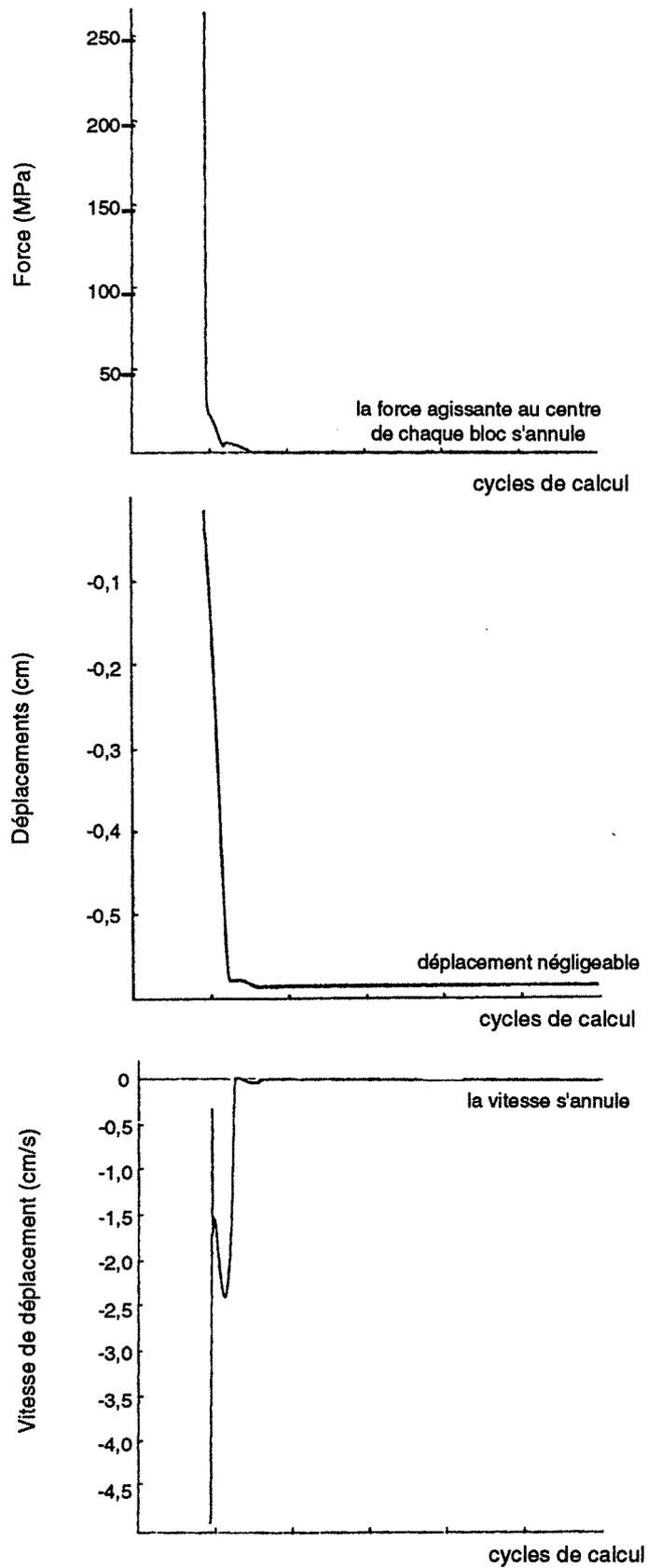


Fig. 71 : Evolution au cours du calcul de la force agissante au centre de chaque bloc, du déplacement, de la vitesse pour $\phi \geq 22^\circ$ dans le cas d'un modèle à 1 bloc

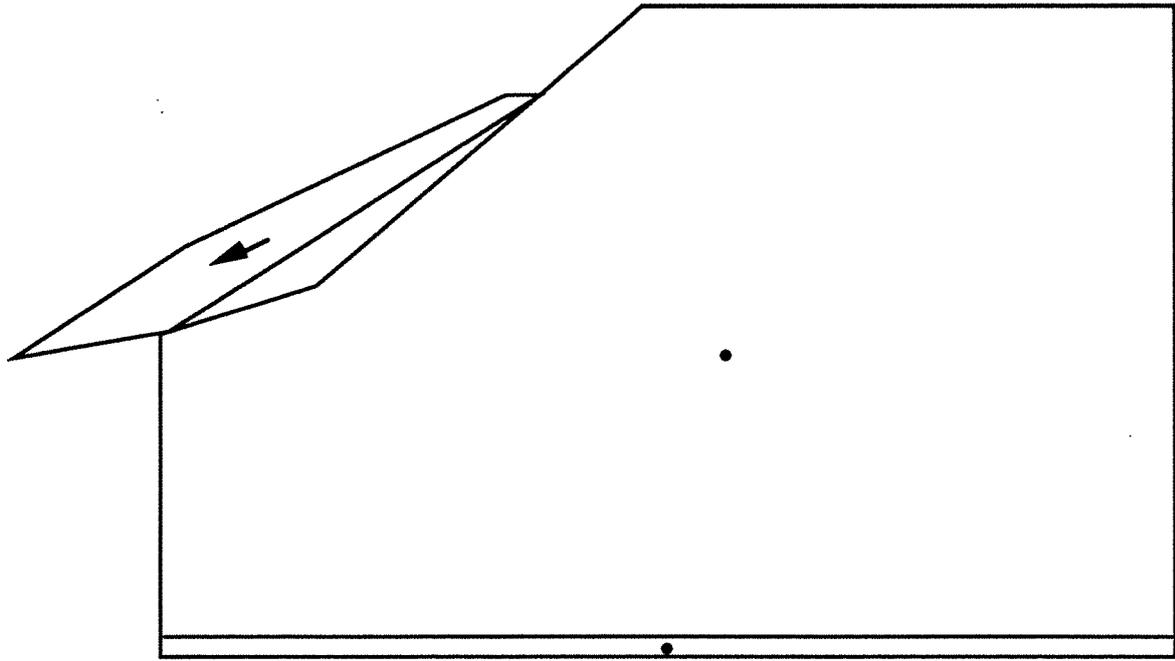


Fig. 72 : Représentation de l'instabilité pour $\phi < 22^\circ$
dans le cas d'un modèle à 1 bloc

*** Conclusion**

Une synthèse des résultats obtenus est donnée dans le tableau 10.

ϕ	<i>SARMA</i>	<i>U D E C</i>	
	<i>Modèle 2 blocs</i>	<i>Modèle 2 blocs</i>	<i>Modèle 1 bloc</i>
$\phi < 22^\circ$	$F < 1$	Instable	Instable
$22^\circ < \phi < 30,5^\circ$	$F < 1$	"Stable" après un grand déplacement	Stable
$\phi > 30,5^\circ$	$F > 1$	Stable	Stable

Tableau 10 - Résultats de la comparaison des codes de calcul : SARMA et UDEC

Une modélisation avec UDEC a permis de retrouver les conclusions du calcul de stabilité par la méthode de Sarma. Ceci met en évidence les limites des méthodes d'équilibre limite:

⇒ dans le cas d'un seul bloc, on trouve $\phi_{\text{limite}} = 17^\circ$ manuellement en considérant un glissement plan et $\phi_{\text{limite}} = 22^\circ$ avec UDEC.

⇒ un calcul analytique, en considérant que la réaction du massif se situe au milieu de chaque segment, donne $\phi = 31,8^\circ$

⇒ dans le cas de 2 blocs, ϕ limite = $30,5^\circ$.

Si on considère ϕ limite = $30,5^\circ$, on se place dans le sens de la sécurité, et en prenant 17° on est sûrement optimiste car, dès que $\phi < 30,5^\circ$ on considère qu'il y a un risque de rupture.

Nous avons pu évaluer l'influence du joint vertical sur la stabilité du modèle.

Une telle utilisation (statique) du logiciel UDEC ne permet pas d'interpréter l'évolution des déplacements au cours des calculs (on a uniquement relevé les valeurs des déplacements après stabilisation). D'autre part on a considéré que les blocs étaient rigides.

Un calcul dynamique prenant en compte la déformabilité du massif permettrait d'enrichir nos conclusions.

e) **Modèle complexe**

Dans cette partie, nous présentons la modélisation du glissement cité précédemment, survenu en Juillet 1990 sur le panneau E1. Nous tenons compte dans cette modélisation d'un maximum de facteurs géologiques afin de reconstituer un modèle mécanique dont le comportement se rapproche au mieux des observations de terrain. Ce qui explique la complexité du modèle.

*** Géométrie**

Nous considérons une coupe perpendiculaire au talus, pratiquement orientée Est-Ouest (Y=-3050). Elle recoupe ainsi le panneau E1 sur 90 m environ, une partie du panneau G1, la faille n° 40 (N150°-55°W) qui délimite la masse en mouvement au Nord, et deux familles de fractures observées sur le terrain (N120 SBV et N60-SBV) (figure 75a).

Pour éviter un nombre trop important de blocs (les blocs sont déformables), seulement 2 familles de fractures, choisies comme étant représentatives, ont été introduites dans le modèle. Nous avons effectué un modèle à partir d'une coupe perpendiculaire au talus. Ce choix est discutable (cf. § 2.3.1.b), mais il se justifie par le type de résultat que l'on veut obtenir. Dans ce cas, notre objectif n'est pas le calcul de la stabilité a posteriori, mais plutôt la compréhension des mécanismes observés.

Des calculs effectués en éléments finis (Arif, 1988) ont montré que si on considérait un talus de hauteur H ayant une excavation de hauteur h et d'extension l (Cf. figure 73), il est nécessaire de prendre $e = L/l = H/h$ d'au moins 20 pour avoir une contrainte en pied de talus qui n'évolue plus en fonction de la dimension du modèle.(cf. figure 74).

Dans nos calculs, nous avons opté pour une valeur de $e = 8$, en considérant que pour cette valeur l'évolution des contraintes avec les dimensions du modèle était faible (inférieure à 10%) (cf. figure 74). Avec cette valeur, nous obtenons déjà un modèle de dimensions très importantes.

* Conditions aux limites

Avant de simuler un ouvrage dans un massif rocheux, on applique à ce massif les contraintes initiales en place (dues généralement à la gravité) et ce avant toute excavation, on poursuit les itérations jusqu'à ce que les contraintes appliquées à la limite du modèle se soient intégralement transmises à l'ensemble du massif (suivant l'assemblage de blocs défini lors de la première phase). Lorsque les contraintes (et les déplacements qui en résultent) se sont stabilisés en fonction du temps, autrement dit lorsque les calculs ont convergé, on a réalisé la phase dite de consolidation du modèle. C'est seulement dans ce modèle consolidé que l'on fera l'excavation que l'on souhaite modéliser.

Pour modéliser un ouvrage superficiel (talus de mine à ciel ouvert), il est essentiel de prendre en compte les variations de contraintes entre le sommet et la base du modèle en introduisant un gradient de contrainte. Nous avons donc chargé le modèle avec un gradient vertical égal aux poids des terres.

Les conditions aux limites sont les mêmes que celles adoptées pour le calcul éléments finis (cf. § V.2.3.2).

* Caractéristiques géomécaniques

◆ Propriétés des matériaux

Les propriétés adoptées pour les différents matériaux sont résumées dans le tableau 11.

MATÉRIAUX	E (MPa)	γ (KN/m ³)	ν
Tertiaire	500	25	0,3
Houiller	5000	25	0,25
Permien	1000	25	0,3
Vieux travaux	300	25	0,3

Tableau 11 - Caractéristiques des matériaux

Dans le modèle on introduit en réalité comme paramètres K et G (respectivement module de compressibilité isotherme et module de cisaillement), et non pas E et ν .

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

◆ Propriétés des joints

Les valeurs retenues pour les joints, sont citées dans le tableau 12.

	Matériaux fracturés	Kn (MPa/m)	Ks (MPa/m)	C (MPa)	ϕ (°)
Joints près de l'excavation	Houiller sain	15000	150	0	35°
	Vieux travaux + Permien	10000	100	0	5°
Joints loin de l'excavation	Grès	15000	150	1	35°

Tableau 12 - Caractéristiques des joints

Ces caractéristiques ont été adoptées en faisant une synthèse entre les valeurs expérimentales obtenues par des essais effectués au laboratoire (E.N.S.G. Nancy) (cf. RODE 1991), sur des joints de grès de Carmaux et la littérature (rapport bibliographique, ARIF, 1989) sur les caractéristiques des joints ($10 \times K_s < K_n < 100 \times K_s$).

A partir de ceci, nous avons opté pour une valeur moyenne de $K_n = 100 K_s$.

** Conditions initiales et phases d'exploitations*

Nous avons souhaité reproduire le plus fidèlement possible le phasage de l'exploitation correspondant au creusement de la fosse. Les différentes étapes de notre modélisation sont les suivantes :

- mise en équilibre du modèle sous le champ de contrainte initial dû à la gravité, (conditions initiales)
- excavations successives de 9 tranches (figure 75) avec à chaque fois mise en équilibre du modèle (la figure 75b représente un agrandissement de la zone d'excavation de la figure 75a).

La dernière phase de modélisation (10) coïncide avec le moment où le fond de fosse avait atteint le panneau E1 et à la suite duquel sont apparus les mouvements importants.

La figure 76 représente le modèle de blocs à l'état initial et à l'état final.

** Interprétation des résultats*

◆ Déplacements

Les déplacements calculés sont les déplacements induits par le creusement. (Ils ont été réinitialisés à zéro après la phase de mise en équilibre du modèle sous le champ de contrainte initial et la gravité). Après excavation d'une partie des terrains tertiaires (phase 1), on observe un déplacement du massif vers le haut (vide créé). Ceci est expliqué par un phénomène de détente des terrains se libérant du poids des blocs sus-jacents.

Au fur et à mesure de l'excavation, dès la phase 5, nous constatons une rotation des vecteurs déplacements dans la direction des couches (figure 77).

Les déplacements ne sont plus alors uniquement liés à la détente des terrains, mais aussi à un glissement de ceux-ci le long des plans de stratification.

Afin de suivre l'évolution des déplacements en intensité et en orientation au cours des phases de modélisation, nous avons réalisé des courbes donnant l'évolution du déplacement maximum (cf. figure 78).

$$e = \frac{L}{l} = \frac{H}{h}$$

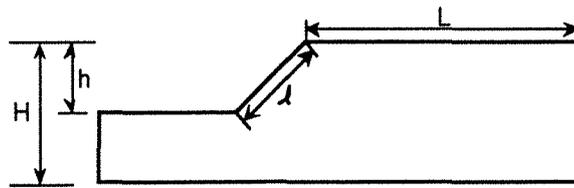


Fig. 73 : Définition de l'élanement

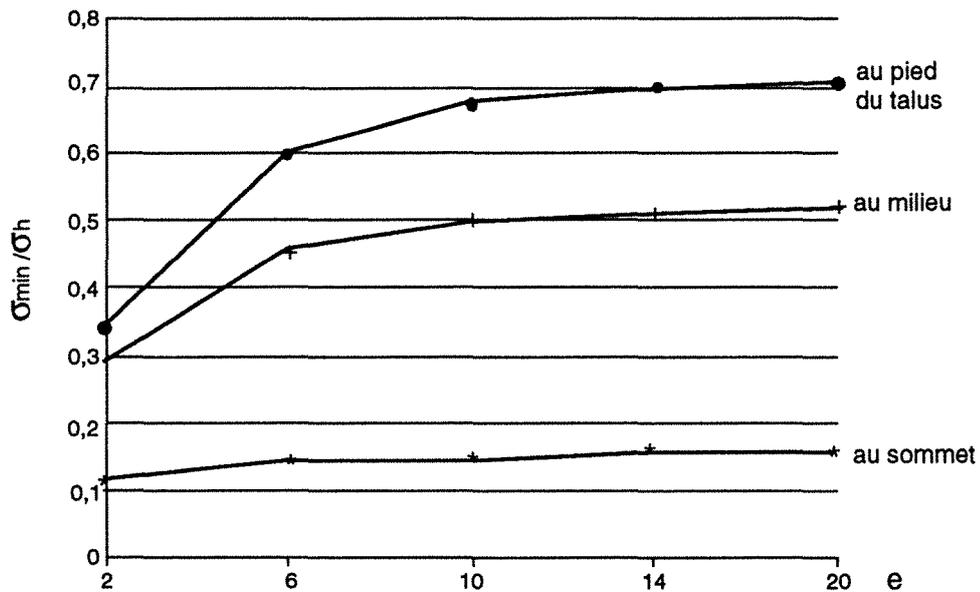


Fig. 74 : σ_{\min} / σ_h en fonction de l'élanement (e)

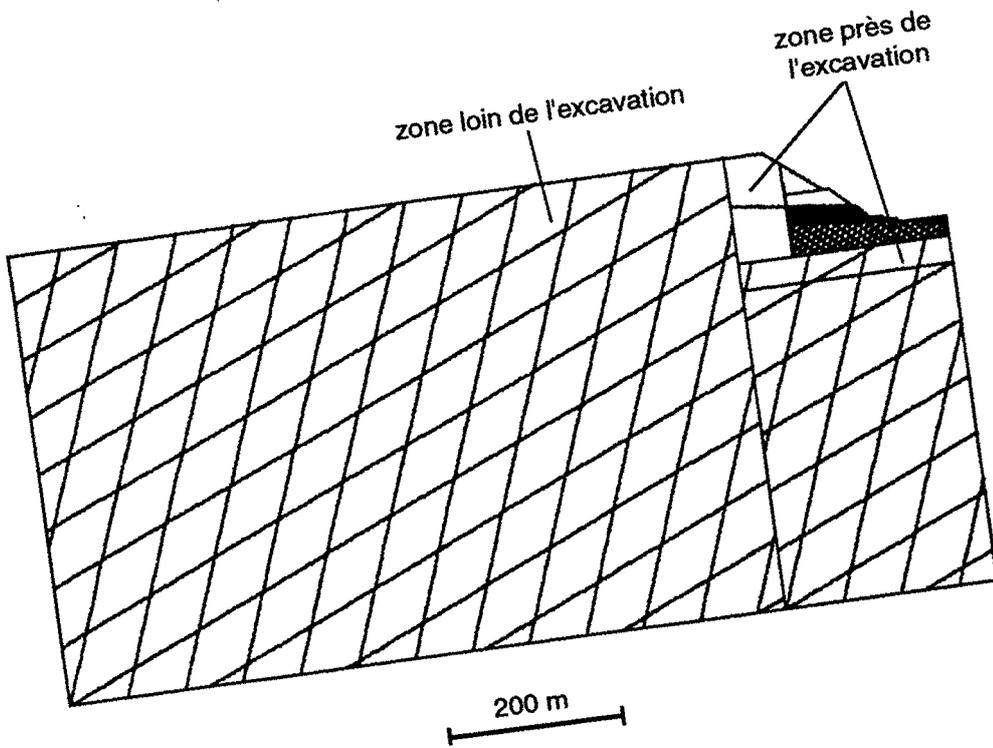


Fig. 75 a : Ensemble du modèle

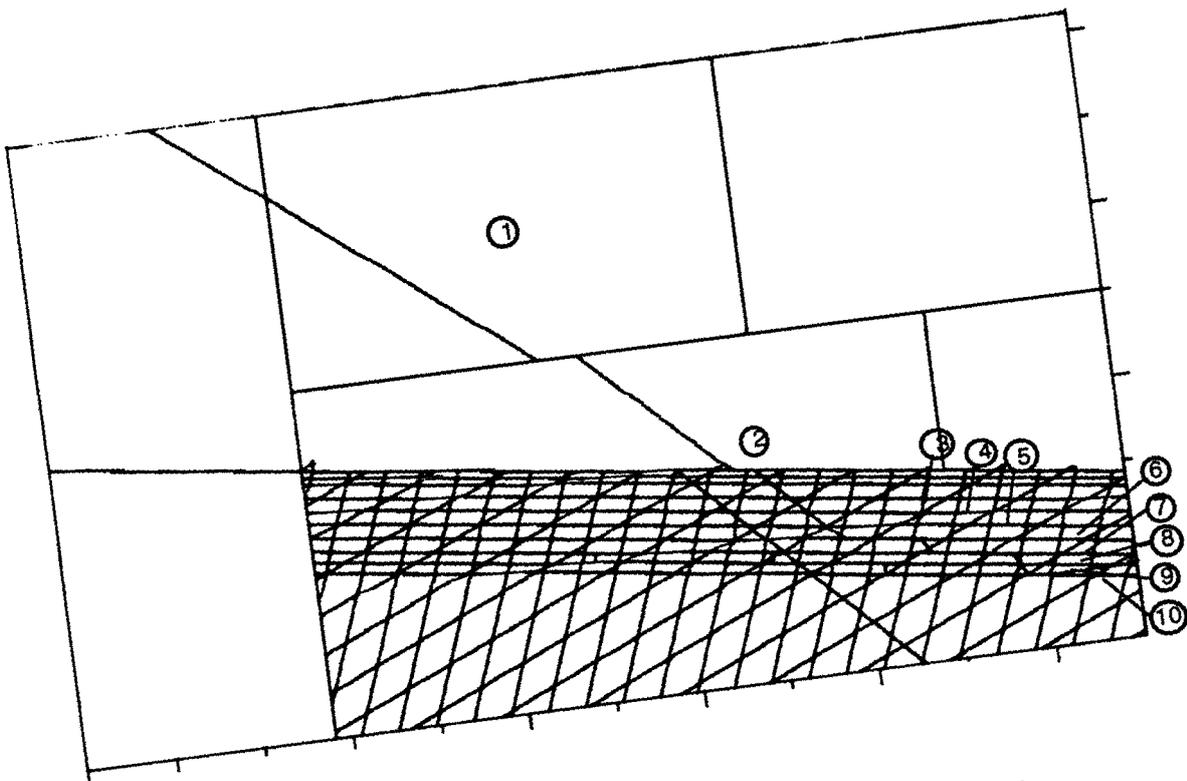
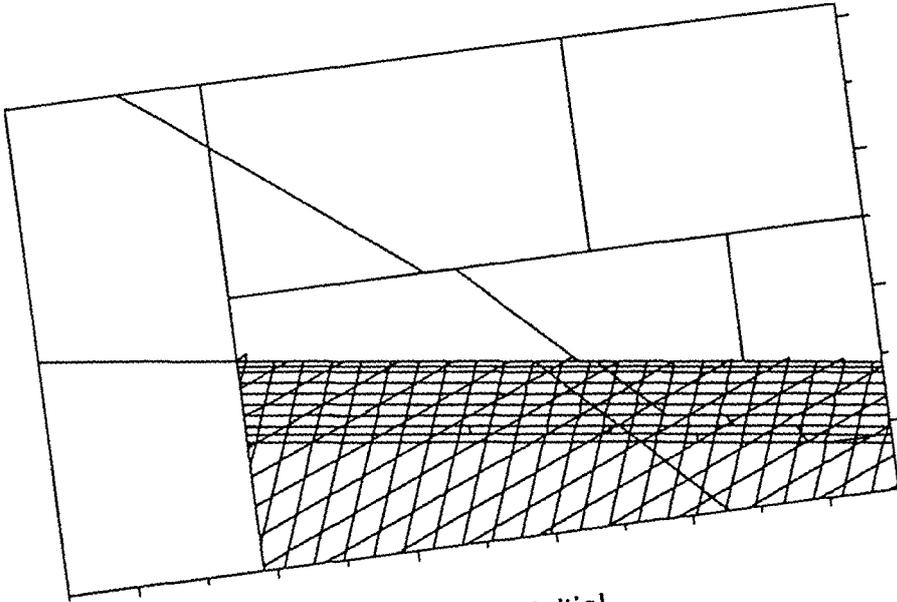
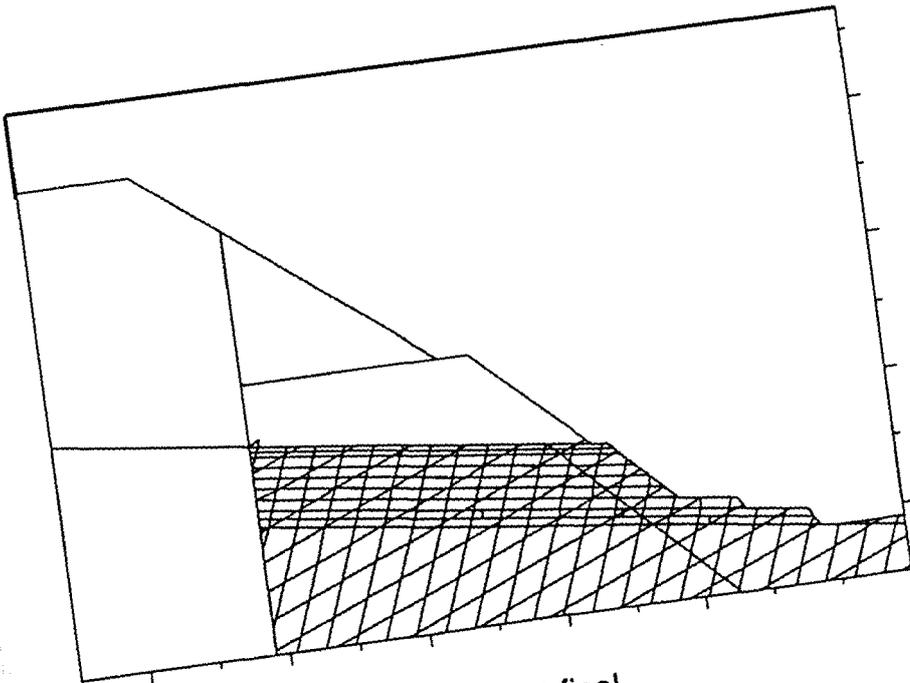


Fig. 75 b : Découpage du modèle en blocs et phasages d'excavation

50 m

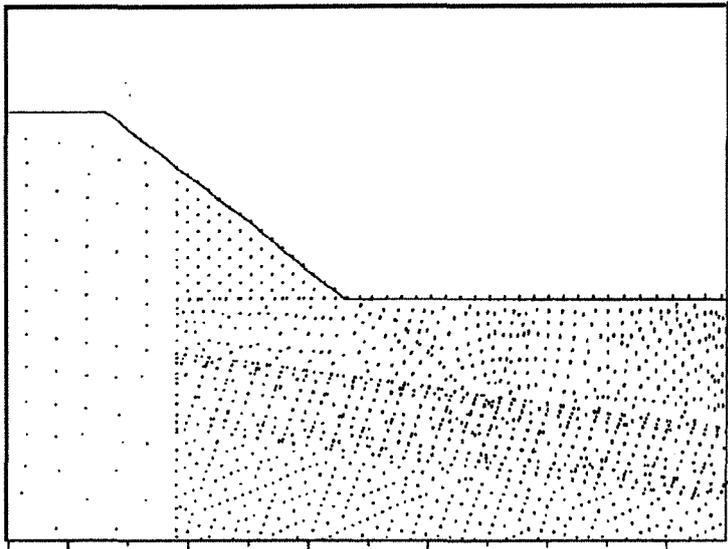


a - Etat initial



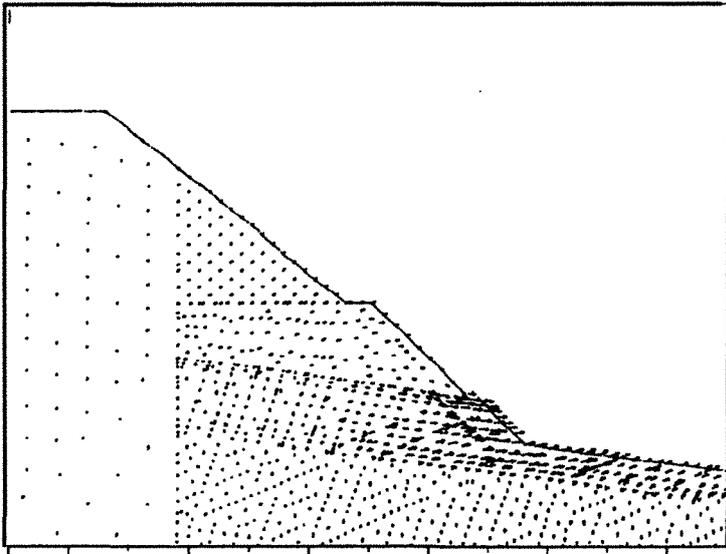
b - Etat final

Fig. 76 : Etats initial et final du modèle

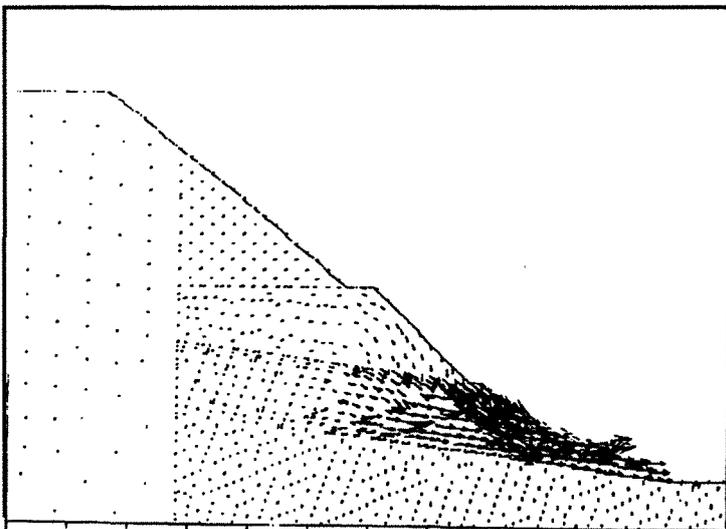


50 m

a - Après excavation
de la 1ère tranche
(phase 2)



b - Après excavation
de la 4ème tranche
(phase 5)



c - Après excavation
de la 9ème tranche
(phase 10)

Fig. 77 : Vecteurs déplacements

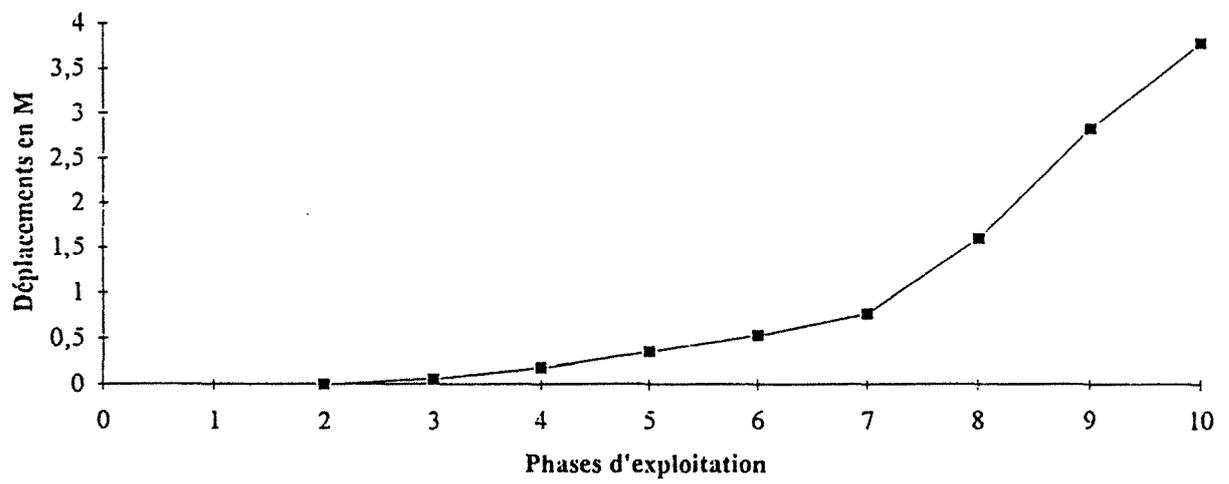
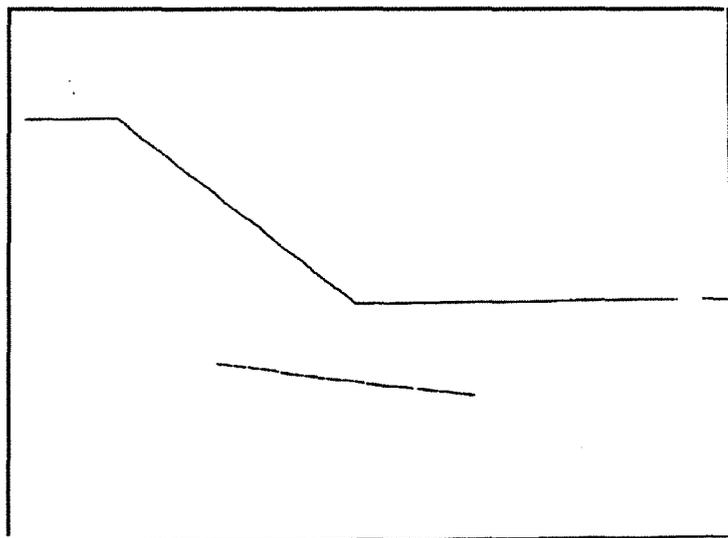
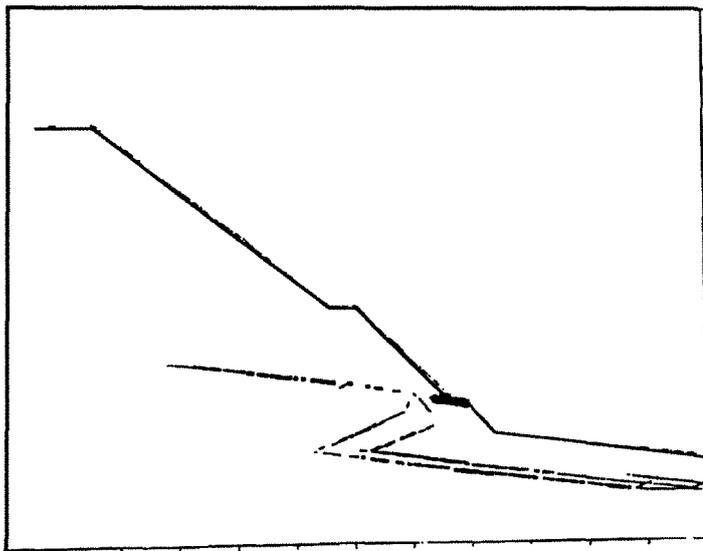


Fig. 78 : Valeurs des déplacements maxima calculés par UDEC (cumulées depuis la phase de modélisation ①)

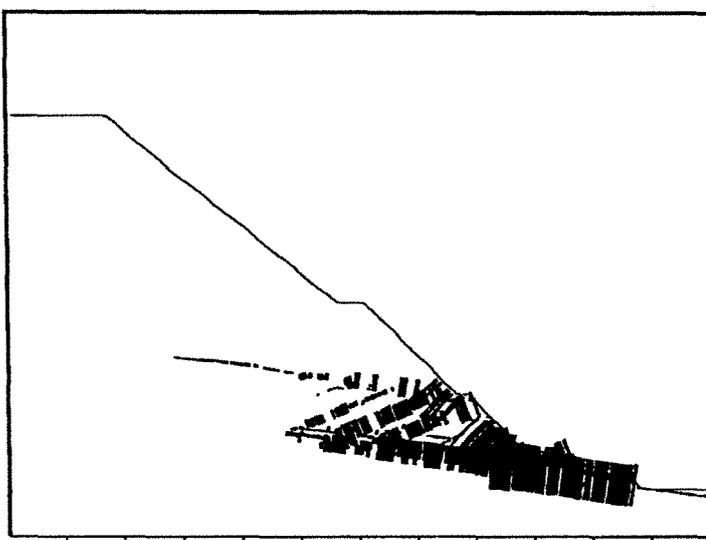


50 m

a - Phase 2



b - Phase 5



c - Phase 10

Fig. 79 : Déplacement tangentiel dans les joints

◆ Déplacement tangentiel

Dans notre modèle, nous avons 2 plans de faiblesse : la couche d'argilite (2m) (Permien) et les remblais des vieux travaux (2 m).

En excavant une première tranche (phase 2), on observe l'apparition de cisaillement important au niveau des joints du Permien (déplacement tangentiel maximal égal à 7,7 cm), ce cisaillement augmente en fonction de l'approfondissement (figure 79a).

Remarque : Sur les figures, l'intensité du déplacement tangentiel est proportionnel à l'épaisseur du trait (1 trait = 5 cm).

Une fois le Permien mis à jour (début du houiller), le déplacement tangentiel maximum a atteint 27 cm et on constate aussi un début de cisaillement des vieux travaux (cf. figure 79b).

Lors de l'excavation de la dernière tranche (phase 10), le déplacement tangentiel maximal a atteint 2 m (déplacement au niveau des joints des vieux travaux), Cf. figures 79c et 80.

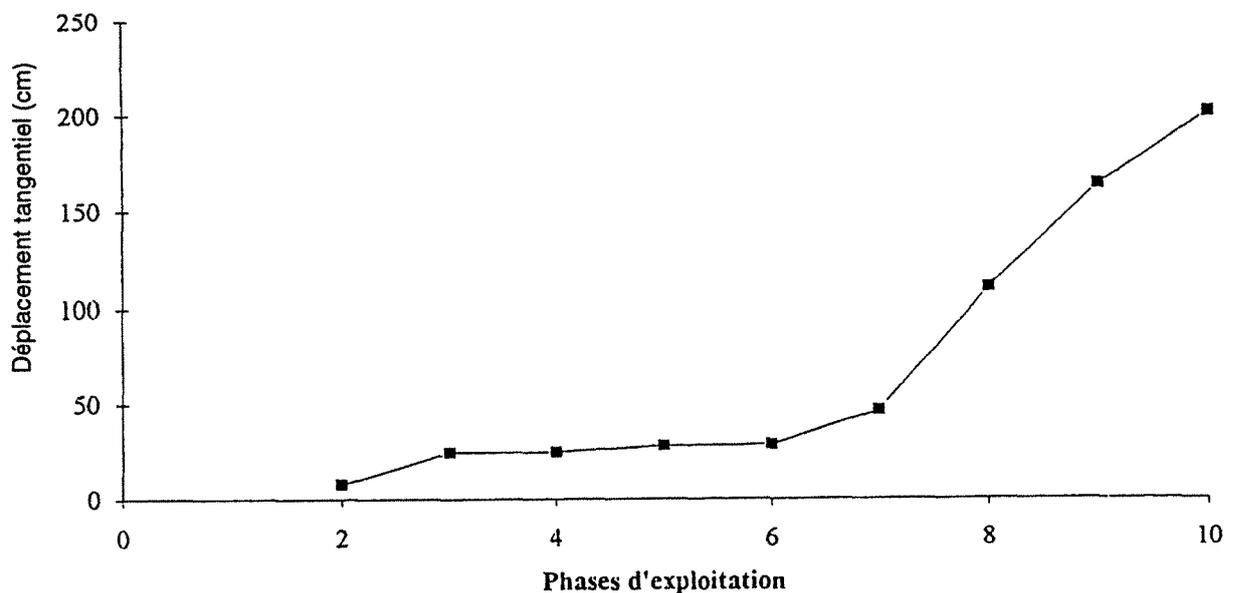


Fig. 80 : Cisaillement au niveau des vieux travaux en fonction des phases d'excavation (cumulé depuis la phase de modélisation ○)

* Comparaison des déplacements calculés et mesurés in situ

Connaissant la date de fin d'exploitation de chaque tranche, il est possible à partir de la valeur des déplacements (cumulée depuis la première étape d'excavation) à chaque état d'équilibre de tracer la courbe

d'évolution dans le temps du déplacement en différents points, dont les coordonnées correspondent à la localisation des instruments de mesure et de la comparer avec la courbe d'évolution de la valeur mesurée in situ. Le plan du modèle n'est pas dans la direction du mouvement réel, nous avons donc considéré la composante correspondant à l'axe des abscisses sur les plans de la mine (projection du déplacement sur l'axe des X correspondant à l'orientation Est-Ouest), l'axe des Y correspond à l'orientation Nord-Sud). Les Y positifs correspondent au nord géographique et les X positifs à l'est).

Nous allons considérer le plot 500 mis en place au niveau 182 NGF au flanc Est depuis le 28/02/90 (cf. § IV) et le comparer au déplacement du même point simulé dans le modèle.

La figure 81 montre l'évolution dans le temps des déplacements mesurés du plot 500. Les mesures du plot ont débuté au début de l'année 90 (28/02/90). Un mouvement important a été détecté le 23/07/90 caractérisé par un changement de pente (cf. figure 69). La fréquence des mesures a augmenté depuis cette date (cf. § IV), jusqu'à la mise en place progressive de la butée en pied (24/08/90).

La figure 82 donne l'évolution des valeurs calculées à l'aide du code UDEC. Cette courbe représente les déplacements cumulés depuis le début du creusement de la fosse en un point du modèle correspondant à la localisation du plot 500.

On peut constater (cf. figure 82) que bien avant la mise en place du plot qui a été posé en phase 7, les déplacements calculés étaient déjà importants (107 cm). Si on souhaite effectuer une comparaison des résultats numériques et des mesures, il convient donc de retrancher à la valeur du déplacement cumulé, la valeur liée à l'excavation des tranches pendant les 7 premières phases soit 107 cm.

Sur la figure 83 on trouve à la fois la valeur mesurée, et la valeur calculée du déplacement, par modélisation du creusement pendant les phases 8 et suivantes.

Les déplacements dans le modèle se sont stabilisés à la fin de chacune des phases d'excavation hormis la dernière. L'apparition des vieux travaux sur le front, explique la non stabilisation des déplacements. Nous ne pouvons donc accorder de crédit à la valeur de déplacement obtenue à la fin de la phase 10 car il n'y a pas eu stabilisation des calculs. Nous avons arrêté nos calculs au bout d'un certain nombre de cycles (176000) sans avoir obtenu de convergence. Nous supposons que la courbe lissée est la même que celle que nous aurions obtenue par une modélisation encore plus fine des différentes phases de creusement. Nous précisons que nous n'avons pas modélisé la mise en place de la butée, qui dans la réalité a stoppé le glissement.

Nous n'avons pas suffisamment d'informations pour connaître l'évolution des déplacements entre la mesure du 28/02/90 et celle du 23/07/90, c'est pourquoi nous avons représenté la courbe des déplacements réels, entre ces deux dates en pointillés.

Les valeurs mesurées et calculées sont du même ordre de grandeur. De plus l'accélération qui s'est produite entre février et juillet 1990 a bien été modélisée par le calcul.

Notons cependant que la comparaison aurait pu être affinée en modélisant le creusement avec un plus grand nombre de phases et en augmentant la fréquence des mesures. De plus nous rappelons les incertitudes liées à la caractérisation du massif.

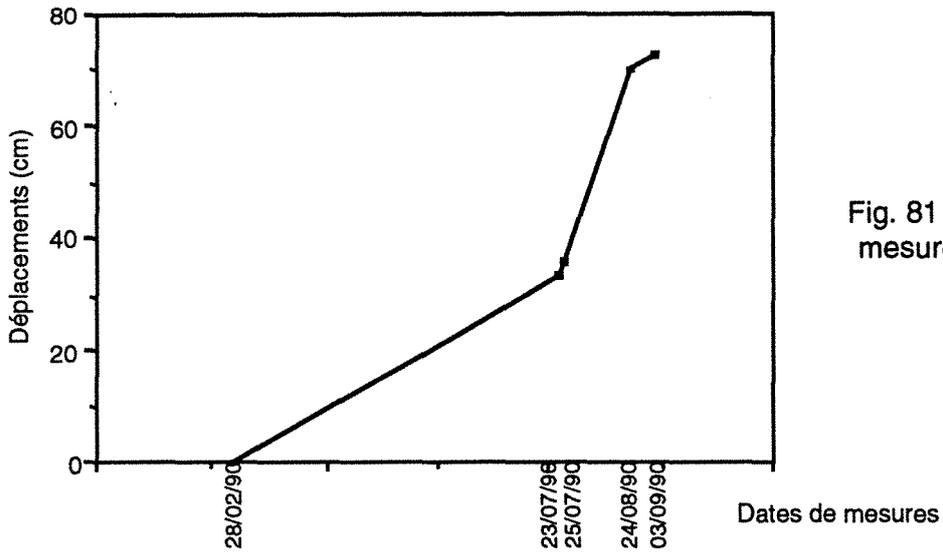


Fig. 81 : Evolution des mesures du plot 500

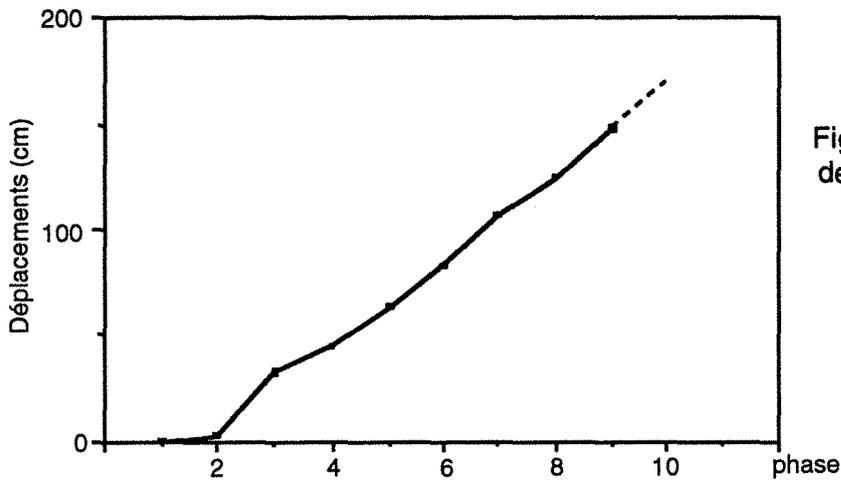


Fig. 82 : Evolution des valeurs de déplacement cumulées au niveau du plot 500 (depuis la phase 1)

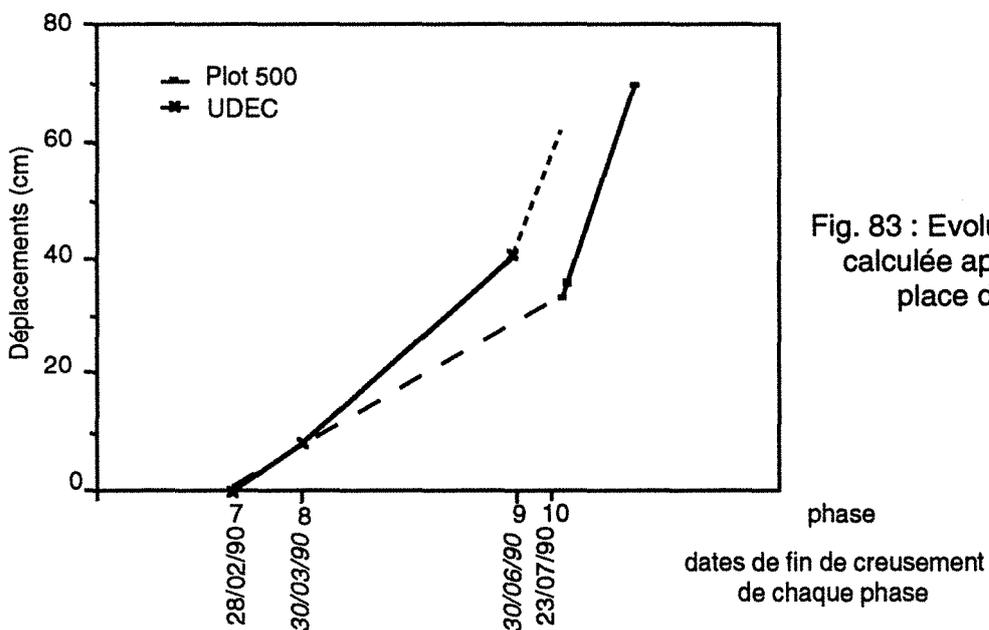


Fig. 83 : Evolution de la valeur calculée après la mise en place du plot 500

V.4 CONCLUSION

Toutes les méthodes de modélisation utilisées ont un intérêt qui diffère par le type de résultat que l'on souhaite obtenir (tableau 13). Aucune méthode n'est adaptée à tous les problèmes et il faut tenir compte des possibilités et des limitations de chacune.

Nous avons considéré les méthodes à l'équilibre limite et les méthodes par approches numériques dites de contraintes déformations de type éléments finis ou éléments distincts.

Les méthodes simples, telles que celles basées sur le principe de l'équilibre limite, ne représentent pas la déformation d'un massif rocheux sous contrainte, mais elles sont capables de fournir des résultats comparables au regard du coefficient de sécurité.

Ces méthodes (SARMA, RESOBLOK) ont été utilisées dans notre cas pour évaluer la stabilité du modèle considéré, sans aucune prise en compte de la composante cinématique.

L'analyse par éléments finis ne produit pas nécessairement des réponses satisfaisantes malgré les techniques sophistiquées. Dans l'application au cas du glissement du panneau "E1", nous avons pu constater que seules les zones à proximité des secteurs en rupture ont été obtenues. Ceci est dû à la nécessité de prendre en compte des paramètres difficilement mesurables, telles que la loi de comportement ou les caractéristiques géomécaniques. Pour de telles analyses complexes, cette méthode peut fournir des résultats éloignés de la réalité.

La méthode des éléments distincts "UDEEC" nous a permis d'expliquer les ruptures réellement observées, et de comparer les déplacements mesurés in situ et calculés.

Elle a permis en effet, de déterminer les valeurs de déplacement après chaque phase de calcul. On ne peut pas interpréter ou donner un sens aux mouvements dans le modèle au cours des calculs car le terme d'amortissement introduit dans l'équation du mouvement (artifice nécessaire à la méthode numérique utilisée ici), ne correspond pas à l'amortissement "naturel" (lié à la fréquence propre de l'assemblage). Il aurait fallu utiliser l'approche "dynamique" qui paraît difficilement applicable en raison, entre autres du problème d'amortissement.

On notera que le temps de calcul nécessaire pour le code UDEEC est très long, contrairement aux méthodes de calcul à l'équilibre limite.

La modélisation par éléments distincts (UDEEC) nécessite la connaissance de beaucoup de paramètres difficilement estimables, ce qui présente un inconvénient dans l'interprétation des résultats.

L'intérêt des modélisations a posteriori est de comprendre les phénomènes. Elles permettent en outre, d'effectuer le calage du modèle (vérification de la validité des paramètres introduits dans les simulations).

D'autres configurations semblables à celle du glissement du panneau "E1" (Cf. chapitre 4) pourraient être analysées à l'aide du logiciel "UDEEC", en terme de prédiction des risques, sous forme de modélisation a priori.

MÉTHODE DE CALCUL	2D / 3D	CODE INFORMATIQUE	TYPE DE CALCUL	HYPOTHÈSE DE CALCUL	PARAMÈTRES NÉCESSAIRES	TYPE DE RÉSULTAT
<i>Tranches</i>	2D	<i>SARMA</i>	Équilibre limite	Plan de rupture imposé	- c, ϕ à la base et entre tranches	F
<i>Blocs</i>	3D	<i>RESOBLOK</i>	Équilibre limite	- Pas d'interaction entre blocs (blocs isolés) - Blocs non déformables	- orientation des plans - c, ϕ	Type de rupture F Valeur
<i>Éléments finis</i>	2D	<i>CESAR</i>	Contrainte-déformation	Milieu continu	- critère de rupture - E, ν	zone en plasticité F σ , ϵ
<i>Double-bloc</i>	2D	<i>SARMA</i>	Équilibre limite	Plan de rupture imposé	- c, ϕ	F
<i>Éléments distincts</i>	2D	<i>UDEC</i>	Contrainte-déformation	Milieu discontinu	- E, ν , Kn, Ks - c, ϕ , d, Rt, Rc	σ , ϵ sens de mouvement comportement des discontinuités

Tableau 13 - Synthèse des différentes méthodes de calculs utilisés

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail contribue à la mise au point d'une méthodologie de contrôle des stabilités de talus dans une grande mine à ciel ouvert.

Les observations géologiques nous ont permis de mettre à jour systématiquement des fiches descriptives de la fracturation, de la géologie, des facteurs d'exploitation et de toutes les ruptures observées, quelle que soit leur importance. Ces fiches servent de référence, afin d'estimer l'évolution dans le temps de ces observations. Le relevé de la fracturation du site étudié, contribue à l'amélioration des calculs préliminaires, et à la prévision d'éventuelles ruptures.

Un nombre important d'instruments a été utilisé pour le suivi géotechnique des talus de la découverte Sainte-Marie à Carmaux. Nous avons ausculté des instabilités déclarées et des zones à risque. Il en ressort que pour interpréter un mouvement, des informations issues de différents types d'instruments sont nécessaires. Chaque instrument fournit des données spécifiques.

Ces informations servent donc, à prévenir d'éventuels mouvements et à expliquer certains mécanismes. Elles nous ont permis de comprendre les mécanismes de rupture dans les différents cas étudiés et nous ont donc orienté dans le choix et le calage des modèles.

Nous avons utilisé différents modèles, des modèles simples et des modèles plus complexes. Les modèles simples ont donné des résultats satisfaisants, en prenant en compte un minimum de paramètres. Les calculs à l'équilibre limite en 3 D ont permis d'évaluer les caractéristiques géomécaniques (c et ϕ) lors d'une analyse d'un bloc instable. Ces valeurs ont servi à l'analyse d'un bloc qui semblait menaçant. La modélisation simple par les méthodes à l'équilibre limite et les éléments distincts donnent les mêmes résultats. Les méthodes à l'équilibre limite modélisent bien des cas simples. Par contre, la prise en compte de plusieurs paramètres, tels que la fracturation et les caractéristiques des joints, nécessite l'utilisation de la méthode des éléments distincts.

Ainsi l'apport dans cette partie du travail, est l'utilisation d'un code récent de modélisation par la méthode des éléments distincts (UDEC). Il a été appliqué à un glissement déclaré, et a donné des résultats satisfaisants, comparables à la réalité observée sur le terrain. En effet, à la différence des autres méthodes, nous avons modélisé les vieux travaux et les discontinuités. L'approfondissement de la fosse a été également simulé, il résulte de cette modélisation, que les risques d'instabilité sont étroitement liés à la profondeur et à la présence d'anciens travaux.

Cette méthode peut être appliquée à des configurations à risques semblables à celle déjà étudiée.

L'étude de stabilité des talus d'une mine à ciel ouvert, nécessite un suivi constant quels que soient les résultats obtenus avant l'ouverture de celle-ci. Le suivi post-ouverture apporte un complément certain aux études préliminaires.

Enfin nous présentons sous forme de diagramme (cf. figure 84), les différentes étapes dans l'étude de la stabilité des talus de mines à ciel ouvert.

Ce diagramme illustre ainsi une synthèse du travail effectué après l'étude préliminaire, et la démarche du suivi géotechnique.

En perspectives, la poursuite de l'exploitation de la découverte de Carmaux, nécessite la poursuite des relevés des discontinuités en vue d'une seconde tentative de distinction de la fracturation naturelle, de celle induite par les anciens travaux. La découverte de gradins supplémentaires dans le houiller, l'approfondissement et donc l'approche des panneaux anciennement exploités, permettraient des observations aidant cette analyse.

Les anciens travaux présentent la cause principale de glissements potentiels. Au flanc Est de la fosse Sainte-Marie le pendage de ces derniers est défavorable à la stabilité, elle est orientée vers le Nord-Ouest. Au flanc ouest la stratification semble favorable, mais la décohésion des terrains autour des vieux travaux est à considérer. Il est recommandé d'analyser les panneaux se trouvant sur ce flanc avec des modèles numériques par éléments distincts en prenant en compte la troisième dimension.

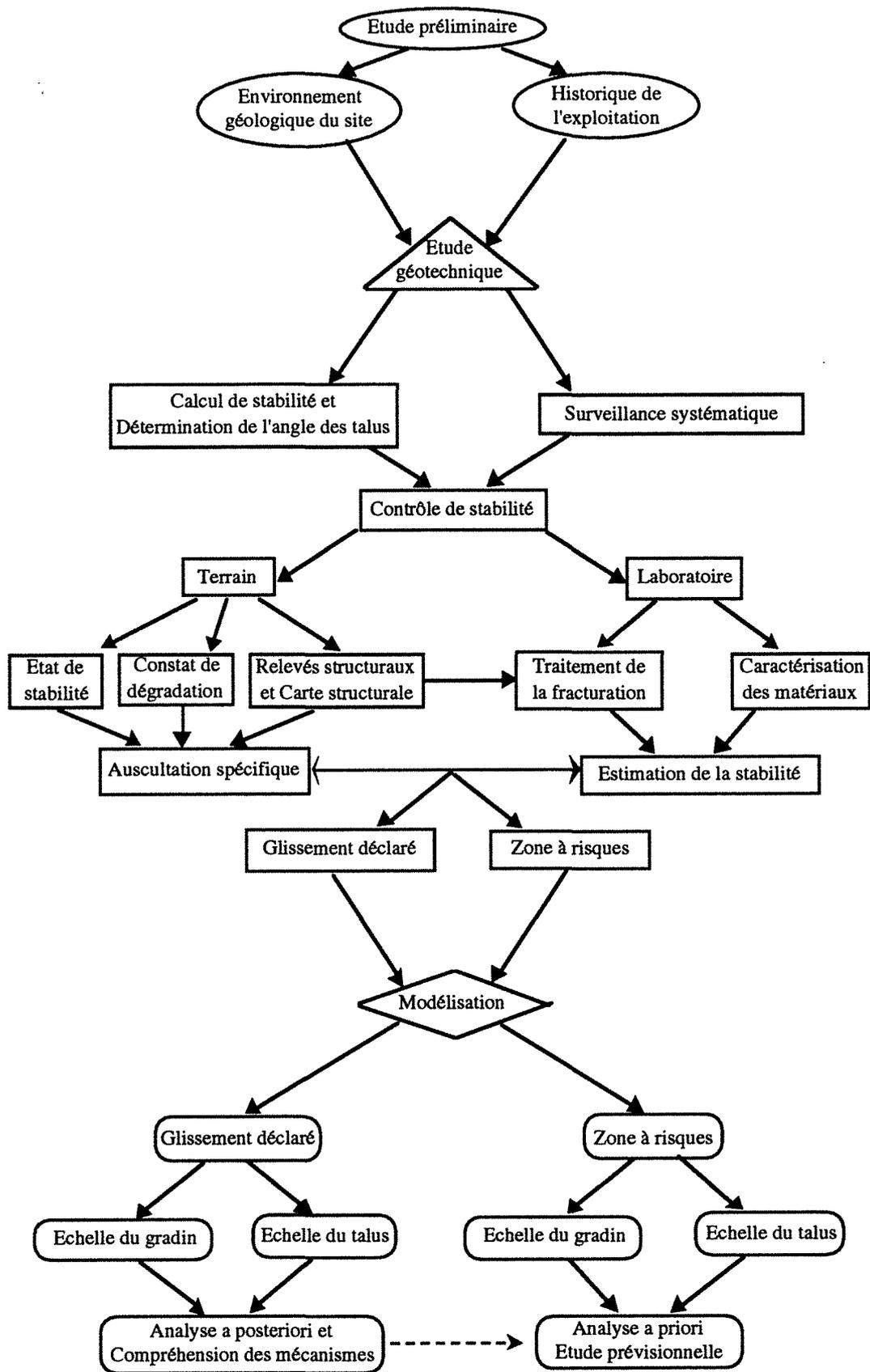


Fig. 84 : Diagramme synthétique des différentes étapes dans le contrôle de la stabilité des talus

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

AFILAKA J.O., 1988

Analyse de la stabilité des talus en mines à ciel ouvert, approche probabiliste, application à la mine de Carmaux.

Thèse Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

AL HEIB M , 1993 (à paraître)

Modélisation de volume d'influence d'une excavation par longue taille.

Thèse de Doctorat INPL, Nancy, 1993.

ASOF M., 1991

Etude du comportement mécanique des massif rocheux fracturés en blocs (méthode à l'équilibre limite) : Réalisation et applications.

Thèse de doctorat. INPL Nancy.

BOERINGER R., 1989

Notice d'utilisation de RESOBLOK

Laboratoire de Mécanique des Terrains, CERCHAR Nancy.

BONIJOLY D. et al, 1983

Inventaire des ressources nationales de Charbon - Etude du bassin de Carmaux

BRGM 1983.

BONNART J.M., FEUGA B. et ROCHE J., 1981

Carmaux - Stabilité des talus réalisés dans les formations tertiaires

BRGM, 81 SGN 355 MPY, Mars 1981.

BONNART J.M. et al, 1986

Carmaux - Etude complémentaire de stabilité des flancs de fosse dans les formations tertiaires.

BRGM, 85 SGN 150 MPY, février 1986.

BRETON J.P., 1986

Traitement des données structurales effectuées sur les carottes orientées de deux sondages - Carmaux.

BRGM 86 SGN GEO, Octobre 1986.

CERCHAR, 1989

Notice d'utilisation de RESOBLOK version 2.1,

CERCHAR Nancy, France.

CESAR-LCPC, 1989

"Présentation", Ministère de l'équipement et du logement, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,

Janvier 1989.

CHINAGLIA N., 1991

Comparaison entre deux méthodes d'analyse de stabilité à l'équilibre limite : la méthode de Sarma, la méthode double bloc.

Rapport de stage, première partie, IRIGM, Grenoble.

CHOQUET P., WOJTKOWIAK F., 1990

Boulonnage par câbles d'ancrage des excavations minières en massif rocheux fracturé.

Ind. Minérale - Mines et Carrières.

CUNDALL P.A., 1971

A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock system

International Rock Fracture, Nancy 1971.

DELSAHUT B., 1981

Dynamique du bassin de Carmaux

Thèse 3ème cycle, soutenue le 26 Mars 1981, Université Paul Sabatier, Toulouse.

DESURMONT M. et VIDAL J., 1978

Pré faisabilité de l'exploitation du stot Sainte Marie de Carmaux.

Examen préliminaire des conditions de stabilité de la fosse.

BRGM, 27 Juin 1978.

ENNOUR S., 1989

Stabilité des galeries de grande largeur en terrains stratifiés.

Doc. Séminaire "Modélisation des massifs rocheux fracturés en bloc".

CERCHAR, Nancy France.

GOODMANN R.E., SHI G.H., 1985

Block Theory and Its application to rock Engineering.

Prentice Hall, Inc., Englewood cliffs, New Jersey.

GOODMAN R.E., 1989

Introduction to Rock Mechanics. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.

GRAS H., 1973

Eléments relatifs à la tectonique du bassin de Carmaux

Extrait des comptes-rendus des séances de l'Académie des Sciences - Paris, 28 Mai 1973.

HADADOU R., 1988

Etude de la stabilité de la découverte des Fouthiaux - Houillères de Blanzey. Application du programme SARMA.

Mémoire de DEA. Laboratoire de Mécanique des Terrains. Ecole des Mines de Nancy, 1988.

HADADOU R., SOUKATCHOFF V., PAQUETTE Y., DRIANCOURT D., 1992

Surveillance et auscultation du comportement géotechnique de talus de mine à ciel ouvert influencés par des travaux souterrains (application à la fosse Ste Marie).

Structure et comportement mécanique des géomatériaux. Colloque René Houpert, 10-11 Sept. 1992 Nancy.

HANTZ D., 1987

La conception des talus de mines à ciel ouvert.

Industrie Minérale - Mines et Carrières - Les Techniques, Novembre 1987.

HANTZ D., 1988

L'auscultation des fronts de carrière et des talus.

Revue de l'Industrie Minérale - Mines et Carrières - Juillet 1988.

HANTZ D., 1990

Stabilité des talus de la découverte de Sainte Marie (HBCM-UE Tarn)

CERCHAR, Juillet 1990.

HANTZ D., 1990

Prévention des chutes de blocs dans les mines à ciel ouvert.

Rapport final CECA. Aide à la recherche sécurité minière. Convention n° 7258 - CERCHAR Nancy, France.

HANTZ D., 1991

Modélisation des désordres apparus en Juillet 1990 sur le flanc Est de la découverte Sainte Marie et dimensionnement du stot de protection.

Rapport INERIS, Juin 1991.

- HELIOT D., 1988
Conception et réalisation d'un outil intégré de modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs.
Thèse de Doctorat, INPL Nancy.
- HOEK E. et BROWN E.T., 1980
Underground excavation in rocks
The institution of Mining and Metallurgy. 527 p. London, 1980.
- HOEK E., BRAY J.W., 1981
Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- ITASCA, 1989
UDEC. Version ICG 1.6, manuel d'utilisation.
- JOSSET D., 1993
Etude de glissements de terrain rocheux. Application au cas d'une mine à ciel ouvert (Carmaux-Tarn).
Rapport de Stage. IRIGM. INP Grenoble.
- KABBAJ R., 1990
Traitement statistique de la fracturation. FSTAT
Notice d'utilisation - Laboratoire de Mécanique des Terrains, Sept. 1990.
- MAJOR G., KIM H.S. and ROSS-BROWN D., 1977
Pit Slope Manual. Supplement 5.1. Planc shear analysis.
Energy, Mines and Ressources Canada, CANMET Report 77-16, 307 p.
- M'RABETY H., 1992
Application à la modélisation par la méthode des éléments finis, à l'étude de stabilité d'un talus de la mine de Carmaux.
Rapport de stage. Laboratoire de Mécanique des Terrains, EMN.
- NGOT KONGOLO J.C., 1990
Stabilité des gradins des exploitations à ciel ouvert. Approche statistique mécanique et probabiliste.
Thèse de doctorat INPL Nancy 1990.
- PECHER A.
SCHMIDTMAC, a program to display and analyse directional data.
- PIGUET J.P., 1983
La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière.
Thèse de Doctorat es-sciences, INPL Nancy, 1983.
- ROCHET L., 1991
Mouvements de versants de grande ampleur. Auscultation, Diagnostics, Surveillance.
Séminaire Délégation aux Risques Majeurs - D.S.C. Nainville les Roches - 19-21 Juin 1991.
- RODE N., HOMAND F., HADADOU R. and SOUKATCHOFF V., 1990
Mechanical behaviour of joints in cliffs and open pits.
Rock Joints, Barton & Stephansson ed., Balkema, Rotterdam, pp. 27-33.
- RODE N., 1991
Caractérisation et Modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs
Thèse de Doctorat, INPL Nancy.
- SAIDESSALAM M., 1985
Géométrie de la fracturation du bassin de Carmaux.
Université Paul Sabatier de Toulouse, Mai 1985.

SARMA, 1979

Stability analysis of embankments and Slopes.

Journal of Geotechnical Eng. Div. of ASCE, décembre 1979.

TANAYS E., 1989

Approche algorithmique des conceptions géométriques et géotechniques de mines à ciel ouvert ; application à la mine de Carmaux.

Mémoire de DEA. Ecole des Mines de Paris, Juillet 1989.

THORAVAL A., 1989

Modélisation par blocs : utilisation du code UDEC et application à une longue taille des HBL.

Mémoire de DEA. Laboratoire de Mécanique des Terrains, CERCHAR, Ecole des Mines de Nancy, Juillet 1989.

VERDEL T., 1993

Géotechnique et Monuments Historiques, Méthodes de Modélisation appliquée à des cas égyptiens. Thèse de Doctorat INPL, Nancy

VETTER P., SOULA J.C., CISZACK R., 1990

TARN, AVEYRON et CHARBON,

AGSO (Association des Géologues du Sud-Ouest), 18, 19 Mai 1990.

VINCHES M., 1988

Application de l'analyse structurale de la géostatistique et de la théorie des blocs clés à l'étude de stabilité des massifs rocheux fracturés. Thèse Doctorat de l'Ecole des Mines de Paris.

VOCUBULAIRE DE L'EXPLOITATION A CIEL OUVERT, 1987

(Allemand, anglais, espagnol, français).

Industrie Minérale Mines et Carrières, supplément janvier 1987, vol. 69.

WARBURTON P.M., 1991

Vector Stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of face faces.

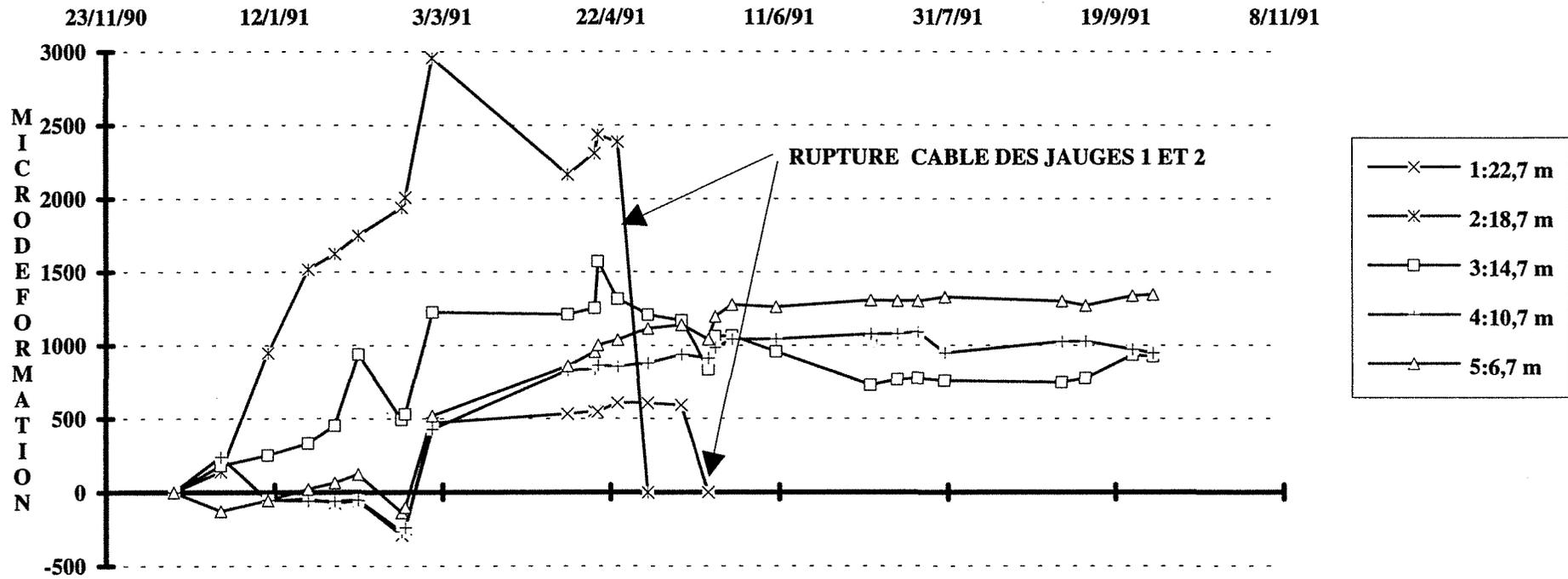
Int. Journal Rock Mecanics Min. Sci. & Geomech. Vol. 18.

ANNEXES

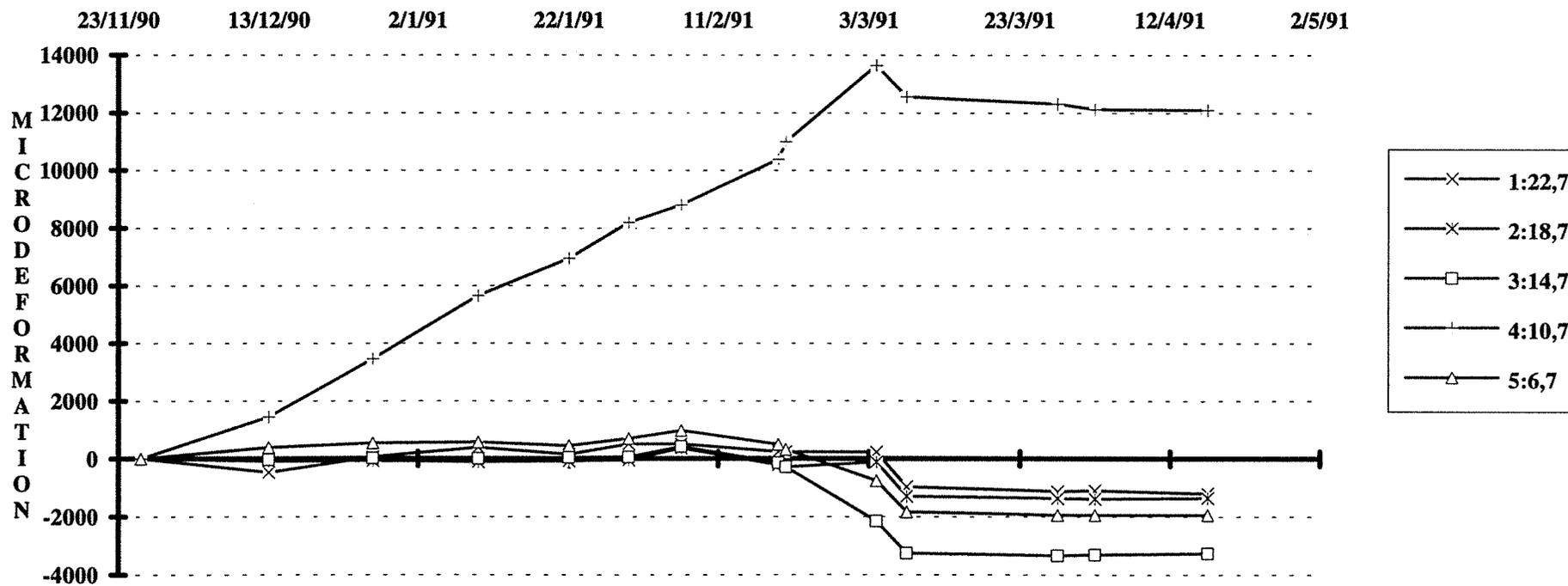
ANNEXE 1 (Chapitre IV)

- Evolution des jauges de déformation "Tensmeg"
- Pluviométrie

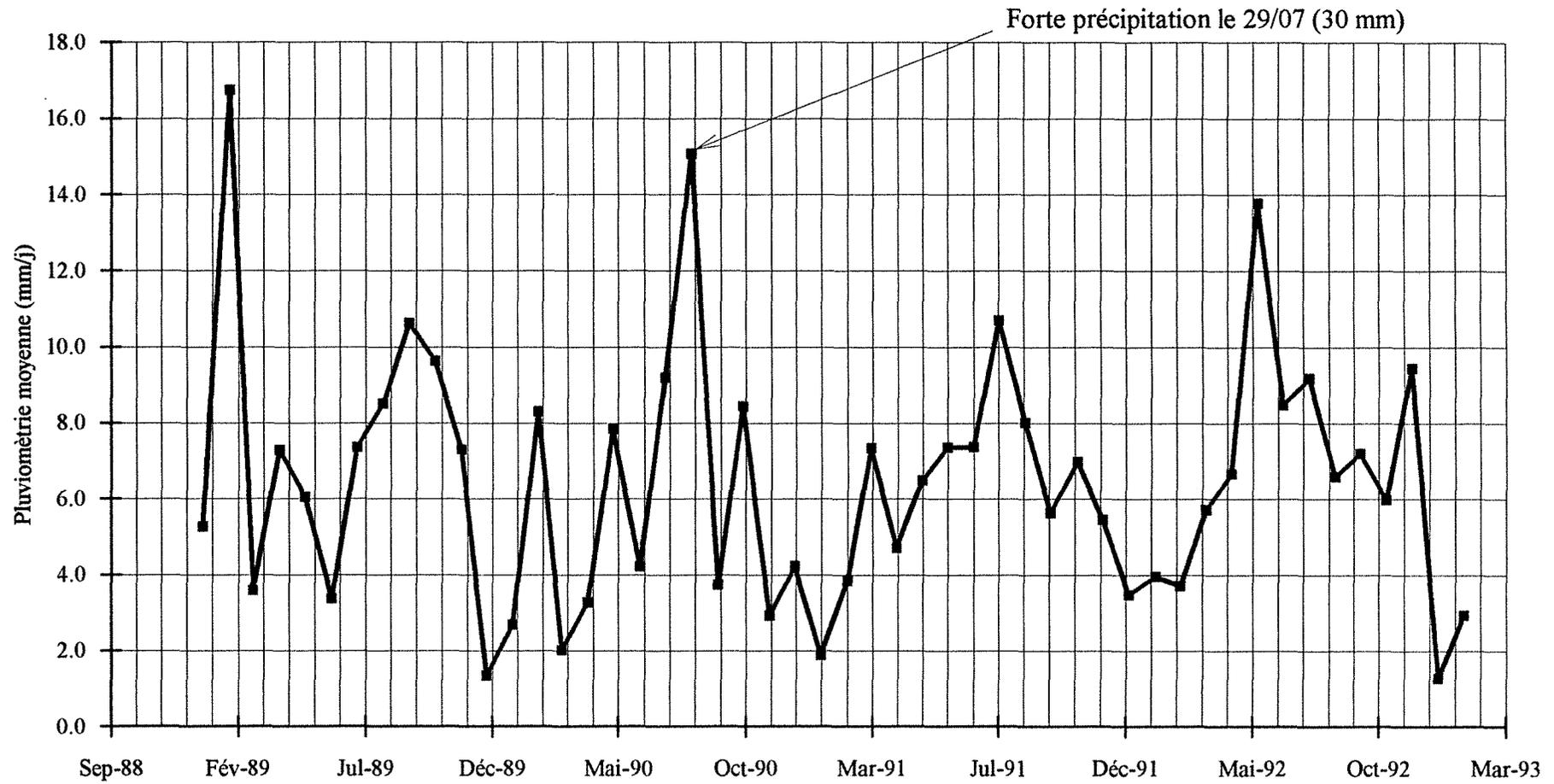
**JAUGES DE DEFORMATION TENSMEG
FLANC EST PANNEAU E1 182
BOULON-CABLE 7 TORONS INCLINE A 30 °**



**JAUGES DE DEFORMATION TENSMEG
FLANC EST PANNEAU E1 154
BOULON-CABLE 7 TORONS INCLINE A 25°**



EVOLUTION DE LA MOYENNE PLUVIOMETRIQUE DANS LA REGION DE CARMAUX



ANNEXE 2 (Chapitre V)

- Présentation des méthodes des éléments finis, des différences finies et des éléments distincts
- Résultats du Calcul UDEC, Modèle Complexe : Vecteurs Déplacement et Déplacements tangentiels des différentes phases d'excavation

Nous présentons une synthèse des principes des méthodes des éléments finis, des différences finies et des éléments distincts. cette synthèse a été proposée par T. VERDEL (cf. VERDEL, 1993).

1. LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La méthode des éléments finis a commencé à se développer au cours des années 60 et ses premières applications dans le domaine de la géotechnique date de la fin de cette décennie. Elle constitue un exemple des méthodes dites différentielles pour lesquelles le domaine réel étudié est remplacé par une représentation schématique de mêmes dimensions, soumise aux mêmes conditions aux limites et formée par un assemblage d'éléments de dimensions finies constituent le maillage.

Les équations de base de ces méthodes telles que l'équation différentielle d'équilibre, les relations traduisant la continuité du milieu, ou la loi de comportement des matériaux modélisés sont résolues au moyen d'une approximation numérique sur chaque élément (approximation dont le choix peut être laissé à l'utilisateur) (Piguet, 1990).

Dans cette méthode, il est nécessaire, à un moment donné, de résoudre d'importants systèmes linéaires dont la forme matricielle s'écrit : $[U] = [K]^{-1}[F]$; $[U]$ étant la matrice globale des déplacements aux noeuds, $[F]$ la matrice globale des forces nodales et $[K]$, la matrice globale du système dit de "raideur". Cette expression mathématique contient notamment la loi d'approximation qui permet d'obtenir les grandeurs d'espace en tout point du domaine étudié. A la base de la méthode des éléments finis on trouve donc des calculs d'inversion de matrices et de produits matriciels, dont les résultats changent dès lors qu'un seul coefficient est modifié. Ce type de résolution porte généralement le nom de résolution implicite.

2. LA MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIES

La méthode des différences finies est peut être la plus ancienne des techniques numériques utilisées pour résoudre des équations différentielles. Comme la méthode des éléments finis, elle passe par la discrétisation du domaine modélisé en éléments dont les sommets constituent les noeuds du maillage. Mais, à la différence de la méthode des éléments finis pour laquelle les variables d'espace (contraintes et déplacements) varient à travers chaque élément au moyen d'une fonction d'interpolation, dans la méthode des différences finies, ces variables ne sont définies qu'aux noeuds du maillage (ITASCA, 1991). Quant à la technique de

L'avantage principale de la méthode des différences finies sur celles des éléments finis, réside dans la simplicité qu'elle présente pour l'introduction de lois de comportement non linéaires, et pour permettre ainsi, sans effort de programmation important, de modéliser de grands déplacements. C'est la raison pour laquelle, la méthode des éléments distincts qui permet de représenter un grand nombre de discontinuités a repris ce schéma de résolution.

LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS DISTINCTS

La méthode des éléments distincts reprend, dans ces principes, celles des différences finies pour ce qui est de la résolution explicite des équations en jeu. Mais elle ajoute à cette dernière la possibilité de tenir compte des discontinuités d'un milieu étudié. A la différence des autres méthodes qui permettent de modéliser des discontinuités (dont quelques unes sont issues des éléments finis), celle-ci offre l'avantage de pouvoir les définir par leurs espacements et leurs orientations (cas des massifs rocheux fracturés en blocs) et d'en modéliser un grand nombre. Les blocs ainsi découpés peuvent, en outre, interagir (ou se séparer), rencontrer d'autres blocs (cf. Figure 2).

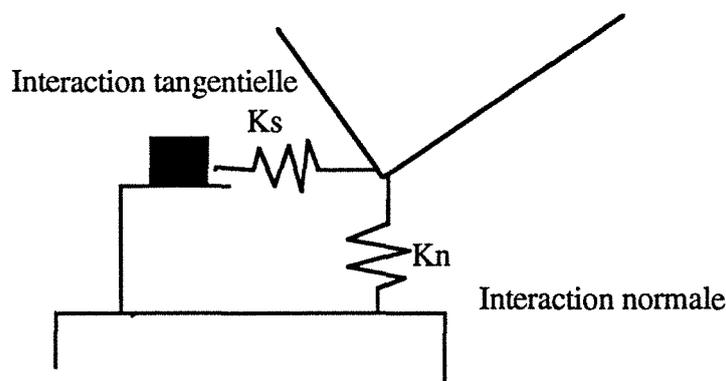


Figure 2 : Représentation mécanique des interfaces dans la méthode des éléments distincts (Itasca, 1991)

Des lois reliant les forces aux déplacements permettent de déterminer les forces agissant entre les blocs, et la seconde loi du mouvement de Newton, permet d'en déduire le mouvement de chaque bloc en fonction de résultante des forces qui agissent sur lui.

résolution utilisée pour résoudre l'ensemble des équations algébriques constituées, la méthode des différences finies ne construit pas une matrice globale de raideur du système, mais procède à une résolution locale pas à pas, concernant un élément et ses proches voisins, d'équations jugées indépendantes dans la mesure où le pas de calcul (pas de temps) est suffisamment petit pour que la conséquence d'un résultat ne puisse physiquement pas se propager d'un élément à un autre, durant ce pas de calcul (Piguet, 1990, Itasca, 1991). Ce procédé porte le nom de résolution explicite et la figure 1 en donne une illustration.

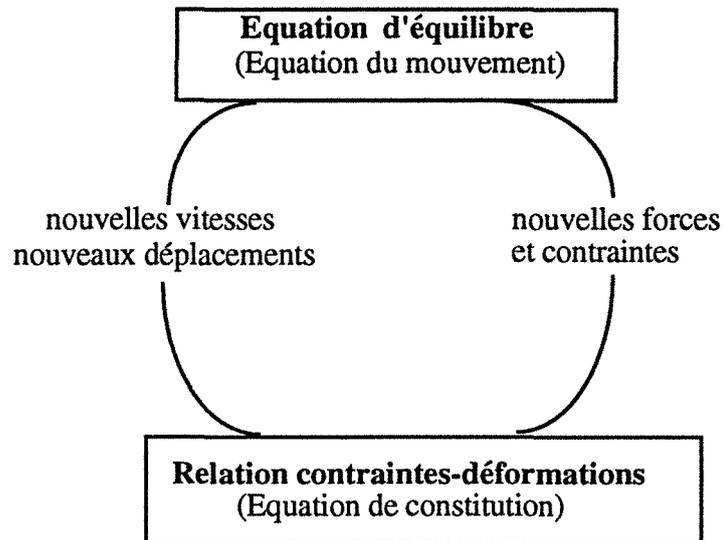


Figure 1 : Schéma de principe de la méthode des différences finies (Itasca, 1991)

Pour en détailler le principe, disons que la méthode des différences finies invoque l'équation du mouvement, pour calculer vitesses et déplacements à partir des contraintes et des forces. A partir des vitesses, le taux de déformation est calculé et de nouvelles contraintes en sont déduites. Cet ensemble d'opérations se fait sur un cycle (un pas), au cours duquel les grandeurs sont supposées constantes (une fois les vitesses calculées, elles restent constantes durant un cycle jusqu'à ce qu'elles soient calculées de nouveau). C'est pour valider cette hypothèse de constance que le pas de temps doit être choisi suffisamment petit de sorte qu'un changement de grandeur ailleurs dans le système "n'ait pas le temps" de propager ses effets jusqu'à l'élément considéré (Itasca, 1991).

Évidemment, après plusieurs cycles en boucles de calcul, les perturbations se propagent finalement comme elles le feraient physiquement et le calcul tend globalement vers une solution théorique exacte (Itasca, 1991).

D'autres part, les blocs eux-mêmes peuvent être considérés comme rigides, privilégiant ainsi le rôle des discontinuités, ou déformables, auquel cas ils peuvent être discrétisés en éléments et être traités selon la méthode des différences finies.

La méthode des éléments distincts fut proposée pour la première fois en 1971 par Peter CUNDALL, mais ne connut d'essor qu'avec la montée en puissance des ordinateurs, au début des années 80 (Itasca, 1991).

UDEC (Version 1.63)

Vecteurs Déplacement après excavation de la 1ère Tranche. Phase 2

legend

23/10/1992 10:41

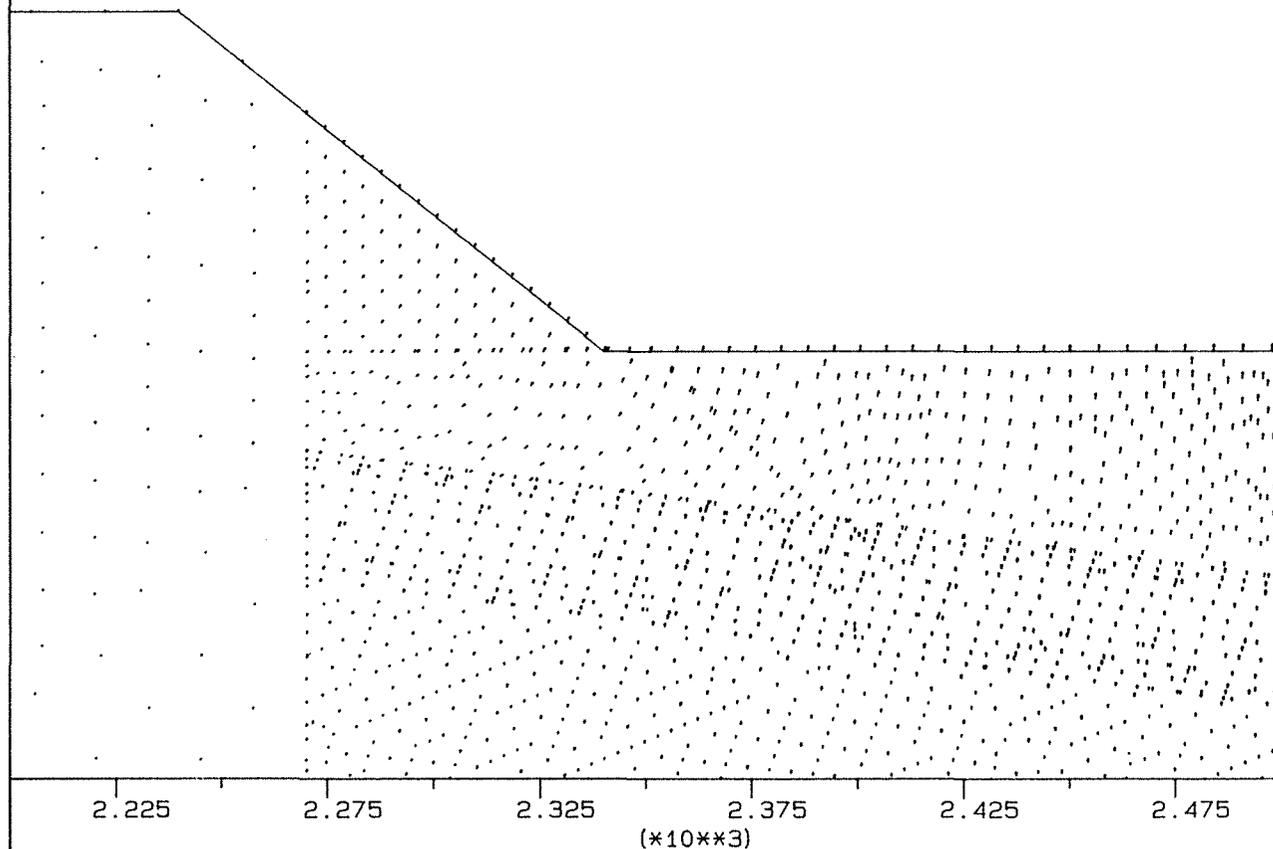
cycle 11000

boundary plot

displacement vectors

maximum = 3.121E-01

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains. NANCY



2.225

2.275

2.325

2.375

2.425

2.475

(*10**3)

1.375

1.325

1.275

1.225

1.175

1.125

job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

Vecteurs Déplacement après excavation de la 2ème Tranche. Phase 3

legend

23/10/1992 10:53

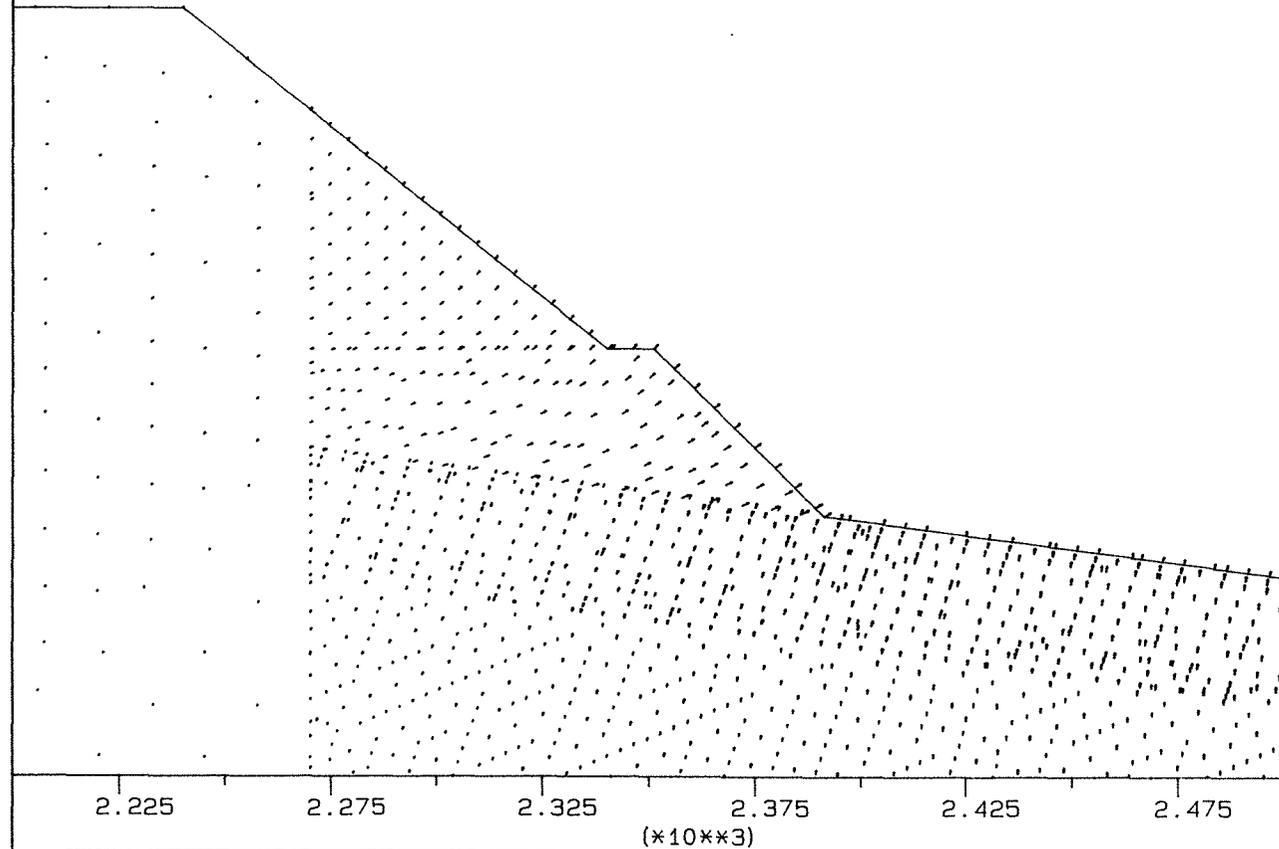
cycle 16000

boundary plot

displacement vectors

maximum = 3.745E-01

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

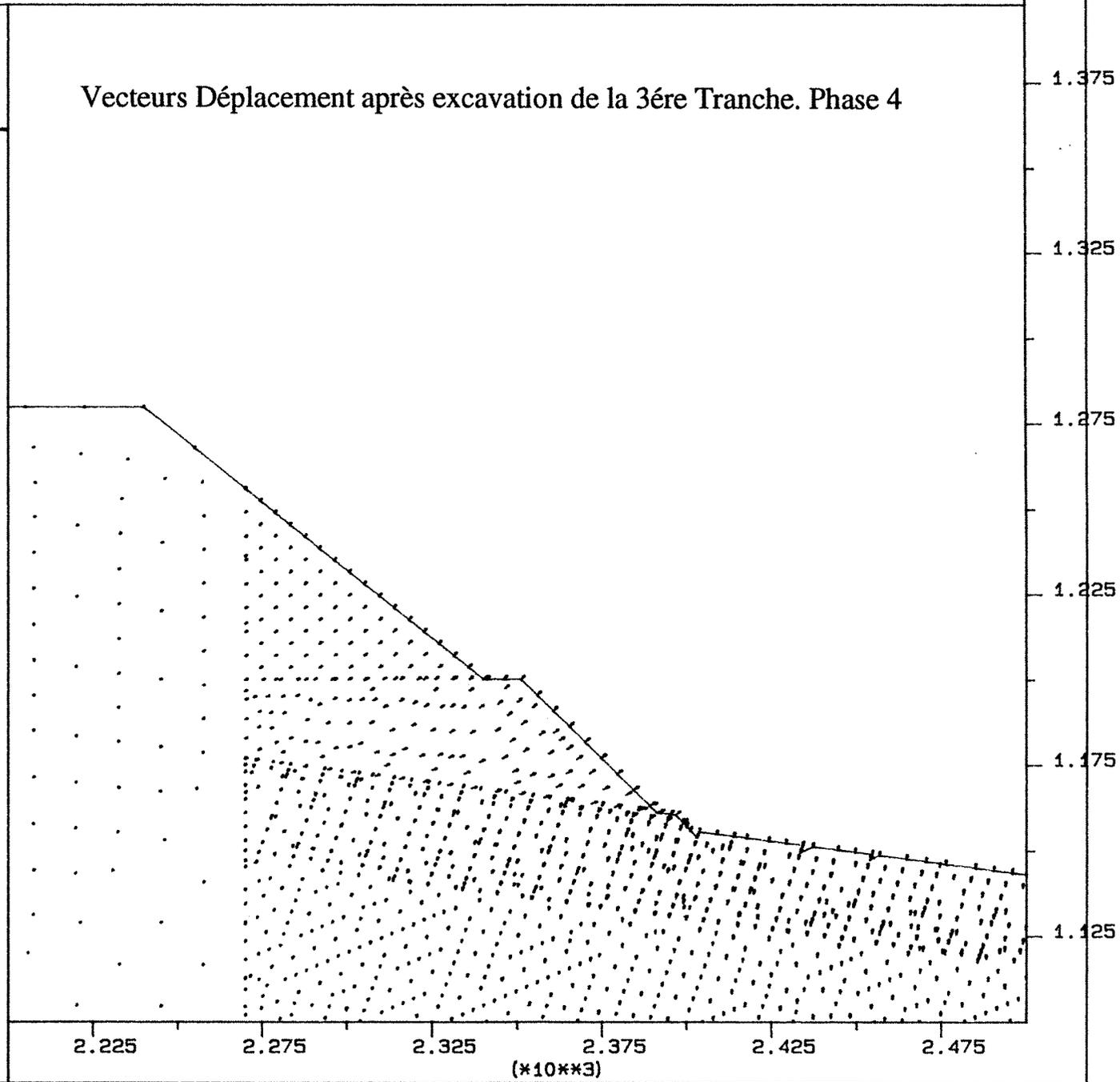
Vecteurs Déplacement après excavation de la 3^{ème} Tranche. Phase 4

legend

23/10/1992 11:56
cycle 26000

boundary plot
displacement vectors
maximum = 4.832E-01

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

Vecteurs Déplacement après excavation de la 4^{ème} Tranche. Phase 5

legend

23/10/1992 08:53

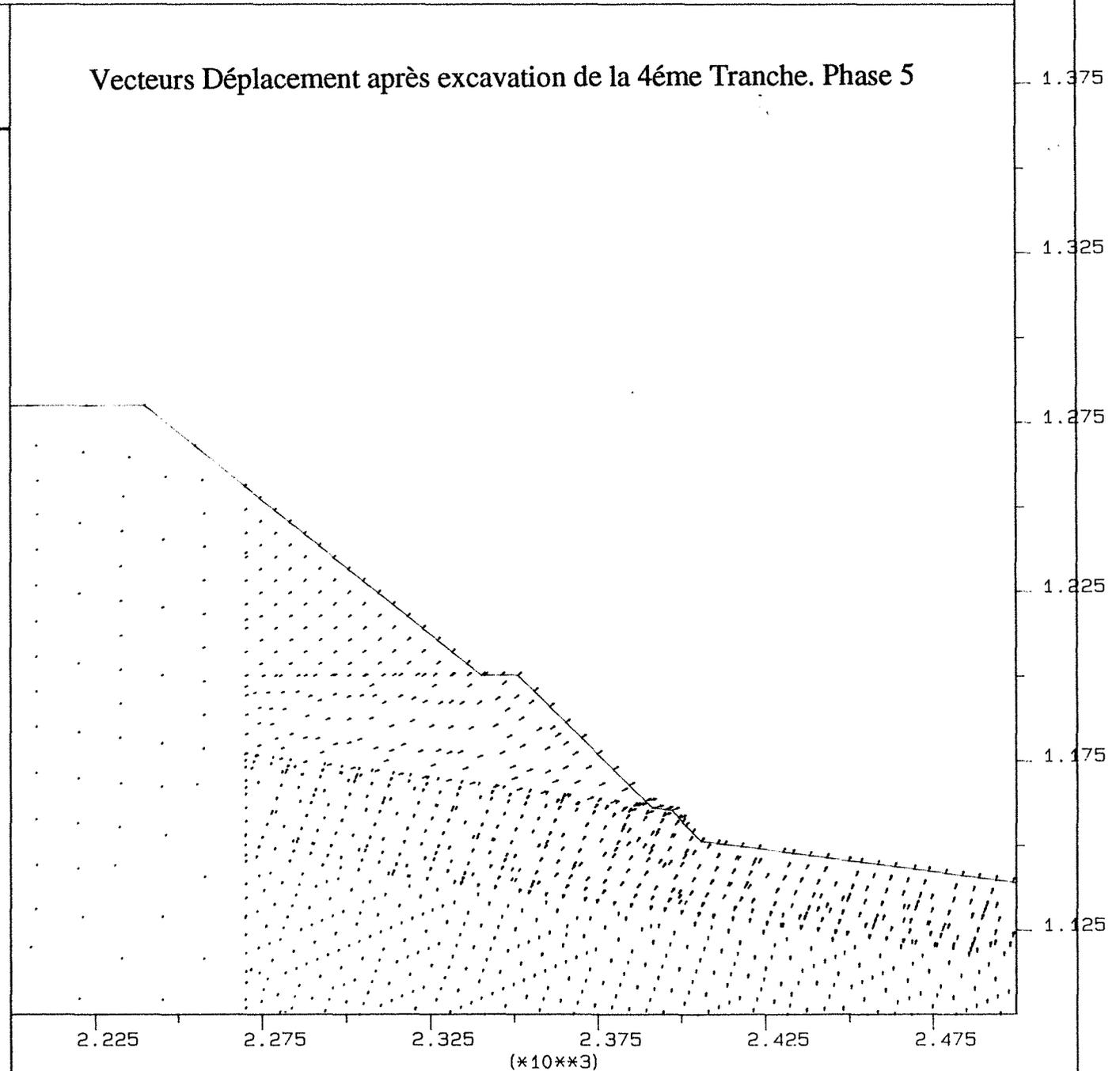
cycle 36000

boundary plot

displacement vectors

maximum = 6.579E-01

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

($\times 10^{**3}$)

UDEC (Version 1.63)

Vecteurs Déplacement après excavation de la 5^{ème} Tranche. Phase 6

legend

23/10/1992 11:27

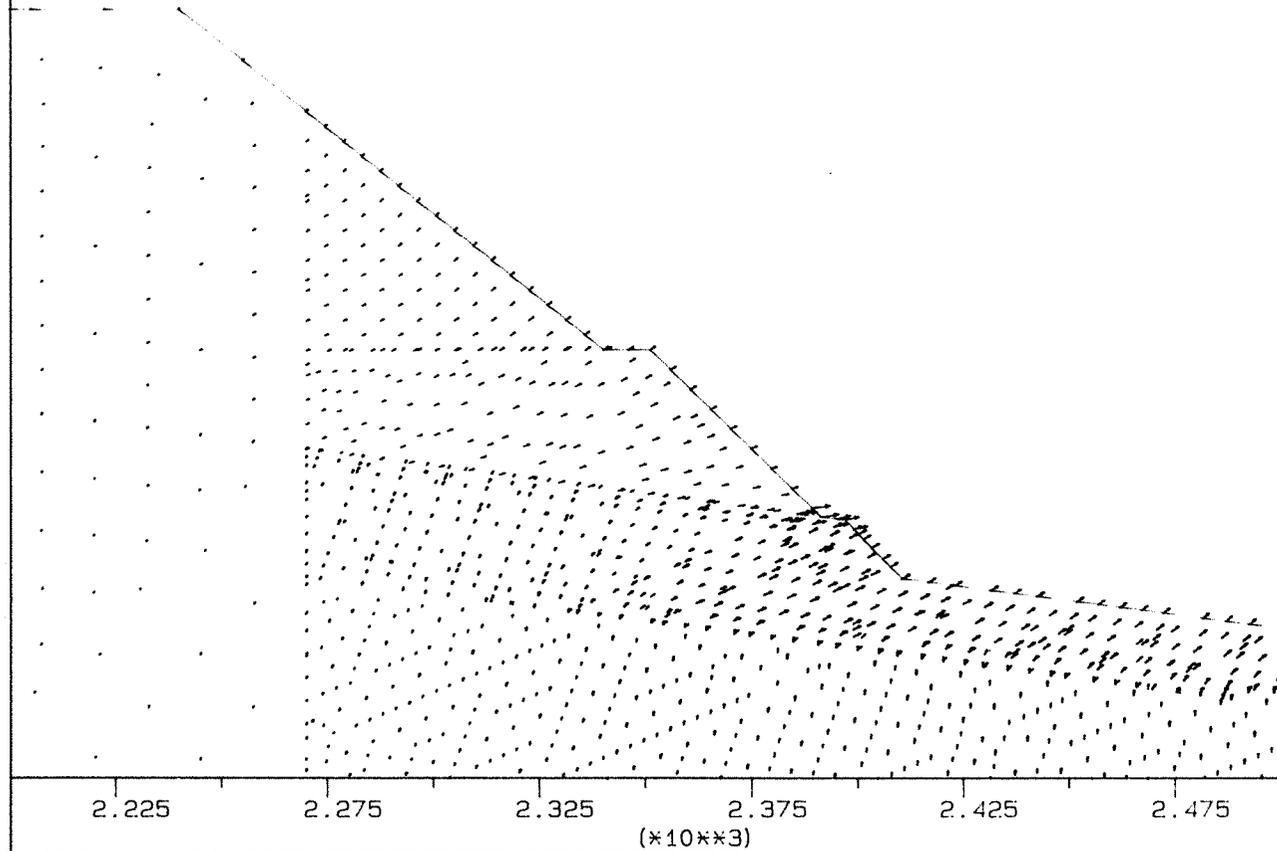
cycle 56000

boundary plot

displacement vectors

maximum = 8.420E-01

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

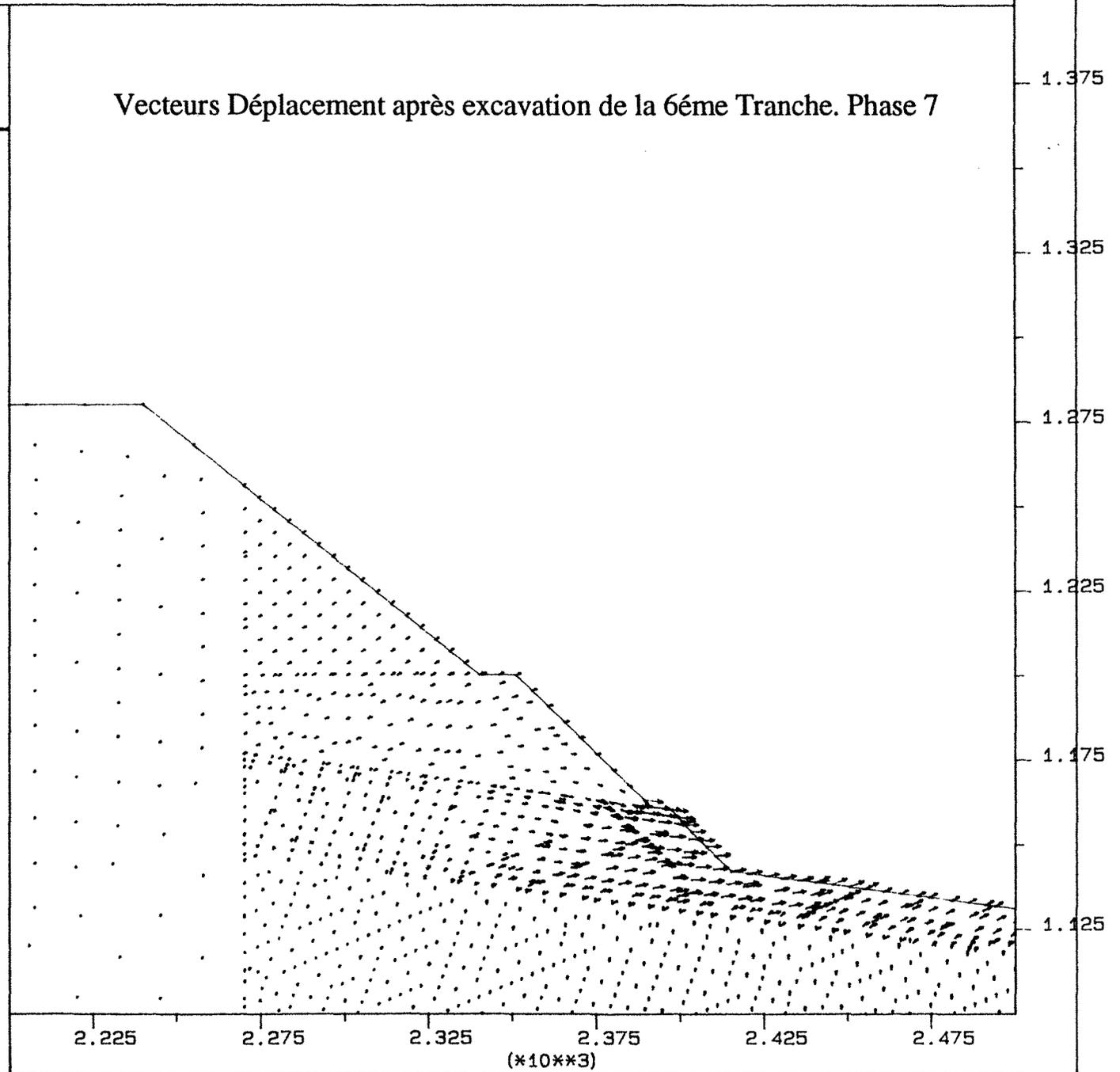
Vecteurs Déplacement après excavation de la 6^{ème} Tranche. Phase 7

Legend

23/10/1992 11:50
cycle 76000

boundary plot
displacement vectors
maximum = 1.076E+00

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

($\times 10^{**3}$)

UDEC (Version 1.63)

Vecteurs Déplacement après excavation de la 7ème Tranche. Phase 8

legend

26/10/1992 02:27

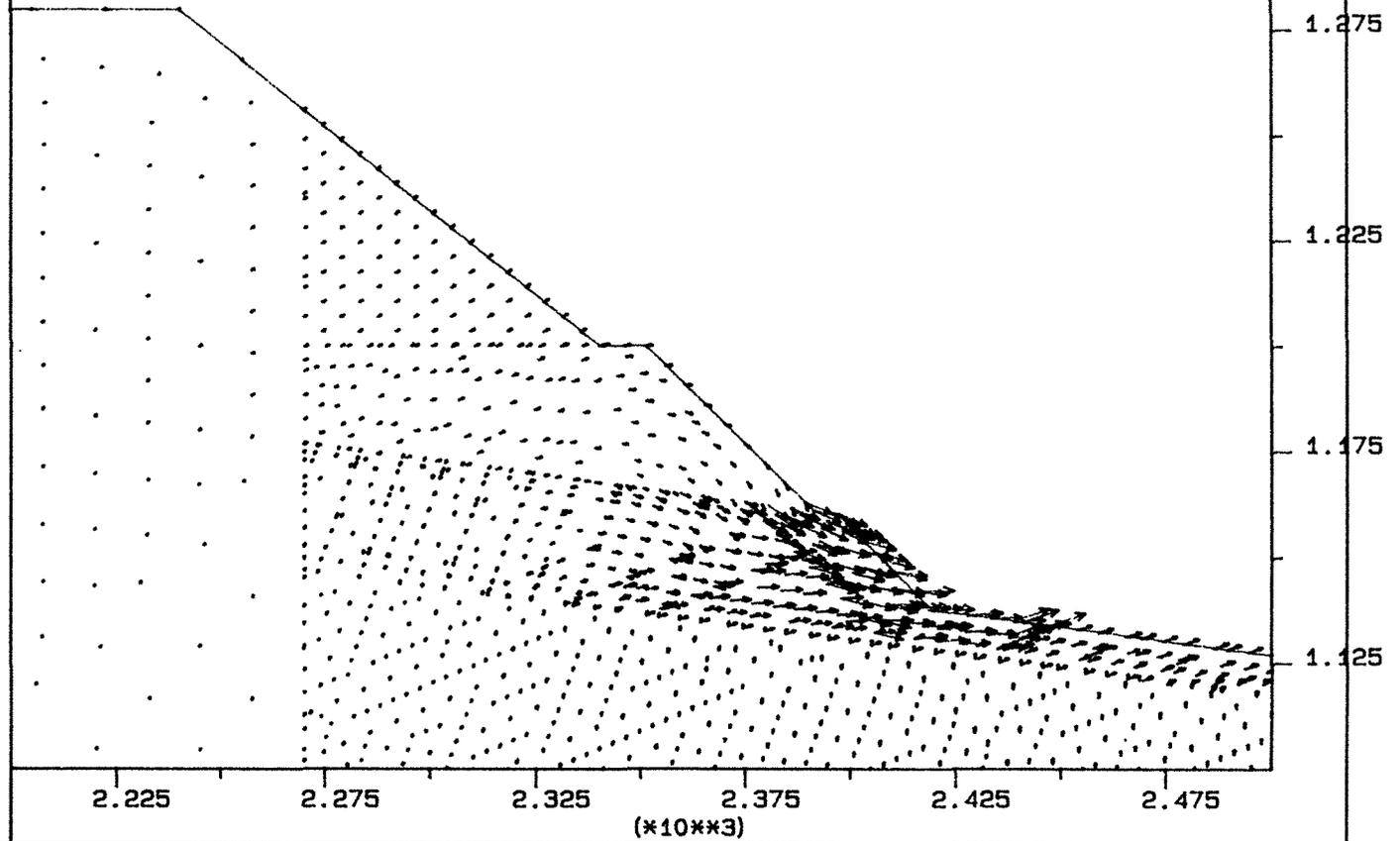
cycle 96000

boundary plot

displacement vectors

maximum = 1.901E+00

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

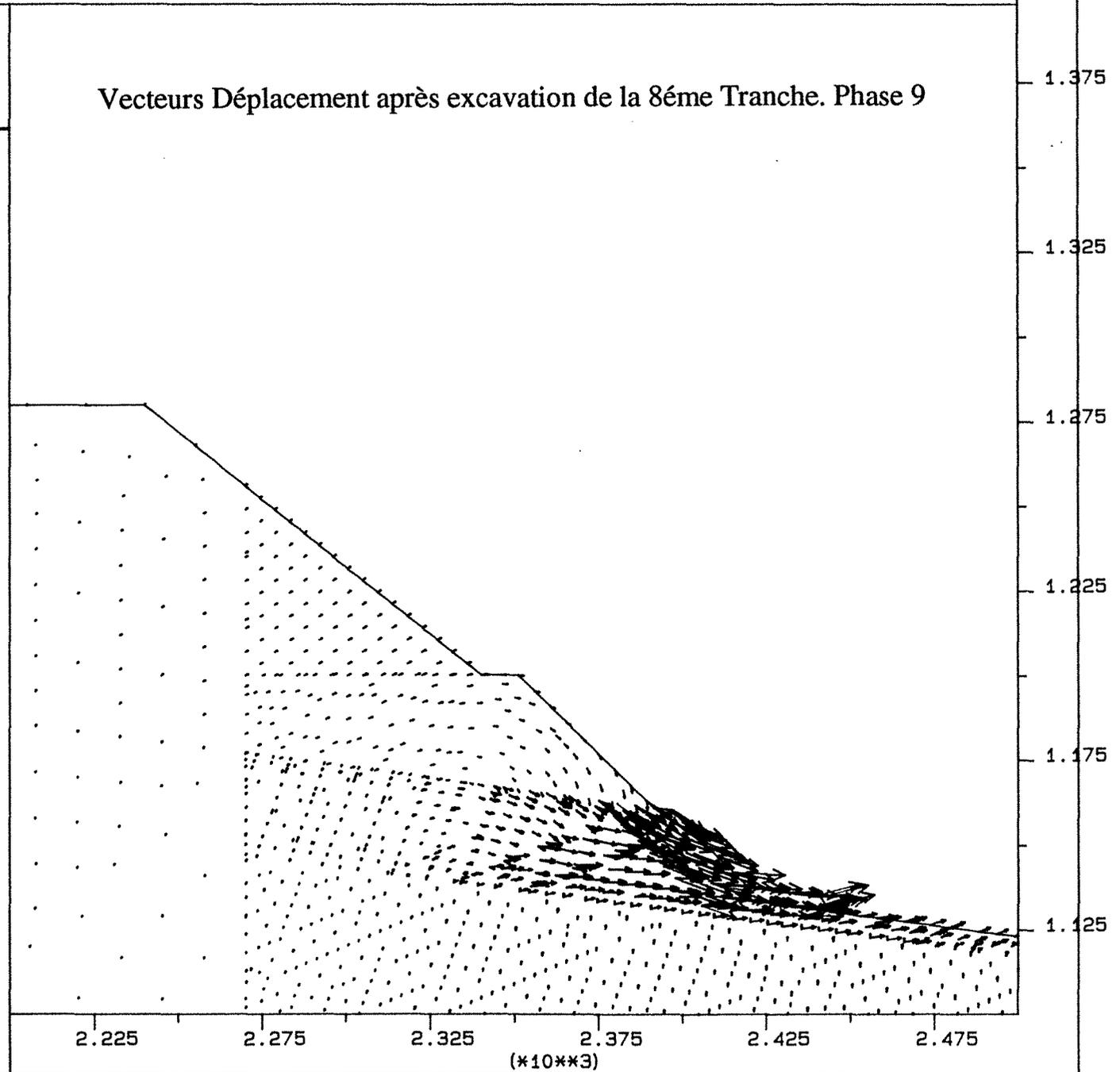
Vecteurs Déplacement après excavation de la 8ème Tranche. Phase 9

legend

26/10/1992 02:55
cycle 136000

boundary plot
displacement vectors
maximum = 3.138E+00

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



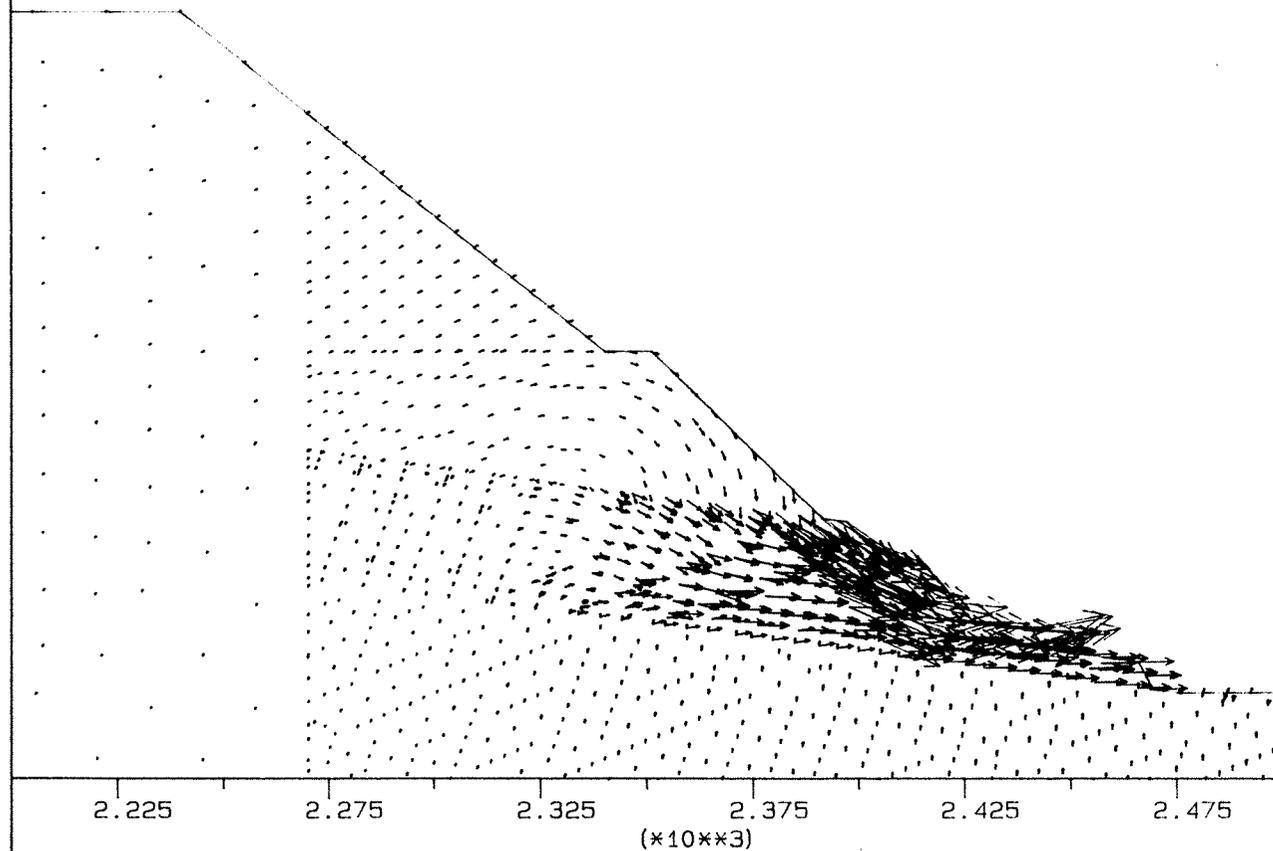
UDEC (Version 1.63)

Vecteurs Déplacement après excavation de la 9^{ème} Tranche. Phase 10

legend

23/10/1992 08:46
cycle 176000

boundary plot
displacement vectors
maximum = 4.094E+00



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

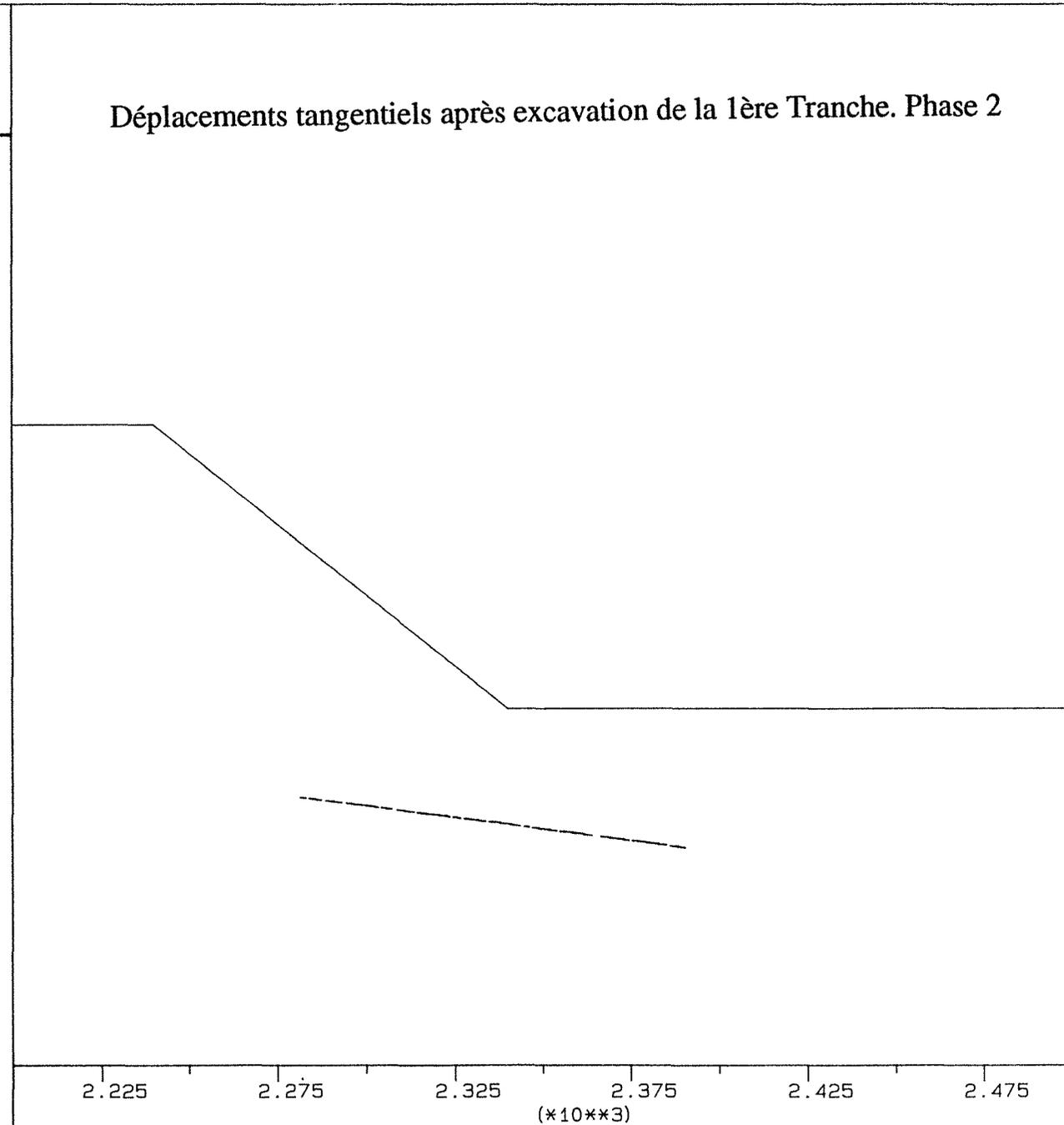
Déplacements tangentiels après excavation de la 1ère Tranche. Phase 2

legend

23/10/1992 10:35
cycle 11000

boundary plot
shear displacements on joints
max shear disp = 7.762E-02
each line thick = 5.000E-02

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

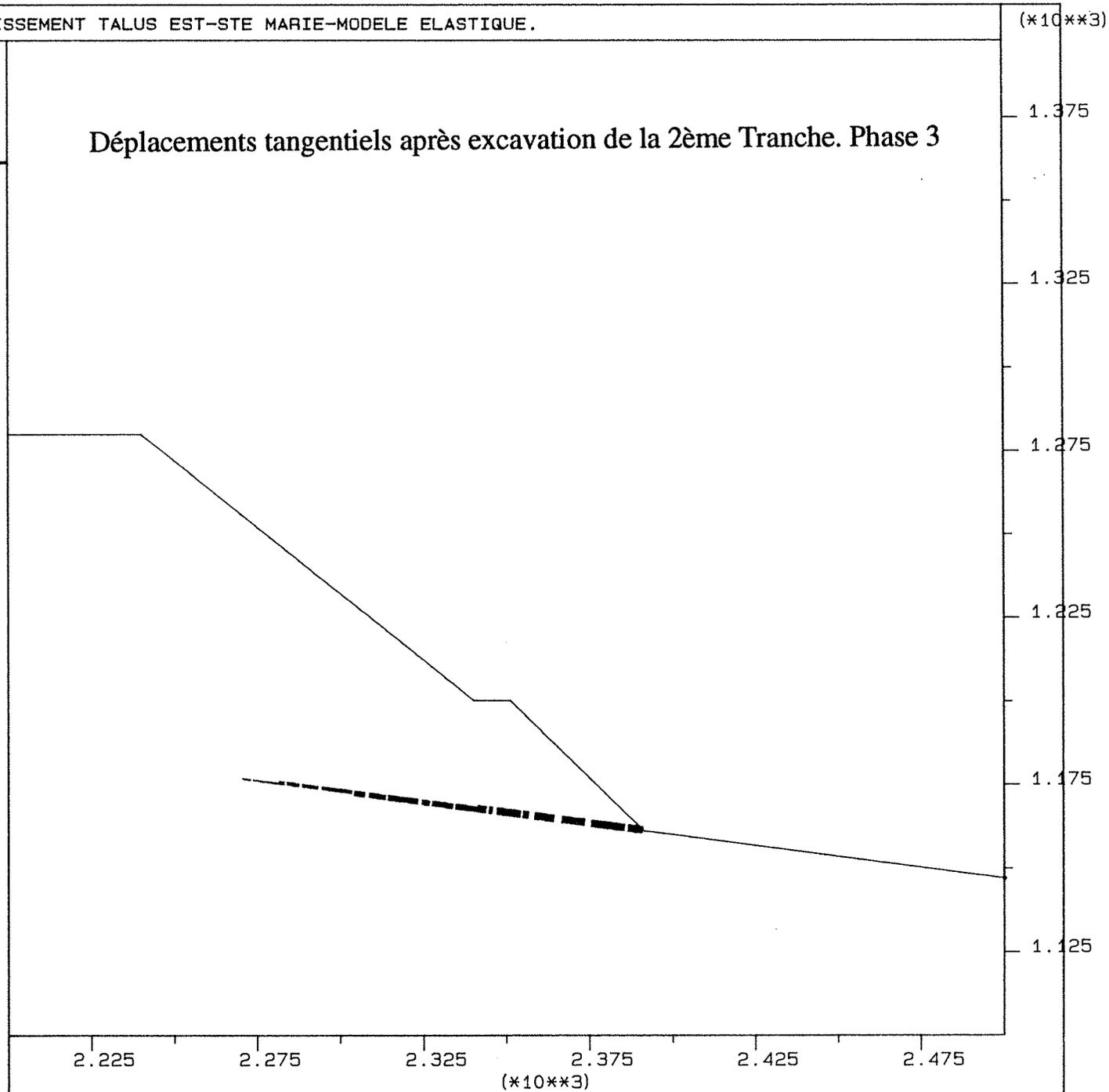
Déplacements tangentiels après excavation de la 2ème Tranche. Phase 3

legend

23/10/1992 10:49
cycle 16000

boundary plot
shear displacements on joints
max shear disp = 2.457E-01
each line thick = 5.000E-02

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

($\times 10^{*3}$)

UDEC (Version 1.63)

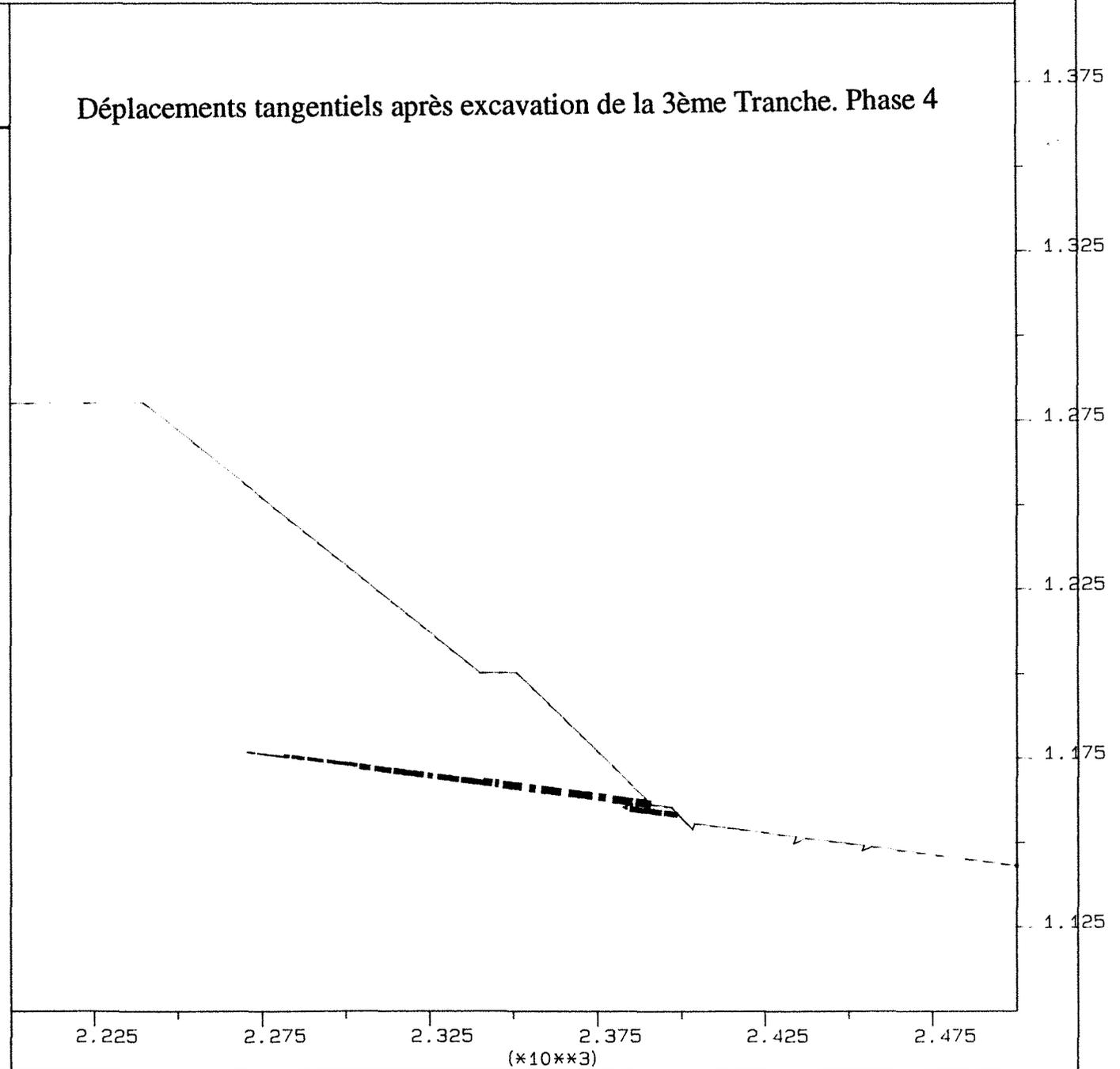
Déplacements tangentiels après excavation de la 3ème Tranche. Phase 4

legend

23/10/1992 11:21
cycle 26000

boundary plot
shear displacements on joints
max shear disp = 2.458E-01
each line thick = 5.000E-02

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



UDEC (Version 1.63)

Déplacements tangentiels après excavation de la 4ème Tranche. Phase 5

legend

23/10/1992 07:21

cycle 36000

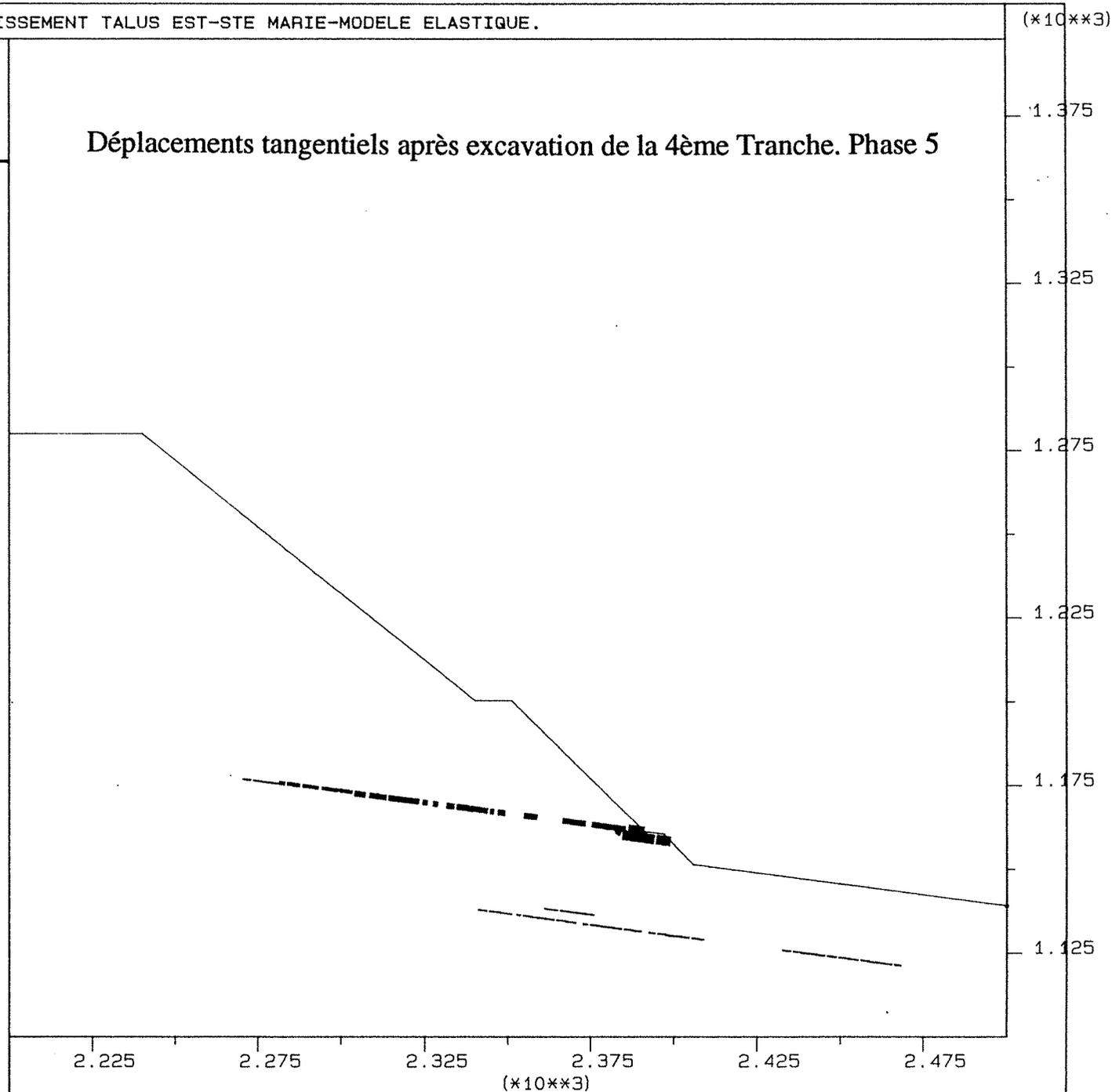
boundary plot

shear displacements on joints

max shear disp = 2.767E-01

each line thick = 5.000E-02

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains. NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

($\times 10^{**3}$)

UDEC (Version 1.63)

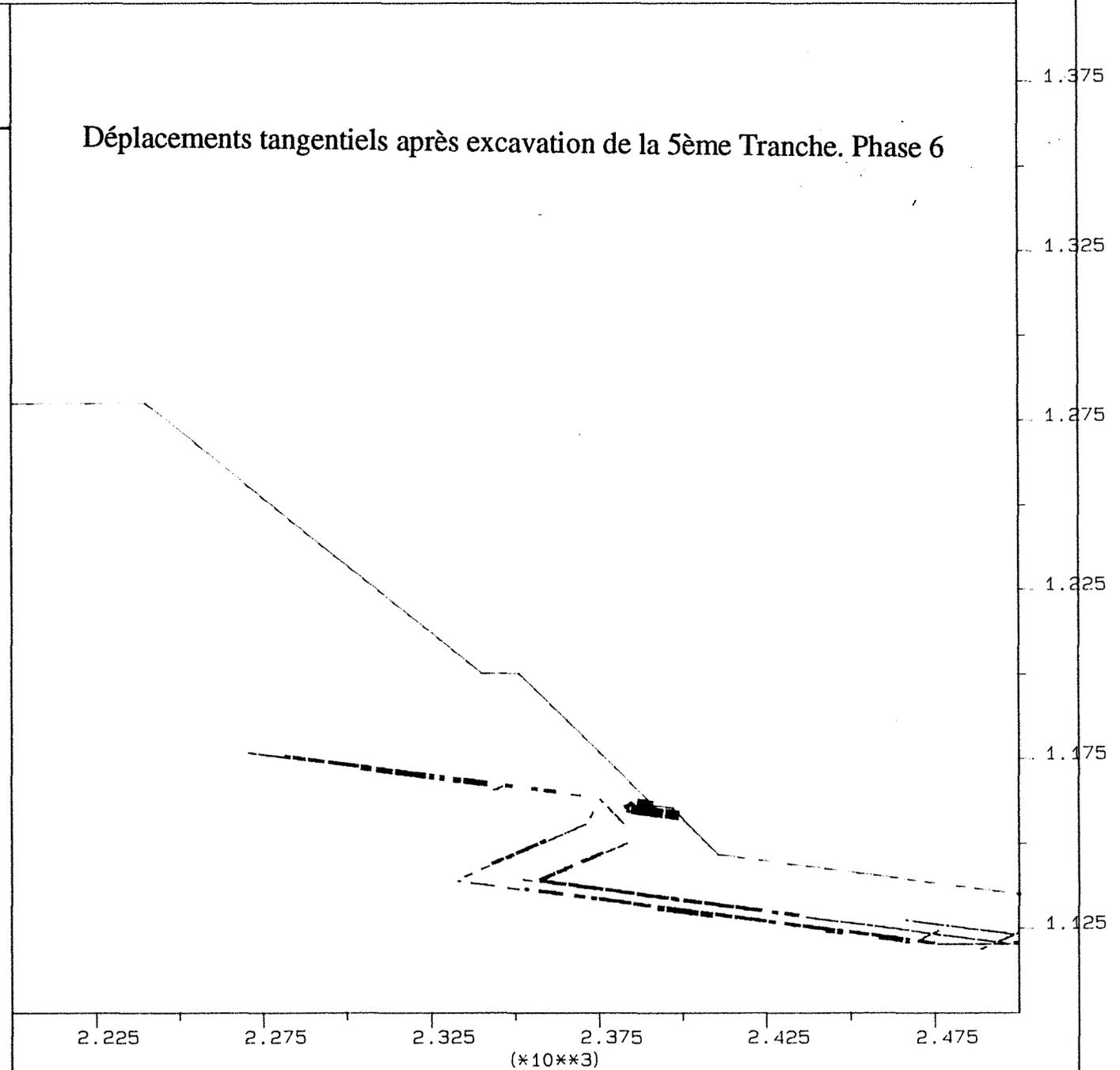
Déplacements tangentiels après excavation de la 5ème Tranche. Phase 6

legend

23/10/1992 11:21
cycle 56000

boundary plot
shear displacements on joints
max shear disp = 2.835E-01
each line thick = 5.000E-02

CERCHAR -- Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



UDEC (Version 1.63)

Déplacements tangentiels après excavation de la 6ème Tranche. Phase 7

legend

26/10/1992 02:56

cycle 76000

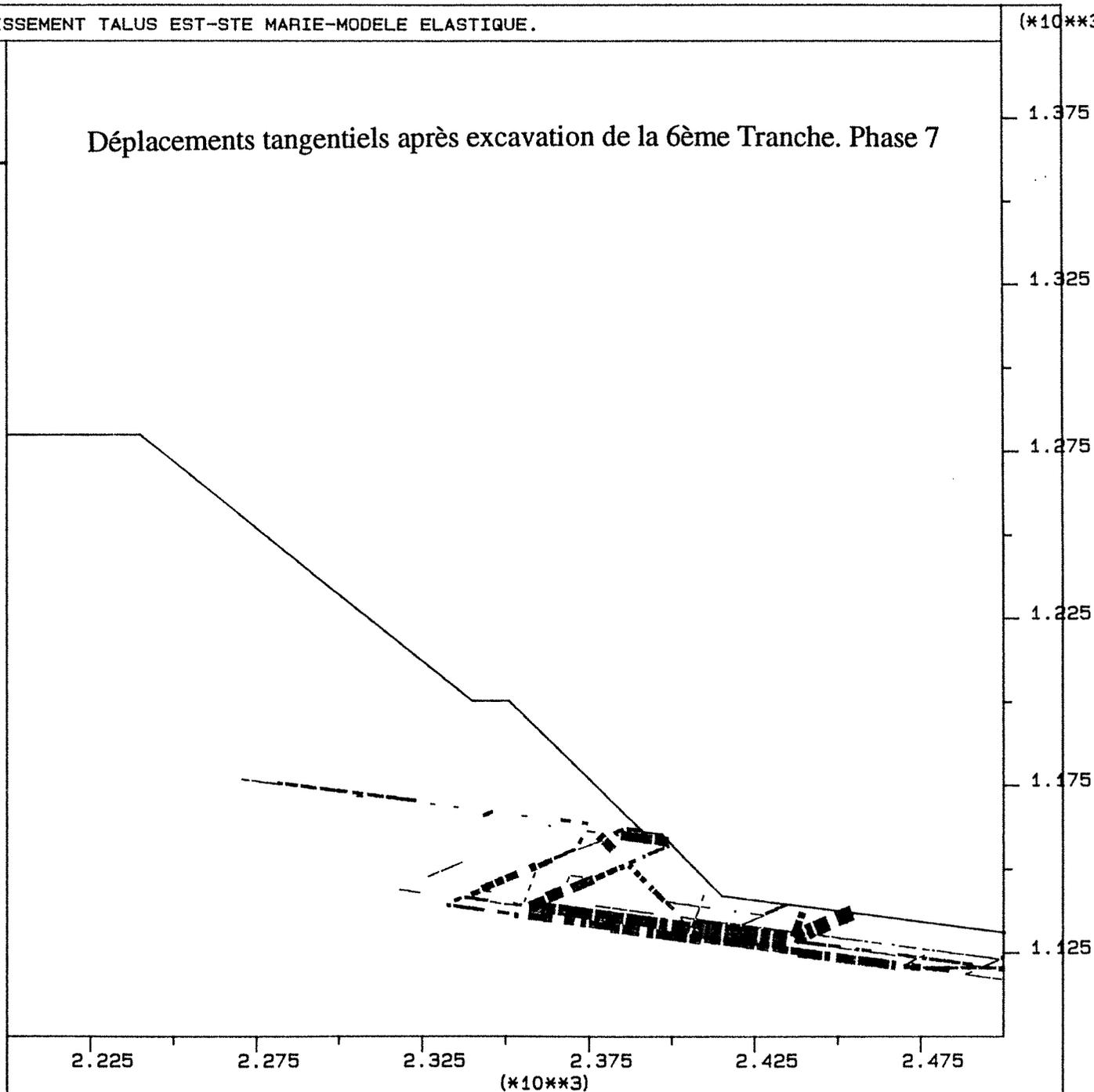
boundary plot

shear displacements on joints

max shear disp = 4.625E-01

each line thick = 5.000E-02

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

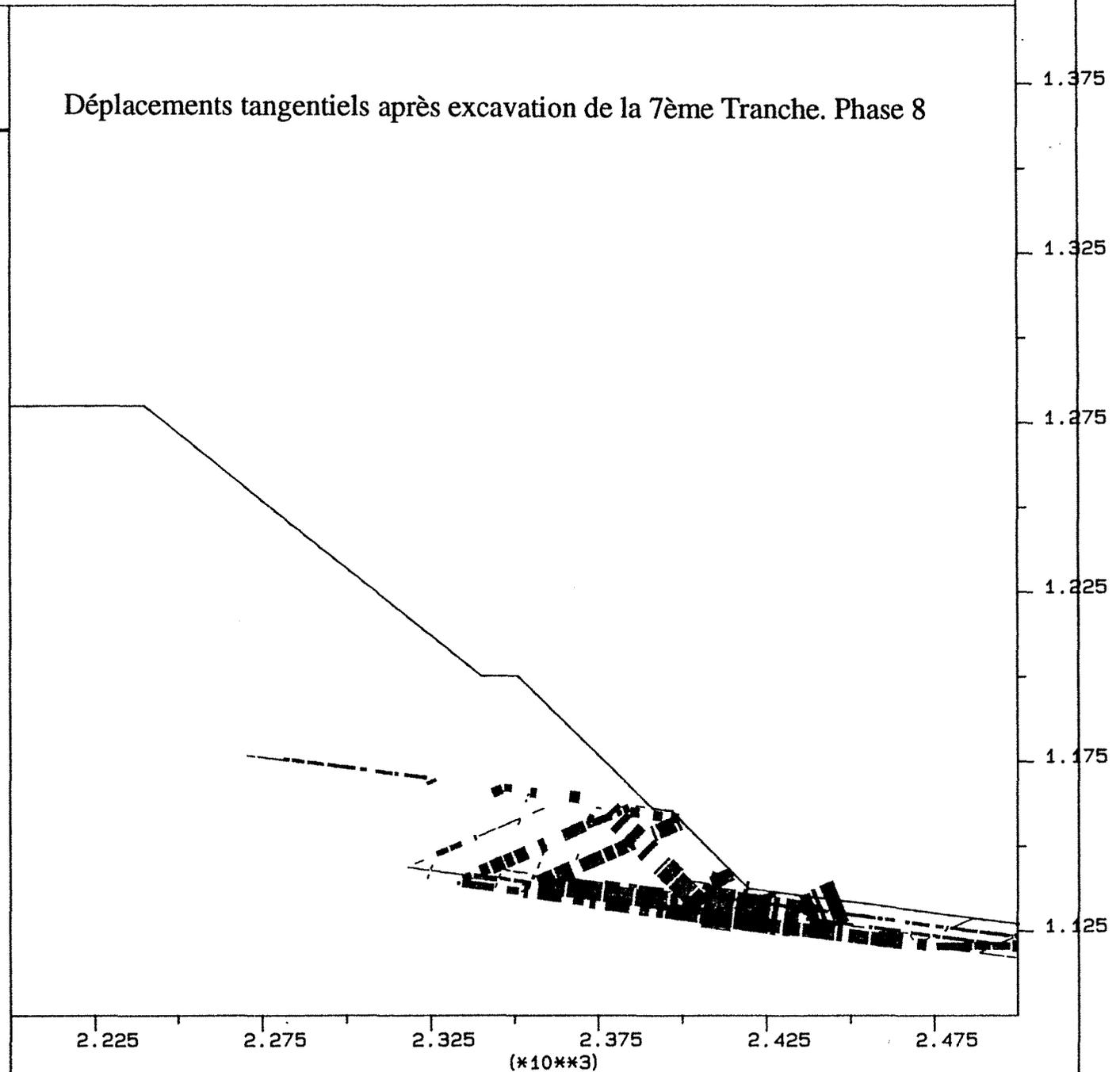
Déplacements tangentiels après excavation de la 7ème Tranche. Phase 8

legend

26/10/1992 02:46
cycle 96000

boundary plot
shear displacements on joints
max shear disp = 1.102E+00
each line thick = 5.000E-02

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

UDEC (Version 1.63)

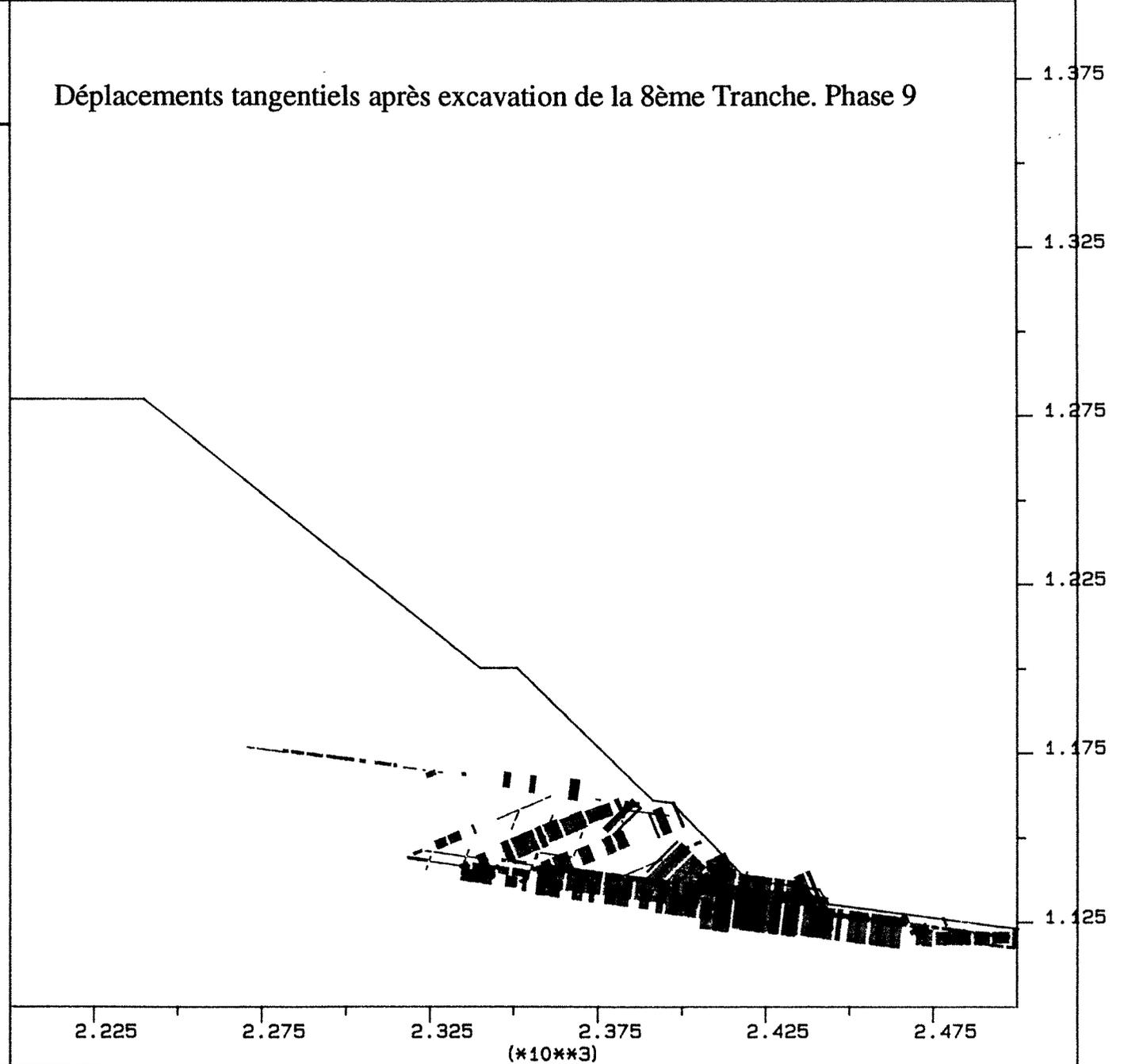
Déplacements tangentiels après excavation de la 8ème Tranche. Phase 9

legend

26/10/1992 03:05
cycle 136000

boundary plot
shear displacements on joints
max shear disp = 1.632E+00
each line thick = 5.000E-02

CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY



job title : MODELISATION DU GLISSEMENT TALUS EST-STE MARIE-MODELE ELASTIQUE.

(*10**3)

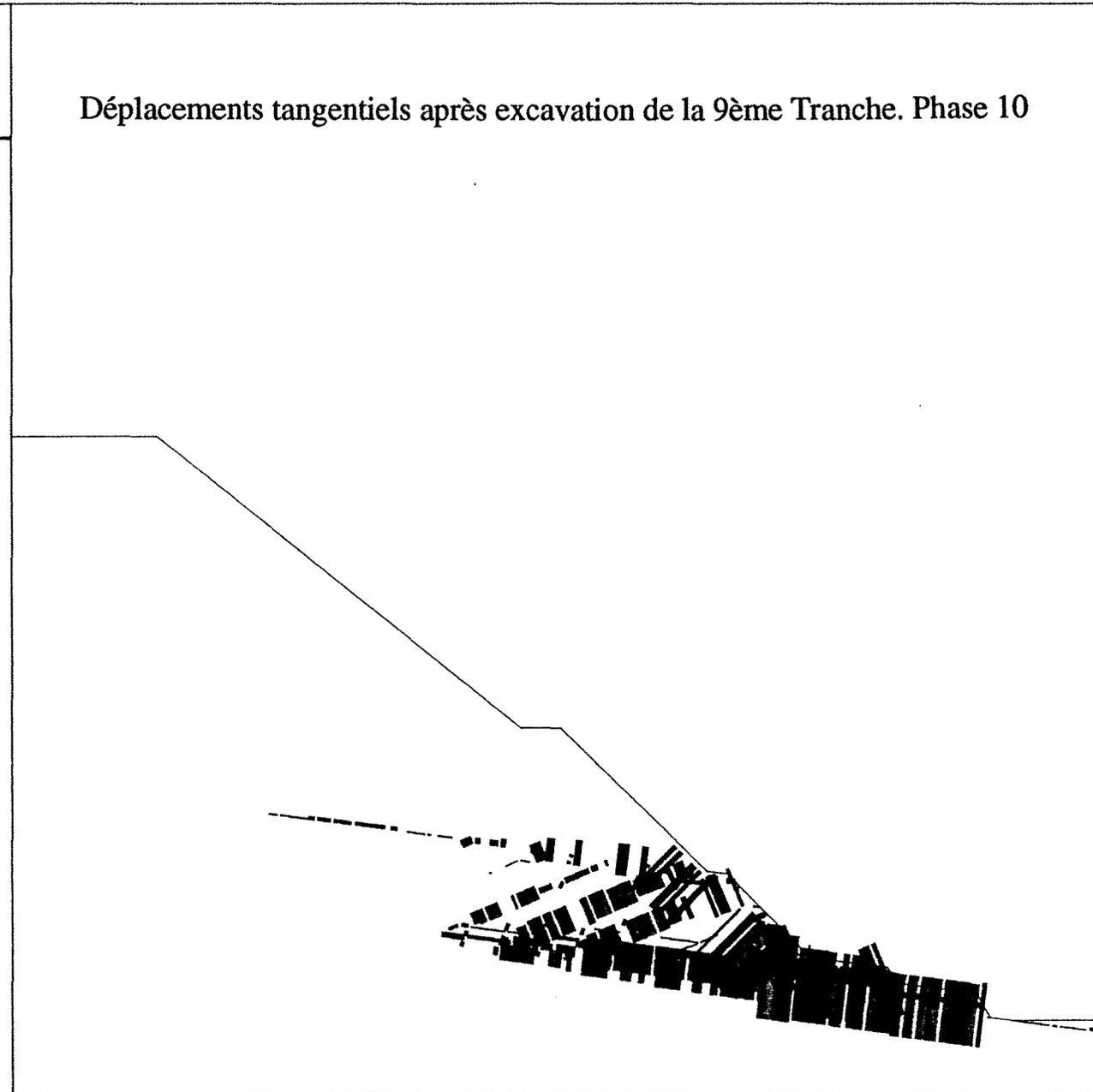
UDEC (Version 1.63)

Déplacements tangentiels après excavation de la 9ème Tranche. Phase 10

legend

23/10/1992 10:31
cycle 176000

boundary plot
shear displacements on joints
max shear disp = 2.013E+00
each line thick = 5.000E-02



CERCHAR - Laboratoire de
Mécanique des Terrains, NANCY

(*10**3)

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur GOURC, Professeur, IRIGM LGM - GRENOBLE

Monsieur GAVIGLIO, LGSA, UN. ST CHARLES - MARSEILLE

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur HADADOU Rafik

à soutenir devant l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

"Contribution à la mise au point d'une méthodologie de contrôle de
stabilité des talus d'une grande mine à ciel ouvert"

en vue de l'obtention du titre de :

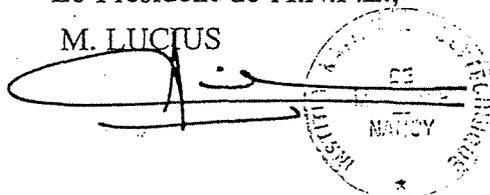
DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE
LORRAINE

Spécialité : "GENIE CIVIL ET MINIER"

Fait à Vandoeuvre le, 26 Août 1993

Le Président de l'I.N.P.L.,

M. LUCTUS



NANCY BRABOIS
2, AVENUE DE LA
FORET-DE-HAYE
BOITE POSTALE 3
F - 5 4 5 0 1
VANDŒUVRE CEDEX