UNIVERSITÉ DE LORRAINE

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

94 INPL 028N

INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES TERRAINS
ECOLE DES MINES DE NANCY

BUREAU DE RECHERCHES GEOLOGIQUES
ET MINIERES - BRGM

THESE

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

Denis THIBODEAU
Ingénieur des Mines
Université McGill, CANADA

COMPORTEMENT ET METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES CABLES D'ANCRAGE UTILISES DANS LES MINES SOUTERRAINES

soutenue publiquement le 17 février 1994

D 136 001309 3

Président : C. CHAMBON

Rapporteurs : M. BOULON
P. CHOQUET

Examinateurs : M. PANET
J.P. PIGUET
V. SOUKATCHOFF
F. WOJTKOWIAK

136001309 3
94 INPL 028N

INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES TERRAINS
ECOLE DES MINES DE NANCY

BUREAU DE RECHERCHES GEOLOGIQUES
ET MINIERES - BRGM

[M]1994 THIBODEAU, D.

THESE

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

Denis THIBODEAU
Ingénieur des Mines
Université McGill, CANADA

COMPORTEMENT ET METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES CABLES D'ANCRAGE UTILISES DANS LES MINES SOUTERRAINES

soutenue publiquement le 17 février 1994

Président	:	C. CHAMBON
Rapporteurs	:	M. BOULON P. CHOQUET
Examinateurs	:	M. PANET J.P. PIGUET V. SOUKATCHOFF F. WOJTKOWIAK

Mais Jésus les appela : "Vous le savez, dit-il, chez les païens, les chefs leur font sentir leur domination, et les supérieurs font valoir sur eux leur autorité. Il ne doit pas en être ainsi parmi vous. Bien au contraire, chez vous celui qui veut être grand sera votre serviteur et celui qui veut être le premier sera votre esclave, tout comme le Fils de l'Homme n'est pas venu se faire servir, mais servir et donner sa vie en rançon pour une multitude." Mt 20.25-28 "

Résumé

Le travail décrit dans cette thèse a pour principal objectif de déterminer et d'améliorer voire de modifier les outils à la disposition de l'ingénieur minier pour choisir et optimiser une densité de câble d'ancrage.

Pour ce faire, notre travail a consisté, en première approche, à réviser les méthodes analytiques, empiriques et numériques actuellement utilisées par les ingénieurs pour dimensionner un tel renforcement. En comparant les résultats obtenus par ces différentes méthodes à des cas réels (les mines de Sotiel (Espagne) et de Brusada (Italie)) une approche a été établie se définissant par une progression dans l'utilisation des différents outils. Cette approche consiste à utiliser, en premier lieu, les méthodes les plus simples et faciles d'emploi pour choisir une première densité de câble d'ancrage. Ce premier choix est ensuite utilisé dans un outil plus évolué qui permet d'affiner et d'optimiser la densité. La nouvelle densité, si cela s'avère nécessaire, sert à nouveau dans un autre modèle pour vérifier si la meilleure densité de câble d'ancrage possible est obtenue. Chacune des étapes de la progression se caractérise par un outil plus performant intégrant des modèles de comportement des câbles d'ancrage dans un massif rocheux fracturé en blocs de plus en plus évolués et sophistiqués.

A partir de l'analyse des outils disponibles, des résultats in situ et des méthodes existantes, un nouveau modèle est proposé intégrant le comportement en traction et en cisaillement des câbles d'ancrage armant une discontinuité. Ce modèle prend également en compte la notion de capacité maximum de l'ancrage qui est fonction de la longueur ancrée disponible et de la résistance d'ancrage à l'interface coulis -acier.

Abstract

The work described in this thesis has for main goal to find, to improve or to modify existing tools available to the mining engineer to help choose a cable bolting density.

To achieve this goal, the work consisted as a first approach, to review the methods actually being used: analytical, empirical and numerical. The results obtained from this methods were compared to real cases found in the mining industry (Sotiel mine (Spain) and Brusada mine (Italy)). Thus an approach was elaborated based on a progression in the utilisation of the different tools which brought an optimisation of the bolting density with every new steps of the progression. Each steps of the progression is characterised by a more powerful, more sophisticated and more evolved tool which models the behaviour of cable bolts in a blocky rock mass.

From the analysis of the available tools, of the in situ results and of the literature a model integrating the tension and shear behaviour of cable bolts reinforcing a discontinuity was made. This model also takes into account the maximum capacity concept which is a function of the available anchor length and of the bonding strength at the steel and grout interface.

REMERCIEMENTS

Je désire remercier tous les employés de la mine Sotiel et plus particulièrement M. José Asensio Ros Hernandez qui m'ont offert leur aide lors de mes visites à la mine.

Je tiens également à remercier tous les employés de la mine de Brusada et surtout M. Joris Manfroy qui a su apporter l'aide et les appuis logistiques nécessaires lors des campagnes d'acquisition de données.

Ma gratitude va également remercier à M. Francis Wojtkowiak du BRGM qui m'a conseillé et appuyé lors de ces trois dernières années.

Je remercie également tous les membres du jury qui ont bien voulu prendre le temps nécessaire pour la lecture et l'évaluation de ma thèse.

Je tiens à remercier tous les membres du laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy qui m'ont assisté dans toutes les phases de la réalisation de cette thèse. Je me dois de souligner la contribution de Mme Véronique Soukatchoff et de M. Jack-Pierre Piguet et je vous témoigne la plus profonde et sincère des gratitudes.

Je serai fautif d'oublier de remercier la CEE qui grâce à son programme BRITE-EURAM a permis de financer les travaux qui ont mené à l'aboutissement de cette thèse.

Finalement, je remercie tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à ce travail et qui m'ont côtoyé lors de mon séjour en France.

Table des matières

Résumé

Abstract

Remerciements

Table des matières

Table des figures

Table des tableaux

Liste des symboles

1 - Introduction générale

2 - Etude bibliographique

2.1 - Introduction

2.2 - Historique

2.3 - Systèmes de câbles d'ancrage

2.3.1 - Composantes

2.3.2 - Installations

2.4 - Comportement des câbles d'ancrage

2.5 - Instrumentation

2.6 - Concept pour déterminer un schéma de câblage

2.7 - Conclusion

3 - Description des sites étudiés

3.1- La mine de Sotiel

3.1.1 - Description

3.1.2 - Conditions géotechniques et d'exploitation

3.1.3 - Soutènement

3.2 - La mine de Brusada

3.2.1 - Situation géographique et géologique

3.2.2 - Méthode d'exploitation

3.2.3 - Caractéristiques géomécaniques du talc exploité

3.2.4 - Etudes réalisées à la mine de Brusada

3.2.4.1 - Relevés Structuraux

3.2.4.2 - Stations de mesures extensométriques

3.2.4.3 - Détermination de l'état de contrainte naturelles

3.2.4.4 - Mesures pressiométriques

3.3 - Conclusion

4 - Etudes comparatives et choix d'un schéma de câblage expérimental

4.1 - Etudes comparatives

4.1.1 - Comparaison des modèles analytiques et empiriques

4.2.- Renforcement à titre expérimental du pilier (mine de Brusada)

4.2.1 - Adaptation du schéma de câblage aux contraintes technico-économiques de l'exploitation

4.2.1.1 - Commentaires

4.3 - Positions des jauges sur les câbles instrumentés

4.4 - Tests d'arrachement

4.4.1 - Résultats des tests

4.5 - Suivis des mesures des jauges longues

4.5.1 - Traitement des lectures des jauges

4.5.2 - Analyse des lectures des jauges

4.5.2.1 - Section A

4.5.2.2 - Section B

4.5.2.3 - Section C

4.5.2.4 - Section D

4.5.2.5 - Section C de la galerie GTC7

4.5.3 - Traitement statistique des données

4.5.3.1 - Étude de l'influence des tirs

4.5.3.2 - ACP relatives aux jauges

4.5.3.3 - Essai de détermination de la blocométrie

4.5.4 - Comparaison entre les mesures extensométriques et les mesures des jauges

4.6 - Conclusions

5 - Modèle numérique

5.1 - Type de modèles

5.2 - Modèle pour l'analyse à l'équilibre limite (Application à RESOBLOK)

5.2.1 - Application du code RESOBLOK à la mine de Sotiel (étude de stabilité locale)

5.2.2 - Influence de l'angle de frottement des discontinuités sur la stabilité dans RESOBLOK

5.2.3 - Influence du confinement dans RESOBLOK

5.2.4 - Influence de la cohésion dans RESOBLOK

5.2.5 - Influence de la longueur des câbles dans RESOBLOK

5.2.6 - Influence de la densité de boulonnage dans RESOBLOK

5.2.7 - Conclusion sur RESOBLOK

5.3 - Etude des options renforcement et câbles du code UDEC
5.3.1 - Description du modèle de boulonnage utilisé dans le code UDEC
5.3.1.1 - Renforcement local au niveau d'une discontinuité (commande "reinforcement")
5.3.1.1.2 - Relation force axiale déplacement
5.3.1.1.2.1 - Estimation des paramètres (si inconnus)
5.3.1.1.3 - Relation force tangentielle déplacement
5.3.1.1.3.1 - Estimation des paramètres
5.3.1.1.4 - Modèle numérique
5.3.2 - Renforcement extensif spatial (commande "cable" pour les blocs déformables)
5.3.2.1 - Comportement axial
5.3.2.2 - Comportement du cisaillement de l'anneau de scellement
5.3.2.2.1 - Evaluation des paramètres
5.3.2.3 - Calcul du déplacement axial à l'interface coulis roche
5.3.2.4 - Comportement normal à l'interface acier scellement
5.3.2.5 - Propriétés des éléments de renforcement de la commande câble
5.4 - Simulation d'un essai de cisaillement
5.4.1 - Géométrie et paramètres utilisés
5.4.1.1 - Blocs rigides
5.4.1.2 - Blocs déformables
5.4.2 - Résultats
5.4.2.1 - Blocs rigides
5.4.2.2 - Blocs déformables
5.5 - Simulations d'un essai d'arrachement (ou de traction)
5.5.1 - Géométrie et paramètres utilisés
5.5.1.1 - Géométrie
5.5.1.2 - Paramètres utilisés
5.5.2 - Résultats
5.6 - Simulation du suivi de l'effort dans les câbles à la mine de Brusada
5.6.1 - Résultats
5.6.1.1 - Contraintes
5.6.1.2 - Déplacements
5.6.1.3 - Câbles d'ancrage
5.6.1.3.1 - Profil A
5.6.1.3.2 - Profil B
5.6.1.3.3 - Profil C
5.6.1.3.4 - Profil D

5.7 - Conclusion sur UDEC
5.7.1 - Essai de cisaillement
5.7.2 - Essai d'arrachement (de traction)
5.7.3 - Simulation du suivi de l'effort dans les câbles à la mine de Brusada
5.8 - Conclusion

6 - Modèle conceptuel et de comportement d'un ancrage passif renforçant une discontinuité
6.1 - Description de l'action combinée du câble et d'un joint en cisaillement
6.2 - Modèle proposé
6.2.1 - Calcul des contraintes normales et tangentielles agissant sur la discontinuité
6.2.2 - Relation entre les déplacements du joints, de l'encaissant et du boulon
6.2.3 - Efforts à l'interface coulis-acier sur la longueur active du boulon
6.2.4 - Calcul des efforts dans le boulon
6.2.4.1 - Boulon et encaissant élastique (Phase 1)
6.2.4.2 - Boulon élastique et encaissant plastique (Phase 2)
6.2.4.3 - Boulon plastique et encaissant plastique (Phase 3)
6.2.4.4 - Le boulon atteint la phase d'endommagement final (Phase 4)
6.2.5 - Capacité maximal du système boulon-scellement
6.2.6 - Contribution du boulon à la rigidité du joint
6.2.7 - Contribution du boulon à la résistance au cisaillement d'une discontinuité
6.3 - Vérification du modèle
6.3.1- Première partie
6.3.1.1 - Câble perpendiculaire au plan de discontinuité
6.3.1.2 - Câble à 45° par rapport au plan de discontiniuité
6.3.2 - Deuxième partie
6.3.2.1 - Vérification 1
6.3.2.2 - Vérifications 2 et 3
6.3.2.2.1 - Vérification 2
6.3.2.2.2 - Vérification 3
6.4 - Cas d'un bloc en chute libre
6.5 - Conclusion

7 - Conclusion générale

8 - Références

Annexe A : Courbes extensométriques

Annexe B : Suivi des jauges in situ et résultats UDEC

Annexe C : Blocométrie apparente

Annexe D : Code RESOBLOK

Annexe E : Code UDEC

Annexe F : Démonstration des équations 6.32, 6.50 et 6.37

Annexe G : Programme du modèle

Table des figures

Chapitre 2

Figure 2.1 : Exemples d'utilisation de câbles d'ancrage au toit de chantiers remblayés

Figure 2.2 : Exemples d'utilisation de câbles d'ancrage dans les chantiers ouverts

Figure 2.3 : Types de câble

Figure 2.4 : Propriétés mécaniques des câbles

Figure 2.5 : Effet du massif rocheux et des variations de contraintes sur la capacité maximale d'un câble

Figure 2.6 : Phase d'installation des câbles à l'aide d'une machine

Figure 2.7 : Types de rupture d'un câble d'ancrage

Figure 2.8 : Illustration schématique de la résistance à l'arrachement d'un câble

Figure 2.9a : Rapport des variations de contrainte en fonction du rapport des modules de la roche et du coulis de ciment

Figure 2.9b : Représentation schématique de l'effet de la variation de contrainte sur la résistance à l'arrachement du câble

Figure 2.10 : Représentation schématique du modèle BSM

Figure 2.11: Représentation schématique des modes de chargement d'un renforcement le long d'une discontinuité

Figure 2.12: Représentation de ψ et de ϕ_i

Figure 2.13 : Courbes de convergence des terrains et de réaction du soutènement

Figure 2.14 : Représentation de δ, δ' et ϕ_i

Figure 2.15 : Abaques pour détermines la densité de câbles

Figure 2.16 : Abaques pour déterminer la longueur des câbles

Chapitre 3

Figure 3.1 : Localisation de la mine de Sotiel

Figure 3.2 : Coupe géologique du gisement

Figure 3.3 : Séquence d'exploitation

Figure 3.4 : Schéma d'exploitation

Figure 3.5 : Schéma de boulonnage par câble

Figure 3.6 : Situation géographique de la mine de Brusada

Figure 3.7 : Représentation schématique de la méthode d'exploitation

Figure 3.8 : Coupe verticale parallèle aux épontes montrant un plan schématique de l'exploitation actuelle

Figure 3.9 : Plan représentant la galerie expérimentale et les trous de sondages (ST1, ST2 et ST3)

Figure 3.10 : Section verticale parallèle à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la galerie expérimentale et les trous de sondage (ST1, ST2 et ST3)

Figure 3.11 : Représentation de la grille d'isodensité des discontinuités relevé dans GBC6

Figure 3.12 : Position relative des extensomètres.

Chapitre 4

Figure 4.1 : Situation utilisée dans les calculs

Figure 4.2 : Représentation des différentes densités de câble d'ancrage obtenues avec les méthodes analytiques et empiriques pour la mine de Sotiel.

Figure 4.3 : Valeurs correspondantes aux mines de Brusada et de Sotiel déterminés par la méthode empirique de Potvin (1989)

Figure 4.4 : Représentation graphique de la densité de câbles doubles en fonction de l'angle des câbles avec l'horizontal (équation 2.3)

Figure 4.5 : Représentation graphique de la densité de câbles doubles en fonction de l'angle des câbles avec le plan de discontinuité (équation 2.4)

Figure 4.6 : Représentation des différentes densités de câble d'ancrage obtenues avec les méthodes analytiques et empiriques pour la mine de Brusada.

Figure 4.7 : Plan des galeries GTC7 et GTC6 montrant la position des sections de câbles d'ancrage

Figure 4.8 : Section verticale parallèle à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma retenu de renforcement à partir de la galerie GTC6

Figure 4.9 : Section verticale parallèle à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma retenu de renforcement à partir de la galerie GTC7

Figure 4.10 : Section verticale perpendiculaire à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma de renforcement à partir de la galerie GTC6

Figure 4.11 : Section verticale perpendiculaire à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma de renforcement à partir de la galerie GTC7

Figure 4.12 : Plan montrant la position des sections de câbles d'ancrage dans la galerie expérimentale

Figure 4.13 : Section composite verticale parallèle à l'axe d'allongement du pilier C6/C5 montrant le schéma retenu de renforcement à partir de la galerie expérimentale

Figure 4.14 : Section verticale perpendiculaire à l'axe d'allongement des piliers montrant le schéma de renforcement du pilier C5/C6 retenu à partir de la galerie expérimentale

Figure 4.15 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la positions des jauges de la section A de la galerie expérimentale

Figure 4.16 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la positions des jauges de la section B de la galerie expérimentale

Figure 4.17 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la positions des jauges de la section C de la galerie expérimentale

Figure 4.18 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la positions des jauges de la section D de la galerie expérimentale

Figure 4.19 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C6/C7 montrant la positions des jauges de la section C de la galerie GTC7

Figure 4.20 : Courbe longueur ancrée-force mesurée

Figure 4.21 : Courbe tension-déformation des câbles d'ancrage

Figure 4.22 : Progression de l'exploitation de la chambre C6

Figure 4.23 : Représentation des variables dans les plans principaux 1 et 2

Figure 4.24: Représentation des variables dans les plans principaux 1 et 3

Figure 4.25 : Exemple de mesures de déformation de la jauge B12 illustrant la forte déformation subie à la suite de la création d'une surface libre à l'aplomb des câbles suite au tirs de productions de février 1993.

Figure 4.26 : Exemple de joints les plus probables pour la section A de la galerie expérimentale

Chapitre 5

Figure 5.1: Organigramme simplifié du modèle proposé

Figure 5.2 : Géométrie utilisée pour l'étude de stabilité locale de la mine de Sotiel

Figure 5.3 : Somme des blocs instables pour les 50 simulations de chacun des cas (confinement)

Figure 5.4 : Somme des volumes de blocs instables en mètre cube pour les 50 simulations de chacun des cas (confinement)

Figure 5.5 : Somme des blocs instables pour les 50 simulations de tous les cas étudiés

Figure 5.6 : Somme des volumes blocs instables en mètre cube pour les 50 simulations de tous les cas étudiés

Figure 5.7 : Volumes de blocs instables en mètre cube pour les 50 simulations de tous les cas étudiés passant 35% de la courbe pondérée cumulée

Figure 5.8 : Pourcentage de blocs instables pour les classes définies avec une cohésion de 0,02 MPa, cas no 6 angle de frottement résiduel

Figure 5.9 : Pourcentage de blocs instables pour les classes définies avec une cohésion de 0,2 MPa, cas no 6 angle de frottement résiduel

Figure 5.10 : Pourcentage de blocs instables pour les classes définies cas no 6 angle de frottement résiduel

Figure 5.11 : Courbe de distribution des diamètres équivalents des blocs instables, cas no 6 avec angle de frottement résiduel et cohésion de 0,02 MPa

Figure 5.12 : Courbe de distribution des diamètres équivalents des blocs instables, cas no 6 avec angle de frottement résiduel et cohésion de 0,2 MPa

Figure 5.13 : Courbe de distribution des diamètres équivalents et du nombre de blocs instables, cas no 6 avec angle de frottement résiduel et cohésion de 0,2 MPa

Figure 5.14 : Description des étapes suivies pour choisir une densité de boulonnage

Figure 5.15 : Comportement axial du système de renforcement acier scellement

Figure 5.16 : Essai d'arrachement effectué à la mine de Brusada montrant la forc1 mesurée en fonction du déplacement de la tête d'ancrage

Figure 5.17 : Comportement tangentiel du système de renforcement acier scellement

Figure 5.18 : Géométrie supposée après le déplacement tangentiel, ΔU_S

Figure 5.19 : Orientation du ressort axial et du ressort tangentiel représentant le renforcement avant et après le cisaillement

Figure 5.20 : Résolution des composantes des forces tangentielles (A) et axiales (B) parallèle et perpendiculaire à la discontinuité

Figure 5.21 : Représentation mécanique du modèle conceptuel de renforcement scellé sur toute sa longueur qui prend en compte le comportement tangentiel de l'anneau de scellement

Figure 5.22 : Comportement axial de l'acier des éléments de renforcement

Figure 5.23 : Comportement tangentiel du scellement de l'élément de renforcement

Figure 5.24 : Géométrie du triangle de différence finie et de l'élément de renforcement le traversant utilisée dans la formulation des éléments distincts

Figure 5.25 : Géométrie utilisée pour les simulations d'essai de cisaillement

Figure 5.26 : Courbe du déplacement tangentiel vs l'effort de cisaillement

Figure 5.27 : Efforts axiaux dans le boulon en fonction du déplacement tangentiel du joint

Figure 5.28 : Efforts tangentiels dans le boulon en fonction du déplacement tangentiel du joint

Figure 5.29 : Efforts tangentiels et axiaux dans le boulon en fonction du déplacement tangentiel du joint

Figure 5.30 : Cisaillement vs le déplacement tangentiel (frot=0)

Figure 5.31 : Effort dans le boulon en fonction du déplacement tangentiel du joint (frot=0)

Figure 5.32 : Cisaillement d'une discontinuité sans et avec boulon dans le cas de blocs déformables

Figure 5.33 : Premier modèle

Figure 5.34 : Modèle retenu

Figure 5.35 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 60 kN avec 17 noeuds

Figure 5.36 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 100 kN avec 17 noeuds

Figure 5.37 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 150 kN avec 17 noeuds

Figure 5.38 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 200 kN avec 17 noeuds

Figure 5.39 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 250 kN avec 17 noeuds

Figure 5.40 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 275 kN avec 17 noeuds

Figure 5.41 : Essai d'arrachement avec 17 noeuds

Figure 5.42 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 60 kN avec 73 noeuds

Figure 5.43 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 125 kN avec 73 noeuds

Figure 5.44 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de175 kN avec 73 noeuds

Figure 5.45 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 225 kN avec 73 noeuds

Figure 5.46 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 250 kN avec 73 noeuds

Figure 5.47 : Distribution de la force axiale le long du câble
pour une force appliquée de 275 kN avec 73 noeuds

Figure 5.48 : Essai d'arrachement avec 73 noeuds

Figure 5.49 : Répartition de l'effort axial dans le câble après 10 000 cycles

Figure 5.50 : Répartition de l'effort axial dans le câble après 20 000 cycles

Figure 5.51 : Répartition de l'effort axial dans le câble après 30 000 cycles

Figure 5.52 : Représentation schématique de la géométrie utilisé pour simuler
le comportement des câbles in situ à l'aide du code UDEC

Figure 5.53 : Profil A montrant la position des jauges et des "histories"

Figure 5.54 : Profil B montrant la position des jauges et des "histories"

Figure 5.55 : Profil C montrant la position des jauges et des "histories"

Figure 5.56 : Profil D montrant la position des jauges et des "histories"

Chapitre 6

Figure 6.1 : Diagramme montrant la résistance du boulon en fonction du chargement du massif rocheux

Figure 6.2 : Ancrage passif renforçant une discontinuité cisaillée

Figure 6.3 : Relation entre les composantes de déplacements tangentiel et normal de la discontinuité et du boulon

Figure 6.4 : Résistance au cisaillement à l'interface coulis-acier en fonction de la déformation axiale de la déformation axiale du boulon sur la longueur active

Figure 6.5 : Réaction de l'encaissant si on assimile la boulon à une poutre sur support élastique

Figure 6.6 : Distribution de P_u sur le demi cylindre du câble

Figure 6.7 : Illustrant l_m et l

Figure 6.8 : Définition de L

Figure 6.9 : Notion de longueur d'ancrage disponible

Figure 6.10 : Décomposition des forces induites dans le boulon en force augmentant la résistance d'une discontinuité

Figure 6.11 : Comparaison entre le modèle et l'essai de Stillborg (1984) pour un câble perpendiculaire au plan de discontinuité

Figure 6.12 : Comparaison entre le modèle et l'essai de Stillborg (1984) pour un câble faisant un angle de 45° avec le plan de discontinuité

Figure 6.13 : Géométrie utilisée pour la de vérification du modèle

Figure 6.14 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la première vérification pour différentes longueurs d'ancrage

Figure 6.15 : Efforts et résistance d'ancrage calculés pour la première vérification pour différentes longueurs d'ancrage

Figure 6.16 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la première vérification avec un nombre croissant de pair de câbles

Figure 6.17 : Efforts et résistance d'ancrage calculés pour la première vérification avec un nombre croissant de pair de câbles

Figure 6.18 : Profil A avec les plans 1 et 8

Figure 6.19 : Profil B avec les plans 2, 3 et 4

Figure 6.20 : Profil C avec les plans 5 et 6

Figure 6.21 : Profil D avec le plan 7

Figure 6.22 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la deuxième vérification

Figure 6.23 : Efforts et résistance d'ancrage calculés pour la deuxième vérification

Figure 6.24 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la troisième vérification

Figure 6.25 : Efforts et résistance d'ancrage calculés pour la troisième vérification

Figure 6.26 : Notion de longueur d'ancrage minimale disponible

Figure 6.27 : Effort crée dans le boulon suite à la chute libre d'un bloc

Table des tableaux

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Propriétés d'un câble d'ancrage à 7 torons ainsi que d'un coulis de ciment

Chapitre 3

Tableau 3.1 : Principales caractéristiques physiques et mécaniques du minerai et des formation du toit du mur

Tableau 3.2 : Caractéristiques géométriques des familles de joints de la mine de Sotiel

Tableau 3.3 : Angle de frottement mesuré sur différents joints de la mine de Sotiel

Tableau 3.4 : Principaux résultats des mesures de contraintes naturelles à Sotiel

Tableau 3.5 : Résultats des relevés structuraux dans le talc

Tableau 3.6 : Résultats des relevés structuraux dans la serpentine

Tableau 3.7 : Caractéristiques des extensomètres

Tableau 3.8 : Variations de l'état de contraintes dans le pilier C5C6 en fonction de l'exploitation de la chambre C6

Tableau 3.9 : Module de déformabilité du talc en place à partir d'essai pressiométrique

Chapitre 4

Tableau 4.1 : Comparaison des densités de câblage obtenues par différentes méthodes

Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif sur les différents anneaux de câbles

Tableau 4.3 : Tableau récapitulatif des jauges installées

Tableau 4.4 : Données relatives aux tirs d'exploitation dans les chambres C6 et C7

Chapitre 5

Tableau 5.1 : Caractéristiques des familles de joints

Tableau 5.2 : Scénarios utilisés pour l'étude de l'influence de l'angle de frottement

Tableau 5.3 : Résultats pour l'études de l'influence de l'angle de frottement

Tableau 5.4 : Résultats des calculs avec différents régimes de confinement

Tableau 5.5 : Résultats des calculs avec d'autres régimes de confinement

Tableau 5.6 : Principaux résultats obtenus en faisant varier la cohésion pour le scénario de base avec 67 boulons

Tableau 5.7 : Influence de la longueur de câbles sur la stabilité pour une maille de 2,5 m x 2,5 m.

Tableau 5.8 : Principaux résultats obtenus en faisant varier la maille de boulonnage

Tableau 5.9 : Statistiques de bases pour les cas de densité de câbles d'ancrage étudiés

Tableau 5.10 : Propriétés des matériaux utilisés

Tableau 5.11 : Propriétés des matériaux utilisés

Tableau 5.12 : Contraintes mesurées in situ et calculées avec UDEC

Tableau 5.13 : Efforts maximum dans les câbles mesurés in situ et calculés avec UDEC

Chapitre 6

Tableau 6.1 : Propriétés des câbles et du coulis de ciment

Tableau 6.2 : Résultats de la vérification 1 pour différentes longueurs d'ancrage et un câble simple

Tableau 6.3 : Résultats de la vérification 1 avec un nombre croissant de pair de câbles

Tableau 6.4 : Paramètres caractérisant les plans de discontinuités 1 à 8 des figure 6.15 à 6.18 de Brusada

Tableau 6.5 : Résultats de la vérification 2

Tableau 6.6 : Résultats de la vérification 3

Symboles

Alphabet grec

α_h : Angle que fait le câble avec l'horizontal

α_{hi} : Angle initial que fait le câble avec l'horizontal

β : Angle que fait les plans de discontinuités avec σ_3

γ : Poids volumique

γ_H : Angle entre le boulon et le déplacement tangentiel du joint

$\Delta\tau$: Contribution du câble à la résistance au cisaillement de la discontinuité

$\Delta\sigma$: Contribution du câble à la résistance à l'ouverture de la discontinuité

ΔD : Incrément de déplacement du bloc (chute libre)

Δlb : Incrément d'allongement entre l'instant t et l'instant t+1

Δu_x : Incrément de déplacement des noeuds (UDEC)

δ : Angle de déviation du câble causé par le déplacement tangentiel de la discontinuité

δ' : Angle de déviation du câble causé par l'ouverture de la discontinuité

ε_{vl} : Déformation axiale limite du boulon

ε_{pv} : Déformation axiale plastique limite du boulon

ε_{ul} : Déformation radiale limite du boulon

κ : Angle que fait D_j avec le plan de discontinuité

λ : Angle que fait D_j avec le boulon

ϕ_j : Angle de frottement des plans de discontinuité

ϕ_p : Angle de frottement interne au pic

ϕ_r : Angle de frottement interne résiduel

μ : Coefficient de frottement des plans de discontinuité ($\tan\phi_j$)

μ_{bc} : Coefficient de frottement entre le boulon et le coulis

θ_i : Angle initiale que fait le boulon avec le plan de discontinuité

θ : Angle que fait le boulon avec le plan de discontinuité à l'instant t

ρ_{max} : Pourcentage de déflexion maximale du boulon (UDEC)

σ : Pression radiale à l'interface coulis-acier

σ_a : Contrainte induite par les câbles

σ_b : Limite élastique du boulon (UDEC)

σ_e : Limite élastique du boulon

σ_1 : Contrainte principale majeure autour de l'excavation

σ_2 : Contrainte principale intermédiaire autour de l'excavation

σ_3 : Contrainte principale mineure autour de l'excavation

σ_3' : Contrainte principale mineure autour de l'excavation après installation des câbles

σ_c : Résistance à la compression simple du coulis

σ_H : Contrainte horizontale majeure

σ_h : Contrainte horizontale mineure

σ_{lim} : Résistance limite égale à σ_c

σ_n : Contrainte normale au plan de discontinuité

σ_p : Résistance à la compression simple du pilier non-armé

σ_p' : Résistance à la compression simple du pilier armé

σ_r : Résistance à la compression simple de la roche

σ_{tl} : Limite de résistance à la traction simple du boulon

σ_{cl} : Limite de résistance au cisaillement du boulon

σ_v : Contrainte verticale

τ : Résistance à l'arrachement de l'ancrage

τ_{arm} : Résistance de la discontinuité armée

τ_b : Contrainte de cisaillement à l'interface coulis acier sur la longueur active

τ_j : Contrainte tangentielle au plan de discontinuité

τ_{pic} : Résistance de cisaillement des plans de discontinuité ($\tau_{pic}= C+\sigma_n \tan\phi_j$)

τ_{peak} : Résistance maximale du scellement déterminée à partir de tests d'arrachement (UDEC)

ξ : Coefficient de réduction de l'angle de dilatance

ψ : Pendage de chaque plan

Alphabet usuel

A : Azimut de chaque plan de discontinuité

A_a : Section d'acier

A_j : Surface de la discontinuité influencée par chaque câble

A_{hp} : Surface horizontale du pilier

A_t : Aire totale du triangle de différence finie (UDEC)

C : Cohésion des plans de discontinuité

C_p : Cohésion interne au pic

C_r : Cohésion interne résiduelle

D : Diamètre du boulon (UDEC)

D_j : Déplacement résultant des déplacements normal et tangentiel du plan de discontinuité

d_1 : Diamètre du boulon (UDEC)

d_2 : Diamètre du trou de forage (UDEC)

d_b : Diamètre du boulon

d_t : Diamètre du trou de forage (d_t)

E_b : Module d'élasticité du boulon

E_g : Module d'élasticité du scellement (UDEC)

F : Contribution d'un boulon à la résistance au cisaillement d'un plan de discontinuité

F_{cl} : Contribution d'un boulon à la stabilisation d'un bloc en chute libre

F_s : Coefficient de sécurité

F_s : Force tangentielle (UDEC)

$F_{s,b}$ max : Résistance au cisaillement du boulon (UDEC)

G_c : Module de cisaillement du coulis

G_g : Module de cisaillement du scellement (UDEC)

G_r : Module de cisaillement de la roche

i : Angle de dilatance apparent

i_j : Angle de dilatance de la discontinuité

i_o : Angle de dilatance à l'interface acier coulis

I : Moment d'inertie du boulon

k: Rapport de σ_1 sur σ_3

k_a : Rigidité axiale du renforcement (UDEC)

k_{bond} : Rigidité tangentielle de scellement (UDEC)

k_s : Rigidité tangentielle du renforcement (UDEC)

K_{to} : Raideur tangentielle initiale des plans de discontinuité

K_{no} : Raideur normale initiale des plans de discontinuité

H : Epaisseur maximale du massif rocheux à être soutenu

l_a : Longueur ancrée (longueur du boulon comprise entre la discontinuité et l'excavation)

l_m : Longueur active du boulon ($l_m=2d_b$)

l_{pl} : Longueur plastifiée du scellement

L : Longueur ancrée (UDEC)

N_b : Nombre de boulons

P : Contrainte principale majeure

P_u : Charge maximale transmise par le rocher et/ou le coulis au boulon

P_{ult} : Capacité axiale maximale (UDEC)

Q_b : Qualité du lien entre le scellement et la roche (UDEC)

q : Rapport de la largeur de l'excavation sur la hauteur de l'excavation

r_b : Rayon du boulon

S : Espacement entre les câbles

S_{bond} : résistance au cisaillement du scellement (UDEC)

S_j : Surface active des plans de discontinuités

t : Epaisseur de l'anneau de scellement (UDEC)

T_c : Effort de cisaillement dans le boulon

T_{cl} : Résistance au cisaillement du boulon

T_t : Effort de traction dans le boulon

T_{te} : Résistance à la limite élastique du boulon

T_{tl} : Résistance à la traction du boulon

U : Déplacement tangentiel total du système boulon et coulis

U_b : Déplacement tangentiel du boulon

U_c : Déplacement tangentiel du coulis

U_j : Déplacement tangentiel de la discontinuité

U_s : Déplacement tangentiel (UDEC)

v : Volume spécifique du massif rocheux

V : Déplacement normal total du système boulon et coulis

V_b : Déplacement normal du boulon

V_c : Déplacement normal du coulis

V_j : Déplacement normal de la discontinuité

W : Poids de la roche à être soutenue

W_i : Facteur de pondération (UDEC)

Chapitre 1

1 - Introduction générale

La globalisation des marchés mondiaux fait en sorte que dans tous les secteurs d'activité économique une plus grande efficacité et une plus grande productivité doit-être atteinte pour permettre aux entreprises de maintenir leur compétivité et leurs parts de marché et ainsi survivre. Ceci est encore plus vrai dans le secteur minier ou le prix des produits (métaux et minerais industriels) est fixé par les lois du marché et ne tient aucunement compte des coûts de revient de la mine. C'est l'opérateur de la mine qui doit faire en sorte que ses coûts de production lui permettent d'extraire le minerai avec profits en tenant compte de l'évolution des prix du marché.

Dans le contexte économique actuelle toute optimisation ou amélioration d'une portion des méthodes ou des techniques permettant l'exploitation minière apporte des bénéfices directs à l'opération. Le travail exposé dans ce mémoire s'attache justement à essayer de mieux comprendre le comportement des câbles d'ancrage, car ces derniers prennent de plus en plus d'importance dans les nouvelles méthodes d'exploitation minières, qu'elles soient souterraines ou à ciel ouvert. En effet, la demande d'une plus grande productivité amène de telles contraintes sur les exploitations qu'il faut augmenter en souterrain les dimensions des chantiers et des ouvertures. De même en ciel ouvert le rapport stérile/minerai doit être diminué en augmentant l'angle moyen de la pente des parois de la fosse ce qui augmente l'instabilité potentielle de l'exploitation si des mesures préventives et correctrices ne sont pas prises. De par leur souplesse et leur facilité d'installation les câbles d'ancrage permettent de contrôler la stabilité de l'ouvrage en augmentant la protection des travailleurs et de l'équipement tout en diminuant la dilution dans certains cas.

Le travail effectué a pour but d'étudier exclusivement les câbles d'ancrage et de mieux saisir leur comportement. Même si les câbles d'ancrage sont d'utilisation courantes dans l'industrie minière depuis les années 70, la façon de choisir une densité de câbles pour une situation donnée reste quelque peu empirique. C'est pourquoi cette thèse présente un modèle qui tente de remédier à cette situation. Nous jouons ici seulement sur un des trois paramètres susceptibles d'être modifiés dans un système de soutènement par câble d'ancrage : la densité de câbles d'ancrage. Pour ce faire le travail effectué débute par une étude bibliographique sur les câbles d'ancrage. Cette étude bibliographique s'attarde plus particulièrement à relever les méthodes existantes utilisées pour établir une densité de câbles d'ancrage, ces méthodes sont soit analytiques soit empiriques. Ces différentes méthodes ont été comparées à un cas réel : celui de la mine de Sotiel (Espagne). A l'aide de la méthode la plus réaliste un schéma a été établi pour la mine de Brusada (Italie). Les câbles de ces deux mines ont fait l'objet d'une étude particulière à l'aide de jauges extensométriques et pour la mine de Brusada plusieurs autres mesures in situ furent également effectuées, notamment des mesures extensométriques et de contraintes par stimulations hydrauliques . Toutes ces mesures permettent de mettre en lumière le comportement du massif en fonction du comportement des câbles au fur et à mesure de la progression de l'exploitation.

Avant d'étudier plus en détail les deux cas pratiques mentionnés précédemment, une étude de deux codes numériques permettant en principe de choisir un schéma de câbles d'ancrage a été effectuée. Le premier modèle numérique est un code d'analyse à l'équilibre limite en trois dimensions mis au point au Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'École des mines de Nancy, le code RESOBLOK. Le deuxième est un code aux éléments distincts en deux dimensions, le code UDEC d'ITASCA. L'étude de RESOBLOK a été appliquée à la mine de Sotiel en utilisant dans le modèle plusieurs schémas de boulonnage qui sont comparés à celui en vigueur à la mine de Sotiel. En ce qui concerne l'étude du code UDEC, celle-ci se scinde en deux parties distinctes. Une première qui consiste à modéliser des essais simples (cisaillement et arrachement) pour mieux comprendre les options de boulonnage du code UDEC. La deuxième consiste à simuler l'exploitation de la mine de Brusada au niveau local et à comparer les résultats numériques aux résultats obtenus in situ.

En étudiant les résultats in situ de la mine de Sotiel et de Brusada ainsi que les informations obtenues grâce à l'étude bibliographique et les analyses des modèles analytiques, empiriques et numériques un nouveau modèle conceptuel est proposé. Ce nouveau modèle essaye de mieux décrire le comportement des câbles d'ancrages dans un massif rocheux fracturé et ainsi va permettre d'optimiser le schéma de câbles d'ancrage pour une situation donnée. Sachant, par exemple, jusqu'à quel point le câble est sollicité (c'est-à-dire quel pourcentage de sa capacité a été atteinte : 20%, 30% ou 60%) il sera possible de modifier la densité de câbles d'ancrage jusqu'à ce que la plupart des câbles travaille selon une limite de conception fixée par l'ingénieur tel 80% de la limite élastique du câble. Ce modèle a été programmé et testé avec les résultats obtenus sur les câbles d'ancrage de la mine de Brusada.

Chapitre 2

2 - Etude bibliographique

2.1 - Introduction

Afin de faire le point sur les connaissances actuelles des câbles d'ancrage et de permettre de mieux cerner et diriger la recherche et l'interprétation des résultats obtenus lors de travaux subséquents, une étude bibliographique a été entreprise.

Cette étude se divise en trois thèmes majeurs qui peuvent s'inscrire dans une suite chronologique. Le premier thème s'attache à décrire l'historique des câbles d'ancrage dans l'industrie minière. Cette historique permettra de décrire l'évolution des câbles en abordant le deuxième thème qui traite des systèmes de câbles actuellement utilisés et de leurs installations. Le dernier thème s'attache à décrire les propriétés mécaniques des systèmes de câble ainsi que l'instrumentation utilisée pour étudier leur interaction avec le massif rocheux et ainsi aborder les méthodes utilisées pour établir un schéma de câbles pour une situation donnée.

2.2 - Historique

La première utilisation de câbles d'ancrage dans l'industrie minière a pris place d'une manière généralisée en Australie au début des années 1970 dans les exploitations par tranches montante remblayées (Clifford, 1974), mais les premières utilisations de câbles d'ancrage semblent avoir eu lieu au Canada (Marshall, 1963) et en Afrique du Sud (Thorne et Muller, 1964). A partir de ce moment l'utilisation des câbles d'ancrage a connu une explosion de popularité et s'est implantée dans tous les pays à vocation minière (Canada, Suède, Finlande, Afrique du Sud etc.). Nous verrons dans les paragraphes suivants quels furent les matériaux utilisés pour les premiers câbles et l'évolution subie.

Vers la fin des années 1970, l'utilisation des câbles d'ancrage dans les exploitations par tranches montantes remblayées était monnaie courante et bien maîtrisée du point de vue de l'installation des câbles (fig. 2.1). Mais à cause des pressions de marché, l'industrie minière a dû se tourner vers des méthodes d'exploitation plus productives en appliquant les principes d'exploitation à ciel ouvert au souterrain par le biais d'excavation de grande chambre par les méthodes dites aux longs trous ou "VCR " (Vertical Crater Retreat). Des problèmes inhérents à ces méthodes d'exploitation tels la dilution et la stabilité des épontes, des points de sous-tirage et des galeries de tir entre autres ont fait que plusieurs chercheurs (Davis, 1977,;Matthews et al, 1983; Fuller, 1983; Lappalainen, 1984) se sont alors penchés sur la possibilité d'utiliser les câbles d'ancrage pour résoudre ces problèmes (fig. 2.2). Ceci a permis de généraliser l'application des câbles d'ancrage à tous les types d'exploitation minière.

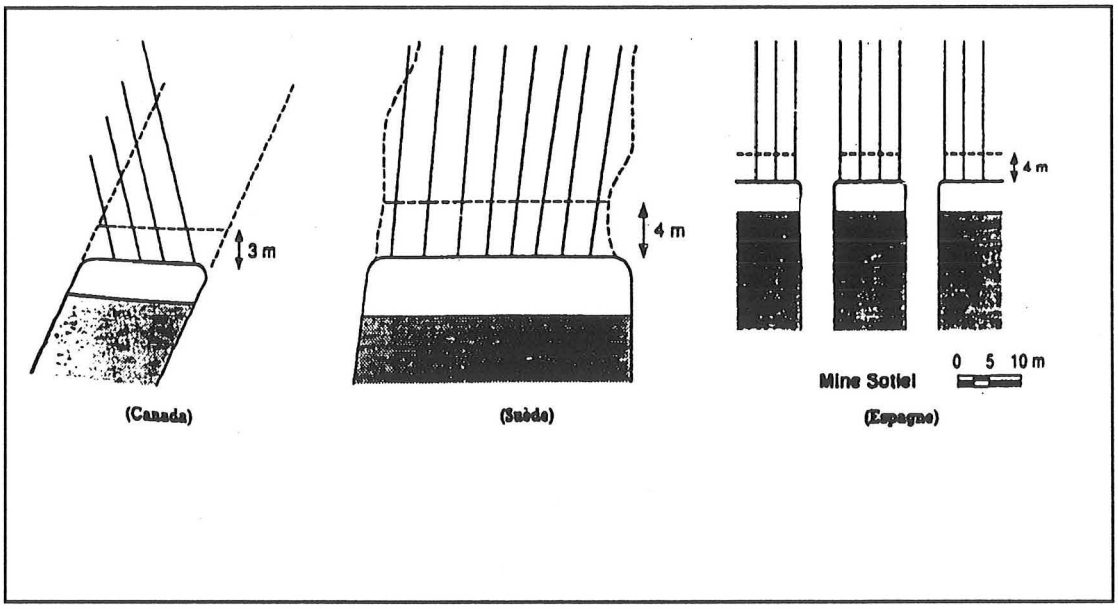


Figure 2.1 : Exemples d'utilisation de câbles d'ancrage au toit de chantiers remblayés (tirée de Wojtkowiak et Choquet, 1990)

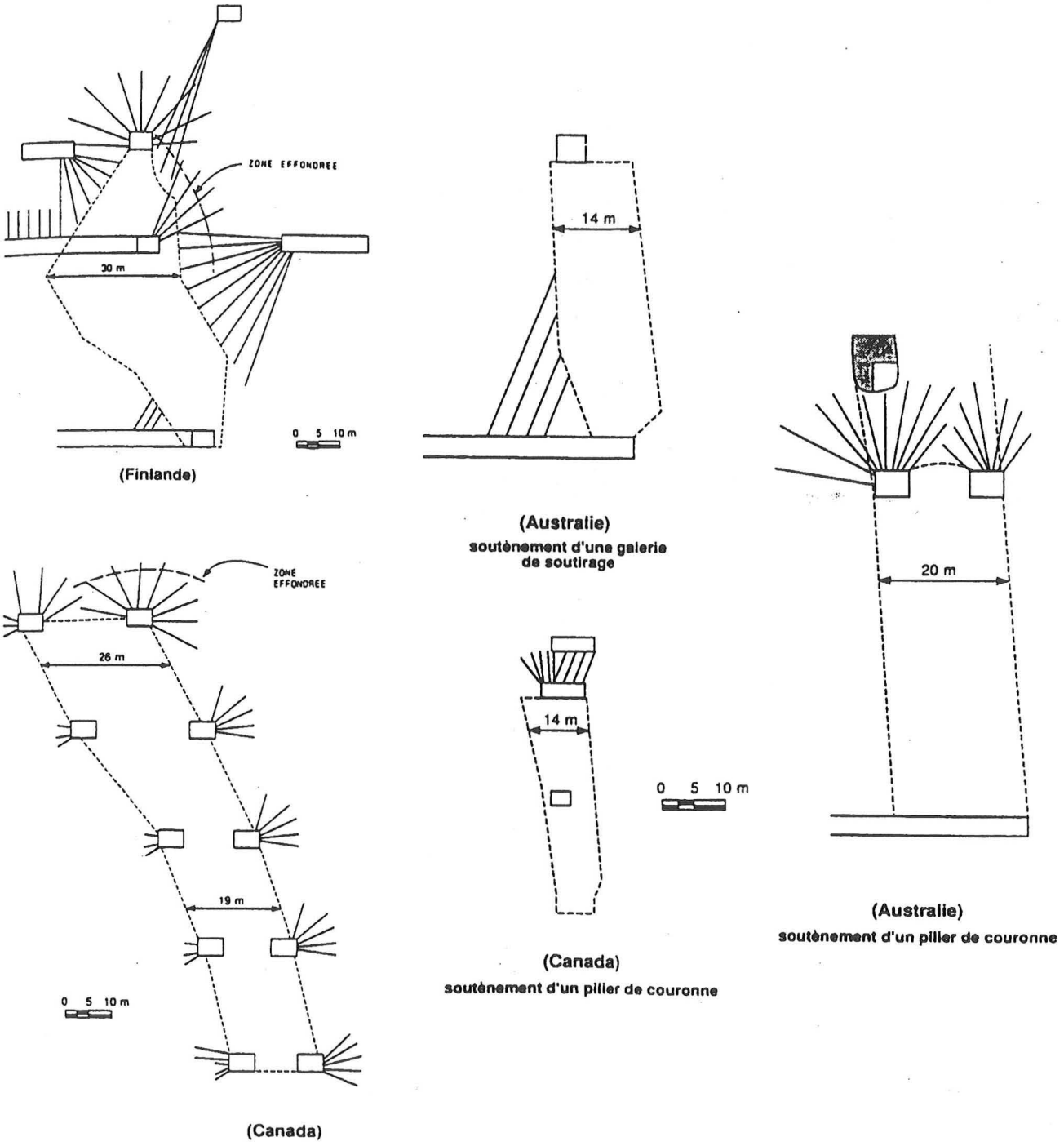


Figure 2.2 : Exemples d'utilisation de câbles d'ancrage dans les chantiers ouverts (tirée de Wojtkowiak et Choquet, 1990)

2.3 - Systèmes de câbles d'ancrage

2.3.1 - Composantes

Les premières tentatives australiennes qui furent couronnées de succès, car une plus grande stabilité de la couronne a été obtenue, n'avaient aucun principe gouverneur pour déterminer le type de câble le plus efficace. Elles avaient pour but d'augmenter la longueur effective du soutènement dans le massif rocheux et d'avoir un soutènement déjà en place au moment de la création de l'excavation (Fuller, 1981) et ainsi obtenir de meilleurs résultats de renforcement. La figure 2.3 illustre les types de câbles les plus courants.

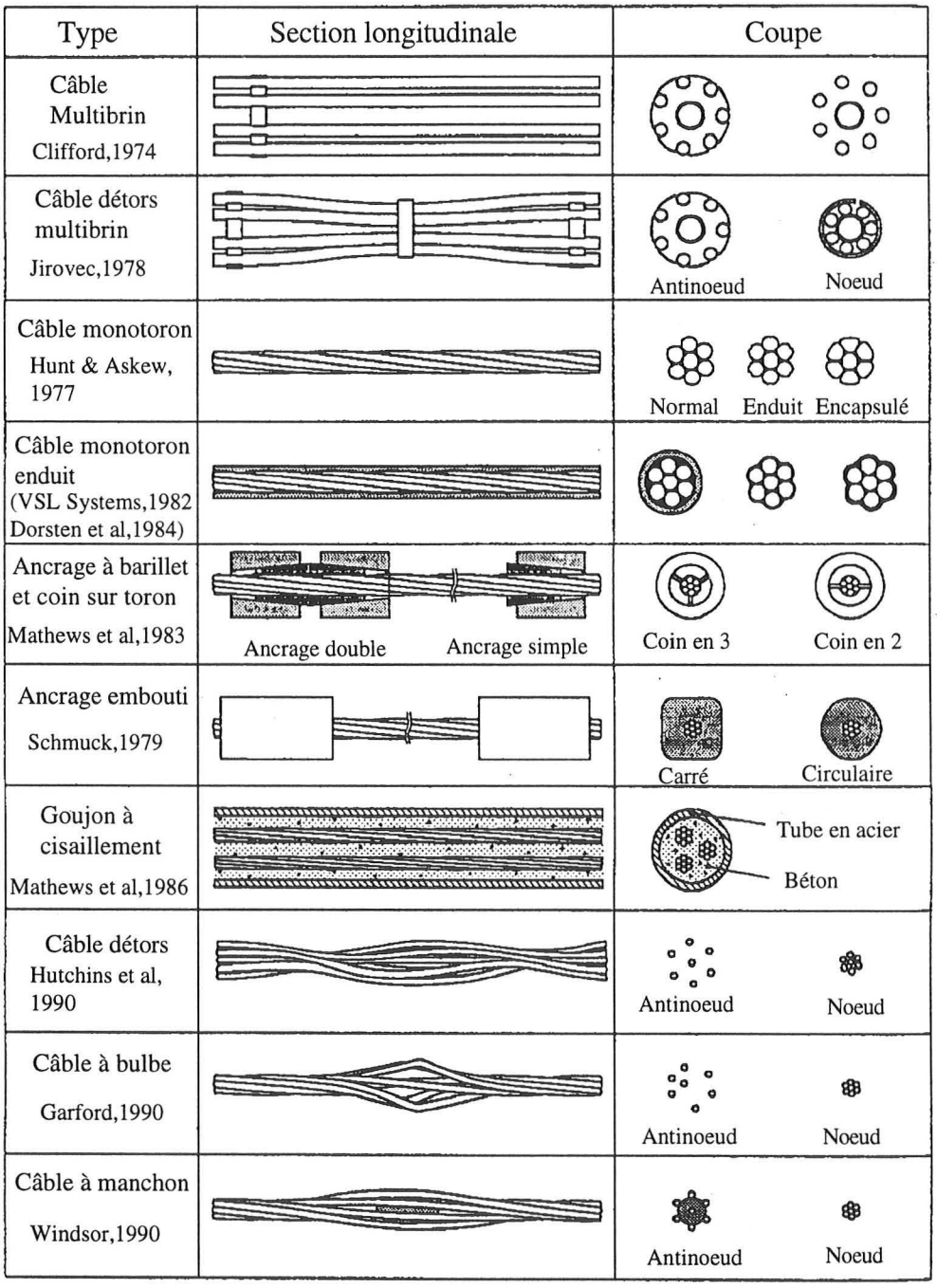


Figure 2.3 : Types de câble (tirée de Windsor, 1992)

Les premières tentatives effectuées, le furent avec des câbles dégraissés, nettoyés et récupérés des systèmes de levage ou de tambours lisses et ils étaient installés avec une mise en tension préliminaire et scellés avec un coulis de ciment sur toute leur longueur. Bientôt la mise sous tension préliminaire s'avéra inutile, car cela influençait la roche près de l'excavation seulement et non à l'intérieur du massif et l'installation des câbles était plus coûteuse. Des essais dans des chantiers exploités par chambres montantes remblayées dans trois mines australiennes ont montré que des câbles sans précontrainte étaient aussi efficaces que les câbles précontraints (Fuller, 1983) Bien vite plusieurs programmes de recherches prirent place pour mieux comprendre les interactions entre l'acier, le coulis de ciment et la roche afin de déterminer les matériaux donnant les meilleurs rendements économiques et techniques.

Fuller (1975) a étudié le mécanisme de transfert de charge d'un tendon d'acier au coulis de ciment et a conclu que le transfert de charge dépendait largement de la forme et de l'état de surface du tendon. Stheeman (1982) mentionne les éléments à prendre en compte dans la conception de système de câbles d'ancrage :

1- La composition du coulis de ciment
2- Le lien entre l'acier et le scellement
3- La quantité d'eau ajouté au ciment
4- Le type, les dimensions et la qualité du câble d'acier
5- Le diamètre des trous de forage
6- La masse de roche soutenue par mètre de chantier
7- La longueur et le chevauchement des câbles

Les cinq premiers points ont trait aux éléments composant le système de soutènement par câble et concernent plus particulièrement cette section. Les deux derniers points concernent plus spécifiquement le schéma et la densité de câbles à utiliser dans une situation particulière et se rapportent à une section ultérieure.

A notre avis, un point important dans l'étude des composantes d'un système de câbles d'ancrage (acier et ciment) fut la thèse de Stillborg (1984). Notre but ici n'est pas de reprendre le travail de Stillborg, mais de mentionner ses principales conclusions. Stillborg indique : que la résistance du coulis de ciment dépend du rapport eau/ciment et que ce rapport ne devrait pas dépasser 0,4 pour obtenir un maximum de résistance à l'arrachement; que les câbles offrent un maximum de résistance au cisaillement s'ils sont installés à 45° par rapport au plan de discontinuité; indépendamment de l'orientation des câbles par rapport aux surfaces des discontinuités, la résistance maximum au cisaillement s'obtient après un déplacement tangentiel de plus de 10 mm. De plus il mentionne que la résistance à l'arrachement d'un câble diminue s'il est soumis à la suite d'un tir à des vitesses particulaires supérieures à 500 mm/s donc que les tirs affectent grandement les caractéristiques mécaniques des câbles d'ancrage.

Goris (1991) a étudié le comportement des câbles de 15,2 mm de diamètre à 7 brins sous un chargement uniaxial ainsi que leurs modes de rupture. Il tire comme principales conclusions qu'un câble unique avec un coulis de ciment d'un rapport eau/ciment de 0,45 développe après 28 jours de prise une résistance à l'arrachement maximum de 88 kN pour une longueur ancrée de 28,7 cm et que cette capacité augmente avec la longueur ancrée des câbles dans le mortier, la présence de 2 câbles, un rapport eau/ciment faible et l'utilisation de câbles détors (birdcage cable bolts).

Hassani et Rajaie (1990) considèrent qu'il serait possible de mettre au point un système de soutènement par câbles en tenant compte des propriétés du massif rocheux, de l'état de contraintes et des paramètres miniers. Ils mentionnent également qu'à toutes fins utiles, il n'y que trois paramètres qui peuvent être contrôlés lors de la conception d'un soutènement par câbles pour obtenir les conditions requises de stabilité de l'ouvrage car le massif rocheux hôte est variable et dépend du site choisi. Ces trois paramètres sont : la densité de câbles, la qualité et le type de câbles, le type de coulis de ciment; en cela ils rejoignent les études faites par Stheeman, Stillborg, Fuller et Goris.

Hassani et Rajaie ont dans leurs travaux étudié le comportement du lien entre le câble et le coulis de ciment pour différentes compositions de coulis et plus spécialement un coulis de béton projeté (un mélange d'eau, de ciment et de sable comparativement au coulis de ciment qui n'est qu'un mélange d'eau et de ciment) qu'ils jugent comme ayant de nombreux avantages et pouvait remplacer le traditionnel coulis de ciment.

On observe une nouvelle tendance qui consiste à permettre l'application d'exploitation continue (exemple : longue taille de charbon ou mine de potasse) à tous les types de terrains avec un pré-renforcement qui n'affectera pas la productivité des machines excavatrices avec l'utilisation des câbles en fibre de verre.

Mah et Pakalnis (1991) ont testé de tels câbles et trouvent que les câbles en fibres de verre pouvent remplacer adéquatement l'acier dans des systèmes régionaux de soutènement ; de plus les câbles en fibres de verre utilisés dans les mêmes conditions que les câbles d'acier de 7 torons et de 15,2 mm de diamètre présentent un lien plus fort avec le coulis de ciment. D'autres avantages des fibres de verre sont leur résistance à la corrosion ainsi que leur faible densité qui rend leur manipulation plus aisée mais en contre partie leur faible résistance au cisaillement, les problèmes de santé ainsi que leur effet dans le traitement du minerai peuvent empêcher leur utilisation d'une manière régulière dans l'industrie minière.

Résumons ce qui a été mentionné jusqu'à maintenant : le soutènement par câbles d'ancrage a débuté en Australie dans les chantiers dits tranches montantes remblayées. Par la suite leur utilisation s'est étendue aux chantiers dits chambres ouvertes. Le but recherché par l'utilisation

d'un soutènement par câbles d'ancrage est de stabiliser le massif rocheux tout en mobilisant les propriétés mécaniques de la roche lui permettant de se maintenir en place. Cet objectif est atteint lors de l'utilisation des câbles, grâce à leur plus grand rayon d'action et leur plus grande ductilité que les boulons traditionnels et leur mise en place passive.

Plusieurs auteurs ont testé divers types de câbles ainsi que différents types de coulis de ciment, mais actuellement un consensus existe au sein de l'industrie minière pour utiliser un câble monotoron à 7 brins d'acier de 15,2 mm de diamètre (voir tableau 2.1 et figure 2.4 pour les propriétés du câble) avec un coulis de ciment Portland d'un rapport eau/ciment situé entre 0,3 et 0,4. Plusieurs auteurs (Goris (1991), Benmokrane et al (1992), Hyell et al (1992)) s'accordent actuellement pour dire que la qualité du coulis de ciment est primordiale afin de mobiliser tout le potentiel de renforcement par câbles d'ancrage. Bawden et al, 1992, montrent bien grâce à la figure 2.5 les variations de la capacité d'un câble d'ancrage si certains paramètres varient. En effet les courbes représentent la capacité maximum de résistance à l'arrachement du câble et leurs positions sur la figure 2.5 sont fonction des propriétés du massif rocheux, du coulis de ciment et de l'état de contraintes.

Tableau 2.1 : Propriétés d'un câble d'ancrage monotoron à 7 brins ainsi que d'un coulis de ciment

Câble d'ancrage		Coulis de ciment rapport eau/ciment* =0,45 (Benmokrane et al (1992))	
Diamètre	15,2 mm	Résistance à la compression simple	52,6 MPa
Section d'acier	138,7 mm2	Résistance à la traction simple	3,8 MPa
Résistance à la traction simple	250 KN	Module d'élasticité	14,8 GPa
Résistance au cisaillement	210 KN	Coefficient de Poisson	0,14
Module d'élasticité tangentiel	198 GPa	* Après 28 jours de prise et un ciment Portland type 10	
Taux de déformation axiale à la rupture	4-5%		
Taux de déformation diamétrale à la rupture	0,02%		

La section d'acier représente la somme des sections des 7 brins sans les interstices

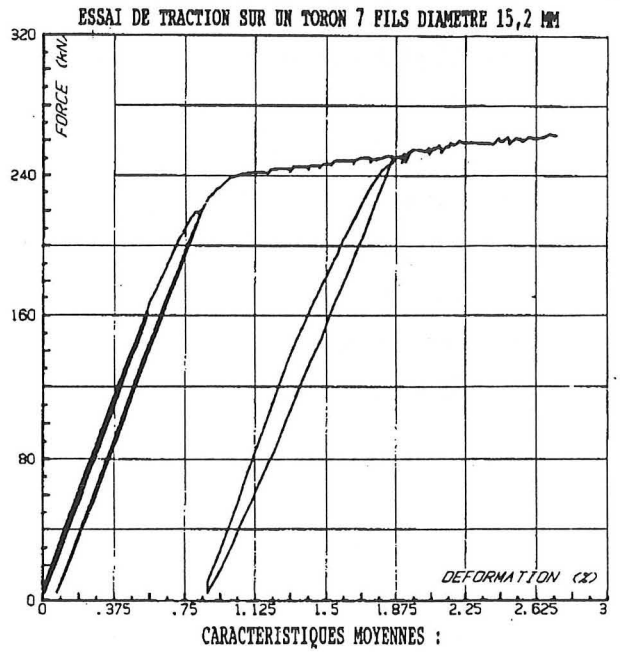


Figure 2.4 : Propriétés mécaniques des câbles
(tirée de Wojtkowiak, 1990) (La valeur de 270 kN correspond à cet essai précis)

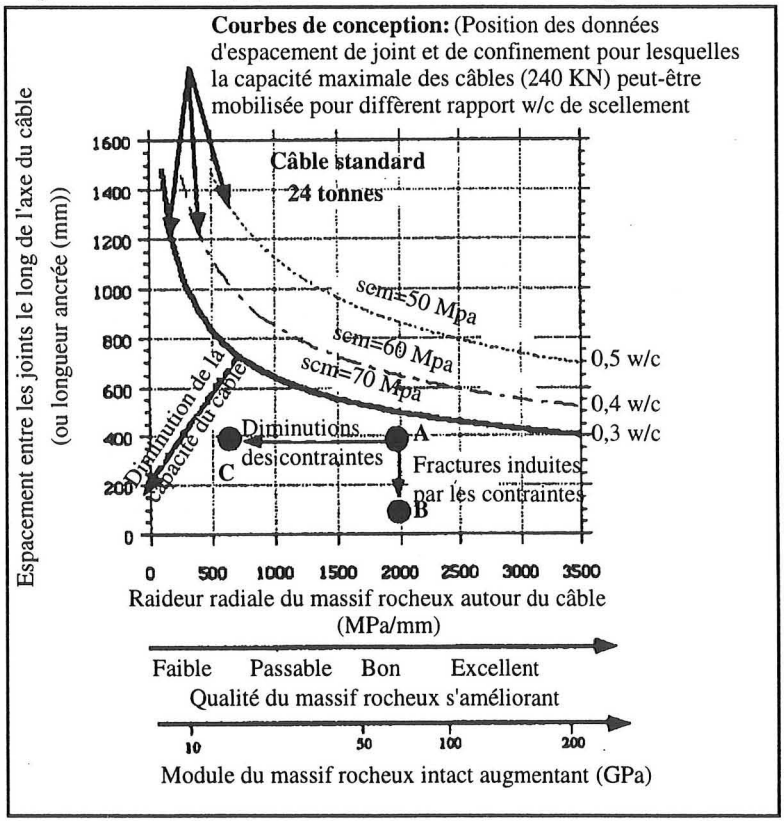


Figure 2.5 : Effet du massif rocheux et des variations de contraintes

sur la capacité maximale d'un câble (tirée de Bawden et al, 1992)

D'une manière générale la figure 2.5 peut s'expliquer par le fait que si les propriétés du massif et du coulis et l'état de contrainte sont favorables, la longueur ancrée nécessaire pour mobiliser la résistance à l'arrachement maximale du câble diminue (exemple : Le point A de la figure 2.5 correspond à une certaine valeur de résistance à l'arrachement d'un câble pour des conditions données. Si les contraintes autour du câble diminue le point A se déplace en C ce qui signifie que pour une même longueur ancrée la résistance à l'arrachement du câble diminue. Si de nouvelles fractures sont induites dans le massif ce qui diminue la longueur ancrée entre deux plans de discontinuité, le point A se déplace en B et la résistance à l'arrachement du câble diminue car la longueur ancrée a diminué également..

2.3.2 - Installations

Le plus grand avantage des câbles d'ancrages est leur grande flexibilité qui permet de les enrouler et ainsi de pouvoir installer de grande longueur dans le massif rocheux à partir d'une excavation de dimension limitée. Les premières méthodes d'installation, encore utilisées aujourd'hui, furent manuelles. Après le forage d'un trou de 51 mm de diamètre d'une longueur donnée (en général, une longueur maximum de 20 m est forée pour les trous montant à cause de la masse qui devient trop importante pour une manipulation manuelle de câbles de plus de 20 m), l'injection d'un coulis de ciment est effectuée. Cette injection se fait selon les trois méthodes suivantes :

1 - Le tube injecteur est attaché au câble, les extrémités du câble et du tube étant ensemble. Le tout est poussé jusqu'au fond du trou et le coulis de ciment est pompé et rempli le trou depuis le fond jusqu'à l'embouchure.

2 - Un tube d'évent est attaché au câble, le tout est poussé jusqu'au fond du trou. Le tube injecteur est installé à l'embouchure du trou, ce dernier est bouché. Le coulis est injecté jusqu'à ce qu'il ressorte du tube d'évent. Cette technique s'applique surtout au trou montant.

3 - Un tube injecteur est mis en place dans le fond du trou. Le trou est rempli de coulis en retirant progressivement le tube injecteur et ensuite le câble est installé.

La dernière façon de procéder permet une certaine mécanisation, surtout dans les exploitation par tranches montantes remblayées. Ce principe fut appliqué par Tamrock qui a mis au point une machine (Tamrock cabolt h695) qui permet la pose de câble d'une manière mécanique (Raisanen, 1986) (figure 2.6).

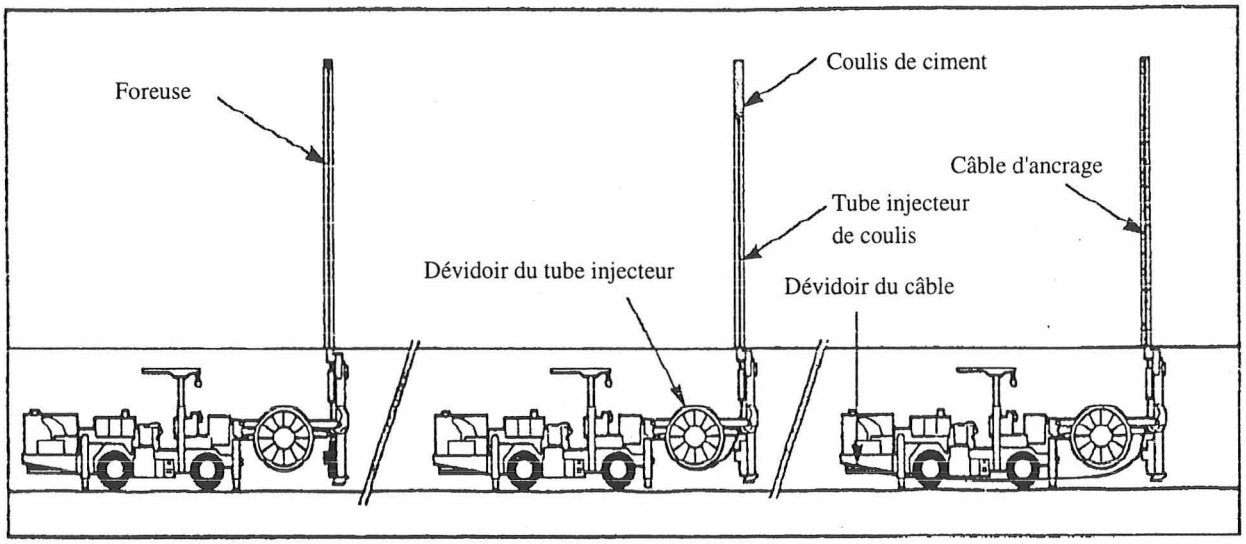


Figure 2.6 : Phase d'installation des câbles à l'aide d'une machine
(tirée de Räisänen, 1986)

2.4 - Comportement des câbles d'ancrage

Dans la section précédente nous avons passé en revue les matériaux utilisés, les propriétés mécaniques ainsi que le mode d'installation des câbles d'ancrage. Maintenant, attardons-nous à essayer de décrire le comportement des câbles dans un massif rocheux.

En premier lieu, nous allons étudier le comportement global des câbles dans un massif rocheux et le comportement à l'échelle unitaire (d'un câble).

En 1983, Jeremic et Delaire se sont attardés au mécanisme de rupture des câbles d'ancrage et ont déterminé quatre types possibles de rupture (fig. 2.7) :

a - Rupture du lien ciment roche
b - Rupture du lien ciment acier
c - Rupture du ciment
d - Rupture de la roche

A ces quatre ruptures il faut également ajouter une cinquième possibilité :

e - la rupture de l'acier proprement dite (figure 2.7).

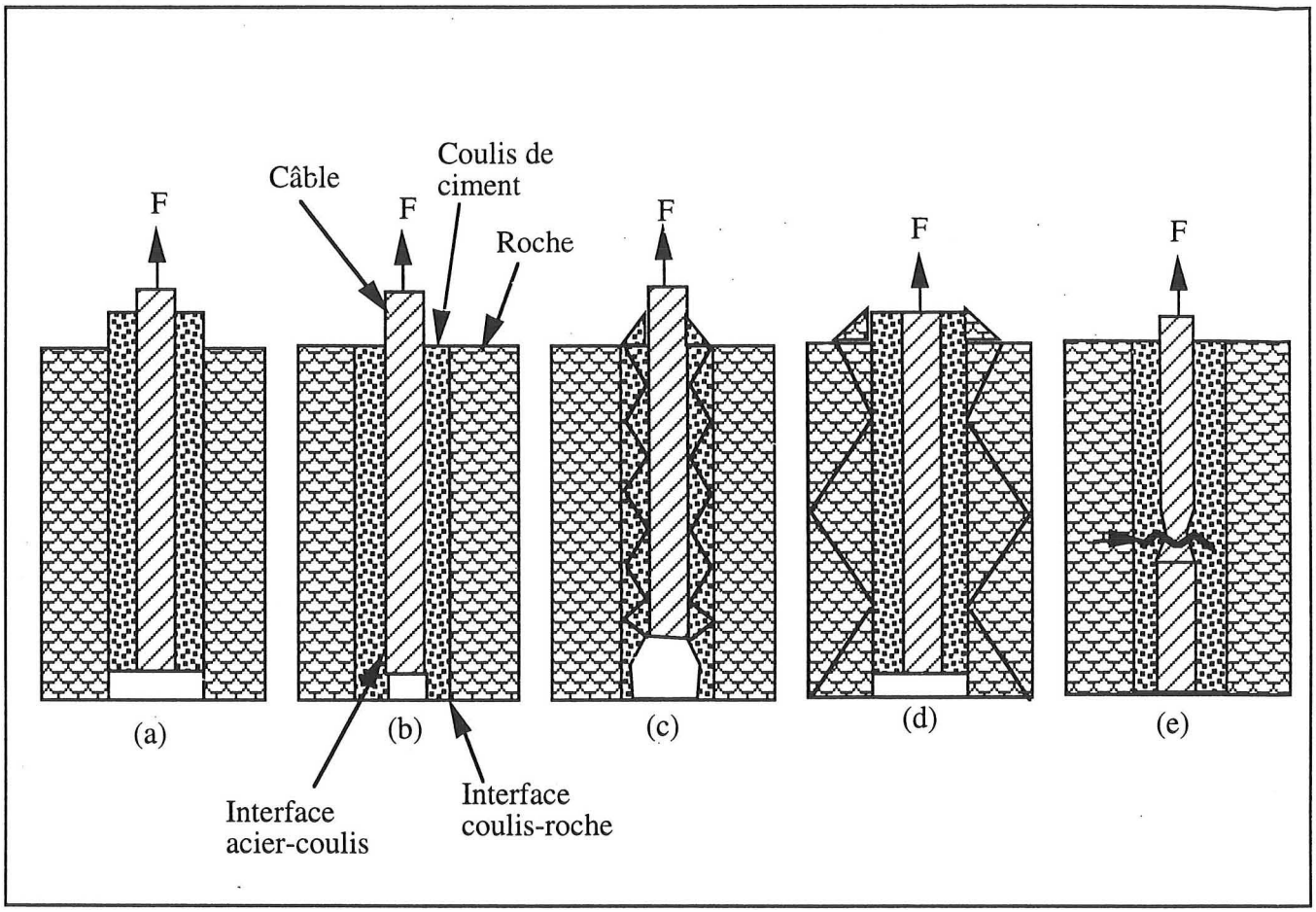


Figure 2.7 : Types de rupture d'un câble d'ancrage : a) rupture à l'interface roche-ciment, b) rupture à l'interface ciment-câble, c) rupture du ciment, d) rupture de la roche (tirée de Jeremic et Delaire, 1983) et e) rupture de l'acier

En 1987 Ballivy et al ont décrit les mêmes types de rupture pour des tirants à ancrage réparti et déjà en 1981 Ballivy et Dupuis ont trouvé que le mode de rupture, b, était plus fréquent pour les roches compétentes et que le mode de rupture, a, s'appliquait plutôt au roches incompétentes. Mais, il ressort de la littérature que les deux modes de rupture les plus souvent rencontrés sont les ruptures b et d. Ces ruptures dépendent principalement du type de ciment et de la longueur de ciment injecté dans le trou.

Benmokrane et al (1992) mentionnent que le transfert de charge entre le câble et la roche encaissante est possible à cause des forces de cohésion mobilisées simultanément entre le coulis et le câble et le coulis et le roc. Ces forces augmentent avec des rapports eau/ciment plus faibles. Les forces de liaisons entre le coulis et le câble dépendent principalement d'interaction chimique entre l'acier et le ciment et du frottement. Jeremic et Delaire (1983) montrent comment augmenter la résistance à l'arrachement des câbles en leur ajoutant des protubérances, ceci permet d'augmenter les forces de frottement entre le coulis et l'acier.

La majorité des conceptions d'un soutènement par câble prennent en compte la résistance à la rupture en traction simple de l'acier (Matthews et al 1983, Stillborg 1984), mais celle-ci n'aura lieu que si le coulis de ciment est de bonne qualité. Dans la majorité des cas, un glissement du câble dans la gaine de coulis, se produit pour un effort inférieur à la résistance à la rupture en traction simple du câble (cf mécanisme a à d de la figure 2.7) avant toute autre rupture.

Kaiser et al (1991 et 1992) tentent d'expliquer le deuxième mode de rupture par le concept de résistance à l'arrachement d'un câble d'ancrage. Ils expliquent que la résistance à l'arrachement d'un câble provient principalement du frottement entre le coulis et l'acier et dépend principalement de la pression radiale exercée à l'interface coulis de ciment et acier donc du confinement du scellement par le massif rocheux hôte. D'une manière physique, la pression sur le câble qui produit le frottement est créée par la résistance de la roche entourant le câble et par la dilatance induite dans le scellement par le déplacement radial des torons lors d'un déplacement axial du câble lorsque celui-ci s'extirpe du scellement à cause des mouvements du massif rocheux. Conséquemment, la résistance à l'arrachement est directement reliée à la pression de confinement à l'interface scellement-acier (figure 2.8). Kaiser et al (1991) mentionnent également que la variation de l'état de contrainte peut avoir une incidence très importante sur la résistance à l'arrachement d'un câble, car la résistance au frottement du câble dépend de la capacité de déformation de la roche et du scellement ainsi que de la résistance à la compression et à la tension du scellement. Donc pour un soutènement à ancrage réparti la résistance du système varie proportionnellement avec les variations des contraintes in-situ comme l'indique la figures 2.9a et 2.9b. La résistance du câble d'ancrage augmente avec un accroissement des contraintes perpendiculaires à l'axe du câble et vice versa. Ils concluent que la géométrie de l'excavation et l'orientation des câbles doivent être choisies de façon à avoir les conditions de variations de contraintes les plus favorables.

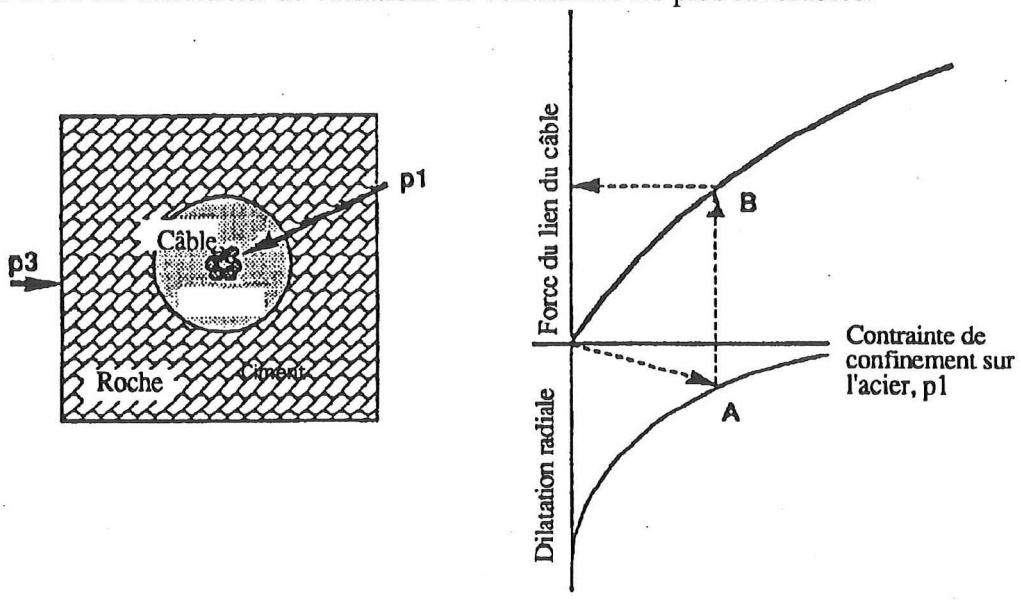


Figure 2.8 : Illustration schématique de la résistance à l'arrachement d'un câble (tirée de Kaiser et al, 1991)

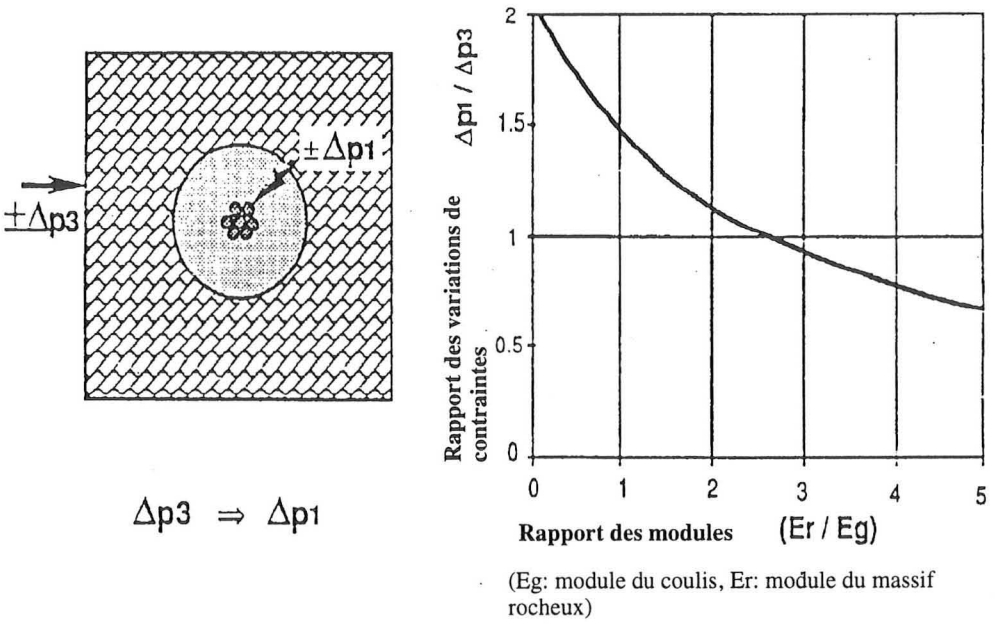


Figure 2.9a : Rapport des variations de contrainte en fonction du rapport des modules de la roche et du coulis de ciment (pour un trou de forage de 54 mm et un coefficient de Poisson du coulis et de la roche de 0,25) (tirée de Kaiser et al, 1991)

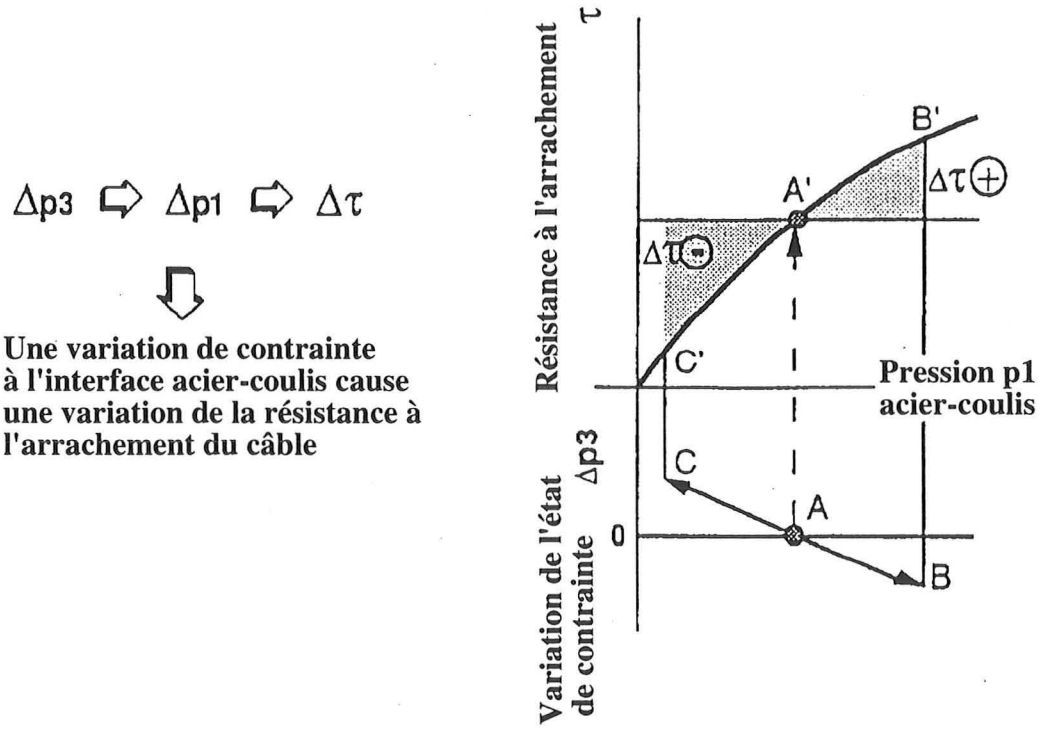


Figure 2.9b : Représentation schématique de l'effet de la variation de contrainte sur la résistance à l'arrachement du câble (tirée de Kaiser et al, 1991)

A partir des considérations générales énoncées précédemment, Yazici et Kaiser (1992) ont établi un modèle représentant la force de liaison d'un câble d'ancrage avec son scellement (BSM,

Bond Strength Model) à l'interface coulis-acier. Leur modèle a pour but de prédire la force de cohésion maximum à l'interface coulis-acier en fonction des propriétés mécaniques et élastiques du scellement et de la roche ainsi que de la géométrie des câbles et des trous de forage.

Le modèle comporte quatre composantes majeures comme l'illustre la figure 2.10 :

1 - Les déplacements axiaux du câble
2 - Les déplacements latéraux du câble
3 - La pression exercée à l'interface acier-coulis
4 - La force de cohésion

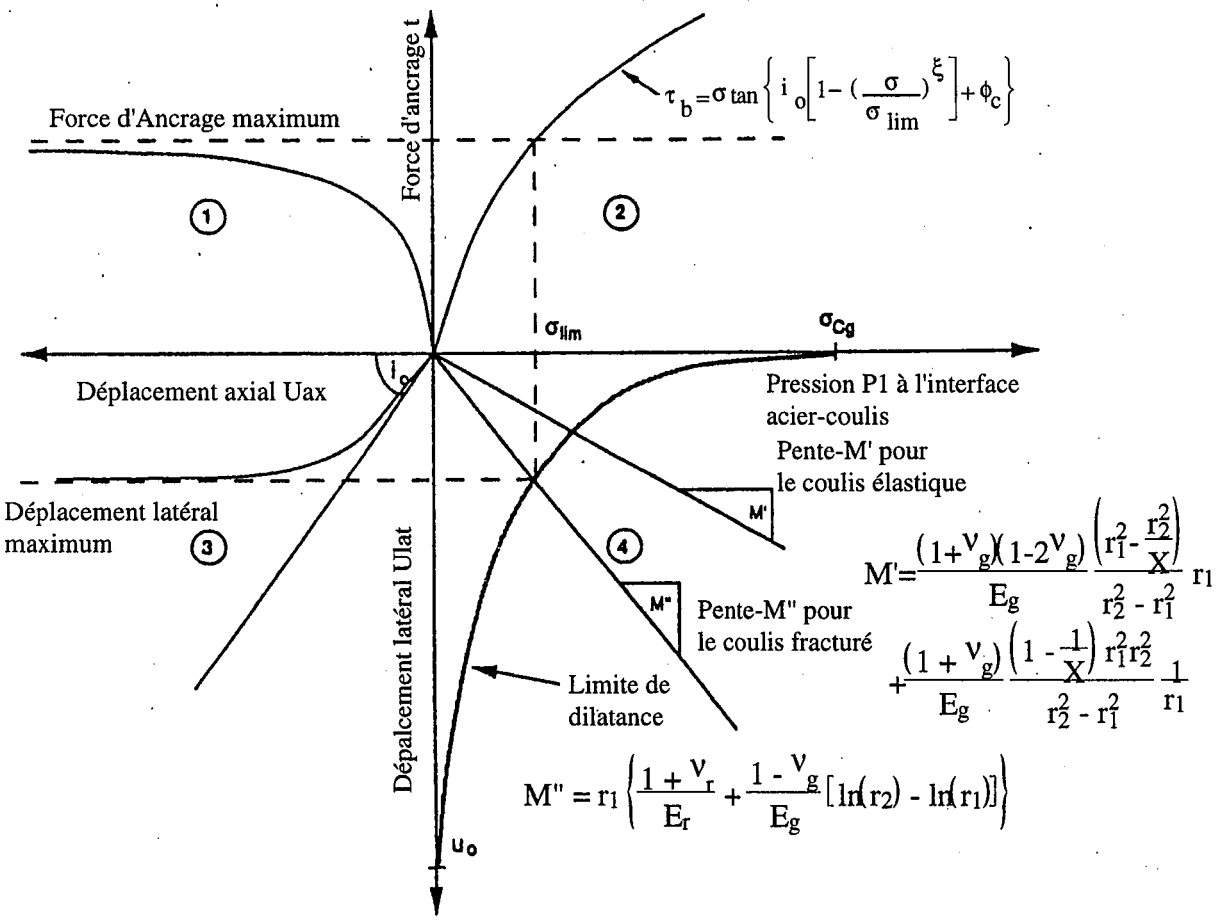


Figure 2.10 : Représentation schématique du modèle BSM
(tirée de Yazici et Kaiser, 1992)

La figure 2.10 montre de façon schématique les relations du modèle à partir des 4 quadrants :

Le quadrant 1 montre la variation de la force de cisaillement en fonction du déplacement axial, ceci représente, en général, un test d'arrachement avec une faible longueur ancrée.

Le quadrant 2 représente la relation entre la pression P_1 à l'interface coulis-acier et la résistance au cisaillement grâce à l'équation

$$\tau_b = \sigma_r \tan\left\{ i_0\left[1 - \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_{lim}}\right)^{\xi}\right] + \phi_c \right\} \quad (2.1)$$

ou τ_b est la résistance à l'arrachement et l'effort dans le coulis

σ_r est la pression radiale à l'interface coulis-acier

σ_{lim} est la résistance limitative correspondante à la résistance à la compression simple du coulis

ξ est un coefficient de réduction de l'angle de dilatance

ϕ_c est l'angle de frottement entre l'acier et le coulis de ciment

i_0 est l'angle de dilatance à l'interface acier-coulis donné par la géométrie de surface.

Le quadrant 3 montre la relation entre les déplacements axiaux et radiaux

$$U_{lat} = U_{ax} \tan i$$

ou U_{lat} est le déplacement latéral à l'interface coulis-acier

U_{ax} est le déplacement axial à l'interface coulis-acier et

i est l'angle de dilatance apparent.

Le quadrant 4 montre que la dilatance, traitée comme un déplacement latéral U_{lat}, agit vers l'extérieur sur la colonne de coulis et crée l'interface de pression P_1.

Dans le modèle BSM le coulis de ciment est initialement élastique et si la dilatance devient excessive le coulis devient partiellement fracturé avec un domaine élastique (propagation de fractures instables dans le coulis) pour éventuellement devenir complètement fracturé.

Kaiser et al (1992) font remarquer que l'effet de la variation des contraintes est plus important pour les roches incompétentes que pour les roches compétentes. Ceci implique que le scellement confiné par un massif rocheux incompétent ou perturbé sera plus susceptible de se fracturer que pour un massif rocheux compétent ce qui apportera une réduction des forces de liaison du câble d'ancrage. Donc la capacité du système de câbles d'ancrage diminue fortement si une propagation de fractures instables se produit dans le coulis, mais Yazici et Kaiser (1992) mentionnent que pour des rapports de module d'élasticité roche/coulis supérieur à 0,68 la résistance à l'arrachement du système est maintenue à cause de la rigidité du confinement qui empêche le développement de fractures instables.

Nous venons de voir le mécanisme d'interaction du massif rocheux et des câbles d'ancrage a l'échelle d'un câble. Si nous passons à une plus grande échelle pour essayer de comprendre le comportement d'un massif rocheux et de plusieurs câbles nous trouvons que plusieurs auteurs ont fait des descriptions qualitatives (Fuller 1981, Miller et Choquet 1988, Thibodeau 1991).

Avant de décrire le comportement des câbles, il faut définir le comportement du massif rocheux ainsi que le mode de rupture possible : chute de blocs indéformables dans un milieu

discontinu (Fuller 1981, Thibodeau 1991), rupture de strates selon la théorie de flexion des poutres (Miller et Choquet 1988), glissement plan ou dièdre le long d'un plan de discontinuité, etc...

Il semble que la principale fonction du soutènement par câbles dans le toit d'un chantier soit de renforcer et de stabiliser le massif rocheux immédiatement après un tir jusqu'à ce qu'un nouvel équilibre soit atteint (Fuller 1981). L'hypothèse d'un modèle de blocs indéformables appliquée au massif rocheux permet d'avancer que les câbles d'ancrage permettent la redistribution des contraintes de confinement et la stabilisation de blocs qui peuvent ainsi soutenir d'autres blocs jusqu'à ce qu'un nouvel état d'équilibre soit atteint (Thibodeau 1991).

Choquet et Miller (1991) mentionnent que le rôle du câble dans la stabilisation d'un toit stratifié est due à l'augmentation de la résistance au cisaillement des joints de stratification et/ou par la suspension des terrains . Dans le cas étudié par Choquet et Miller, la concentration de câbles à une extrémité du chantier empêche la chute d'une partie du toit et diminue la portée non soutenue. Cela donne une condition d'équilibre intermédiaire qui retarde la rupture du toit.

Il est généralement admis que le rôle principal des câbles d'ancrage est de renforcer le massif rocheux (ou d'armer le roc), contrairement au support qui applique une force réactive à la surface du massif. Ceci se vérifie surtout dans les massifs fracturés où les câbles servent à augmenter la résistance au cisaillement et la dilatance des discontinuités (Windsor, 1992). La figure 2.11 montre six déplacements possibles à l'intersection d'un câble et d'un joint et le chargement sur le câble qui en résulte. Ceci peut entraîner des mouvements complexes mettant en jeu des chargements axiaux, tangentiels, de torsion et de flexion du câble. A ce jour, les mouvements axiaux des câbles ont été les plus étudiés et les résultats obtenus sont utilisés dans la conception de schémas de câbles d'ancrage, même si le cisaillement joue un rôle aussi, sinon, plus important d'un point de vue pratique (Windsor, 1992).

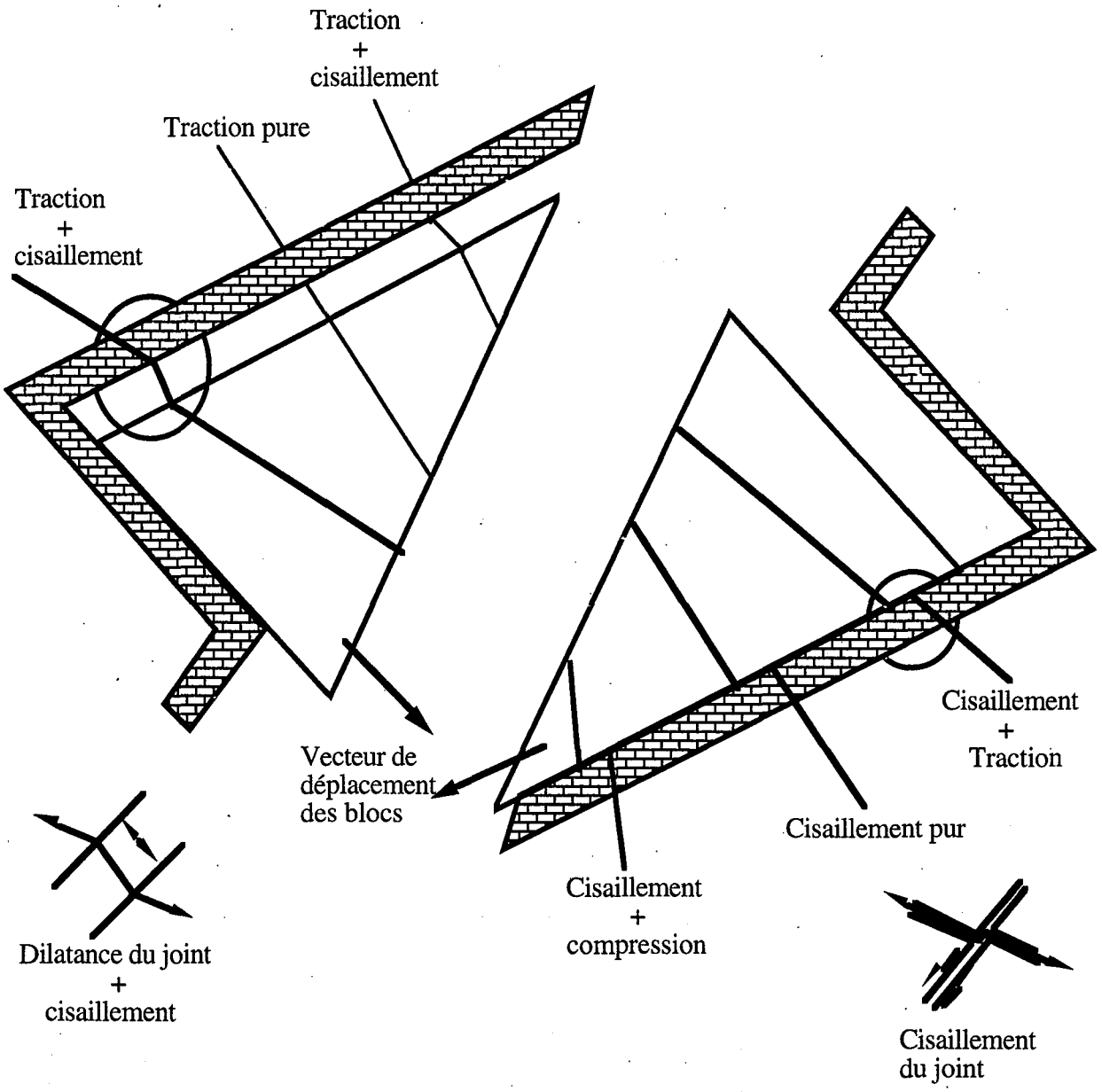


Figure 2.11 : Représentation schématique des modes de chargement d'un renforcement le long d'une discontinuité (tirée de Windsor, 1992)

2.5 - Instrumentation

Dans l'industrie minière, présentement, il y a peu d'instruments de mesure qui permettent de mesurer les tensions et/ou les déformations des câbles. Néanmoins, quelques instruments sont disponibles et ont prouvé leur efficacité.

Le plus connu et le plus utilisé présentement au Canada et en France est la jauge de mesure de tension "Tensmeg-70" mise au point par Choquet et Miller (1987) a l'université Laval. Le principe de fonctionnement de cette jauge est basé sur la variation de la résistance d'un fil de nickel-chrome de 70 cm de long enroulé entre les fils du câble lors du chargement de ce dernier. Cette jauge, à l'heure actuelle, ne mesure que des déformations axiales et ne peut pas mesurer de cisaillement.

Des tests sont actuellement en cours pour trouver une façon de mesurer également le cisaillement. Windsor et Worotnicki (1986) ainsi que Goris (1991) font mention de l'utilisation de jauges similaires.

Windsor et Worotnicki (1986) présentent une cellule de mesure de déformation qui est un capteur de précision fait de deux doubles jauges de déformation et de deux ressorts de châssis placés entre deux barillets et des coins d'ajustement qui sont montés sur le toron. Cet appareil peut, selon Windsor et Worotnicki, mesurer la tension avant, pendant et après la limite élastique avec un champ qui dépend de la compression initiale du ressort.

Il semble que pour toute campagne de mesure sur des câbles, il ne suffit pas d'installer des jauges sur les câbles, il faut également installer des extensomètres à proximité des câbles auscultés, ainsi que des jauges de mesure de variation du champ de contraintes du massif rocheux. Ceci permet d'obtenir une meilleure compréhension du comportement global du massif rocheux armé en fonction du comportement des câbles d'ancrages (Hutchinson et Falmagne, 1991, Goris et ad, 1991, Windsor et Worotnicki, 1986, Miller et Choquet, 1988).

2.6 - Concept pour déterminer un schéma de câbles d'ancrage

Les câbles d'ancrage sont utilisés depuis une vingtaine d'année dans l'industrie minière et jusqu'à ce jour il n'y pas de méthode de calcul éprouvée permettant de trouver le schéma de câbles d'ancrage idéal pour une situation donnée. Pour déterminer un système de câbles d'ancrage, Windsor (1992) mentionne que les conceptions issues du sens commun, de philosophie et des produits disponibles ont été responsables de l'avancement des techniques de câbles d'ancrage, plutôt que les conceptions basées sur des calculs d'ingénieur. Plusieurs éléments clés de la conception de schémas de câble dépendent encore aujourd'hui des matériaux et de l'équipement disponibles, de la logistique, des coûts et de l'expérience acquise. Toujours selon Windsor (1992), ces éléments clefs sont :

1) Les composantes du système de câbles d'ancrage
2) Le schéma de câbles d'ancrage
3) L'installation
4) Le pré ou post renforcement
5) La mise en tension antérieure ou postérieure à l'injection du coulis de ciment.

Il y a quatre méthodes possibles (Windsor, 1992) pour choisir et/ou évaluer une procédure pour la conception d'un système de câbles d'ancrage :

1) Les méthodes empiriques
2) Les méthodes analytiques
3) Les simulations expérimentales
4) Les simulations numériques

Les méthodes 1 et 2 sont utiles pour choisir une conception initiale tandis que les méthodes 3 et 4 sont plus appropriées pour vérifier le bien fondé de la conception et du schéma (Windsor, 1992).

L'objectif de cette section est de survoler les différentes méthodes employées à ce jour, d'en peser le pour et le contre pour éventuellement choisir une méthode qui après modification, suite à des études in-situ, permettra de choisir adéquatement un schéma de câbles d'ancrage.

Lors des premières tentatives d'utilisation, on procédait beaucoup par tâtonnement, quand le schéma choisi fonctionnait comme l'indique Cassidy (1983), on le conservait et on le réajustait au besoin. Souvent pour établir un schéma de câbles d'ancrage une hypothèse sustentatrice était utilisée. Cette dernière présente deux approches possibles :

1 - La détermination du nombre de câbles nécessaires pour soutenir un volume de roche donné.

2 - La détermination d'un schéma carré pour des câbles parallèles.

La première approche se représente par l'équation suivante :

$$N_b = \frac{W}{T_{tl}} * F_s \qquad (2.2)$$ où

N_b est le nombre de câbles
W est le poids de roche à soutenir
F_S est le coefficient de sécurité choisi et
T_{tl} est la résistance à la traction simple du câble.

Pour la deuxième approche Cassidy (1983) présente l'équation suivante sans expliquer comment il l'obtient :

$$S = \left[\frac{N_b \times T_{tl} \times v}{H \times F_S \times (\mathrm{SIN}\alpha_h)^3} \right]^{\frac{1}{2}} \qquad (2.3)$$ où

S est l'espacement entre les câbles

N_b est le nombre de câbles par trou

T_{tl} est la résistance à la traction d'un câble (tonnes)

v est le volume spécifique du massif rocheux (m^3/tonnes)

α_h est l'angle que fait le câble sur l'horizontale

F_S est le coefficient de sécurité

H est l'épaisseur maximum soutenue du massif rocheux.

Dans le cas no 1, il faut pouvoir déterminer le volume de roche qui a besoin d'être soutenu. Jeremic (1987) décrit plusieurs façons d'évaluer ce volume en fonction du comportement du massif rocheux. Pour un massif rocheux isotrope, il préconise le calcul d'une arche elliptique (théorie de la cloche d'éboulement) ou d'une arche non-elliptique pour tenir compte de l'effet de la structure géologique (des plans d'anisotropie). Finalement pour un milieu discontinu, avec le glissement plan d'un bloc , il propose l'équation suivante en supposant que la cohésion du joint est nulle :

$$N_b = \frac{F_S[W(SIN\psi - \mu COS\psi)]}{T_{tl}(COS\theta_i + \mu SIN\theta_i)} \qquad (2.4)$$ où

N_b est le nombre de câbles

W est le poids du bloc

ψ est l'angle du plan de discontinuité avec l'horizontal

θ_i est l'angle que fait le câble avec le plan de discontinuité

μ est le coefficient de frottement (tangente de l'angle de frottement de la discontinuité)

c est la cohésion du plan de discontinuité. Ici c=0.

T_{tl} est la résistance à la traction simple du câble

F_S est le coefficient de sécurité.

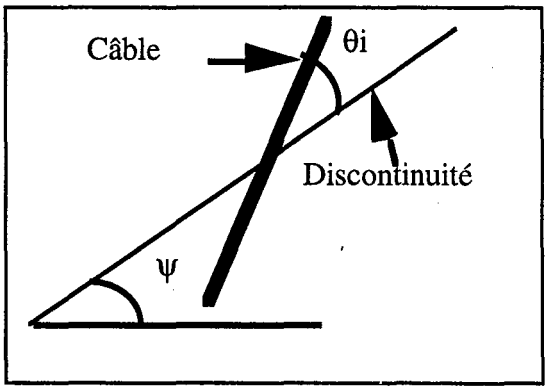


Figure 2.12 : Représentation de ψ et de θ_i

Stheeman (1982) propose également l'hypothèse sustentatrice et conclut que la détermination de la masse de roche qui doit être supportée est l'étape la plus critique de la conception d'un schéma de câbles d'ancrage. A partir de cela on peut conclure qu'il est très important de

comprendre et de connaître le mécanisme de rupture du massif rocheux dans lequel on veut installer des câbles d'ancrage. Cela amène à énumérer les grands principes à utiliser pour la conception des schémas de câbles d'ancrage déjà énoncés par plusieurs auteurs (Fuller, 1983,Stillborg, 1984, Potvin et al, 1989, Kaiser et al, 1991, Daws, 1991, Thibodeau, 1991) tels que :

- l'acquisition de données sur les caractéristiques géomécaniques des principales familles de discontinuité du massif rocheux.

- Définir les blocs ou les tailles de blocs potentiellement dangereux.

- Déterminer les contraintes in situ ainsi que leurs variations à la suite de l'extraction du minerai.

- Réaliser des tests d'arrachement de câbles in situ.

- Déterminer l'interaction entre le massif rocheux et le soutènement.

- Prendre en compte l'utilisation et la durée de vie de l'excavation.

La tendance actuelle est de faire en sorte que le système de soutènement permette au massif rocheux de s'auto-supporter en mobilisant les propriétés mécaniques de la roche et/ou des discontinuités. En d'autres termes, le chargement d'un système d'ancrage réparti et passif ainsi que la pression du soutènement appliquée au massif rocheux dépendent de la réponse du massif rocheux à l'excavation , des caractéristiques mécaniques du soutènement et de l'instant de son installation (figure 2.13) (Stimpson, 1991).

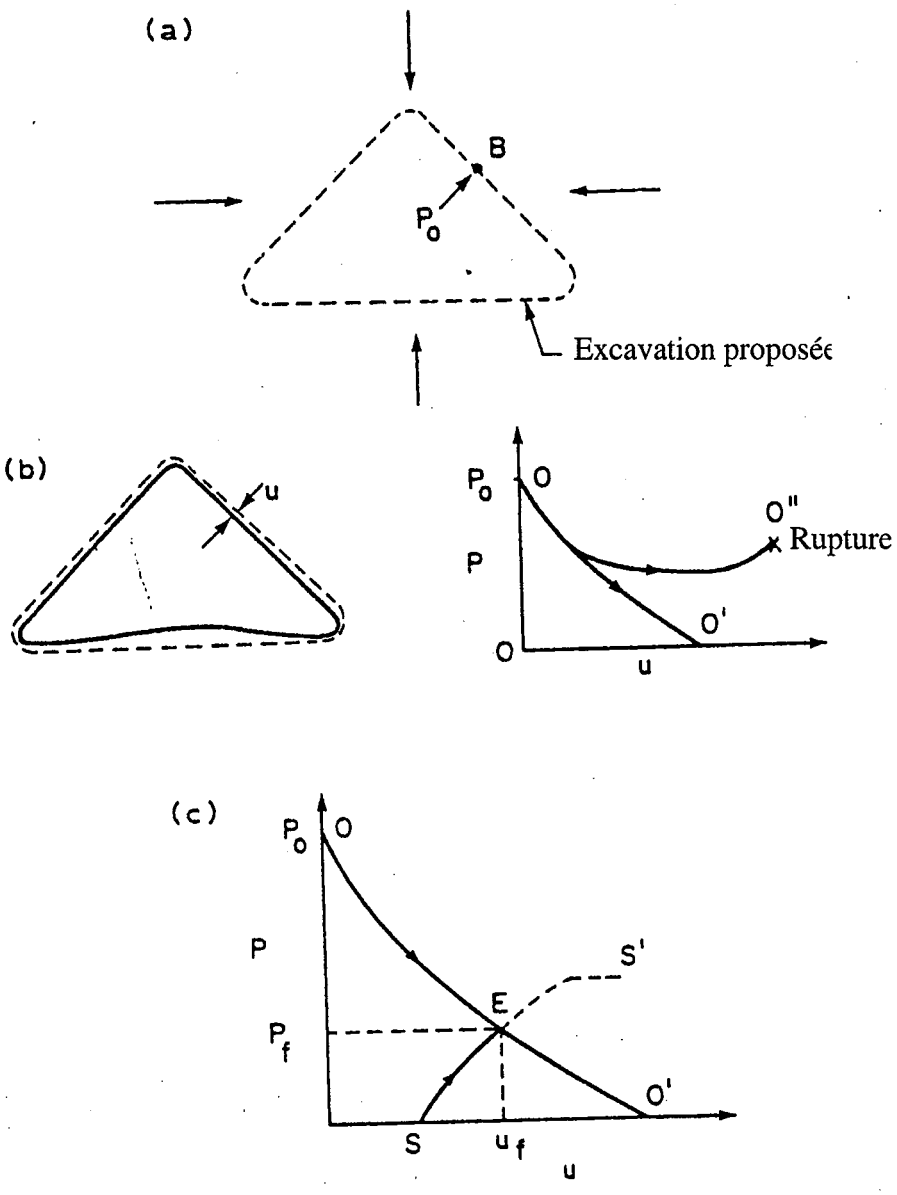


Figure 2.13 : Courbes de convergence des terrains et de réaction du soutènement : a) Contrainte normale, p_O, au point B avant l'excavation; b) courbes de convergence des terrains pour les cas stables et instables; c) courbe de réaction du soutènement et point d'équilibre avec la courbe de convergence des terrains; (tirée de Stimpson, 1991) (méthode convergence-confinement de Panet, 1979 et de Panet al, 1982.)

Jusqu'à présent, à l'exception des équations précédentes nous n'avons vu que des règles générales qui nous permettent d'avoir une idée du soutènement nécessaire mais qui ne nous donnent aucune valeur précise sur le nombre de câbles, leur espacement etc.

Certains auteurs, en assimilant le massif rocheux à un milieu discontinu composé de blocs indéformables se déplaçant le long des différents plans de discontinuité, ont essayé de déterminer la contribution des câbles à la résistance des plans de discontinuité. Ces calculs s'appliquent généralement aux piliers barrières et verticaux où les mouvements de blocs sont surtout associés au glissement plan ou dièdre, contrairement au toit d'une excavation ou la chute libre est probablement le phénomène le plus courant. Le principe des modèles proposés par Fuller (1979) et Rosengren (1987) s'appuie sur le fait que le renforcement doit contrôler le mouvement des joints. Fuller (1979) a utilisé ce concept en démontrant comment les câbles contrôlent le déplacement normal et tangentiel des discontinuités.

Fuller énonce :

$$\Delta\tau = \frac{T_t}{A_J}\left(\mathrm{COS}(\theta_i - \delta) + \mathrm{SIN}(\theta_i - \delta)\,\mathrm{TAN}\phi_j\right) \quad (2.5)$$ et également

$$\Delta\sigma = \frac{T_t}{A_J}\mathrm{SIN}(\theta_i + \delta') \quad (2.6)$$ où

$\Delta\sigma$ est la contribution d'un câble à la résistance opposée à l'ouverture de la discontinuité

$\Delta\tau$ est la contribution du câble à la résistance au cisaillement de la discontinuité

A_J est la surface de discontinuité influencée par chaque câble

θ_i est l'angle que fait le câble par rapport à la discontinuité

δ est l'angle de déviation du câble causé par le déplacement tangentiel de la discontinuité

ϕ_j est l'angle de frottement de la discontinuité

δ' est l'angle de déviation du câble causé par l'ouverture de la discontinuité

T_τ est la tension dans le câble.

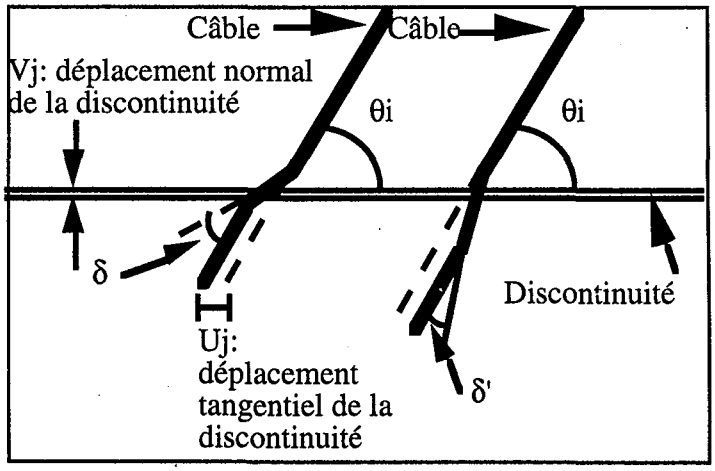


Figure 2.14 : Représentation de δ, δ' et θ_i (Fuller, 1978)

Il est à noter que Fuller considère ϕ_j comme étant nul s'il y a ouverture de la discontinuité. Alors, la contribution du câble à la résistance au cisaillement se résume à :

$$\Delta\tau = \frac{T_t}{A_J}\mathrm{COS}(\theta_j - \delta) \quad (2.7)$$

Rosengren en 1987 nous présente le même concept avec l'équation suivante :

$$F = T_t\left[\mathrm{COS}(\theta_i + \delta)\,\mathrm{TAN}(\phi_j + i_j) + \mathrm{SIN}(\theta_i + \delta)\right] \quad (2.8) \quad \text{où}$$

- F est la contribution d'un câble à la résistance au cisaillement de la discontinuité
- T_t est la tension dans le câble
- θ_i est l'angle que fait le câble avec la discontinuité
- δ est l'angle de déviation du câble causé par le déplacement de la discontinuité
- i_j est l'angle de dilatance de la discontinuité
- ϕ_j est l'angle de frottement de la discontinuité.

Pour obtenir la contribution à la résistance au cisaillement, il faut appliquer le principe de Larsson et Olafsson (1983) où F est divisée par l'aire de la discontinuité influencée par un câble et ainsi nous obtenons la notion de cohésion supplémentaire due à l'armature qui s'ajoute à la cohésion naturelle de la discontinuité.

Les méthodes mentionnées plus haut peuvent être appliquées indifféremment au toit et au mur d'une excavation donnée.

Pour le dimensionnement du câbles d'ancrage d'un pilier coupé par un plan de discontinuité majeure, Ucar (1989) propose plusieurs équations qui dépendent du critère de rupture choisi. Nous rapporterons, ici, seulement deux équations, celle qui utilise le critère de Mohr-Coulomb et celle qui utilise la solution de la limite supérieure.

1- Critère de Mohr-Coulomb

Ucar (1989) a déterminé l'équation suivante à partir des travaux de Horino et al (1971) qui recommandent d'installer l'ancrage perpendiculairement au plan de discontinuité pour en augmenter la résistance au cisaillement. Des travaux ultérieurs (Spang et Egger, 1990 entre autres), montrent que l'ancrage apporte un maximum de résistance au cisaillement s'il est installé avec un angle incliné de 30° à 45° sur le discontinuité). Il en découle que nous avons seulement besoin du nombre de câble, de la résistance à la traction et au cisaillement du câble et de la surface effective d'acier rapportée à la surface du plan de discontinuité. Ucar fait l'hypothèse que la rupture du pilier

le long du plan de discontinuité se produit quand la valeur de la contrainte de cisaillement agissant sur le plan de discontinuité est égale à la somme de la cohésion dans la massif rocheux et de la résistance au glissement par frottement.

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma_p} = \left[\frac{2C + 2N_b\left(\frac{A_a}{A_j}\right)\left(\sigma_{cl} + \sigma_{tl}\,TAN\phi_j + \sigma'_3\{SIN\,2\psi + TAN\,\phi_j(1 - SIN\,2\psi)\}\right)}{2C + \sigma_3[SIN\,2\psi + TAN\phi_j(1 - SIN\,2\psi)]} \right] \quad (2.9)$$

où
- ϕ_j est l'angle de frottement de la discontinuité
- C est la cohésion de la discontinuité
- A_a est la section d'acier
- A_j est la surface de la discontinuité sur laquelle agit le câble
- N_b est le nombre de câble
- σ_{cl} est la limite de résistance au cisaillement du câble
- σ_{tl} est la limite de résistance à la traction du câble
- ψ est l'angle que fait le plan de discontinuité avec l'horizontal
- σ_3 est la contrainte horizontale mineure initiale
- σ_3' est la contrainte horizontale mineure après installation des câbles, ceci correspond à la traction dans le câble divisé par la surface du pilier sur laquelle le câble agit.
- σ_p est la résistance à la compression simple du pilier non armé
- σ_p' est la résistance à la compression simple du pilier armé

Ucar (1989) après avoir comparé trois façons d'installer les câbles, parallèlement à la contrainte verticale majeure, parallèlement à la contrainte horizontale mineure et perpendiculairement au plan de discontinuité, montre que le cas le plus favorable est l'installation des câbles parallèlement à la contrainte mineure (il suppose que le pilier n'est pas confiné) et il obtient les équations suivantes en posant que $F_S = \frac{\sigma'_p}{\sigma_p}$ où F_S est le coefficient de sécurité

$$F_s = 1 + \frac{N_b}{2\sin\psi}\left(\frac{A_a}{A_j}\right)\left(\frac{\sigma_{tl}}{C}\right)\left(\sin\,2\psi + TAN\phi_j(1 - \cos\,2\psi)\right) \quad (2.10)$$

où $N_b\left[\frac{A_a}{A_j \sin\,\psi}\right]\sigma_{tl}$ correspond à la contrainte induite par les câbles (σ_a).

Le coefficient de sécurité décrit ci-dessus ne nous semble pas être très approprié car il est défini par le rapport des résistances à la compression simple du pilier armé et non armé. Nous pensons que le coefficient de sécurité serait plus approprié en faisant le rapport de la résistance à la compression simple du pilier armé sur la charge verticale obtenue après excavation.

2 - Solution de la limite supérieure (Ucar, 1989)

Cette solution fait l'hypothèse que la roche se brisera si, quelque soit le mécanisme de rupture, tout le travail produit par les charges appliquées surpasse le taux interne de dissipation d'énergie et ceci se résume par l'équation suivante :

$$N_b = \left\{ \frac{A_{hp}\left[\sigma_v \sin\left(\psi - \phi_j\right)\cos\ \psi - C\cos\varphi_j\right]}{A_a \sigma_e \cos\left(\psi - \phi_j - \Delta\right)} \right\} \quad (2.11) \quad \text{où}$$

- ϕ_j est l'angle de frottement de la discontinuité
- C est la cohésion de la discontinuité
- A_a est la section d'acier
- A_{hp} est la surface horizontale du pilier
- N_b est le nombre de câble
- ψ est l'angle que fait le plan de discontinuité avec l'horizontale
- σ_v est la contrainte verticale
- σ_e est limite élastique du câble

$\Delta = \left(\psi - \phi_j\right)$

Nous allons maintenant présenter une approche empirique mise au point par Potvin, Hudyma et Miller (1989).

La méthode de Potvin et al (1989), qui est une modification de la méthode proposée par Matthews (1980), est totalement empirique et se base sur l'étude de 66 mines canadiennes exploitées par chantiers ouverts qui utilisent des câbles d'ancrage pour le pré-renforcement des toits et des parements des chantiers. Cette méthode n'a pas encore été utilisée de façon régulière ou validée pour la conception de schéma de câbles d'ancrage, à la connaissance de l'auteur.

Potvin et al mentionnent qu'il faut choisir la rigidité du soutènement en fonction de la rigidité du massif rocheux. Par exemple, un soutènement trop rigide empêche la déformation du massif rocheux, et peut subir un chargement très important qui peut causer la rupture du soutènement. Par contre, un soutènement trop souple peut ne fournir aucune aide à la stabilisation du massif rocheux. Cette rigidité dépend de la densité des câbles, de leur longueur et de la résistance du lien coulis/acier et coulis/rocher.

Potvin et al affirment que la densité de câbles est fonction de la fréquence des discontinuités donc que la densité de câbles d'ancrage peut-être déterminée à partir du ratio de dimensions des blocs RQD/jn (où RQD est 'Rock Quality Designation' (Deere, 1968) et jn est 'joint set number' de

Barton et al (1974)) et du rayon hydraulique des surfaces de chantiers (figure 2.15). Le rayon hydraulique s'obtient en divisant la surface exposée du chantier par son périmètre.

A partir des données recueillies auprès de 66 mines canadiennes, ils ont établi la figure qui donne un champ de densité de câbles d'ancrage pour un rapport (RQD/jn)/rayon hydraulique donné. Ils utilisent la même approche pour déterminer la longueur de câbles à utiliser en rapportant les résultats des 66 mines sur un graphique longueur de câbles versus rayon hydraulique (figure 2.16). Finalement, Potvin et al. avancent que l'orientation des câbles doit être fonction du mode de rupture éventuelle du massif rocheux (exemple : chute de blocs, glissement etc.).

Potvin et Milne (1992) ont continué à travailler sur leur méthode grâce à l'étude de 38 nouveaux cas demines et ils ont fait les commentaires suivants sur les limites de la méthode :

1- La méthode s'applique seulement dans les cas où la surface libre est complètement couverte par le schéma de câbles d'ancrage.

2- Elle ne permet pas de tenir compte de variations locales de la géologie (telle qu'intrusion de matériel moins compétent, que zone d'altération localisée etc.) et des variations dans la distribution des failles et des joints ou de la présence de zones de cisaillement.

3 - La méthode ne s'applique pas non plus si le contrôle de la qualité du coulis de ciment n'est pas rigoureusement respecté.

Pour mieux comprendre la figure 2.15 prenons un exemple de chantier dont la valeur (RQD/Jn)/Rayon hydraulique est de 2. Dans ce cas, comme reporté sur la figure 2.15, la densité de câbles simples doit être comprise entre 0,1 câble/m^2 et 0,365 câble/m^2. Une valeur moyenne de 0,275 câble/m^2 a été observée dans les chantiers étudiés.

2.7 - Conclusion

Les diverses méthodes disponibles pour obtenir une densité de câble d'ancrage seront appliquées au cas de la mine de Sotiel afin de comparer les résultats obtenus avec la densité actuellement utilisée.

D'autre part, il est ressorti de ce chapitre que le comportement en traction des câbles d'ancrage est assez bien compris étant donné le grand nombre d'essais d'arrachement effectués, par contre le comportement des câbles d'ancrage en cisaillement reste un peu plus obscur est devrait être incorporé dans un modèle.

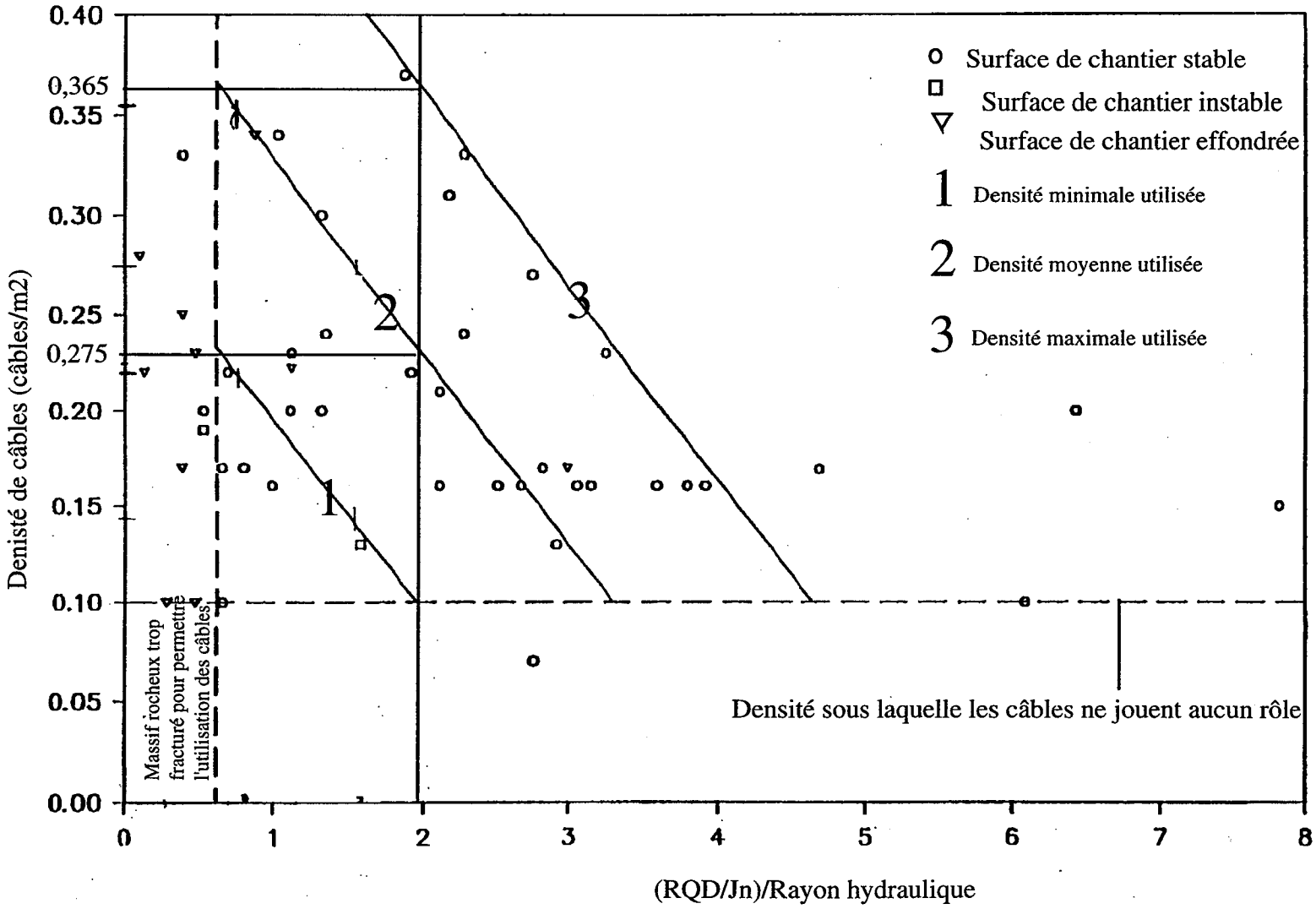


Figure 2.15: Abaques pour déterminer la densité de câbles
(tirée de Potvin et al., 1989)

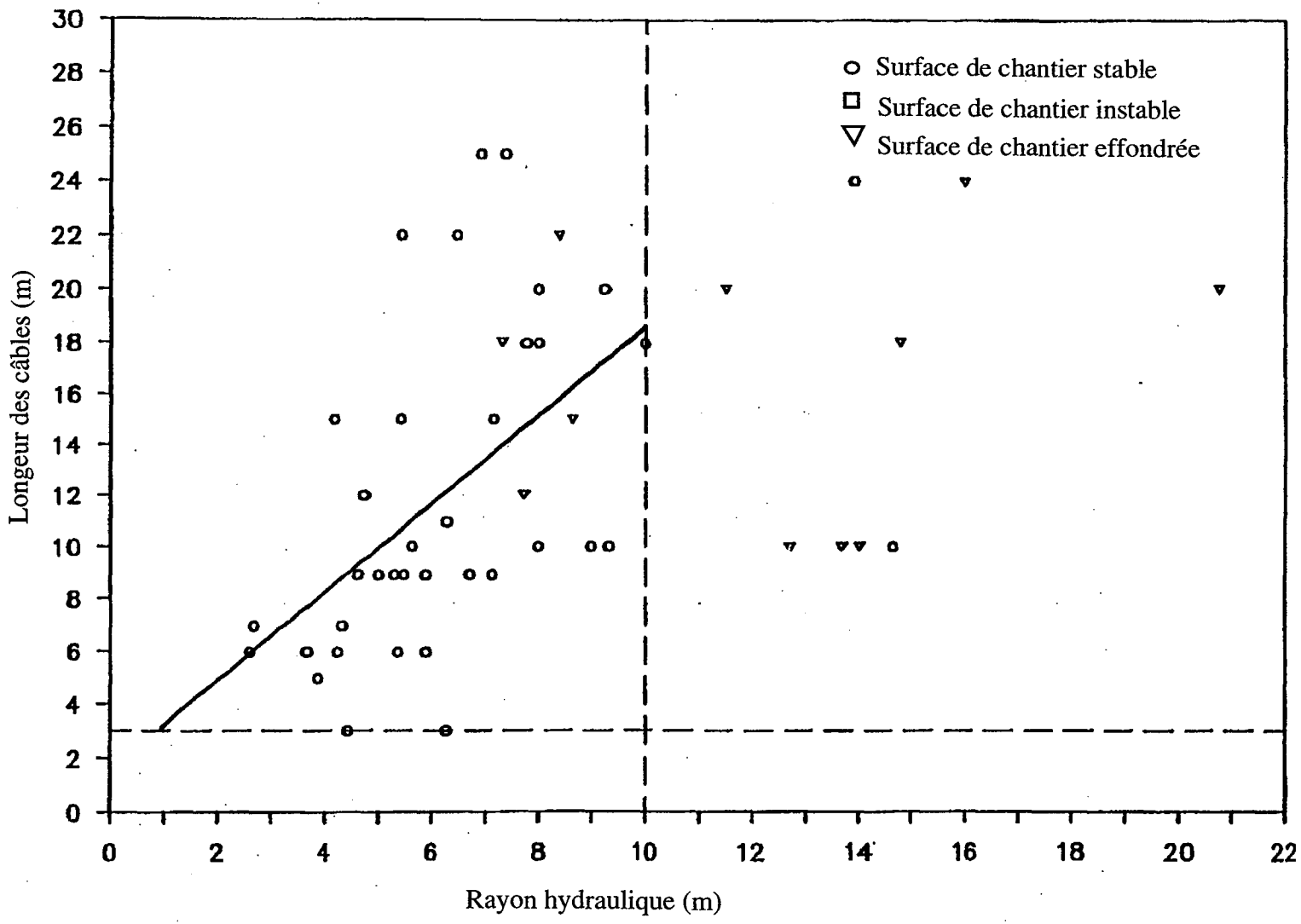


Figure 2.16: Abaques pour déterminer la longeur des câbles
(tirée de Potvin et al., 1989)

Chapitre 3

3 - Description des sites étudiés

Deux sites expérimentaux distincts ont servi à recueillir les données nécessaires pour élaborer et vérifier les modèles proposés en fonction des propriétés et du comportement du massif rocheux ainsi qu'en fonction du comportement des câbles d'ancrage.

Les deux sites choisis sont la mine de Brusada en Italie et la mine de Sotiel en Espagne. Les sections suivantes s'attarderont à décrire les sites ainsi que les études expérimentales et les mesures d'auscultation entreprises dans ces mines.

3.1 - La mine de Sotiel

3.1.1 - Description

La mine Sotiel, appartenant à la société Minas de Almagrera S. A., est située en Andalousie à une cinquantaine de km au NNE de la ville de Huelva qui elle-même se trouve à une centaine de km à l'Ouest de Séville (figure 3.1).

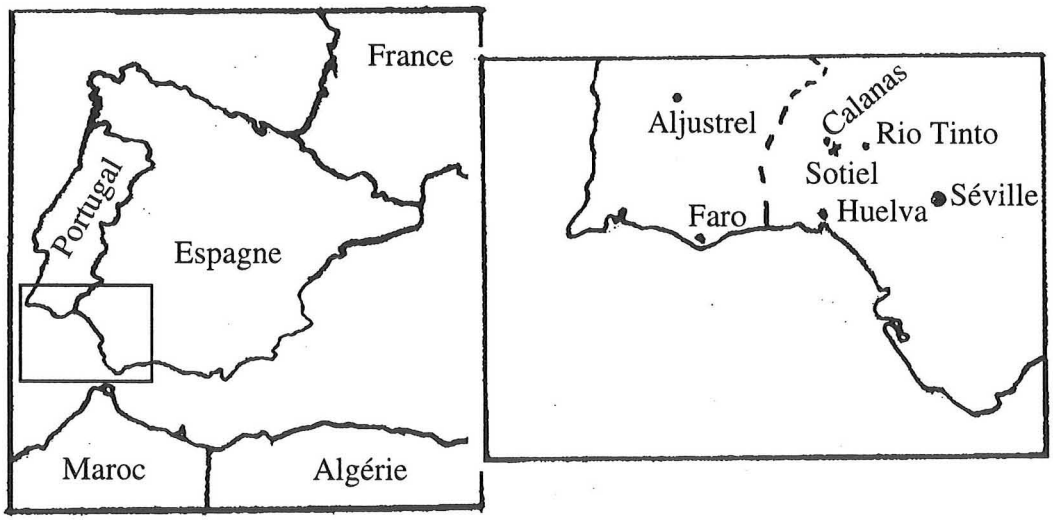


Figure 3.1 : Localisation de la mine de Sotiel
(tirée de Morales, 1986)

Le gisement fait partie de la ceinture pyritique de la péninsule ibérique. Six cent mille tonnes de minerai par an sont extraites avec des teneurs moyennes de 0,66% de cuivre, de 1,6% de plomb, de 4,2% de zinc et de 42% de soufre. L'exploitation s'effectue selon la méthode mécanisée tranches montantes remblayées (mechanized cut & fill).

3.1.2 - Conditions géotechniques et d'exploitation

Le gisement est constitué d'une bande pyritique de 60 m d'épaisseur en moyenne qui pend à 45° vers le Nord (figure 3.2). La bande pyritique, compétente (σ_c=140 MPa), est limitée au toit et au mur par un schiste. Au mur, après quelques mètres un tuf volcanique particulièrement compétent succède au schiste. Le tableau 3.1 résume les propriétés du minerai et des roches hôtes.

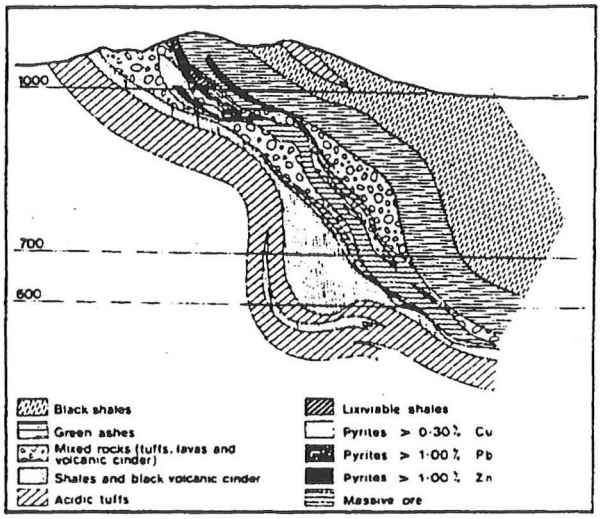


Figure 3.2 : Coupe géologique du gisement
(tirée de Morales, 1986)

Tableau 3.1 : Principales caractéristiques physiques et mécaniques du minerai et des formations du toit et du mur

Type de roche	Masse volumique g/cm3	Résistance à la compression simple (MPa)	Résitance à la traction simple(MPa)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Angle de frottement interne (°)	Cohésion (MPa)	RMR
Cinérite	2,89	113,7	15,5	11 868	0,24-0,32	38,7	2,003	53
Schistes du toit	3,20	85,86	15,5	10 592	0,23-0,28	39,2	1,337	51
Pyrite molle	4,67	103,09	11,9	19 952	0,11	43,6	2,669	62
Pyrite intermédiaire	4,67	168,05	11,9	28 183	0,16	50,2	5,138	68
Pyrite dure	4.67	278,67	11,9	31 622	0,29	55,3	8,212	70
Schistes noirs du mur	2,72	67,75	11,8	9 440	0,21-0,24	33,2	1,076	49
Tufs volcaniques	2,94	139,69	20,9	---	0,28	---	---	---

La structure du gisement est constituée par trois familles de joints. En général, une des familles présente un pendage subvertical dont la direction est perpendiculaire à la direction des deux autres familles qui ont des pendages opposés de l'ordre de 30° à 50° environ. Cette situation est particulièrement favorable à la formation de blocs instables excessivement dangereux dans le type de méthode d'exploitation utilisée par Sotiel (figure 3.3). Le gisement de la mine de Sotiel a fait l'objet d'une caractérisation géomécanique du point de vue de la roche intacte ainsi que du point de vue des familles de joints. Les principaux résultats sont rapportés dans les tableaux 3.1, 3.2 et 3.3. Le tableau 3.4 énumère les valeurs des contraintes initiales mesurées à l'aide de cellules du type 'door-stopper', mais avec seulement 5 points de mesure testés.

Tableau 3.2 Caractéristiques géométriques des familles de joints de la mine de Sotiel

Famille de joint	Orientation des familles	Pendage	Coef. de Fisher	JRC	IR	Remplissage		Persistence (m)	Espacement		Eau	Altération
						mm	type		Moyen	Distribution		
S0	N-130-E	55N	13	4	36	1-2	Carb Ox Abi	>8	0,85	lognormal E=2,34 α =0,017	Sec	Légère
S3	N-125-E	50S	39	6-8	36	2-3	Carb Ox Abi	4-8	1,0	Exponentiel λ=1,0	Sec	Légère
S4	N-40-E	90	24	6	42	1	Carb Ox Abi	>8	0,78	Exponentiel λ=1,2	Sec	Très légère
S5	N-140-E	90	9	8-10	40	10	Carb Abi	4-8	1,79	Normal	Sec	Légère

Ici E est la moyenne et α est l'écart-type de la loi lognormale et IR est l'indice de résistance obtenue à partir du scléromètre de Schmidt.

Tableau 3.3 Angles de frottement mesurés sur différents joints de la mine de Sotiel

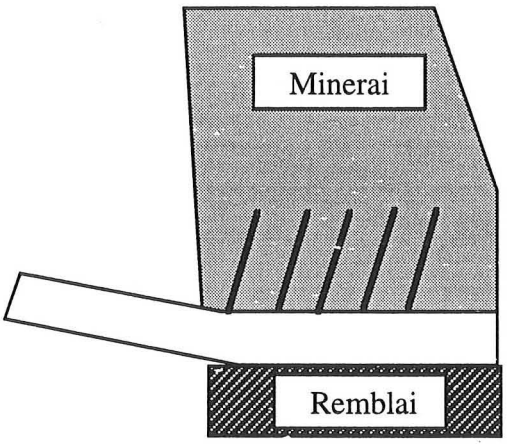
Type de Joints	Angle de frottement	
	pic	résiduel
Sans remplissage	45 50 55	23 29 35
Rempli de carbonate	33 36 40	26
Schiste	33	28

La cohésion déterminée sur les discontinuités est d'environ 0,2 MPa. Cette valeur a été obtenue à partir d'une régression linéaire sur des résultats d'essais de cisaillement direct en laboratoire. Cette valeur semble un peu élevée. C'est pourquoi une cohésion de 0,02 MPa a été également utilisée.

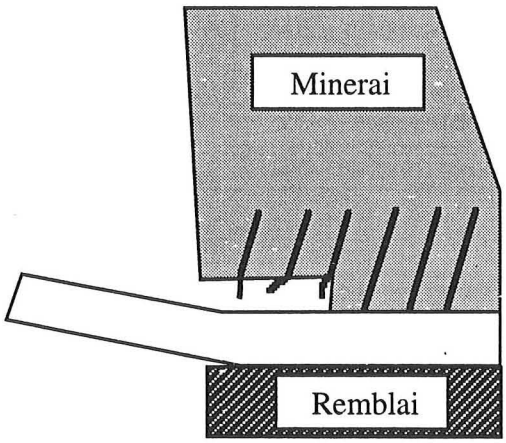
Tableau 3.4 : Principaux résultats des mesures de contraintes naturelles à Sotiel (d'après Alvarez, 1988)

Sondage	Niveau	Profondeur sous le terrain naturel (m)	Contrainte horizontale majeure $\sigma 1$ (MPa)	Contrainte verticale $\sigma 2$ (MPa)	$\sigma 1/\sigma 2$
S-1-H-1	700	350	29	10	2,9
S-2-H-1	700	350	34	10	3,4
M-137-2	640	410	15	12	1,2

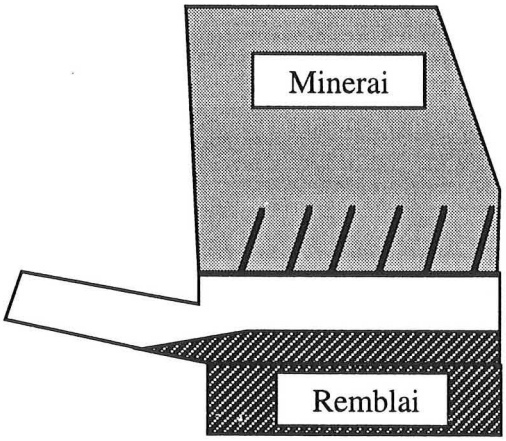
Le minerai est exploité par tranches de 4 m d'épaisseur dans des chambres de plusieurs dizaines de mètres carrés (figure 3.4). Les chambres sont séparées par des piliers barrières (rib pillar) et les niveaux sont séparés par des piliers de couronne (crown pillar). Dans les chambres, quand la largeur du minerai devient trop importante, des post-piliers de 5 m par 8 m, espacés de 11 m sont abandonnés dans le remblai.



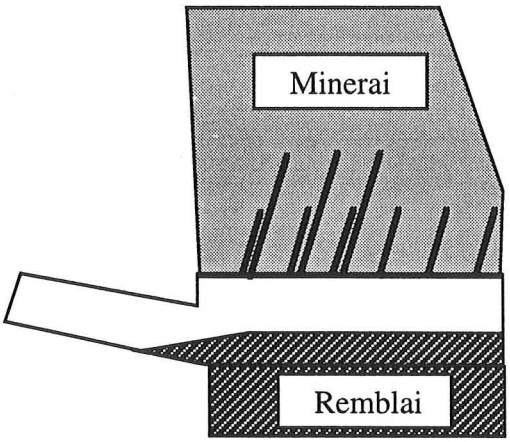
1- Mise en place des câbles



2- Tir et abattage d'une tranche de 4 m d'épaisseur



3- Remblayage



4- Mise en place de nouveaux câbles après l'abattage de trois tranches

Figure 3.3 : Séquence d'exploitation (tirée de Morales, 1986)

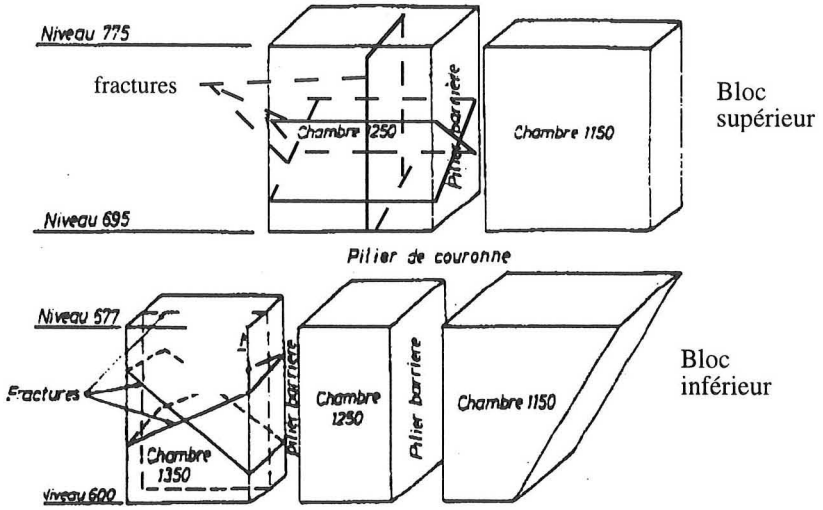


Figure 3.4 : Schéma d'exploitation (tirée de Morales, 1986)

3.1.3 - Soutènement

Pour éviter la chute de blocs, la direction de la mine a décidé d'utiliser systématiquement des câbles d'ancrage pour soutenir le toit des chantiers d'abattage.

Les câbles d'une longueur de 20 m sont installés, tout les six mètres carrés selon le schéma de la figure 3.5. Le type de câble et le processus d'installation utilisés à Sotiel sont identiques à ce qu'on retrouve dans l'ensemble de l'industrie minière. Deux câbles (à 7 brins) de 15,2 mm de diamètre chacun sont scellés dans un trou de 51 mm de diamètre grâce à un coulis de ciment (mélange ciment Portland standard et eau dans un rapport de 3 pour 1 en poids). Une nouvelle série de câble est installée selon le même schéma après l'exploitation de trois tranches successives.

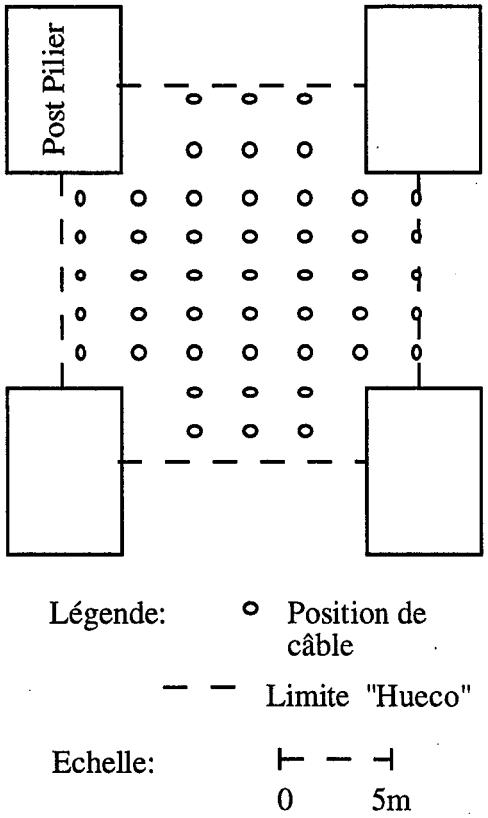


Figure 3.5 : Schéma de boulonnage par câble
(vue en plan)

La capacité portante attendue pour chaque paire de câbles est de 500 kN (250 à 270 kN par câble simple). La densité de câble s'établit selon l'hypothèse sustentatrice, c'est-à-dire qu'une paire de câbles peut maintenir en suspension une masse fixe de roche, ici 50 tonnes. Au point de vue économique et de la sécurité cette façon de faire est insatisfaisante car souvent elle sous-évalue ou surévalue le soutènement nécessaire aux conditions rencontrées in situ.

3.2 - Mine de Brusada

3.2.1 - Situation géographique et géologique

La société Unitalc exploite dans la mine de Brusada un gisement de talc situé en Italie du Nord, dans la chaîne centrale des Alpes, dans la vallée de Valmalenco (près de Sondrio, à environ 80 km au N.-E. de Come ou environ 150 km à vol d'oiseau au N.-E. de Milan) figure 3.6.

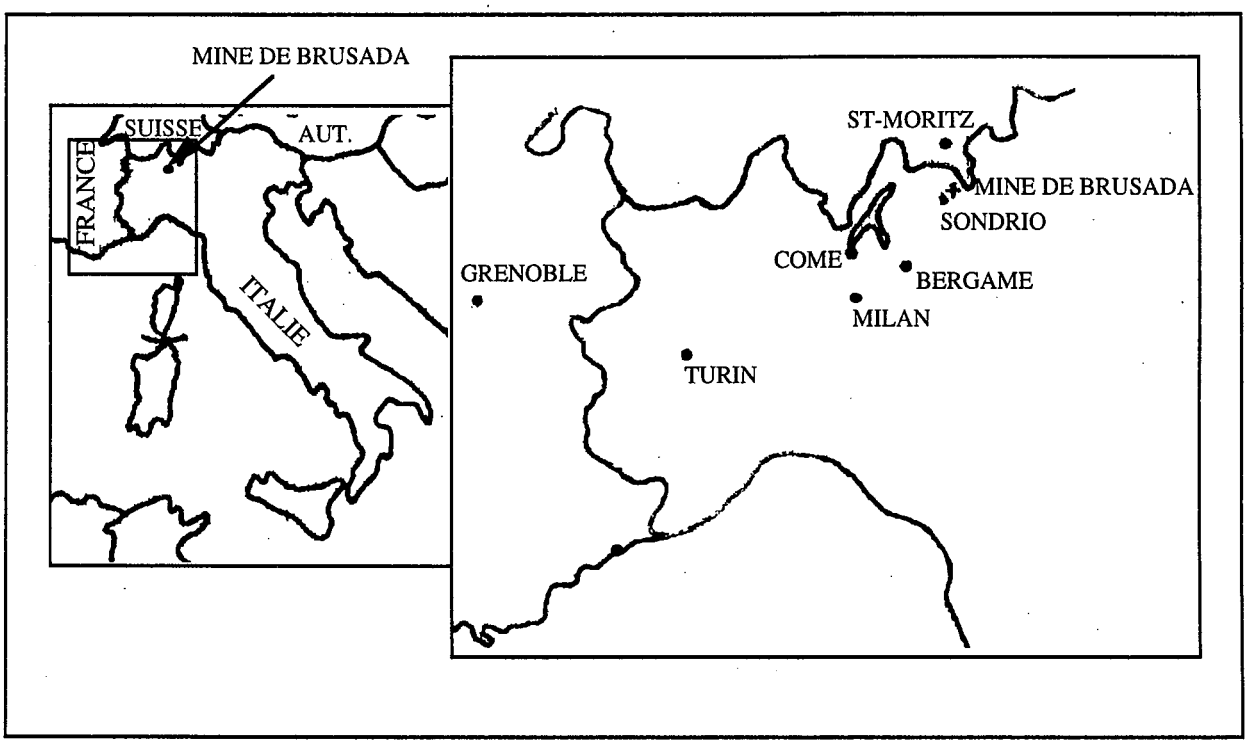


Figure 3.6 : Situation géographique de la mine de Brusada

D'un point de vue géologique, le gisement est localisé dans les masses de serpentine les plus internes des Alpes Centrales, correspondant aux masses de péridotites qui se sont accumulées sur le fond marin de Tethys et ont été transformées en serpentines pendant l'orogenèse de la chaîne alpine orientale. Elles chevauchent les unités penniques, situées dans la fenêtre de Lanzada et composées de micaschistes, gneiss albitiques, marbres dolomitiques et de formations volcano-sédimentaires interstratifiées dans les marbres.

Les serpentines sont composées d'antigorite et de vestiges de minéraux des ophiolites. Tous les gisements de talc exploités actuellement dans cette région sont des veines encaissées dans les serpentines correspondant à des minéralisations de failles de très grande extension pour certaines (plus d'un kilomètre de longueur et plusieurs centaines de mètres de hauteur) avec une épaisseur variant de 3-4 m à 50 m.

Le gisement de talc de Brusada-Largone a été exploré sur 600 mètres de longueur d'Ouest en Est. L'épaisseur du gisement est là aussi extrêmement variable : de 3 à 4 m à une valeur maximale de 40-45 m dans la partie centrale où l'exploitation et les travaux miniers sont actuellement menés. Le gisement est grossièrement orienté N70°E et a un pendage de 70° vers le Nord. Le gisement est coupé en son centre par une faille majeure "la Taglio della Gomma" qui est plus ou moins parallèle au mur donc une orientation N70°E avec un pendage de 70° vers le Nord..

La minéralisation est généralement homogène et compacte, mais il subsiste localement dans le gisement des lambeaux de serpentine non transformés en talc. Le gisement est affecté par des discontinuités de direction parallèle aux épontes de la veine et de nombreuses fractures d'orientation variable.

3.2.2 - Méthode d'exploitation

La méthode d'exploitation a été choisie en fonction des principaux critères suivants (Pelizza et al., 1989) :

- Obtention des conditions de sécurité optimales vis-à-vis des risques encourus par le personnel et le matériel minier.

- Interférence minimale entre les excavations souterraines et la surface.

- Taux de récupération maximal du gisement au moindre coût.

La méthode adoptée n'est généralement pas pratiquée dans les exploitations souterraines de talc puisqu'il s'agit d'une méthode d'abattage par longs trous verticaux forés à partir d'un niveau de tête (figure 3.7). Les premières chambres les plus profondes ont été remblayées à l'aide des stériles provenant des travaux d'infrastructure dans la serpentine. Mais, les futures chambres resteront vraisemblablement vides pour une période maximale de trois ans. Après ces trois années de nouveaux travaux d'infrastructure seront entrepris fournissant des stériles pour le remblayage d'où l'idée de renforcer les piliers avec des câbles d'ancrage afin de maintenir la stabilité de l'ouvrage jusqu'à ce que le remblai soit à nouveau disponible.

La préparation des chambres d'exploitation commence par le creusement d'une galerie de base (niveau 0) de 9 à 10 m^2 de section et d'une galerie de tête de 25 à 30 m^2 de section. Dans le talc, la couronne de ces galeries est soutenue soit par des boulons à ancrage réparti scellés à la résine ou au coulis de ciment de 2 m à 2,4 m de long soit par des boulons de type swellex de 3,6 m.

La géométrie actuelle de l'exploitation dans un plan vertical est schématiquement représentée sur la figure 3.8. On remarquera la géométrie des chambres situées entre les niveaux 1 et 2 dont la hauteur passe de 21m à 31m, galerie de tête comprise, comparativement aux chambres situées entre les niveaux 0 et 1.

La production annuelle est d'environ 30.000 tonnes. Les réserves sont estimées à approximativement 2 millions de tonnes. La mine emploie actuellement 11 personnes.

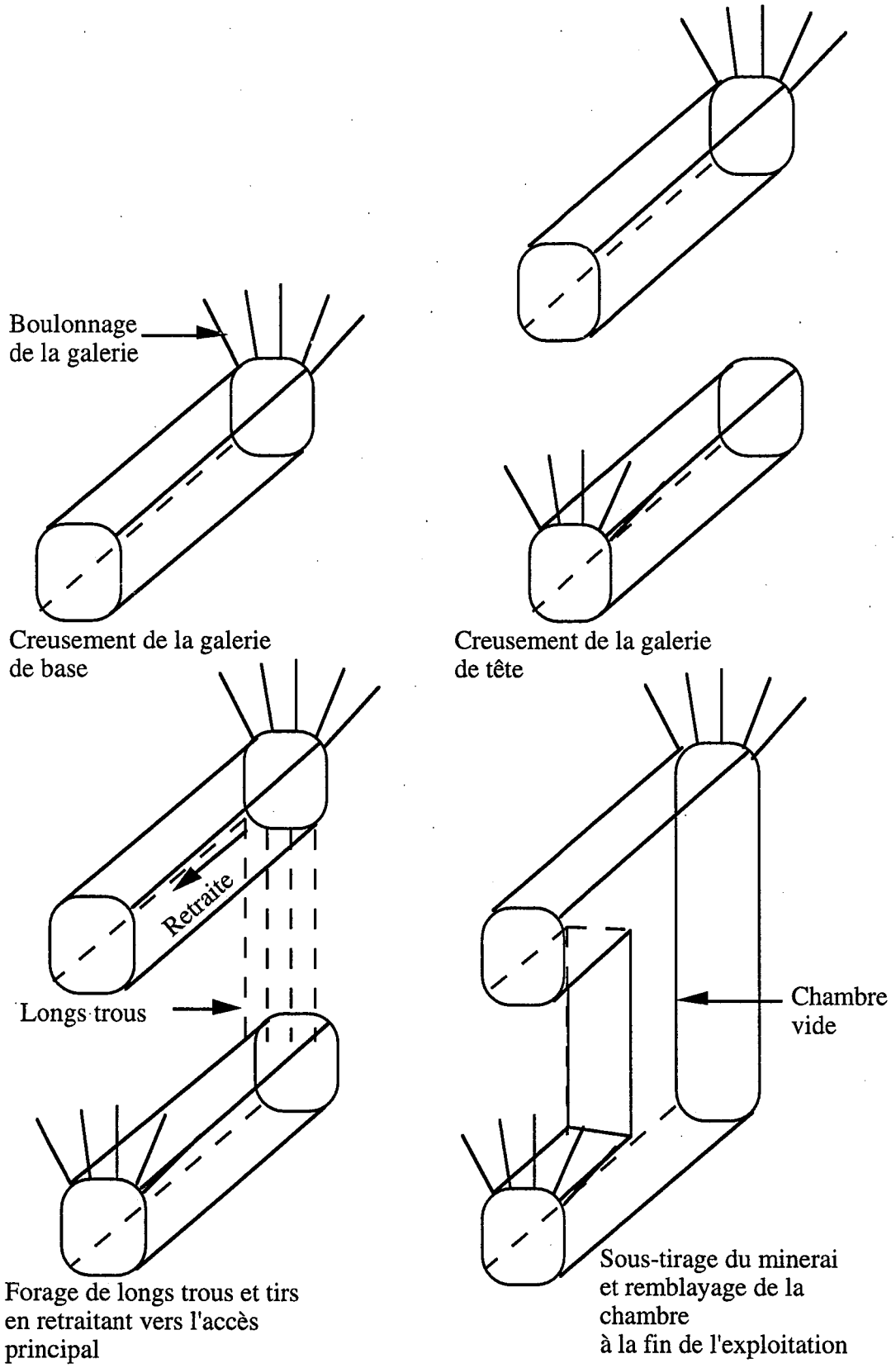


Figure 3.7 : Représentation schématique de la méthode d'exploitation de la mine de Brusada (Italie du Nord)

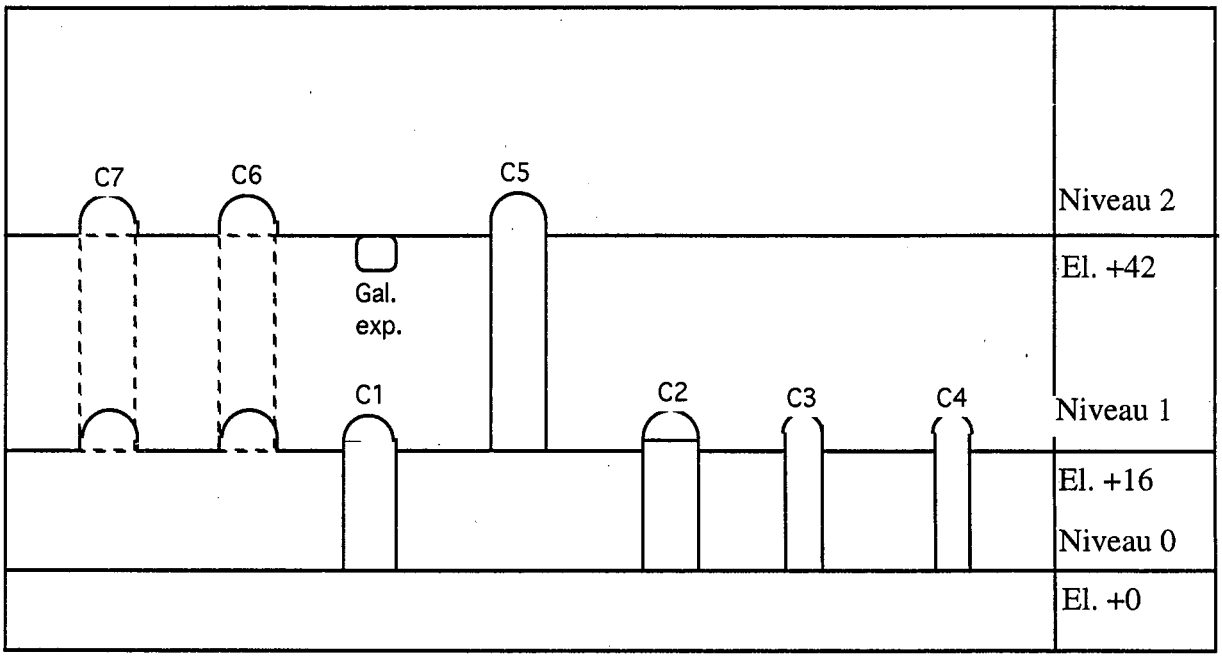


Figure 3.8 : Coupe verticale parallèle aux épontes montrant
un plan schématique de l'exploitation actuelle

3.2.3 - Caractéristiques géomécaniques du talc exploité

Ces caractéristiques ont été mesurées en laboratoire dans le cadre des études réalisées par Politecnico di Torino pour le compte de Unitalc. De l'ensemble des caractéristiques mesurées, nous retiendrons les suivantes :

- Poids volumique (γ) de 27,2 à 28,1 kN/m^3
- Résistance à la compression simple comprise entre 28,6 et 31,4 MPa
- Résistance à la traction indirecte (essai brésilien) comprise entre 2,2 et 4,0 MPa
- Module de déformation longitudinale compris entre 13 700 et 47 000 MPa
- Coefficient de Poisson variant de 0,14 à 0,35
- Résistance au cisaillement suivant le critère de Mohr-Coulomb :
  au pic C_p= 10,7 MPa et ϕ_p = 39°
  résiduelle C_r= 2,0 MPa et ϕ_r = 28°

3.2.4 - Etudes réalisées à la mine de Brusada

Dans le cadre de ce projet une série de mesures et d'études a été réalisée pour mieux définir les caractéristiques et le comportement en grand du talc de la mine de Brusada. Le projet a pour objectif de déterminer les conditions de stabilité globale de l'exploitation souterraine telle qu'elle est réalisée actuellement, mais en prenant en compte le développement d'un second niveau d'exploitation au-dessus du niveau existant.

Une galerie a été spécialement réalisée dans le pilier C5/C6, pour l'expérimentation (figures 3.9 et 3.10) de manière d'une part, à effectuer en temps réel et en continu, toutes les observations et mesures nécessaires à la compréhension du comportement mécanique du pilier au fur et à mesure de l'excavation de la chambre C6, sans perturber le déroulement normal des tirs d'abattage. D'autre part, ces observations et mesures seront effectuées au coeur même du pilier donc elles seront moins affectées par les effets secondaires des tirs (fissuration induite). Les appareils de mesure laissés en place se trouvent ainsi protégés de toutes dégradations liées à la projection de matériau lors de tir d'abattage.

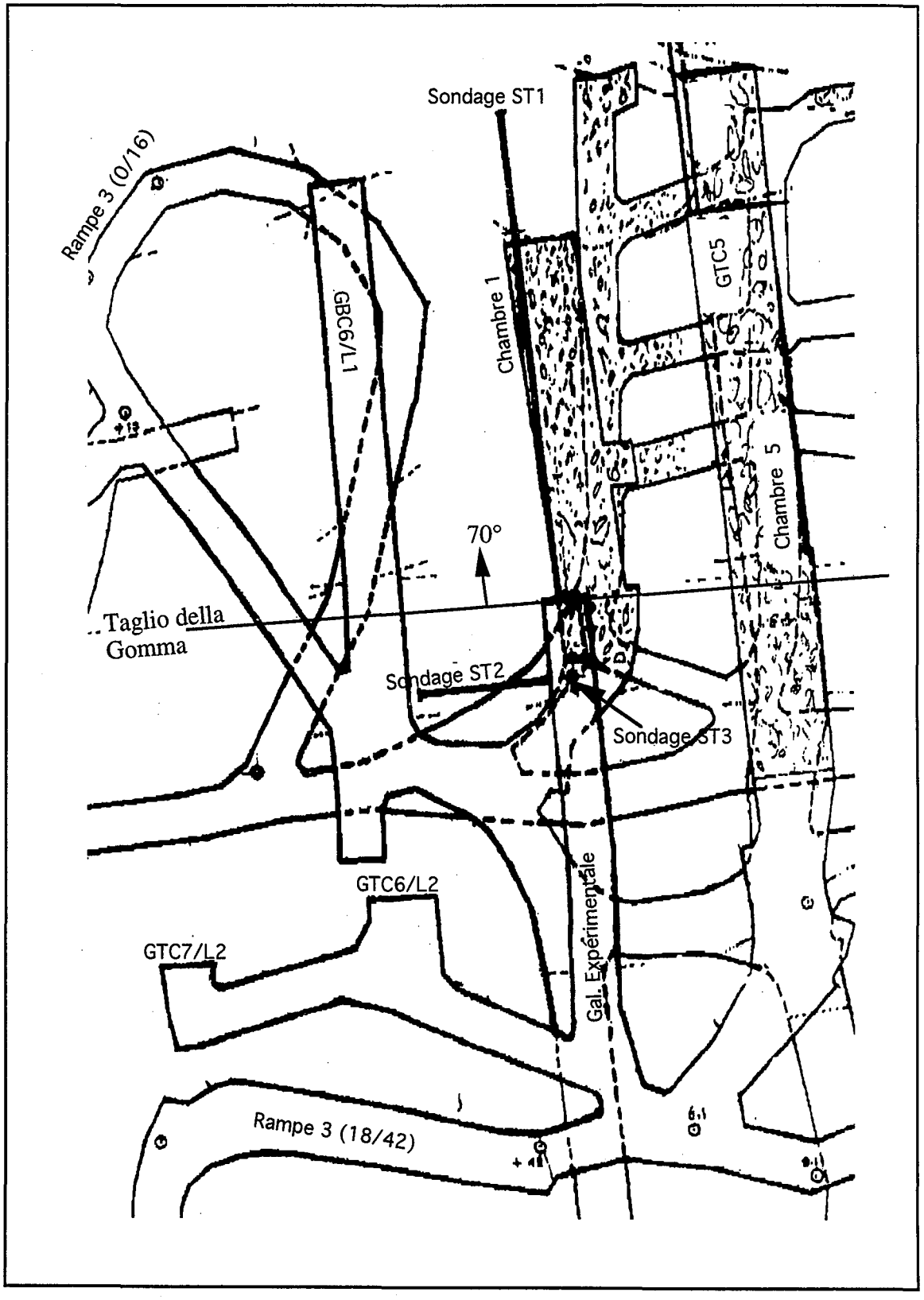


Figure 3.9 : Plan représentant la galerie expérimentale
et les trous de sondages (ST1, ST2 et ST3)

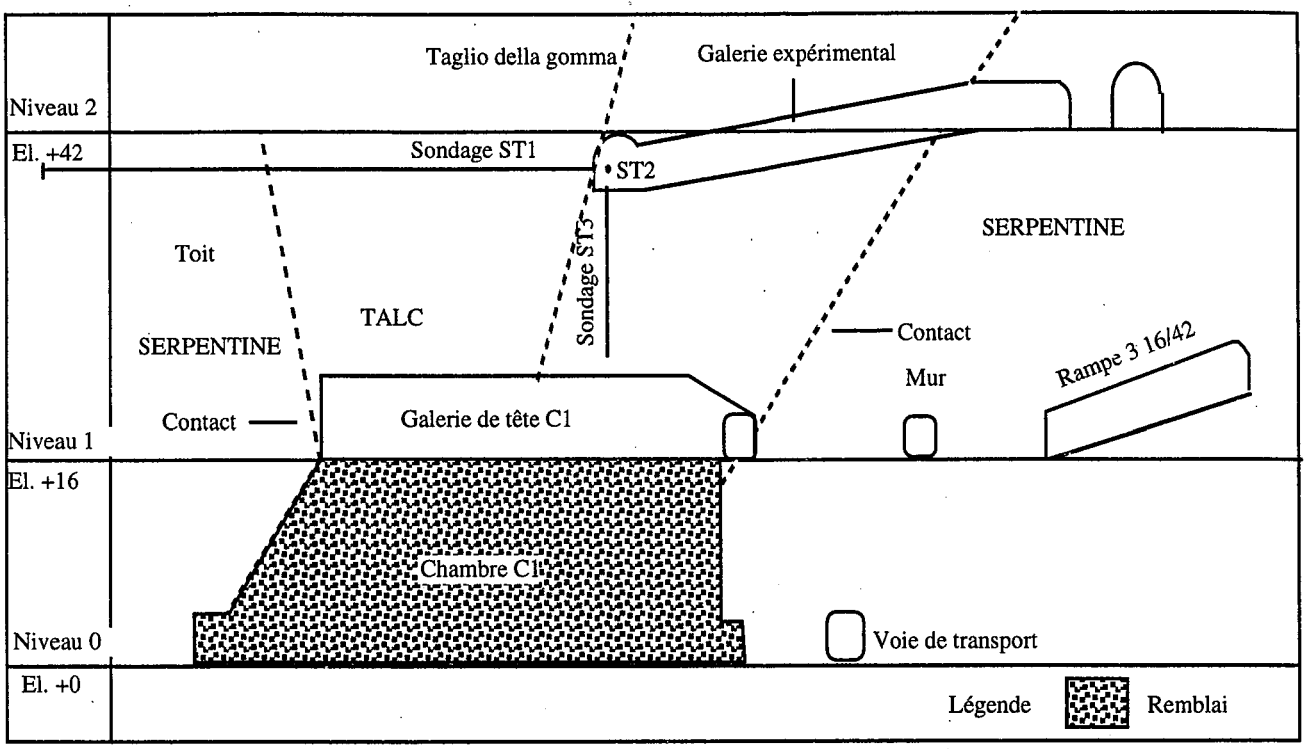


Figure 3.10 : Section verticale parallèle à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la galerie expérimentale et les trous de sondage (ST1, ST2 et ST3)

3.2.4.1 - Relevés Structuraux

Politecnico di Torino a effectué plusieurs relevés structuraux dans différents secteurs du chantier expérimental, à savoir :

- La galerie de base de la chambre C6 (GBC6)
- Le travers-bancs d'accès à la galerie de tête C6 (GTC6)
- Les rampes d'accès du niveau 0 au niveau +16 et du niveau +16 au niveau +42

Seule la galerie de base GBC6 est dans le gisement de talc. La structure des parements Est et Ouest de cette galerie a été étudiée dans le détail, avec respectivement 89 et 102 discontinuités relevées pour une longueur de galerie de l'ordre de 40 m. 450 mesures ont été effectuées dans la serpentine, réparties sur 6 stations de mesures différentes pour une longueur de parement cumulée de l'ordre de 190 m.

A partir de l'ensemble des discontinuités relevées dans le talc (191 mesures au total), c'est-à-dire dans la galerie de base GBC6, huit familles directionnelles de discontinuités ont été définies par Politecnico di Torino (Tableau 3.5). Dans ce tableau et le suivant, pendage et direction sont notés suivant la convention de Hoek. De plus, pour chaque famille de discontinuités ont été précisées en terme de fréquence la continuité, la morphologie et la rugosité des plans de discontinuités affectés à cette famille.

Notons également que, dans l'ensemble, les discontinuités rencontrées dans le talc sont d'une continuité plutôt élevée, métrique à pluri-métrique. Les plans sont généralement ondulés et lisses ou rugueux. A partir des relevés effectués dans la galerie de base GBC6, une densité moyenne de fracturation variant d'une discontinuité au mètre, pour les zones les moins fracturées, à 3 ou 4 discontinuités au mètre, pour les zones les plus fracturées, a été calculée ce qui correspond à un massif jugé peu ou moyennement fracturé.

En observant d'un peu plus près les résultats du tableau 3.5 et de la figure 3.11, on peut réduire le nombre de familles de 8 à 5 en associant les familles K1 et K7, K2 et K8, K4 et K5 du fait de leurs orientation et pendage relativement proches.

Tableau 3.5 : Résultats des relevés structuraux dans le talc

Famille de discontinuités	Pendage moyen	Direction moyenne du pendage	Continuité %	Morphologie %	Rugosité %
K1	82°	327°	faible 41,2 moyenne 35,3 grande 23,5	plane 19,4 ondulée 80,6 segmentée 0	lisse 36,4 rugueuse 63,6 moyenne rugueuse 0
K2	86°	42°	faible 25,0 moyenne 16,7 grande 58,3	plane 6,3 ondulée 93,7 segmentée 0	lisse 20,0 rugueuse 80,0 moyenne rugueuse 0
K3	44°	94°	faible 22,2 moyenne 33,3 grande 44,5	plane 27,3 ondulée 72,7 segmentée 0	lisse 33,3 rugueuse 66,7 moyenne rugueuse 0
K4	60°	186°	faible 0 moyenne 45,5 grande 54,5	plane 10,0 ondulée 90,0 segmentée 0	lisse 20,0 rugueuse 80,0 moyenne rugueuse 0
K5	86°	186°	faible 0 moyenne 50,0 grande 50,0	plane 20,0 ondulée 80,0 segmentée 0	lisse 50,0 rugueuse 50,0 moyenne rugueuse 0
K6	10°	294°	faible 0 moyenne 0 grande 100,0	plane 25,0 ondulée 75,0 segmentée 0	lisse 0 rugueuse 100,0 moyenne rugueuse 0
K7	84°	348°	faible 18,2 moyenne 18,2 grande 63,6	plane 30,0 ondulée 70,0 segmentée 0	lisse 44,4 rugueuse 55,6 moyenne rugueuse 0
K8	76°	62°	faible 0 moyenne 75,0 grande 25,0	plane 0 ondulée 100,0 segmentée 0	lisse 100,0 rugueuse 0 moyenne rugueuse 0

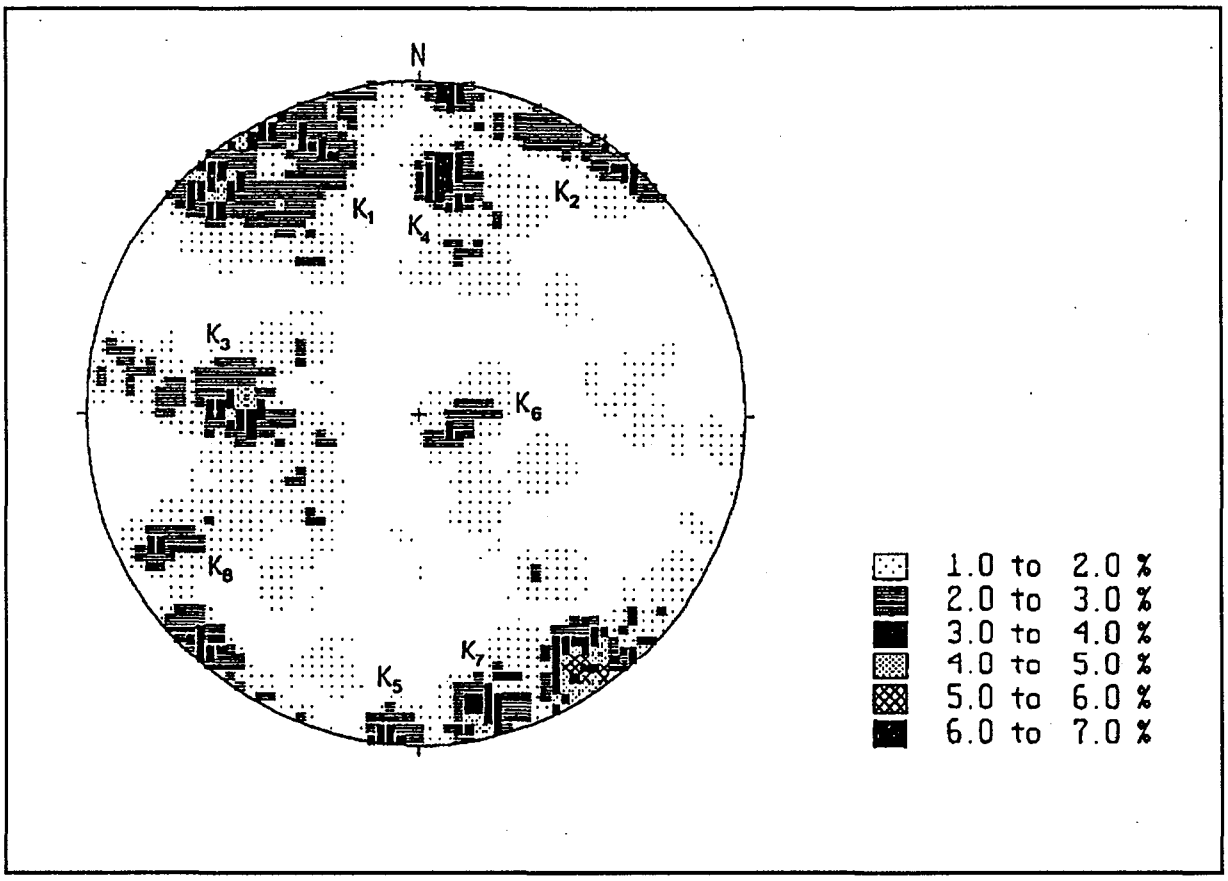


Figure 3.11 : Représentation de la grille d'isodensité des discontinuités relevé dans GBC6

Le tableau 3.6 résume les résultats de l'ensemble des relevés effectués dans les serpentines (450 mesures). Mise à part la famille de discontinuité K_S3 à pendage subvertical, qui peut-être rapprochée de la famille K1 définie dans le talc, on notera que les trois autres familles de discontinuités mises en évidence pour la serpentine ont des directions et des pendages moyens différents des familles précédemment définies pour le talc.

Tableau 3.6 : Résultats des relevés structuraux dans la serpentine

Famille de discontinuités	Pendage moyen	Direction moyenne du pendage	Continuité %	Morphologie %	Rugosité %
Ks1	52°	344°	faible 39,6 moyenne 17,0 grande 43,4	plane 14,0 ondulée 67,4 segmenté 18,6	lisse 21,4 rugueuse 78,6 moyenne rugueuse 0
Ks2	34°	128°	faible 95,8 moyenne 4,2 grande 0	plane 68,2 ondulée 31,8 segmentée 0	lisse 40,9 rugueuse 31,8 moyenne rugueuse 27,3
Ks3	72°	148°	faible 34,8 moyenne 43,5 grande 21,7	plane 61,9 ondulée 33,3 segmentée 4,8	lisse 60,9 rugueuse 39,1 moyenne rugueuse 0
Ks4	66°	230°	faible 69,0 moyenne 24,1 grande 6,9	plane 61,8 ondulée 38,2 segmentée 0	lisse 77,4 rugueuse 22,6 moyenne rugueuse 0

3.2.4.2 - Stations de mesures extensométriques

Politechnico di Torino a procédé à l'installation de 18 extensomètres à tiges équipés d'un capteur de déplacement résistif. Ces boulons extensométriques répartis en deux profils et reliés à une centrale de mesure d'acquisition automatique de données interrogeable à distance. Les extensomètres ont été installées dans la galerie de tête de la chambre 6. Chaque profil comprend 9 extensomètres disposés comme suit : 3 dans chacun des parements Est et Ouest de la galerie et 3 en couronne. Le premier profil est situé entre la faille majeure Taglio della gomma et le mur du gisement et le deuxième profil entre la même faille et le contact talc-serpentines du toit. Les 18 extensomètres sont disposés comme indiqué sur la figure 3.12. Le Tableau 3.7 résume la longueur de ces extensomètres.

Tableau 3.7 : Caractéristiques des extensomètres

Extensomètre N°	Longueur (m)
1 - 2 - 13	3
7 - 16	2
8 - 10 - 17	5
3 - 4 - 9 - 14 - 18	7
5 - 6 -11 - 15	10
12	15

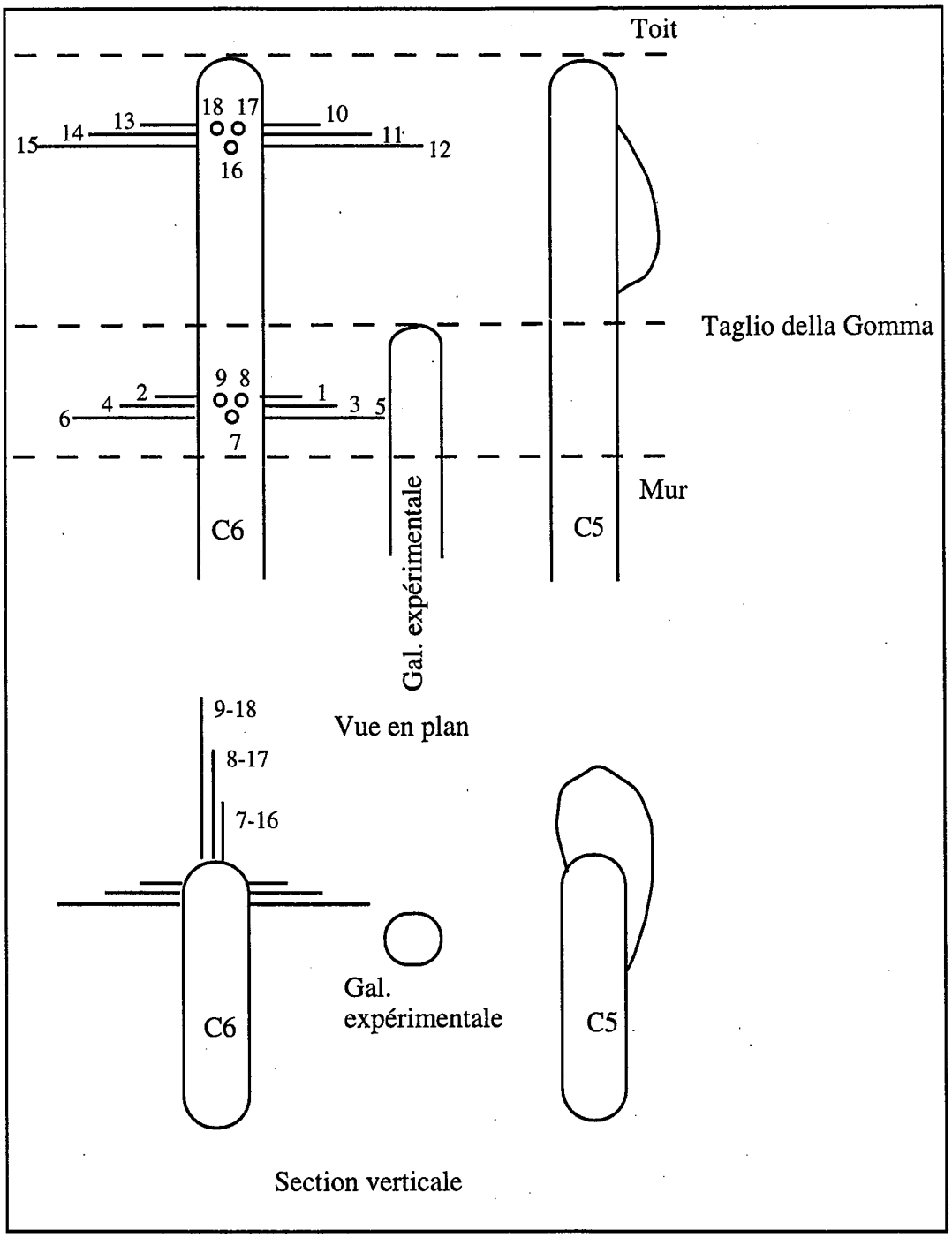


Figure 3.12: Position relative des extensomètres

Ces mesures ont pour objectif de relever les déplacements des parois de la galerie de tête GTC6 et éventuellement de les comparer aux mesures de déformation des câbles instrumentés. Les extensomètres 16, 17 et 18 sont ancrés dans les serpentines. Les résultats de l'analyse des mesures extensométriques se retrouvent dans l'annexe A.

3.2.4.3 - Détermination de l'état de contrainte naturelles

Le BRGM (Burlet et Wojtkowiak, 1993) a effectué des mesures de l'état de contraintes naturelles à partir de trous de sondage dans la galerie expérimentale (figure 3.9 et 3.10) en utilisant la technique de la stimulation hydraulique de fractures. Au total, quatre campagnes ont été effectuées. Les principaux résultats sont présentés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8: Variations de l'état de contraintes dans le pilier C5C6 en fonction de l'exploitation de la chambre C6

Campagne no	Pourcentage de la chambre C6 exploitée	Tenseur des contraintes dans le pilier C6C5 (MPA)								Tenseur des contraintes dans la serpentine (MPA)			
		Au toit de la Taglio della Gomma				Au mur de la Taglio de la Gomma				En terrain vierge, donc doit correspondre au tenseur initiale)			
		σH	σh	σv	ψσH	σH	σh	σv	ψσH	σH	σh	σv	ψσH
1 (16/03 au 27/03 1992)	0	5,6	-0,4	4,9	147°	9,0	3,9	4,9	133°				
2 (05/11 au 13/11 1992)	37	5,3	-4,6	4,0	167°	11,8	3,2	3,2	130°	13,5	7,7	28,0	60°
3 (26/01 au 28/01 1993)	60	8,3	-4,9	1,4	176°	8,5	4,1	2,3	142°				
4 (10/05 au 13/05 1993)	75	11,8	-11,2	1,1	180°	4,5	1,2	1,7	168°				

σ_h : Contrainte horizontale mineure

σ_H : Contrainte horizontale majeure

σ_v : Contrainte verticale

$\psi\sigma_H$ Orientation de σ_H par rapport au Nord

Une contrainte négative indique une traction et une contrainte positive indique une compression.

Comme l'indique le tableau 3.8, les contraintes négatives correspondent à des contraintes de traction. Ces tractions peuvent s'expliquer par le fait que le pilier C5C6 est déconfiné, donc qu'il y a de grands déplacements le long des plans de discontinuités. On peut associer à ces déplacements l'ouverture des joints (la dilatance). Lors des mesures de contraintes par stimulations hydrauliques, certaines mesures ont montré que des fractures situées au toit de la "Taglio della Gomma" étaient ouvertes ou très faiblement confinées.

3.2.4.4 - Mesures pressiométriques

Ces essais ont pour but de mesurer le module de déformabilité du talc en place. Trois essais ont été effectués dans le talc dans les trous ST1, ST2 et ST3. Les résultats sont donnés dans le tableau 3.9. La valeur moyenne de ces essais est de 6280 MPa environ.

Tableau 3.9 : Module de déformabilité du talc en place
à partir d'essai pressiométrique (E est le module pressiométrique)

Essai no	Trou no	E in situ (MPa)
1	ST1	5910
2	ST2	7500
3	ST3	5420

3.3 - Conclusion

Les caractéristiques géomécaniques et les mesures effectuées dans les mines de Sotiel et de Brusada données précédemment seront utilisées pour l'étude des différentes méthodes de détermination de la densité de câbles d'ancrage ainsi que pour l'étude sur modèles numérique du comportement en grand des exploitations et des interactions massifs rocheux-ancrages .

Chapitre 4

4 -Etude comparative et choix d'un schéma expérimental de câbles d'ancrage

Ce chapitre rapporte les résultats de la comparaison entre les méthodes analytiques et la méthode empirique et le choix d'un schéma de câbles d'ancrage pour la mine de Brusada. Les mesures de déformation des câbles installés à la mine de Brusada et l'analyse qui en résulte seront également présentées.

4.1 - Etude comparative

Afin de comparer les diverses méthodes, nous utiliserons un modèle simple ayant des paramètres géométriques, mécaniques et géologiques qui s'apparentent à un cas connu celui de la mine de Sotiel en Espagne où des câbles d'ancrage sont utilisés systématiquement pour le renforcement du toit des chantiers avec un schéma de 6,5 m^2 par câbles doubles. La figure 4.1 illustre la situation utilisée pour établir les diverses comparaisons. Les paramètres utilisés pour comparer les diverses méthodes sont les suivants :

- Câbles monotoron à 7 brins de 15,2 mm de diamètre
- Résistance à la traction d'un câble : 250 kN
- Résistance au cisaillement d'un câble : 210 kN
- Limite élastique d'un câble : 220 kN
- Section d'acier d'un câble : 138,7 mm^2
- Longueur de câble installée 20 m
- Nombre de câbles par trou : 2
- Coefficient de sécurité choisi : 1,5
- Angle que fait le câble avec les discontinuités : 45°
- Angle que fait le câble avec l'horizontale : 90°
- Angle de déviation du câble causé par :
  - le déplacement tangentiel du joint : 1°
  - le déplacement normal du joint : 1°
- Angle de dilatance du joint : 3°
- Angle de frottement des discontinuités : 28°
- Cohésion des discontinuités : 0,2 MPa
- Résistance à la compression simple du massif rocheux intact : 134 MPa
- Poids volumique de la roche : 46,70 kN/m^3
- RQD du massif rocheux : 75%
- Jn (joint set number) du massif rocheux : 9
- Contrainte verticale : 12 MPa
- Contrainte horizontale : 25 MPa
- Surface libre (11m par 11m) : 121 m^2
- Angle que fait le plan de la discontinuité avec l'horizontale : 45°

Les différentes densités de câbles d'ancrage obtenues par les méthodes décrites dans le chapitre 2 sont indiquées dans le tableau 4.1 et illustrées par la figure 4.2.

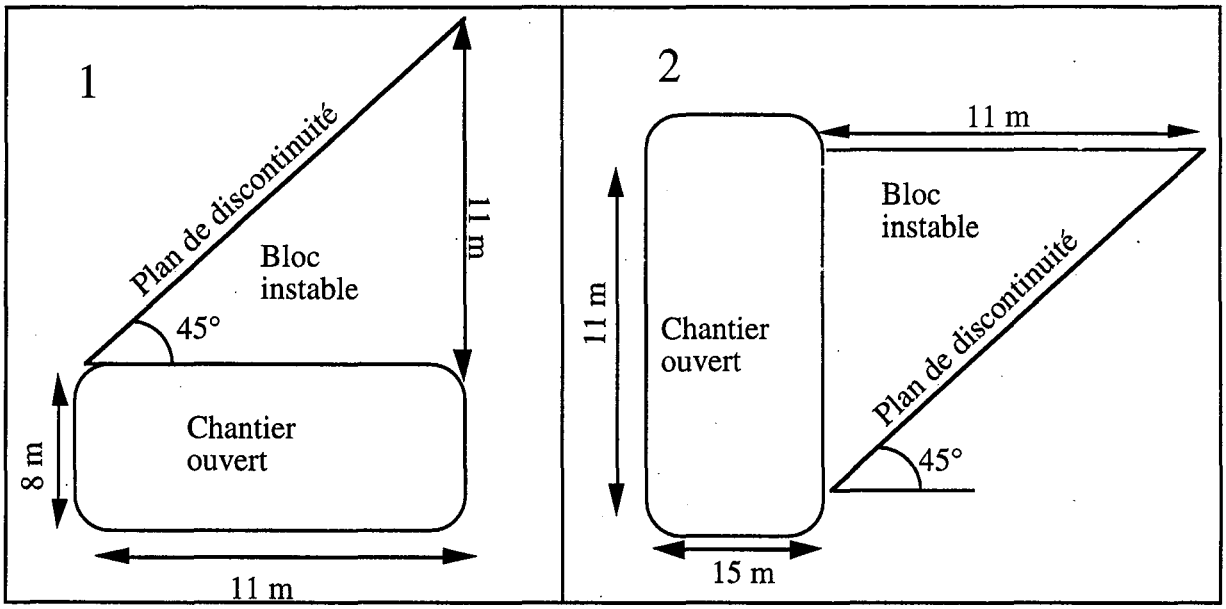


Figure 4.1 : Situation utilisée dans les calculs

Tableau 4.1 : Comparaisons des densités de câbles obtenues par différentes méthodes

Méthode	Nombre de câbles	Nombre de trous	Nombre de m2 de surface libre par câble double
Sustentatrice			
Equation no 2.2	186	93	1,30
Equation no 2.3 (Cassidy)	372	186	0,65
Contribution des câbles à la resistance au cisaillement			
Equation no 2.4 (glissement plan) (Jeremic)	57	28	4,30
Equation no 2.5 (Fuller)	78	39	3,1
Equation no 2.8 (Rosengren)	75	38	3,18
Méthodes appliquéess à un pilier			
Equation no 2.10 (Ucar)	182	91	1,33
Equation no 2.11 (Ucar)	1039	520	0,23
Méthode empirique (Potvin et al)			
Valeur maximale	32	16	7,60
Valeur moyenne	16	8	15,40
Schéma utilisé à Sotiel	38	19	6,50

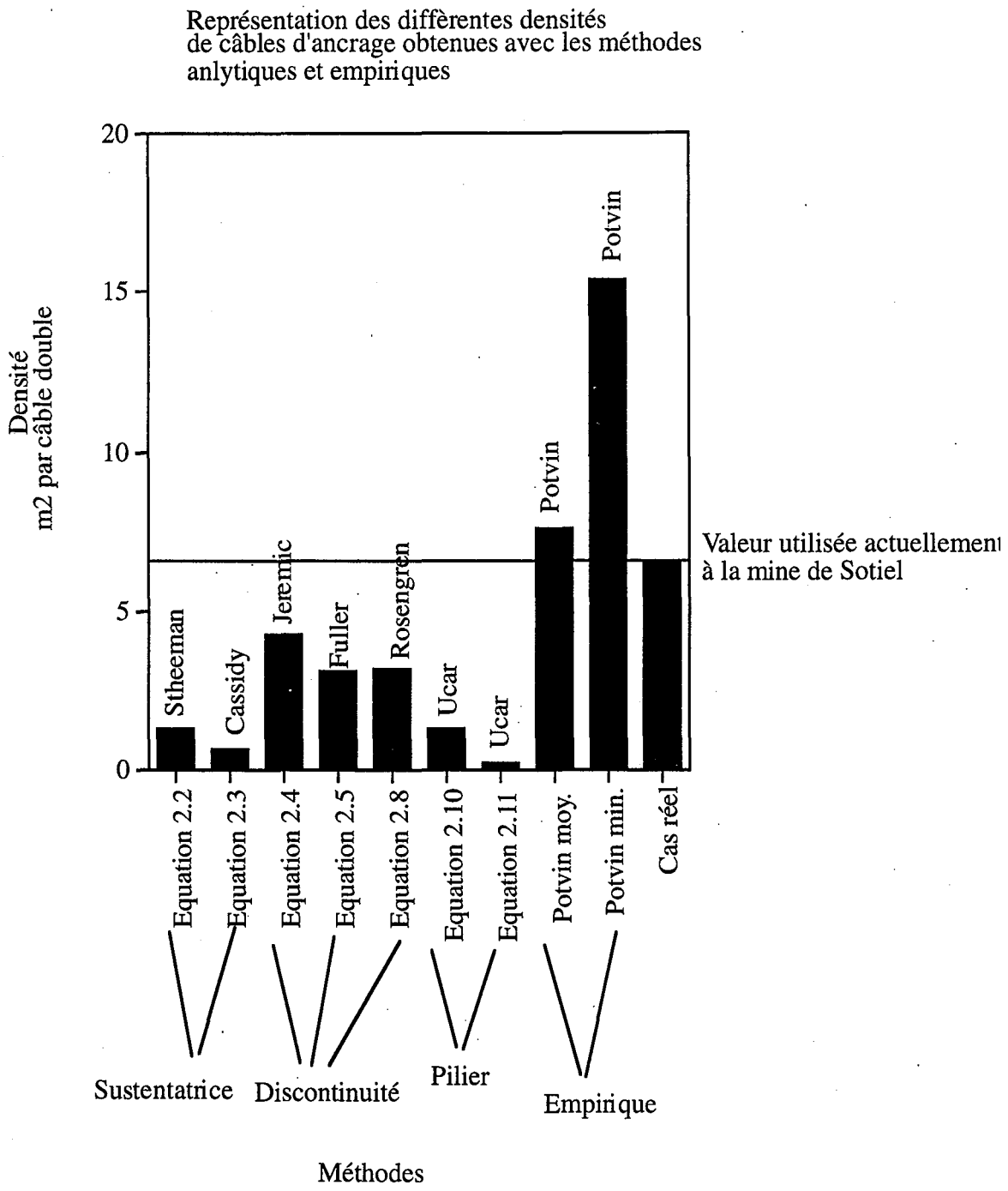


Figure 4.2 : Mine de Sotiel

Les positions sur l'abaque de Potvin correspondantes aux mines de Sotiel et de Brusada est indiqué sur la figure 4.3.

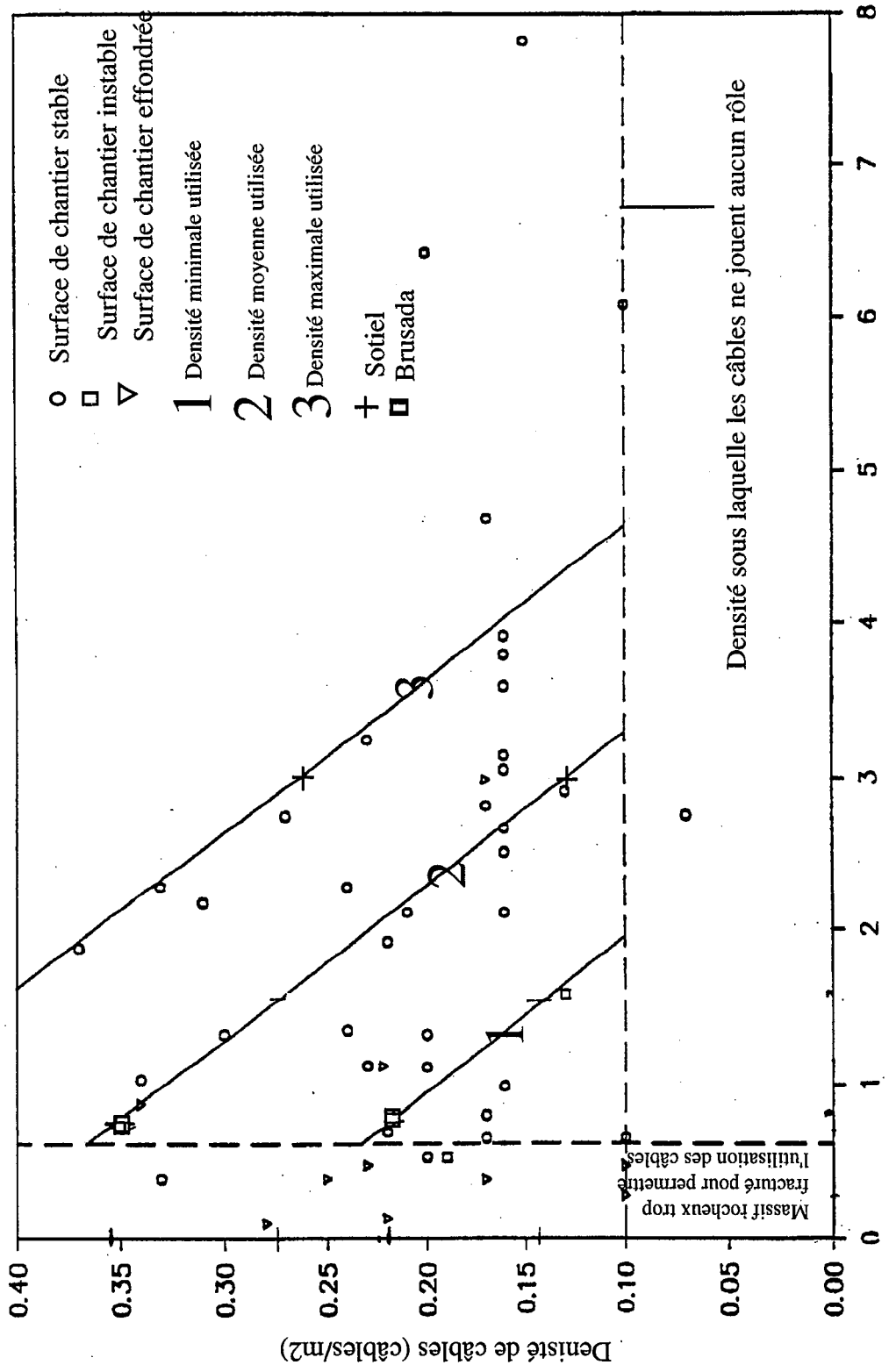


Figure 4.3: Valeurs correspondantes aux mines de Brusada et de Sotiel déterminés par la méthode empirique de Potvin (1989)

4.1.1 - Comparaison des modèles analytiques et empiriques

Avant de comparer les résultats, il serait bon d'expliquer la méthode utilisée pour obtenir des densités de câbles d'ancrages à partir des équations 2.5 et 2.8 proposées par Fuller. Pour utiliser ou déterminer un coefficient de sécurité à partir des équations mentionnées, il faut évaluer la contrainte de

cisaillement ainsi que la contrainte normale induite sur le ou les plans de discontinuité par les poids du bloc ou des blocs susceptibles d'être instables.

En utilisant comme critère de rupture le critère de Mohr-Coulomb et en le modifiant pour tenir compte de la contribution des câbles selon les équations 2.5 et 2.8 nous obtenons :

$$\tau_{arm} = C + N_b(\Delta\tau) + \sigma_n \tan \phi_j \quad (4.1) \text{ où}$$

τ_{arm} : La résistance au cisaillement de la discontinuité armée
C : La cohésion de la discontinuité non-armée
N_b : Le nombre de câbles utilisés
$\Delta\tau$: La contribution d'un câble à la résistance au cisaillement de la discontinuité
ϕ_j : L'angle de frottement de la discontinuité non-armée.

Le poids du bloc de la figure 4.1,2, est de 31078,85 kN. Les contraintes de cisaillement et normales induites par ce poids sont toutes deux de 0,128 MPa. Dans le calcul, on suppose que la cohésion est nulle. Ainsi on peut soit déterminer le coefficient de sécurité, F_S, grâce à la relation τ_{arm}/τ_j ou bien le nombre de câbles à utiliser pour un coefficient de sécurité donné :

$$N_b = \frac{(F_s\tau_j) - C - \sigma_n \tan \phi_j}{\Delta\tau} \quad (4.2)$$

Certaines méthodes, comparées avec la réalité, donnent des densités de câbles beaucoup trop importantes. Il s'agit de toutes les méthodes qui donnent des densités inférieures à 1 m^2 par câble double, en l'occurrence les équations nos 2.3 et 2.11.

Qui plus est, les méthodes 2.3 et 2.4 montrent des densités de câbles variant avec l'angle que fait le câble avec l'horizontale ou le plan de discontinuité (figures 4.4 et 4.5). La figure 4.4 nous incite à conclure que l'équation 2.3 est irréaliste et ne permet pas de définir adéquatement une densité de câbles d'ancrage, à moins de définir a priori l'angle des câbles avec l'horizontale compris entre certaines valeurs limites telles : 70° à 90°. En ce qui concerne l'équation 2.4 (figure 4.5) la variation de la densité de câbles est beaucoup moins importante que pour les résultats de l'équation 2.3. Il est observé sur la figure 2.5 que la densité de câbles augmente pour des angles d'inclinaison du câble avec le plan de discontinuité supérieurs à 30°. Ceci se rapproche des résultats de Stillborg (1984) qui indique que les câbles offrent un maximum de résistance au cisaillement de discontinuité pour un angle de 45° par rapport au plan du joint.

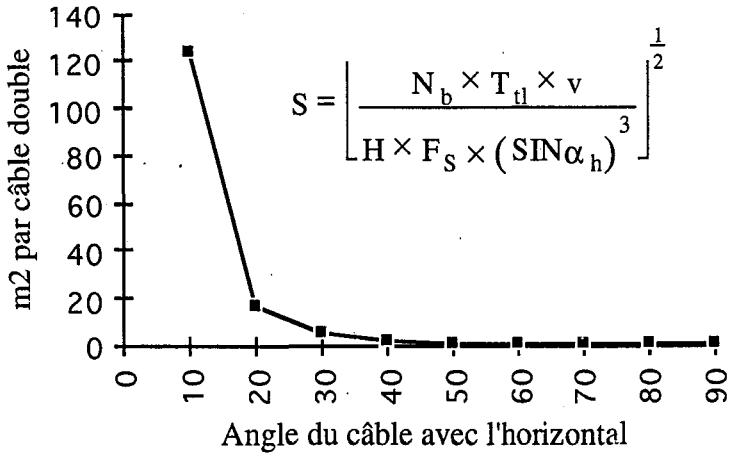


Figure 4.4 : Représentation graphique de la densité de câbles doubles en fonction de l'angle des câbles avec l'horizontale (équation no 2.3, Cassidy)

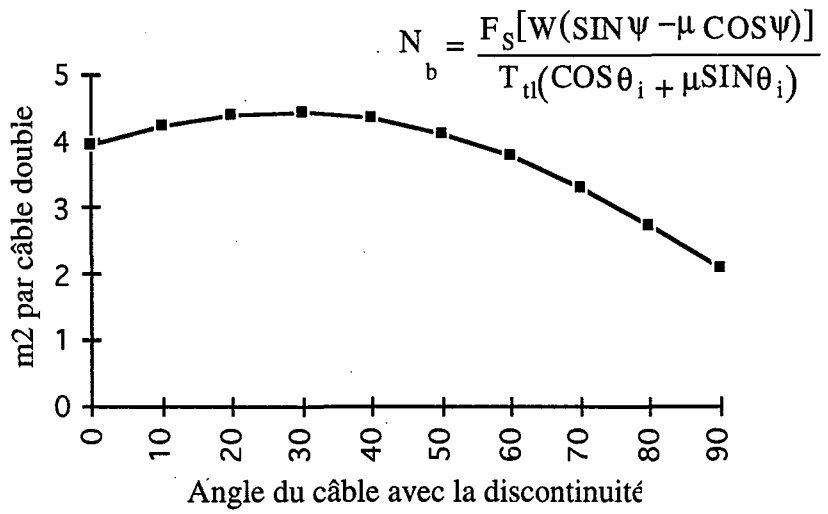


Figure 4.5 : Représentation graphique de la densité de câbles doubles en fonction de l'angle des câbles avec le plan de discontinuité (équation no 2.4, Jeremic)

A l'exception des méthodes proposées par Cassidy (équation 2.3) et par Ucar (équation 2.11), toutes les autres méthodes semblent donner des résultats cohérents se rapprochant de la densité utilisée à la mine de Sotiel, même si on remarque une dispersion très importante des valeurs obtenues qui varient entre 1,30 m^2 à 15,40 m^2 par câble double. L'équation 2.2 est la plus conservatrice de toutes car elle donne une densité de câble d'ancrage 5 fois plus importante que la densité utilisée à Sotiel. Les équations 2.5 et 2.8 sont à mi-chemin entre la valeur de densité la plus conservatrice et la valeur de Sotiel, étant à peu près deux fois plus importante. Dans ce cas précis quatre méthodes permettent de trouver des valeurs se rapprochant de la densité de câble utilisée à la mine de Sotiel soit les méthodes 2.4 et 2.10 avec une densité plus importante de 34% et 52% respectivement et la valeur moyenne de la méthode empirique de Potvin et al avec une densité inférieure de 17%. Par contre, les équations 2.2, 2.5 et 2.8 quoique donnant des valeurs réalistes de densité de câbles d'ancrage semblent être quelque peu conservatrices et nous donnent des densités de câbles d'ancrage un peu trop élevées.

4.2 - Renforcement à titre expérimental du pilier (mine de Brusada)

Un essai de renforcement du pilier C5/C6 ainsi qu'un schéma pour renforcer le pilier C6-C7 a été réalisé dans le cadre de ce projet. Certains de ces câbles ont été équipés de jauges extensomètriques permettant de suivre l'évolution des efforts s'exerçant sur eux pendant l'excavation de la chambre C6.

4.2.1 - Adaptation du schéma de câbles d'ancrage aux contraintes technico-économiques de l'exploitation

Les responsables de la mine avaient défini les objectifs qu'ils recherchaient pour le renforcement des piliers par câbles d'ancrage. Ces objectifs se résument par les points suivants :

1 - Le renforcement du pilier par câbles sera une mesure temporaire de 2 à 3 ans et ne peut pas se substituer au remblayage des chambres.

Autrement dit, le renforcement du pilier par câbles devra permettre de maintenir l'intégrité du pilier jusqu'à ce que du remblai (stériles de mine) soit disponible pour remplir les chambres vides.

2 - Le renforcement rendra possible l'exploitation d'une chambre adjacente à une chambre vide. Ceci n'est pas autorisé présentement par les autorités italiennes.

3 - Le renforcement devra se concentrer sur les zones à risques plus élevés de chutes de blocs. Ces zones semblent toujours se localiser sur le parement est des chambres, à 3 ou 4 m sous la voie de tête, au toit de la faille majeure (nommée Taglio della Gomma). A ce jour sur 5 chambres exploitées, 3 ont eu des éboulements à la position décrite ci-dessus.

4 - Le schéma économiquement idéal pour la mine ne devra pas avoir plus de 1000 m de trous forés par pilier, chaque trou foré étant équipé de deux câbles d'ancrage.

5 - A priori, le schéma de câbles d'ancrage devra être le plus lâche possible au stade expérimental, quitte à l'augmenter sensiblement par la suite, car le schéma initial fera jurisprudence auprès des autorités italiennes et il sera beaucoup plus aisé d'en augmenter la densité que de la diminuer.

Après avoir pris connaissance des buts visés par les opérateurs de la mine, il a été décidé d'utiliser un schéma de câbles d'ancrage ayant 1000 m de câbles doubles dans le pilier C6-C7 et 300 m environ dans le pilier C5-C6 selon les schémas des figures suivantes (4.7 à 4.14) (les figures ne sont pas à l'échelle). Le tableau 4.2 récapitule les différents anneaux de câbles.

Pour justifier le schéma de câbles d'ancrage initial les méthodes mentionnées au chapitre 2 ont été utilisées avec un coefficient de sécurité de 1,25. Une étude du même genre que celle de la section précédente a été réalisée pour déterminer une densité de câbles d'ancrage. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 4.6. Du fait du caractère expérimental du renforcement par câbles des piliers dans la mine de Brusada, nous avons retenu une densité de câbles relativement lâche, quitte à la resserrer par la suite. Le schéma proposé doit garantir la stabilité du pilier à moyen terme, de manière à pouvoir retarder le remblayage des chambres exploitées, situées de part et d'autre du pilier. Il ressort des calculs que la méthode empirique de Potvin et al (figure 4.3) donne la densité de câbles d'ancrage la plus compatible avec le présent projet et les intentions des responsables de la mine d'un point de vue économique.

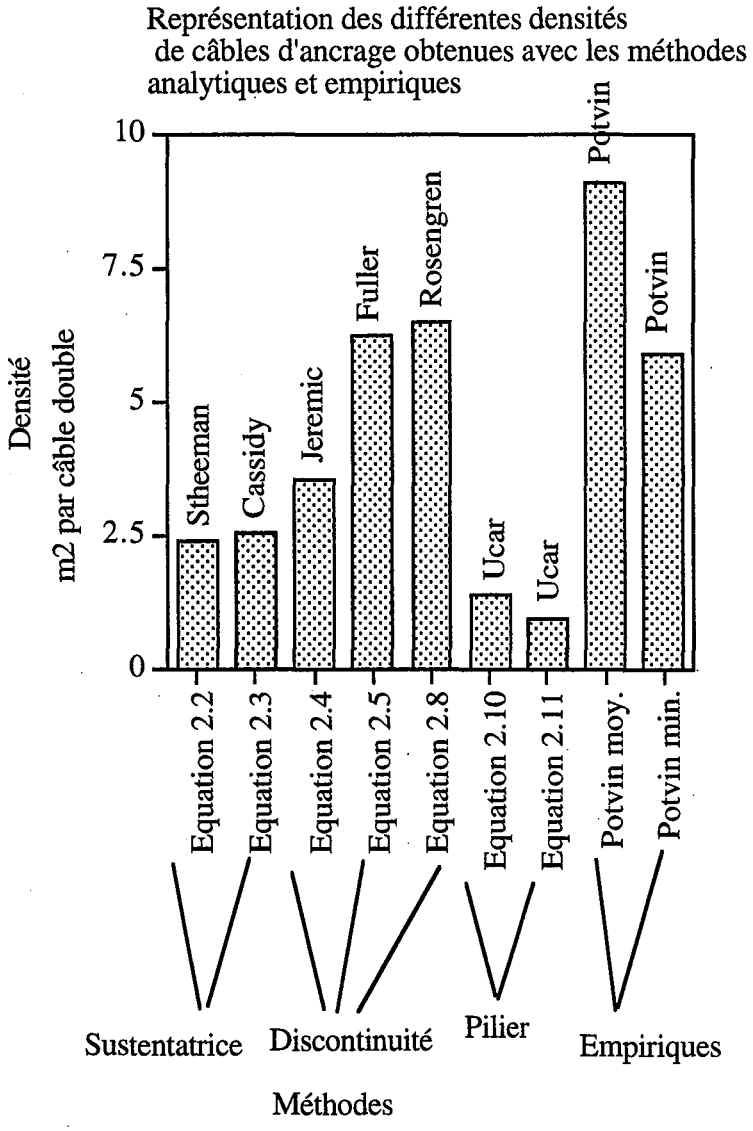


Figure 4.6 : Mine de Brusada

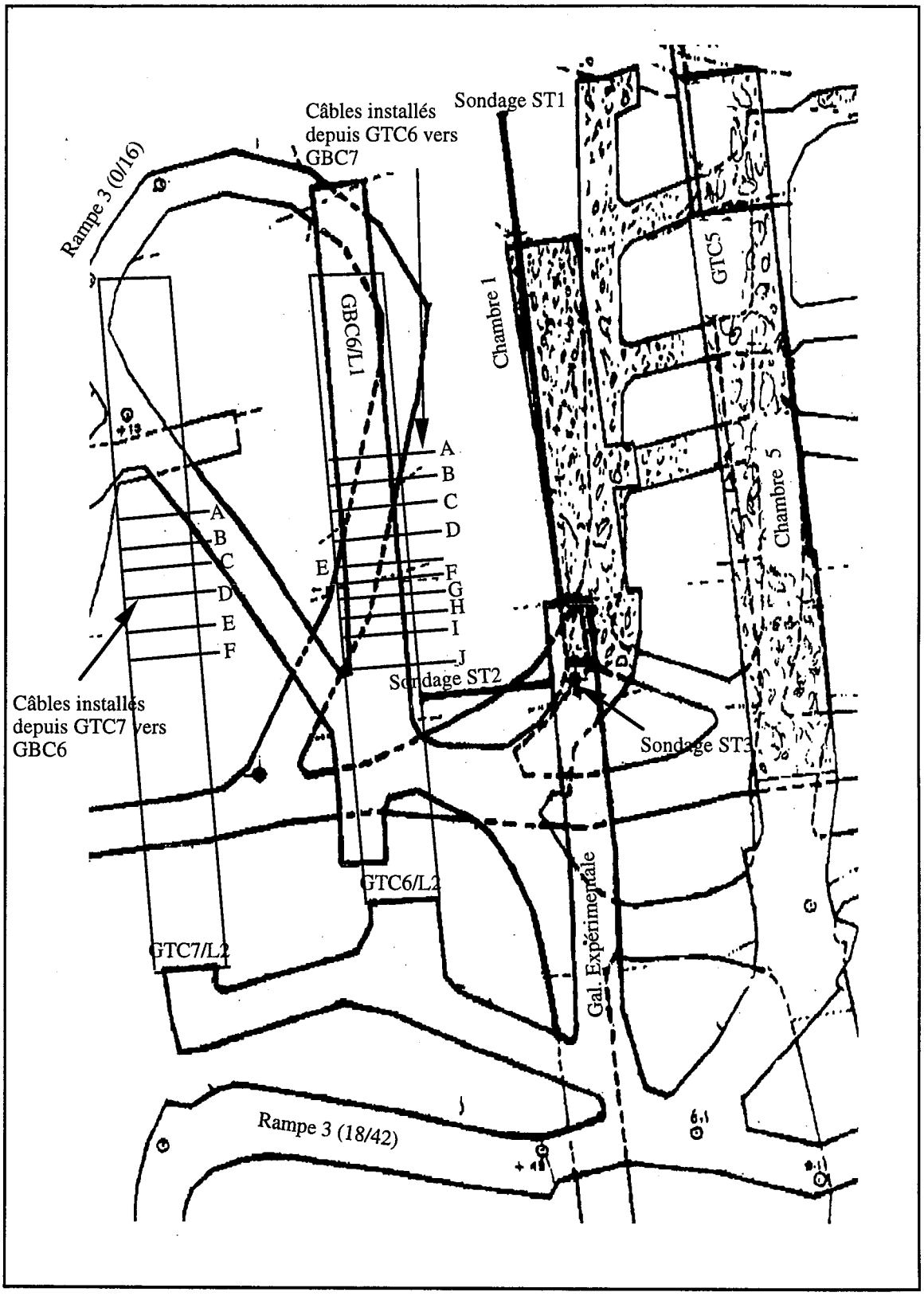


Figure 4.7 : Plan des galeries GTC7 et GTC6 montrant
la position des sections de câbles d'ancrage

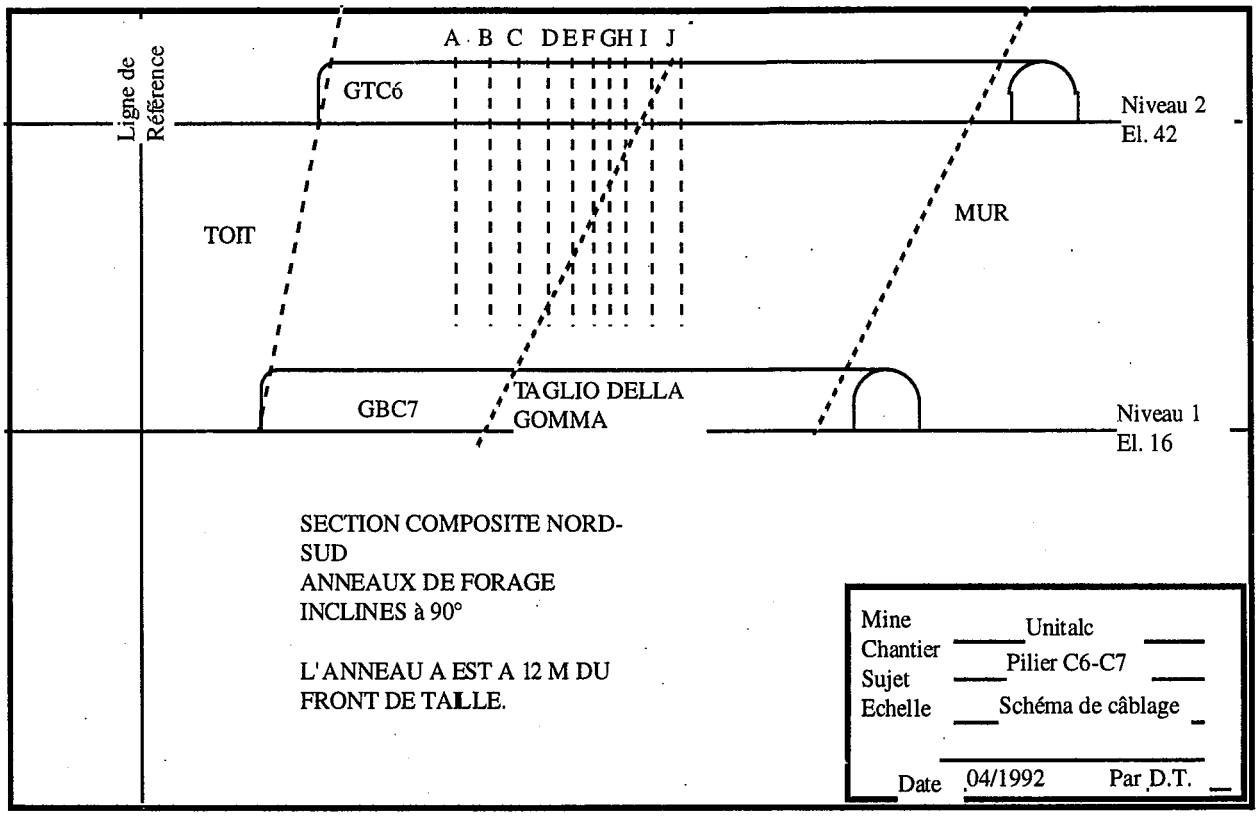


Figure 4.8 : Section verticale parallèle à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma retenu de renforcement à partir de la galerie GTC6

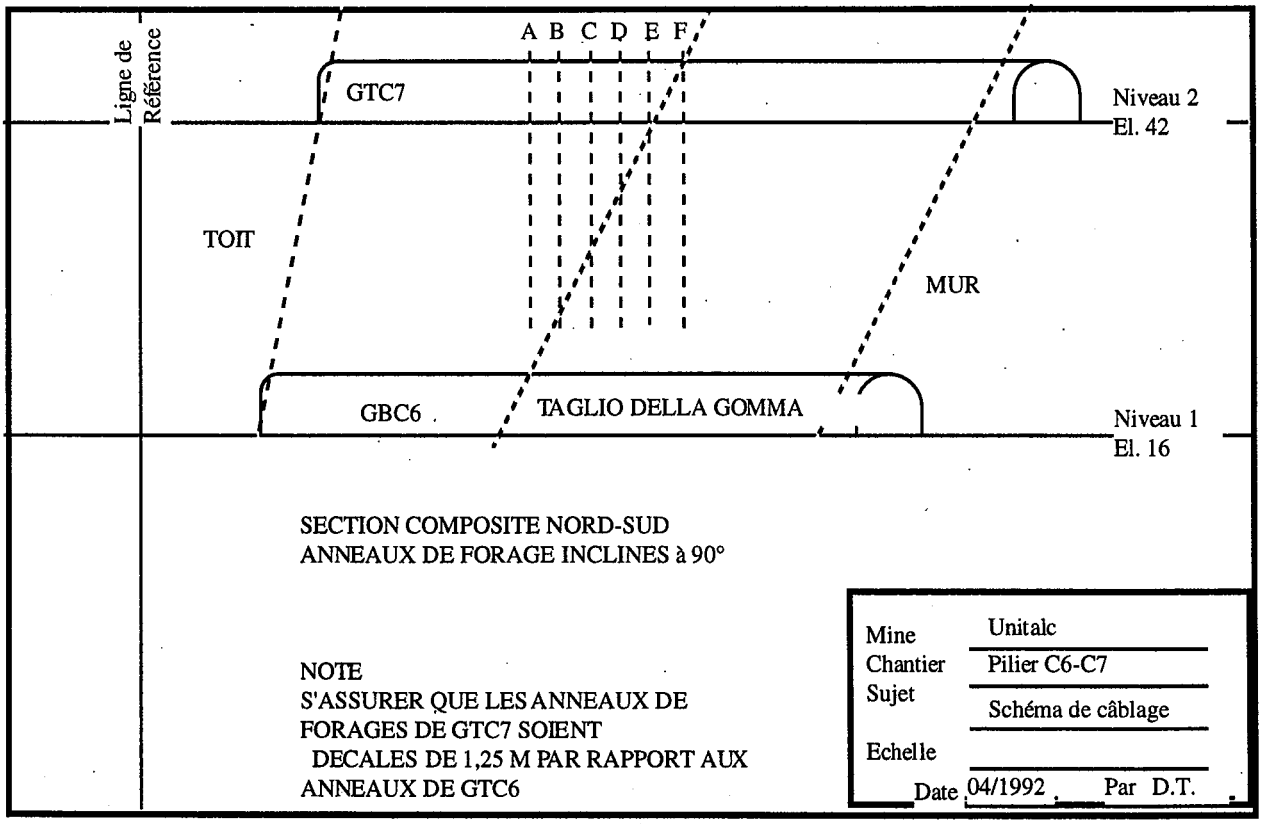
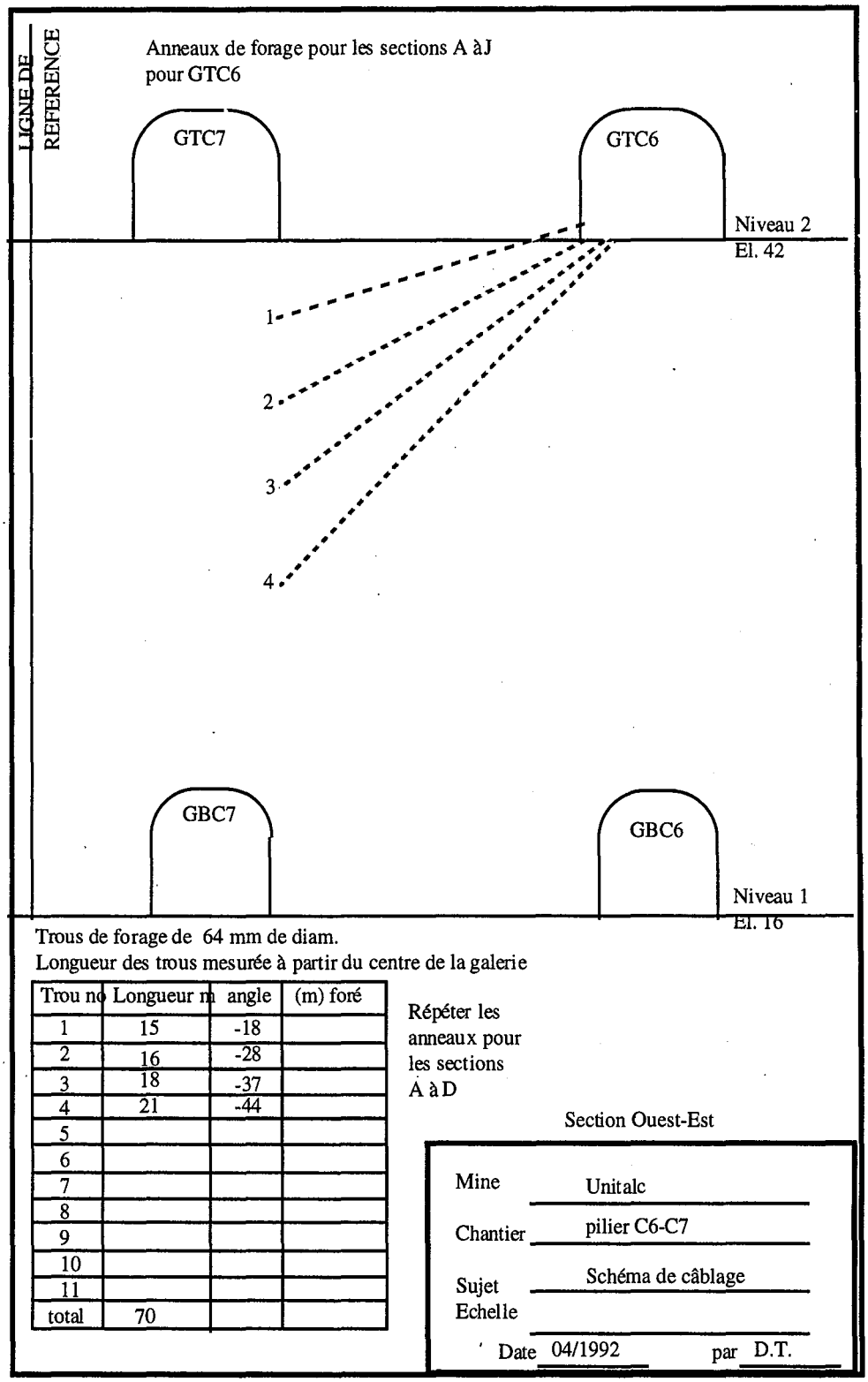
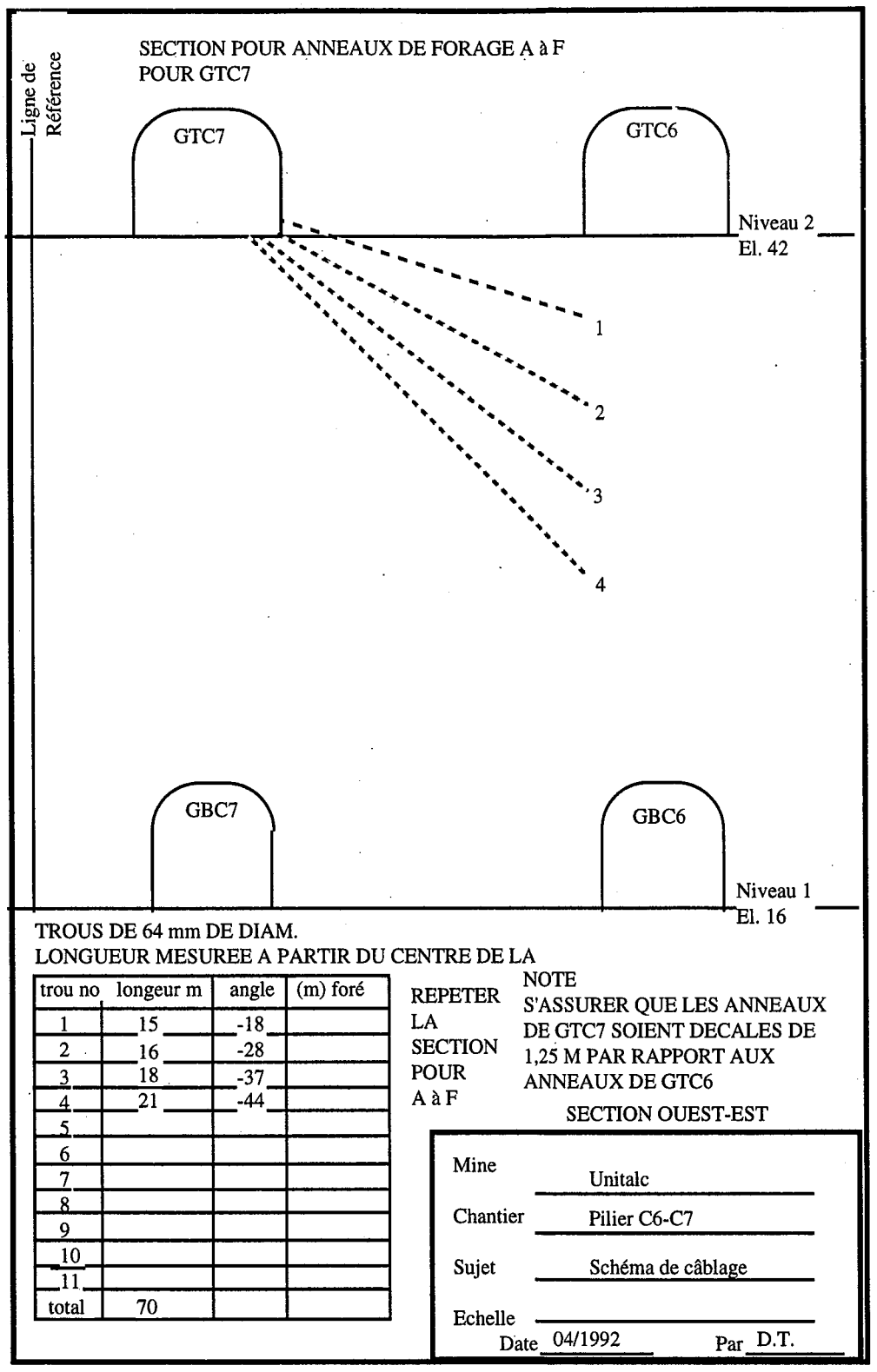


Figure 4.9 : Section verticale parallèle à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma retenu de renforcement à partir de la galerie GTC7



Trou no	Longueur m	angle	(m) foré
1	15	-18	
2	16	-28	
3	18	-37	
4	21	-44	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
total	70		

Figure 4.10 : Section verticale perpendiculaire à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma de renforcement à partir de la galerie GTC6



trou no	longeur m	angle	(m) foré
1	15	-18	
2	16	-28	
3	18	-37	
4	21	-44	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
total	70		

Figure 4.11 : Section verticale perpendiculaire à l'axe d'allongement du pilier C6/C7 montrant le schéma de renforcement à partir de la galerie GTC7

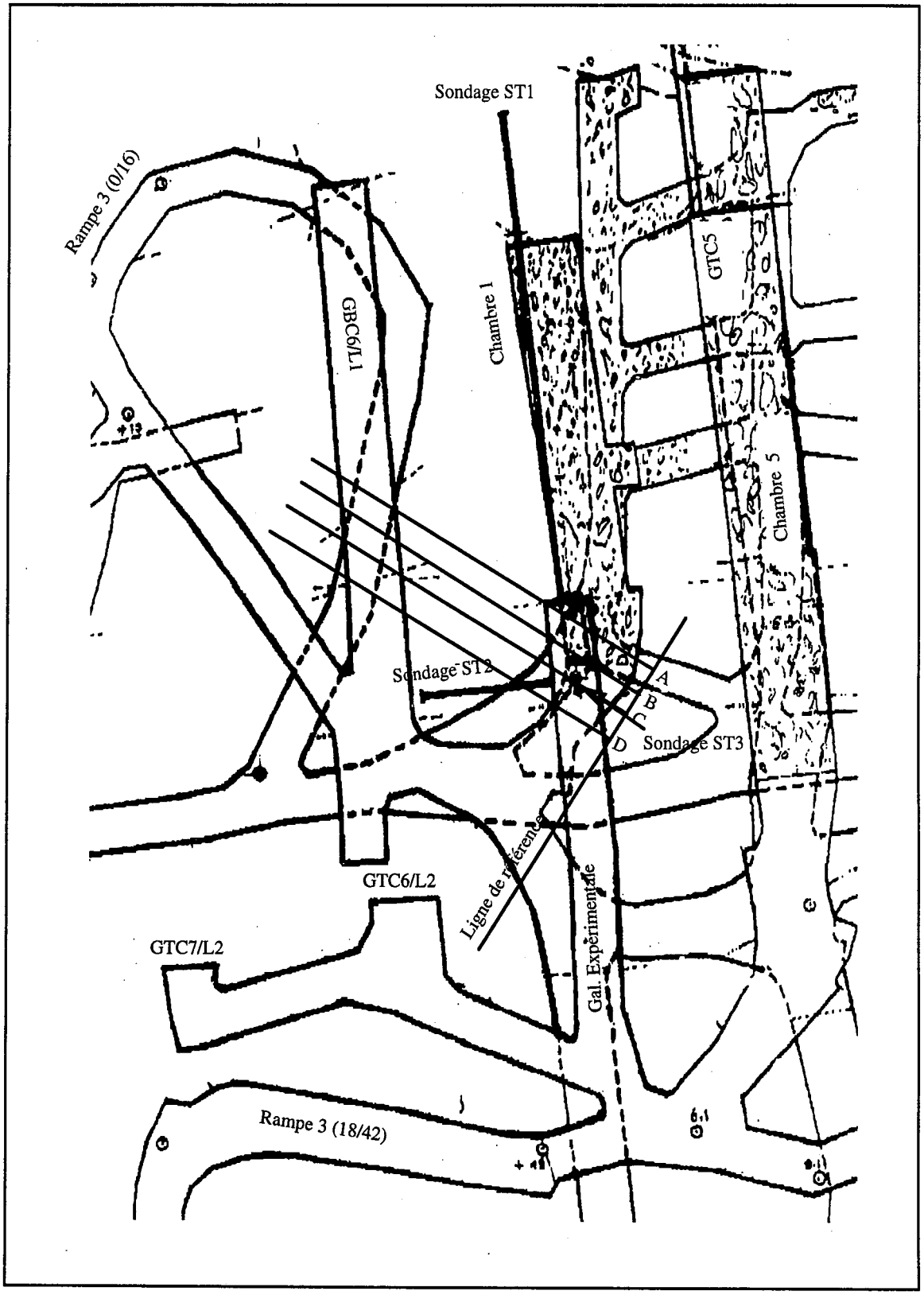


Figure 4.12 : Plan montrant la position des sections de câbles d'ancrage dans la galerie expérimentale

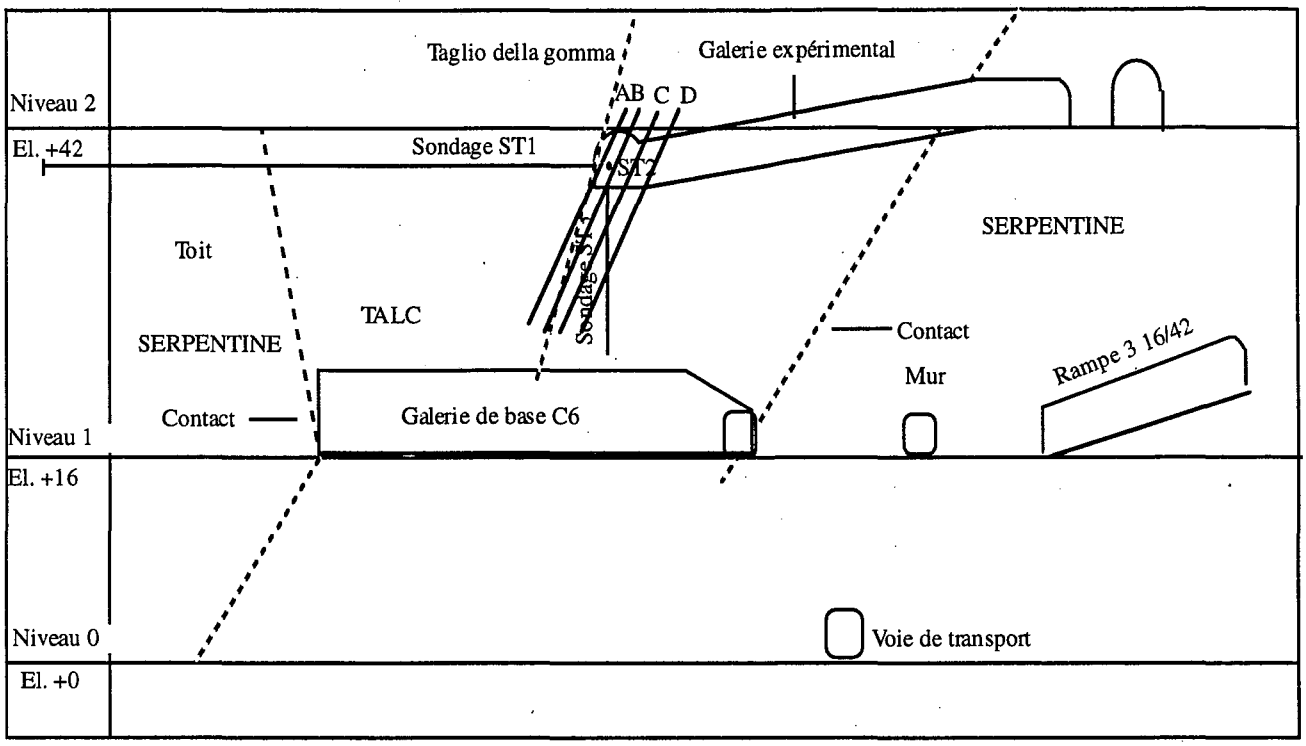
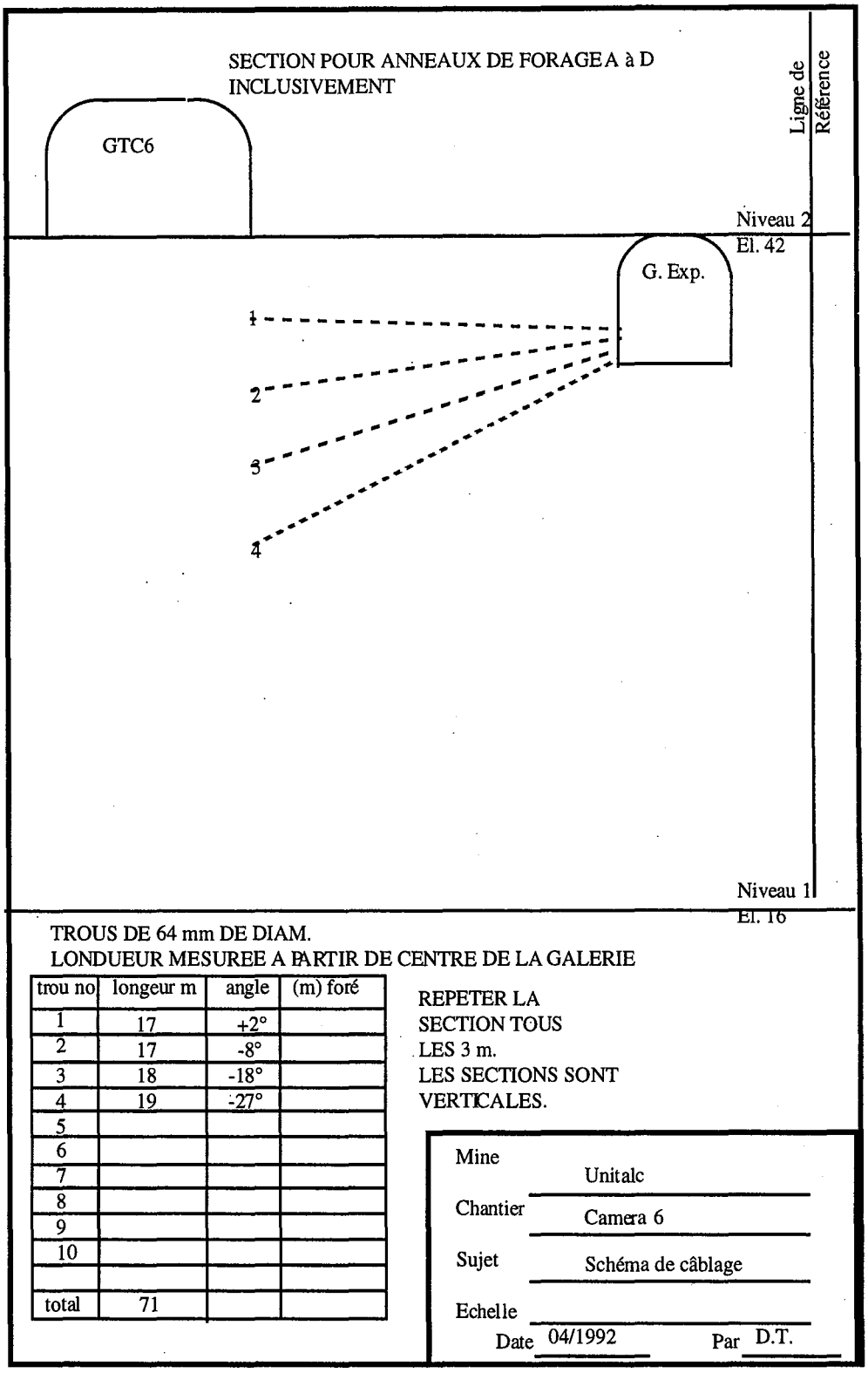


Figure 4.13 : Section composite verticale parallèle à l'axe d'allongement du pilier C6/C5 montrant le schéma retenu de renforcement à partir de la galerie expérimentale



trou no	longeur m	angle	(m) foré
1	17	+2°	
2	17	-8°	
3	18	-18°	
4	19	-27°	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
total	71		

Figure 4.14 : Section verticale perpendiculaire à l'axe d'allongement des piliers montrant le schéma de renforcement du pilier C5/C6 retenu à partir de la galerie expérimentale

Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif sur les différents anneaux de câbles (Chaque anneau correspond à 4 trous forés en éventail dans lesquels sont introduits 2 câbles,(figure 4.10, 4.11 et 4.14)

Câbles installés depuis la galerie	Anneaux	Distance entre les anneaux (m)	Nombre de jauges par anneaux
Expérimentale	A	3 entre A et B	6 longues et 4 courtes
	B	3 entre B et C	6 longues et 4 courtes
	C	3 entre C et D	7 longues
	D		6 longues
GTC6	A	2,5 entre A et B	Aucune
	B	2,5 entre B et C	Aucune
	C	2,5 entre C et D	Aucune
	D	2 entre D et E	Aucune
	E	2 entre E et F	Aucune
	F	1,5 entre F et G	Aucune
	G	1,5 entre G et H	Aucune
	H	2 entre H et I	Aucune
	I	2,5 entre I et J	Aucune
	J		
GTC7	A	2,5 entre A et B	Aucune
	B	2,5 entre B et C	Aucune
	C	2,5 entre C et D	5 longues
	D	2,5 entre D et E	Aucune
	E		Aucune

4.2.1.1- Commentaires

Le creusement de la galerie de mesure ayant été arrêté pour des raisons de sécurité au mur de la faille majeure (Taglio della Gomma), il s'avère difficile d'installer des câbles qui pourront efficacement renforcer la zone potentiellement instable située sur le parement est de la chambre C6. Néanmoins, avec le schéma proposé sur les figures 4.12 et 4.14, il sera possible de recouper cette zone par des câbles sur lesquels des jauges sont installées. Les informations étant centralisées par un système d'acquisition de données installée dans la galerie expérimentale. De ce fait les risques de

perte d'information suite à la coupure accidentelle des câbles électriques de liaison des jauges à la centrale sont minimisées.

En ce qui concerne le pilier C6C7, une plus grande concentration de câbles est appliquée sur le parement est de la chambre C7 au voisinage de la Taglio della Gomma comme l'indique le schéma proposé dans les figures 4.7 à 4.11. Ceci prend en considération le fait que le parement est de la chambre C7 est le plus susceptible de présenter le plus de problèmes d'instabilité. Les sections de forage seront plus resserrées près de la faille et plus lâches en s'éloignant de celle-ci. Les distances entre les anneaux de forage seront réparties comme suit :

- 2,5 m entre les anneaux A, B, C et D et les anneaux I et J
- 2 m entre les anneaux D, E et F et les anneaux H et I
- 1,5 m entre les anneaux F, G et H

Les câbles renforçant le parement ouest de la chambre C6, installés à partir de la voie de tête C7, comportent seulement 6 anneaux espacés de 2,5 m chacun, comparativement aux 10 anneaux de la voie de tête C6, car jusqu'à présent les parements ouest n'ont pas présenté de problème de stabilité.

Outre le fait que les parements est des chambres semblent plus fragile, le nombre de câbles installés à partir de la voie de tête C6 est plus important, car en phase d'exploitation il ne sera pas possible d'ajouter de nouveaux câbles à partir de cette galerie pour éventuellement renforcer à nouveau le parement est de la chambre C7. En effet, l'accès à la galerie sera perdu lors de l'exploitation de la chambre C6. Eventuellement, il serait peut-être intéressant d'inverser l'ordre d'exploitation des chambres pour maintenir l'accessibilité à la galerie d'où seront installés les câbles renforçant les parements Est, c'est-à-dire, dans le cas qui nous concerne exploiter la chambre C7 avant la chambre C6.

En résumé, nous avons 294 m de câbles doubles pour la galerie expérimentale, 700 m pour la galerie GTC6 et 420 m pour la galerie GTC7 soit un total de 1414 m de câbles doubles pour les deux piliers.

Il a été jugé intéressant d'installer également des jauges sur les câbles renforçant le pilier C6/C7 pour en obtserver le comportement lors de l'exploitation des chambres C6 et C7. Ceci suppose que des précautions particulières soient prises pour la protection des câbles électriques de liaison des jauges à la centrale de mesure d'acquisition automatique des données qui est installée dans la galerie expérimentale.

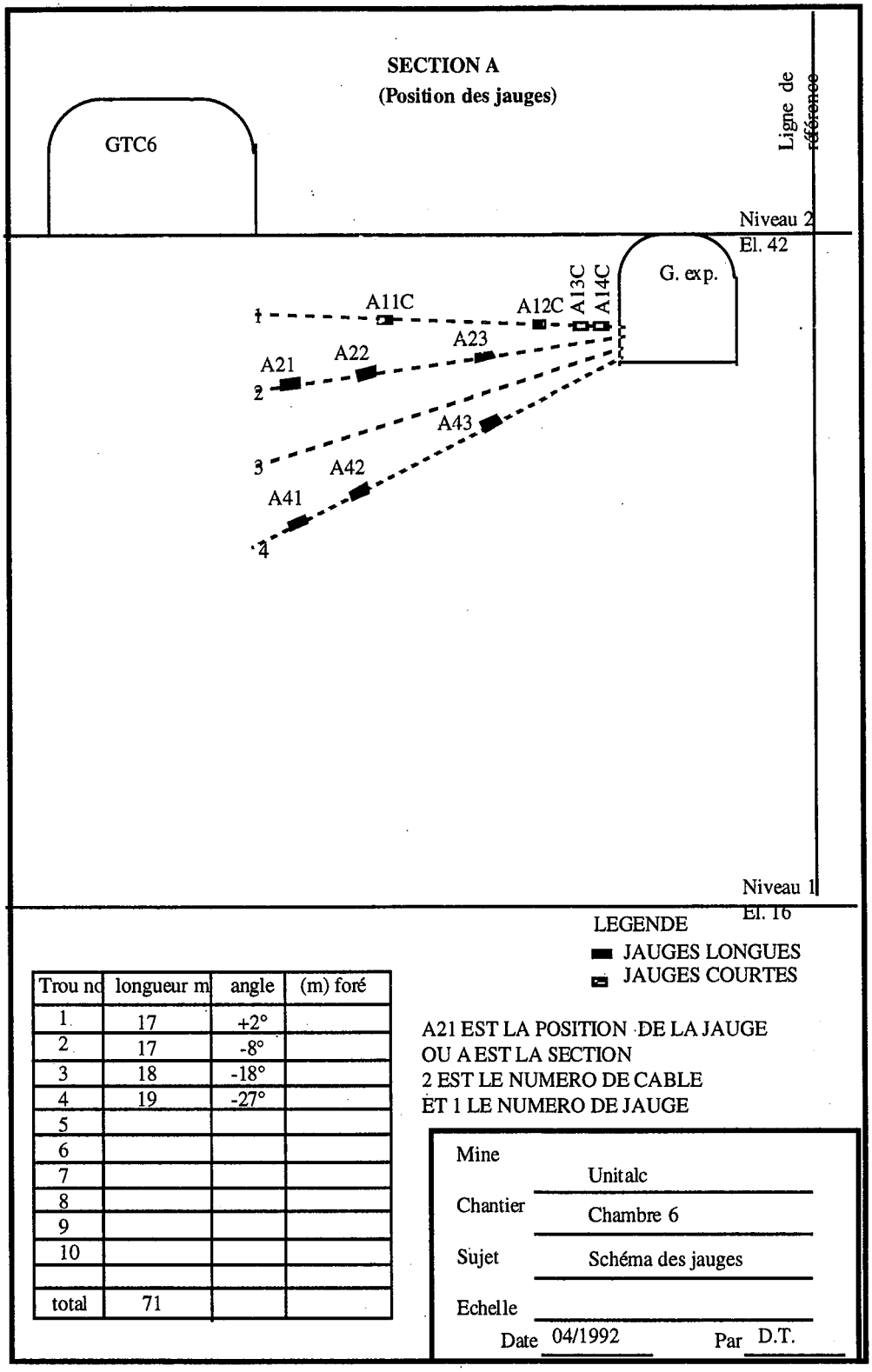
4.3- Position des jauges sur les câbles instrumentés

Le schéma des jauges de la galerie expérimentale a été choisi afin que chaque jauge puisse fournir des données complémentaires sur des zones différentes du massif rocheux et aussi afin de pouvoir étudier le comportement de tout le volume de roche renforcé par les câbles. En plus des jauges longues, 8 jauges courtes (20 cm de long) réparties sur deux câbles à raison de quatre jauges par câble on été installées pour effectuer deux test d'arrachement. Les figures 4.15 à 4.19 montrent la position des jauges sur les câbles et dans le massif rocheux et le tableau 4.3 récapitule les jauges installées. Une description de la procédure suivie lors de l'installation des câbles instrumentés est donnés en annexe B.

Tableau 4.3 : Tableau récapitulatif des jauges installées

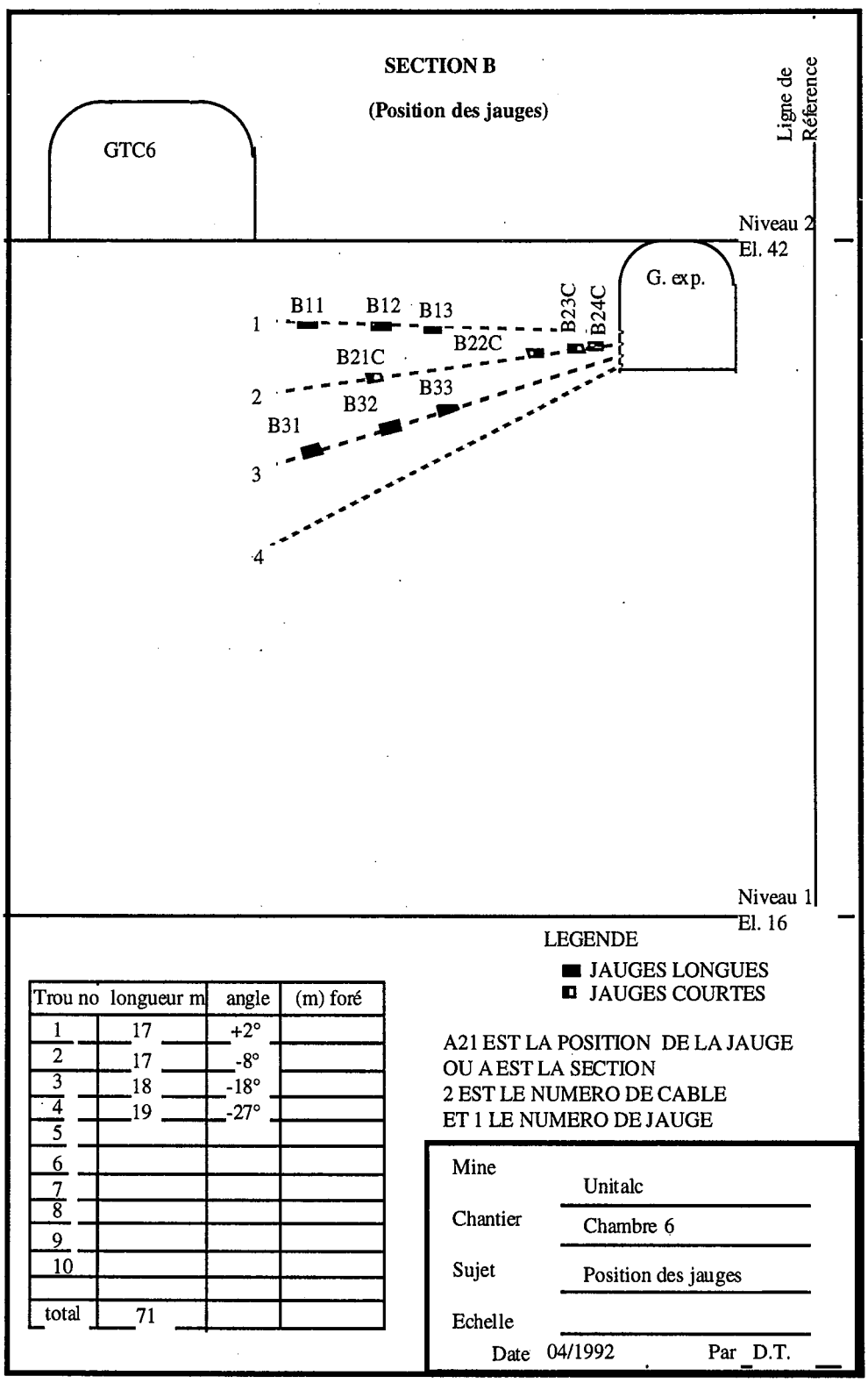
Câbles installés depuis la galerie	Anneaux	Trou de forage no	Jauges no	Distance depuis la tête du forage (m)
Expérimentale	A	1*	A11C	9,6
			A12C	3,2
			A13C	1,6
			A14C	0,8
		2	A21	13,2
			A22	10,3
			A23	5,4
		3	Aucune	
		4	A41	14,1
			A42	11,4
			A43	5,7
	B	1	B11	12,4
			B12	9,4
			B13	7,4
		2*	B21C	9,6
			B22C	3,2
			B23C	1,6
			B24C	0,8
		3	B31	12,5
			B32	9,3
			B33	7,4
		4	aucune	
	C	1	C11	3,4
		2	C21	13,2
			C22	10,3
			C23	5,4
		3	aucune	
		4	C41	14,1
			C42	11,4
			C43	5,7
	D	1	D11	12,4
			D12	9,4
			D13	7,4
		2	aucune	
		3	D31	12,5
			D32	9,3
			D33	7
		4	aucune	
GTC7	C	1	aucune	
		2	C21-7	11,5
			C22-7	7,5
		3	aucune	
		4	C41-7	14,5
			C42-7	12
			C43-7	9

*Des jauges courtes sont installées sur ces câbles pour les essais d'arrachement.



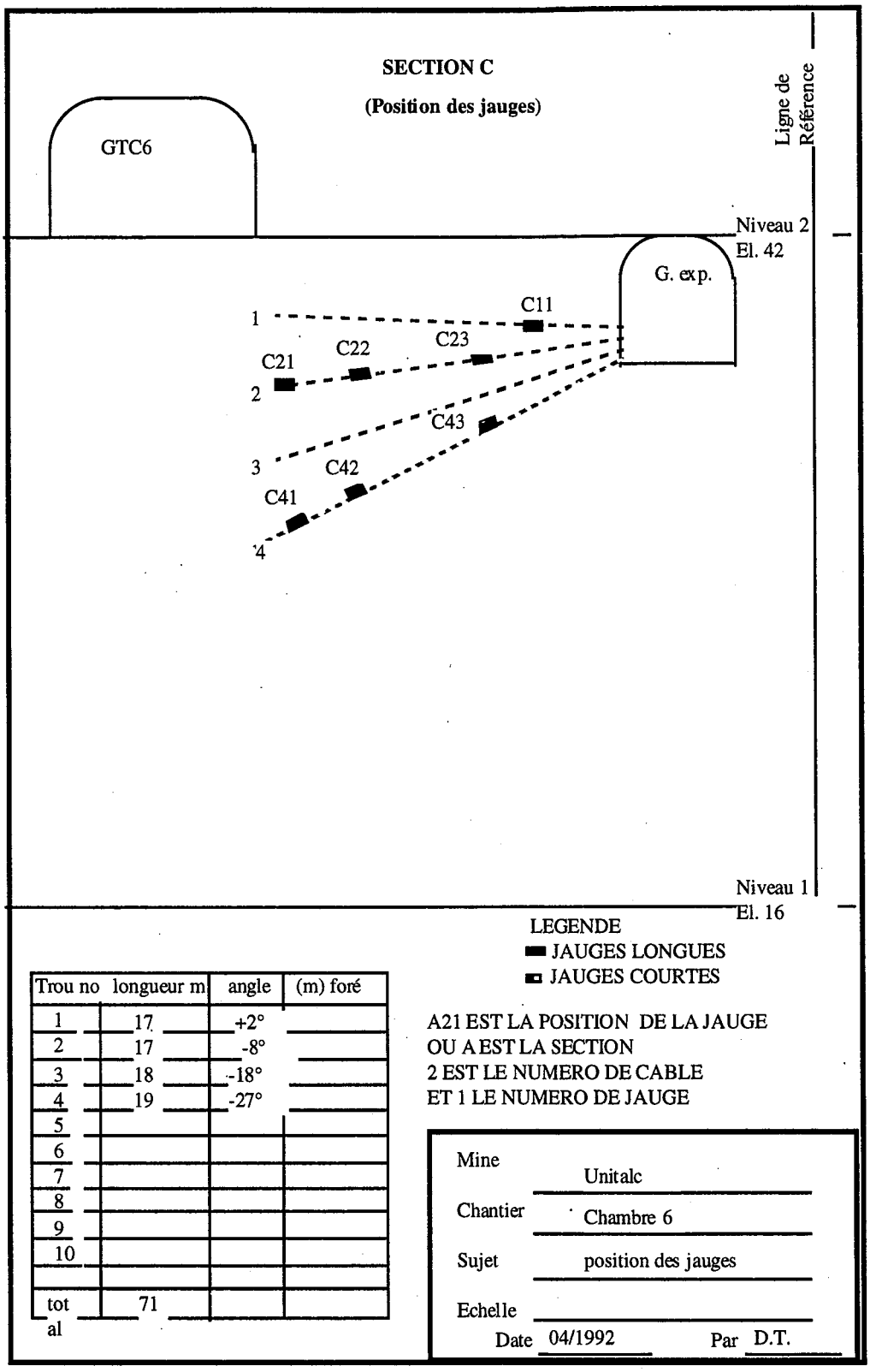
Trou nº	longueur m	angle	(m) foré
1	17	+2°	
2	17	-8°	
3	18	-18°	
4	19	-27°	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
total	71		

Figure 4.15 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la position des jauges de la section A de la galerie expérimentale



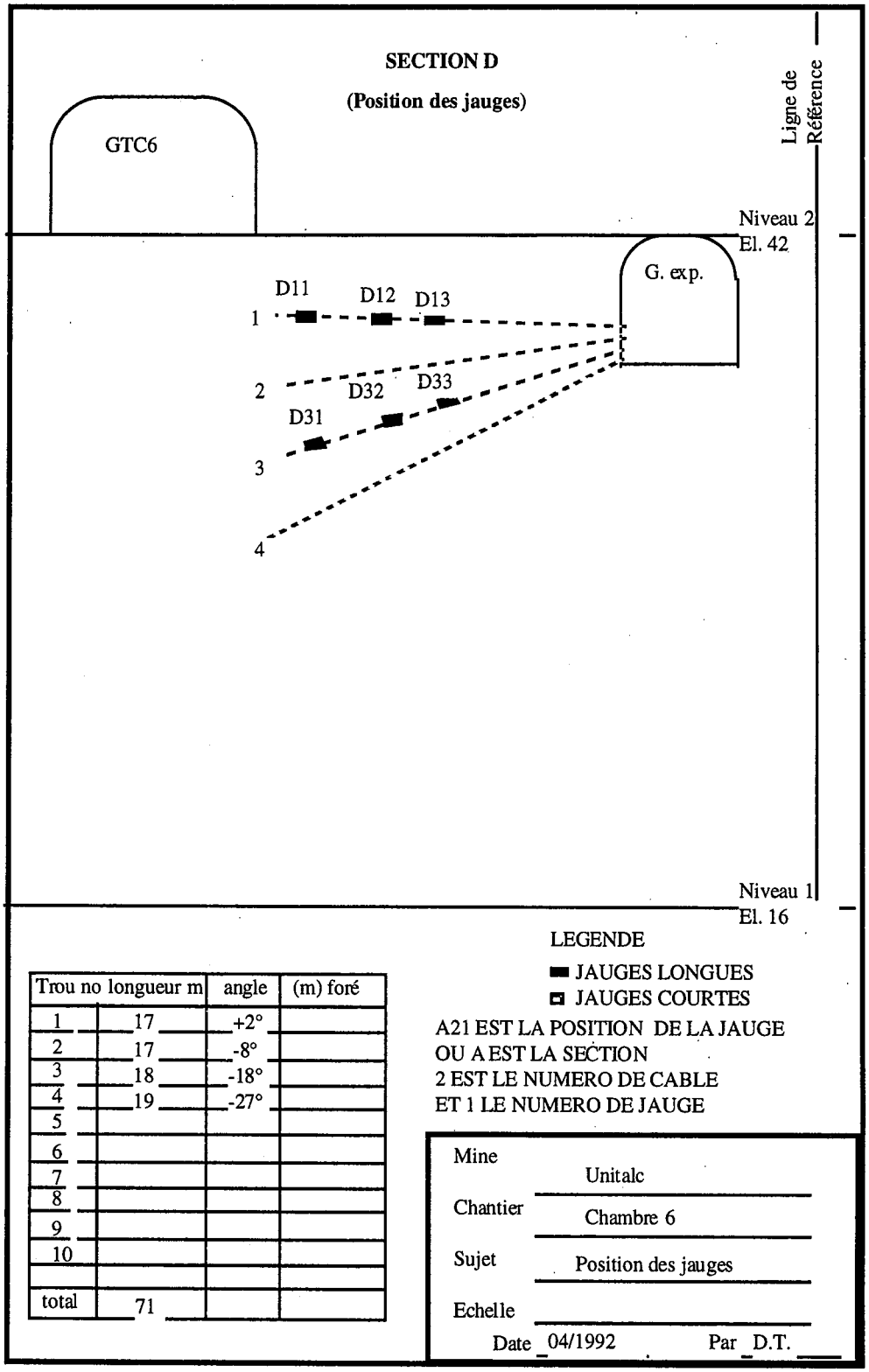
Trou no	longueur m	angle	(m) foré
1	17	+2°	
2	17	-8°	
3	18	-18°	
4	19	-27°	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
total	71		

Figure 4.16 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la position des jauges de la section B de la galerie expérimentale



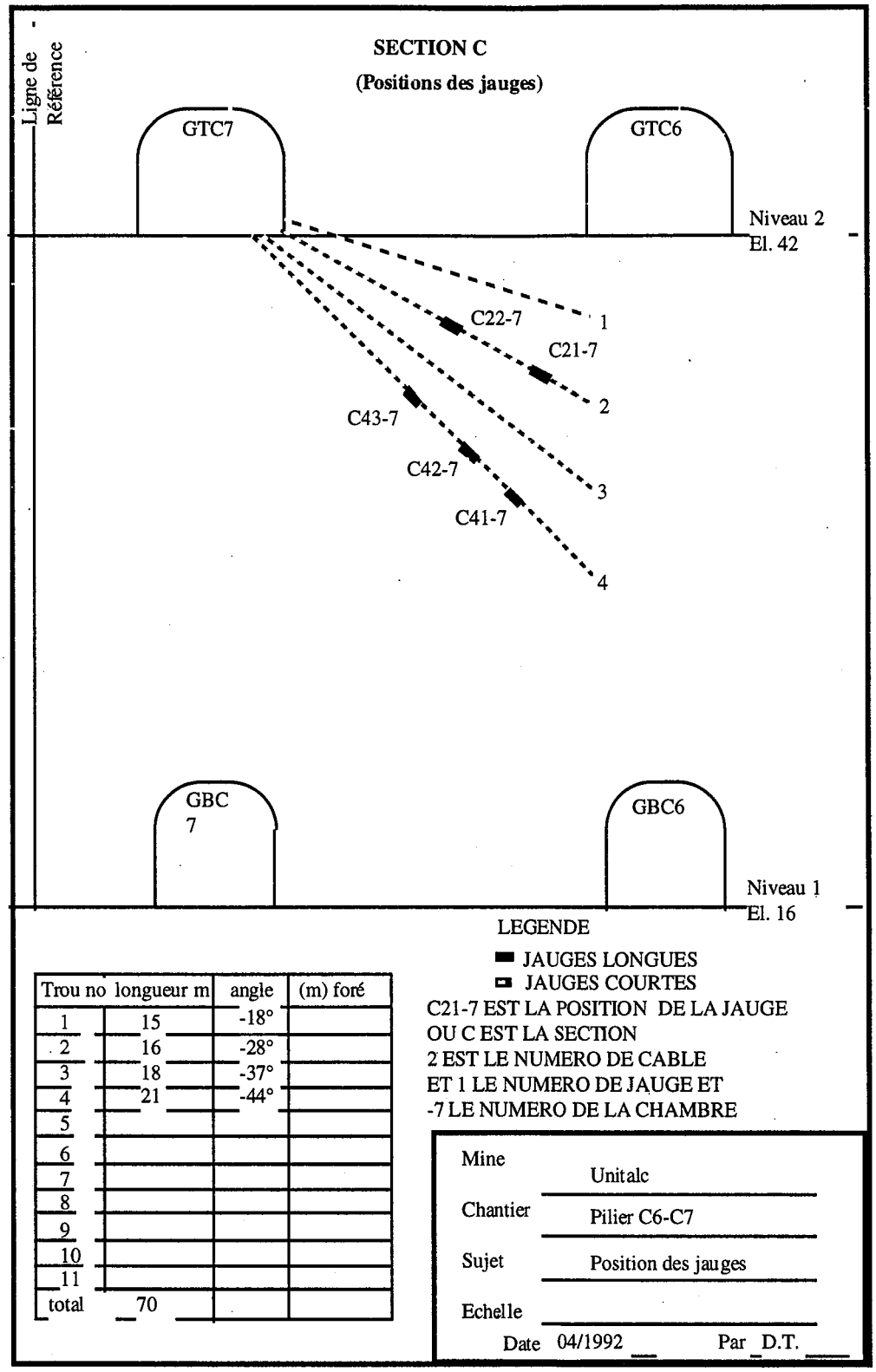
Trou no	longueur m	angle	(m) foré
1	17	+2°	
2	17	-8°	
3	18	-18°	
4	19	-27°	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
total	71		

Figure 4.17 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la position des jauges de la section C de la galerie expérimentale



Trou no	longueur m	angle	(m) foré
1	17	+2°	
2	17	-8°	
3	18	-18°	
4	19	-27°	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
total	71		

Figure 4.18 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C5/C6 montrant la position des jauges de la section D de la galerie expérimentale



Trou no	longueur m	angle	(m) foré
1	15	-18°	
2	16	-28°	
3	18	-37°	
4	21	-44°	
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
total	70		

Figure 4.19 : Section verticale perpendiculaire à l'allongement du pilier C6/C7 montrant la position des jauges de la section C de la galerie GTC7

4.4 - Tests d'arrachement (Goupy, 1992)

Au cours de l'instrumentation menée à la mine de Brusada, deux tests d'arrachement sur des câbles d'ancrage scellés avec un coulis de ciment ont été menés. Nous avons mis en évidence la dissipation rapide de l'effort le long de l'ancrage ainsi que de l'efficacité de ce type de soutènement.

Chacun des deux câbles testés était muni de 4 jauges TENSMEG courtes. Les jauges de déformation ont une valeur initiale de 70 Ω. Les positions des jauges courtes (voir figures 4.15 et 4.16) données ci-après sont repérées par rapport au parement de la galerie expérimentale et sont les mêmes pour les deux câbles :

- Jauge A14C et B24C : 0,80 m
- Jauge A13C et B23C : 1,60 m
- Jauge A12C et B22C : 3,20 m
- Jauge A11C et B21C : 9,60 m

Le système d'acquisition de données enregistrait toutes les quinze secondes les valeurs des déformations ainsi que la pression dans le vérin et le déplacement du piston relativement au corps du vérin. Cet intervalle de temps est le plus court possible pour laisser le temps à la centrale de gérer le système. Les jauges étaient reliées aux blocs de connexion par un montage à trois fils qui se justifie par la faible durée des essais qui rend négligeable les effets de la température.

Les tests d'arrachement consistent à tirer sur le câble en mesurant trois paramètres différents :

- Les déformations de la partie scellée
- La force appliquée en tête d'ancrage
- Le déplacement de la tête d'ancrage

De façon à tirer le câble dans l'axe du trou de forage, nous avons utilisé du mortier pour créer une surface d'appui plane et perpendiculaire à l'axe de traction. Etant donné le faible laps de temps dont nous disposions entre l'injection et les test d'arrachement (10 jours), le mortier était insuffisamment solide ce qui a occasionné un poinçonnement par les plaques d'appui. Nous en avons tenu compte dans le traitement des données en soustrayant le déplacement dû au poinçonnement au déplacement total à la tête de forage.

Durant le test, il faut prendre soin de contrôler les capteurs de déplacement qui sont fixés au porte-capteur car leur course est trop courte pour suivre l'intégralité de l'essai, aussi doit on les replacer dès que les palpeurs ne sont plus en contact avec le corps du vérin. Lorsque les capteurs de déplacement sont totalement détendus, ils doivent être recomprimés sans que la pression du vérin soit ôtée.

Si le câble ne glisse pas, la rupture se localise au niveau de l'attache conique. En effet cette attache se compose de mors qui pénètrent dans l'acier bloquant les mouvements et formant une zone de surcontrainte.

4.4.1- Résultats des tests

Le premier essai d'arrachement ne fut guère concluant, car la surface d'appui préparée n'était pas assez perpendiculaire à l'axe du câble. Il s'est donc formé un coude fortement surcontraint qui a empêché la reprise totale de l'effort par la partie ancrée. Cette hypothèse est confirmée par deux faits :

- La rupture a eu lieu au ras du massif ce qui montre que cette portion de câble était surcontrainte.

- Les jauges n'ont réagi que faiblement : jauge A14C = 1300 με à la rupture.

Comme 3 brins se sont rompus au ras du massif, il n'était pas possible de reprendre l'essai car seulement 4 des 7 brins auraient repris l'effort. Nous nous sommes donc reportés sur le deuxième essai pour une interprétation plus précise.

Le second essai s'est soldé par une rupture d'un toron périphérique au niveau de l'attache conique. On peut donc en déduire que le scellement était suffisamment résistant pour mobiliser intégralement la résistance de l'acier. Ainsi donc malgré le coulis de ciment fluide et la saleté du câble, on peut conclure que le système acier-coulis était bien homogène et prêt à soutenir une mise en charge après 10 jours de mûrissement du scellement (50% de sa résistance ultime).

Les 4 jauges TENSMEG ont permis de mettre en évidence la distribution de contrainte le long du câble. Tout d'abord il est important de constater la forte dissipation de la charge. A la rupture la jauge B24C n'enregistrait que 50% de la charge appliquée et les jauges B22C et B21C n'ont quasiment pas réagi au cours de l'essai. La courbe longueur ancrée versus les forces mesurées (figure 4.20) donne une zone d'influence de la mise en tension du câble d'environ 3 m, au-delà de laquelle quasiment aucune déformation n'est enregistrée. On peut supposer que cette zone d'influence va diminuer au fur et à mesure du mûrissement du coulis, car celui-ci va générer une friction de plus en plus importante avec l'acier. Ces résultats doivent être interprétés en fonction de la taille des blocs pour savoir si un mouvement de joint aura un effet local sur le câble ou s'il influencera les autres discontinuités traversées.

Les problèmes rencontrés lors de l'installation n'ont guère affecté les tests d'arrachement. Les résultats obtenus montrent que le système de câble d'ancrage avec coulis de ciment résiste à de fortes tensions sans se désolidariser et sans permettre de glissement de l'ensemble. La longueur ancrée (environ 14 m) pourrait à elle seule expliquer cette résistance, mais les jauges de déformation ont

montré que la charge ne pénétrait quasiment pas dans l'ancrage. Ce fait indique que le coulis qui scelle l'ancrage résiste aux contraintes axiales et radiales qui sont mises en jeu lors de la mise en tension.

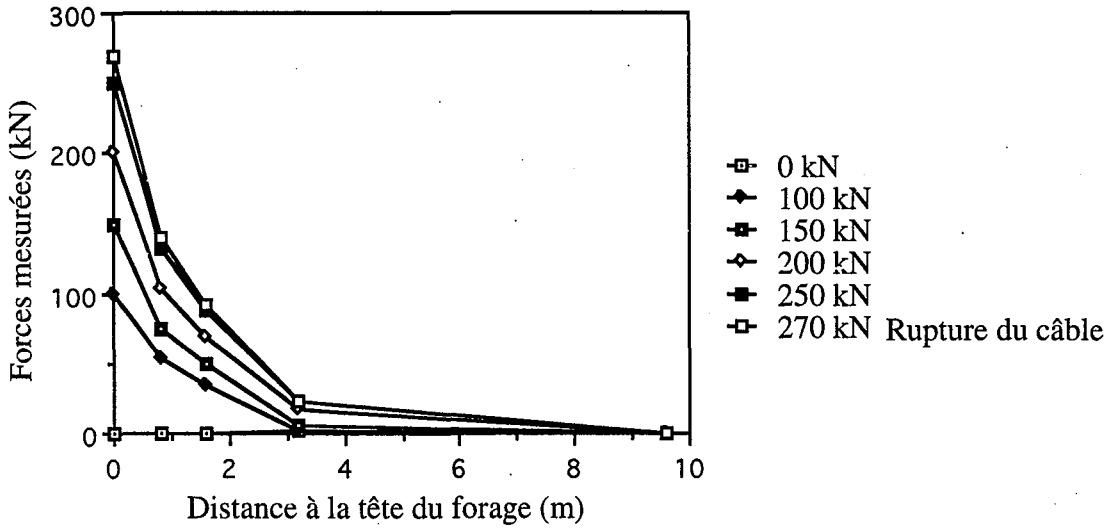


Figure 4.20 : Courbes de la longueur ancrée en fonction de l'effort appliqué lors d'un essai d'arrachement de câble

4.5 - Suivis des mesures des jauges longues (Ben Slimane, 1993, Thibodeau et Ben Slimane, 1993)

Dans la présente partie, il s'agit dans un premier temps d'analyser les lectures de déformation des câbles mesurées par les jauges TENSMEG, et l'influence des tirs d'exploitation sur le comportement des câbles. Dans un second temps, il s'agit de comparer la déformation des câbles à celle du massif rocheux pour vérifier la fiabilité des lectures des jauges.

4.5.1- Traitement des lectures des jauges

Comme il a été signalé au paragraphe précédent, les jauges mesurent des microdéformations et le passage des déformations aux tensions résulte de la courbe d'essai de traction des jauges TENSMEG instrumentant des câbles identiques à ceux qui ont été utilisés dans la mine de talc.

Le domaine élastique est défini pour des déformations e<8000 με et la tension est exprimée par : T(kN) = 0,02746 με.

Le domaine plastique est défini pour des microdéformations 8000<με<50000. Nous avons simplifié la portion plastique de la courbe en considérant une variation linéaire exprimée par : T(kN) = 220+0,00108 με.

Pour με>50000 la rupture est atteinte.

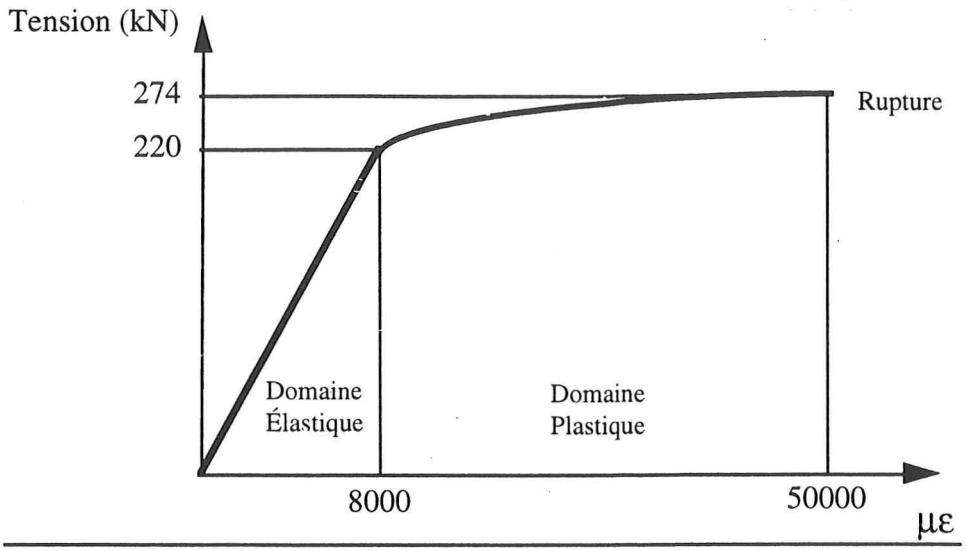


Figure 4.21 : Courbe tension-déformation des câbles d'ancrage

Remarque : Les valeurs ci-dessus sont indicatives et valables pour des essais en laboratoire. Ainsi, le domaine élastique tout comme la rupture peuvent être atteints pour des niveaux plus bas ou plus élevés.

4.5.2- Analyse des lectures des jauges

Les courbes représentatives des lectures de déformation des câbles enregistrées par les jauges sur lesquelles a été superposée leur conversion en tension, à l'aide des transformations explicitées au paragraphe précédent figurent en Annexe B. Les tirs majeurs d'exploitation dans la chambre C6 sont également représentés sur ces graphiques.

Il est à noter que les échelles de tension exprimées en kN et de déformation exprimées en με sont différentes.

Ces lectures des jauges sont à mettre en rapport avec l'avancement de l'exploitation qui est susceptible d'agir sur les ancrages. Les données relatives aux volées d'abattage figurent dans le Tableau 4.4.

Il faut noter que pour les jauges encore en opération en juin 1993, l'évolution des déformations semblait se stabiliser.

Tableau 4.4 : Données relatives aux tirs d'exploitation dans le chambre C6 et de traçage de GTC7

Date	Type d'opération	Quantité d'explosif (en kg)		Tonnes abattues
		Gélatine	ANFO	
14/10/92	Volée 1-2 à C6	82	425	1000
22/10/92	Volée 3-4 à C6	66	475	1000
09/11/92	Volée 5-6 à C6	64	495	1000
20/11/92	Volée 7-8 à C6	64	525	1500
07/01/93	Volée à GTC7	93	25	260
12/01/93	Volée à GTC7	103	25	260
20/01/93	Volée 9-10 à C6	68	400	1200
04/02/93	Volée 11 à C6	50	75	600
15/02/93	Volée 12-13 à C6	59	225	800
06/05/93	Volée 14-15 à C6	65	510	1100

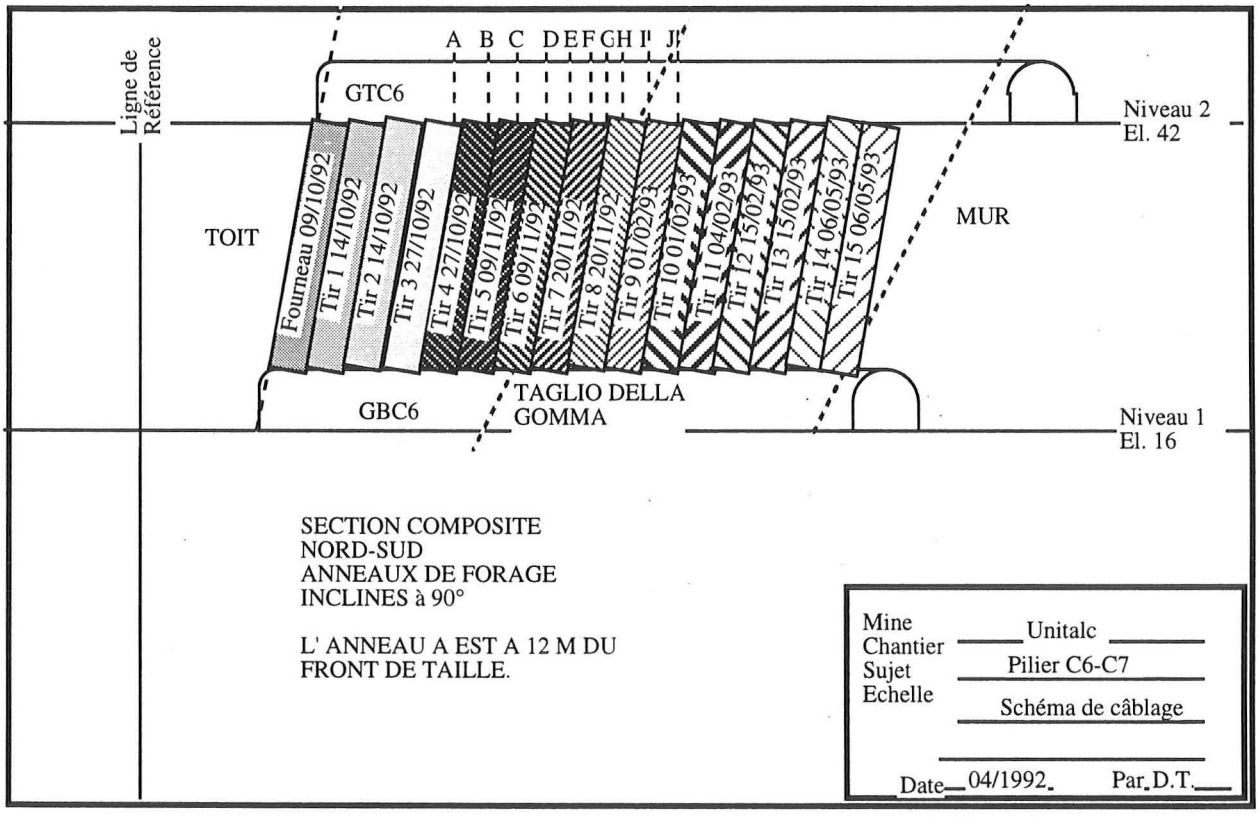


Figure 4.22 : Progression de l'exploitation de la chambre C6

4.5.2.1 - Section A de la galerie expérimentale

Toutes les jauges qui ont équipé cette section enregistrent de faibles déformations qui n'excèdent pas 2250 με, soit des niveaux de tension des câbles de 70 kN. Ceci reste dans des domaines acceptables (25% de la rupture) avant février.

Les jauges ont toutes bien fonctionné mise à part la jauge A21 qui a connu des problèmes dès son installation. C'est pour cette raison qu'il n'a pas été jugé utile de faire figurer la représentation graphique de mesures correspondantes en Annexe B.

Le passage du front de taille, et les tirs effectués dans la chambre C6 au mois d'octobre (14 et 20/10/92), au voisinage de cette section n'ont pas provoqué de mise en tension des câbles. Donc nous pouvons supposer qu'il n'y a pas eu de déplacement de blocs. Il en est de même pour les volées du mois de novembre.

Cependant, les volées de la fin du mois de janvier et du début du mois de février 1993, situées au niveau du contact de la faille "Taglio della Gomma" ont entraîné une augmentation de la tension des câbles de l'ordre de 40 kN. Ces tirs, bien qu'éloignés de cette section, ont probablement causé un déplacement des blocs dans cette zone fracturée du massif et provoqué ainsi la rupture des jauges A41 et A42 proches du parement de C6. Il faut noter que pour les jauges A41 et A42 aucune mesure n'a été enregistrée à partir de février 1993. Il est permis de supposer que ces jauges ont subi une forte déformation après la dernière mesure enregistrée les amenant à la rupture avant la réalisation de la mesure suivante.

4.5.2.2 - Section B de la galerie expérimentale

Les jauges de cette section ont toutes enregistré des déformations n'excédant pas 2000 με, soit des niveaux de tension de l'ordre de 60 kN, avant les tirs d'exploitation du début du mois de février 1993. Ceux-ci ont amené tous les câbles de cette section dans le domaine plastique avec des valeurs de tension proches de la rupture, voire même la rupture pour B31. Après la dernière volée d'exploitation (mai 1993), la tension des câbles se stabilise. A partir de la fin de juin 1993, les jauges B11, B12 et B13 ont cessé de transmettre des données. Il peut en être déduit que ces trois jauges ont atteint la rupture lors du soutirage final de la chambre C6.

4.5.2.3 - Section C de la galerie expérimentale

La jauge C11 a enregistré des valeurs de déformation quasi-nulles. Deux suppositions pourraient expliquer ce fait : soit la jauge est défectueuse, soit elle a été placée dans une région non fracturée du massif, donc peu affecté par le mouvement de blocs. Il semblerait que la première supposition soit la plus plausible surtout si l'on se réfère aux lectures de C23 qui lui est voisine et qui a relevé une mise en tension des câbles suite aux tirs d'exploitation du mois de février.

Les jauges de cette station ne montrent pas un comportement d'ensemble de leurs lectures. En effet, pour C21 les tirs du début du mois d'octobre ont causé une augmentation de la tension de l'ordre de 50 kN pour atteindre un niveau proche de la rupture (240 kN). C22 présente dès les

premières lectures des valeurs de déformation élevées (13000 με soit 230 kN) et les tirs du 15/02/93 ont créé une diminution de la déformation qui reste cependant dans le domaine plastique.

La localisation précise de ces deux jauges, indique que celles-ci se trouvent dans le plan de faille "Taglio della Gomma". Les déformations mesurées doivent donc être directement liées aux mouvements de la faille qui sont relativement importants. En effet, le trou de forage ST1 (figure 4.12) traversant la Taglio della Gomma, lors de la campagne de mesures de contraintes de janvier 1993, a dû être reforé au niveau de la faille car la sonde ne passait plus à ce niveau à cause d'une défviaqtion importante du forage.

Pour C23, les mêmes tirs ont causé une augmentation de la tension, auparavant quasi-nulle, à des valeurs avoisinant 40 kN.

Pour C41, les tirs du début du mois d'octobre se sont manifestés par une diminution de la tension de 230 à 130 kN. Les valeurs initiales, proches de la rupture, ont été récupérées au bout de 2 mois par un réajustement des blocs.

Pour C42, les valeurs de tension sont quasi-constantes autour de 100 kN, avec cependant une légère tendance à la baisse.

C43 n'enregistre que de faibles valeurs de tension avec un maximum de 27 kN sur toute la période étudiée (du 06/08/92 au 30/04/93).

Cette forte variabilité des lectures enregistrées par les jauges de la section C pourraient s'expliquer par une plus importante fracturation du massif au voisinage de la zone étudiée et la présence de blocs de petite taille plutôt localisés près du parement Est de la chambre 6 pourrait expliquer la forte variabilité des lectures (les valeurs fortes de la tension se concentrent pour les jauges proches du parement : C21, C22, C41, C42).

4.5.2.4 - Section D de la galerie expérimentale

Toutes les jauges de cette section relèvent de faibles valeurs de tension (maximum 35 kN), mise à part D12 qui indique une forte augmentation de tension à la suite des tirs du 15/02/93 et du 06/05/93. Ainsi, les valeurs de tension nulles auparavant, atteignent des niveaux de l'ordre de 180 kN en février et 225 kN en mai. Cette singularité de D12 pourrait s'expliquer par une fracturation du massif induite par les tirs ou par un déplacement excessif des blocs. Les résultats de la jauge D11 ne sont pas fournis car cette dernière était défectueuse.

4.5.2.5 - Section C de la galerie GTC7

Les jauges de cette section de câbles localisée dans le pilier C6/C7 ont toutes cessé de fonctionner le ou après cette date : le 02/02/93. Ceci indique que les jauges ont été déterriorées par les tirs ou qu'elles on atteint la rupture.

4.5.3- Traitement statistique des données

L'objectif de cette étude est de confirmer le comportement des jauges relevé dans les paragraphes précédents, et de tenter de tracer la blocométrie probable du volume de massif rocheux renforcé par les câbles, et de ce fait, visualiser le mouvement des blocs. La méthode utilisée pour le traitement statistique des données est l'analyse en composantes principales (ACP) (Ben Slimane , 1993).

4.5.3.1- Étude de l'influence des tirs

La variable prise en compte pour quantifier l'influence des tirs est la contrainte induite radiale S_r (Thibodeau 1991), qui a le module le plus important. Pour chacune des 8 volées effectuées dans la chambre C6, les surcontraintes radiales, verticales et transversales induites par les tirs ont été calculées à partir de la relation de Duvall (extrait de Jaeger & Cook, 1979) :

$$\nabla tir = \frac{-A \times E(1-\nu)}{\left\{(1+\nu)(1-2\nu)\left[\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}\right]^{1/2}\right\}} \quad (4.8)$$

où :

E = module d'Young du massif rocheux en MPa

ν = coefficient de Poisson

ρ = densité du massif rocheux

et A est la vitesse particulaire exprimée en m/s et définie comme suit :

$$A = H\left(\frac{W^{\frac{1}{2}}}{r}\right)^{n} \quad (4.9)$$

où :

H et n sont des constantes empiriques valant respectivement n= 1,71 / 1,67 / 1,14 et H= 84,8 / 121,1 et 10,5 pour les surcontraintes verticales, radiales et transversales.

W : masse d'explosif en kg. Cette masse a été exprimée dans le cas étudié en kilogrammes équivalent ANFO en utilisant l'équivalence suivante: 1 kg gélatine = 1,35 kg ANFO.

r : distance entre la section de tir et les câbles, exprimée en m.

Les autres variables correspondent aux séries de tension mesurées par les jauges à la suite des tirs d'exploitation. En tout, 23 variables ont été considérées : 22 pour représenter les jauges, plus S_r. Il est à noter que certaines jauges n'ont pas été prises en compte car les vecteurs les représentant contenaient trop de valeurs nulles susceptibles de causer l'impossibilité du calcul des valeurs propres.

Les calculs de l'ACP ont été effectués à l'aide du logiciel statistique Statitcf. Les contributions des 3 premiers axes principaux sont respectivement de 67,4%; 18,7% et 8,7%, soit 94,8% de l'inertie totale.

Les coordonnées des variables sur les axes principaux sont regroupées dans le tableau V en Annexe C.

La variable S_r est mal représentée dans les plan principaux (fig.4.23 et 4.24 et Annexe C) et la matrice de corrélation montre qu'elle est mal corrélée avec les variables représentant les jauges. Les tirs n'ont donc pas une influence directe significative sur les variations de la tension des câbles. Cette conclusion s'oppose à celle déterminée en 1991 par Thibodeau, mais il faut noter la différence entre les deux sites étudiés. En 1991, le site était la mine de Sotiel où les câbles étaient toujours installés dans une surface libre (le toit de la chambre exploitée) tandis qu'à la mine de Brusada les câbles ont été croisés par une surface libre seulement à partir des tirs du mois de février 1992, date à partir de laquelle une augmentation appréciable de la déformation des jauges est mesurée. L'augmentation relevée à la suite des tirs serait due au déconfinement des parois et au déplacement des blocs comme l'indique l'exemple de la figure 4.25.

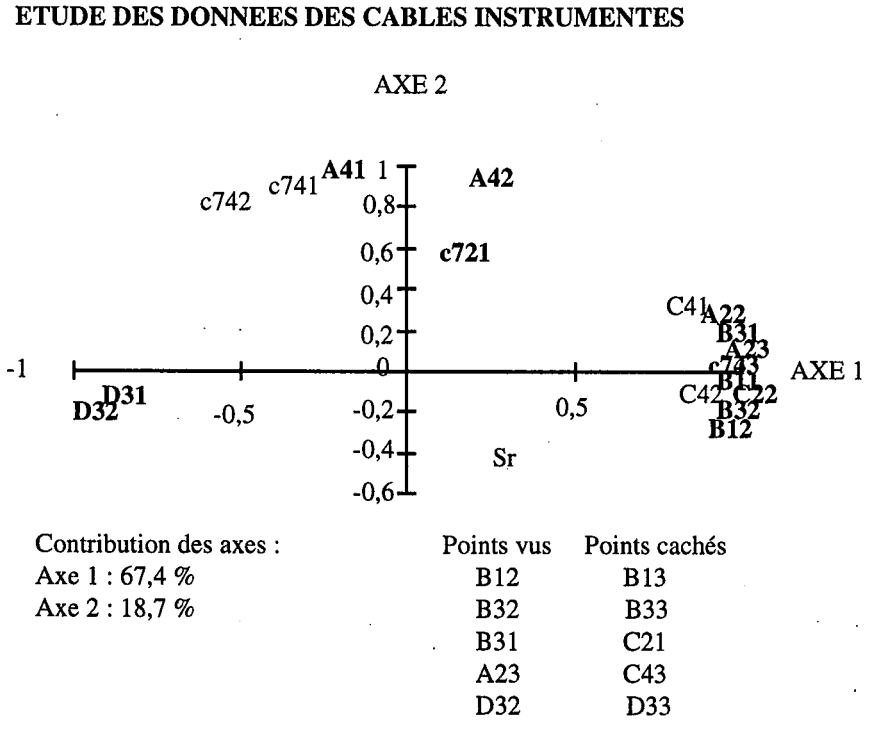
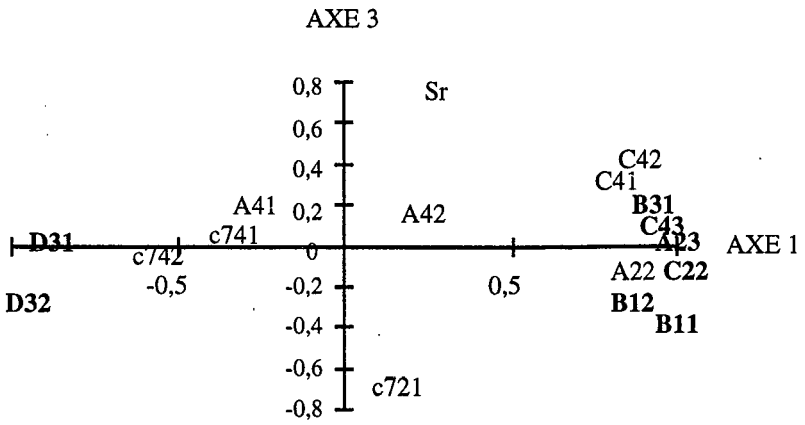


Figure 4.23 Représentation des variables dans les plans principaux 1 et 2 (Ben Slimane, 1993)



Contribution des axes :	Points vus	Points cachés
Axe 1 : 67,4 %	B11	B13
Axe 3 : 8,6 %	B12	B32
	B11	B33
	B31	C21
	B11	c743
	D32	D33

Figure 4.24 : Représentation des variables dans les plans principaux 1 et 3 (Ben Slimane, 1993)

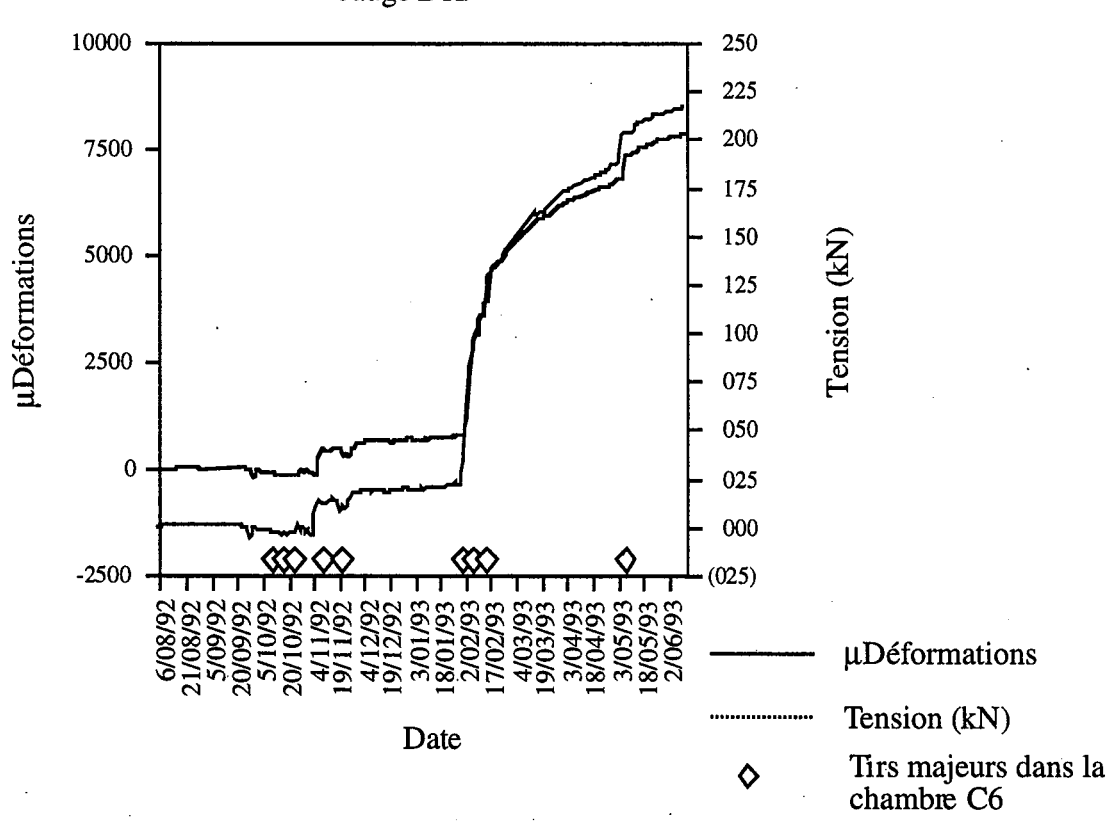


Figure 4.25 : Exemple de mesures de déformation de la jauge B12 illustrant la forte déformation subie à la suite de la création d'une surface libre à l'aplomb des câbles après les tirs de production de février 1993.

4.5.3.2 - ACP relatives aux jauges

a) ACP sur toutes les jauges

La représentation graphique dans les plans principaux figure en Annexe D.

* Dans le plan principal (1,2), 3 groupes de jauges sont individualisés :
  - A41, A42
  - D31, D32, D33
  - A22, B12, B13, B31, B32, B33, C21, C22, C43

* Dans le plan principal (1,3), 2 groupes sont individualisés :
  - D32, D33
  - A23, B11, B12, B13, B32, B33, C21, C22, C43

Ce second groupe peut être subdivisé en 2 sous-groupes :
  - A23, B31, C21, C22, C43
  - B11, B12, B13, B32, B33

Ces regroupements de jauges pourraient être dûs à l'appartenance à un même bloc.

Les jauges des sections A, B et C sont proches alors que celles de la section D sont isolées.

b) ACP pour les jauges d'une même section

* Section A : Les jauges se répartissent en 2 groupes : A41, A42 et A23, A22.
* Section B : Les jauges se répartissent en 2 groupes : B31 et B13, B32, B33.
* Section C : Les jauges se répartissent en 2 groupes : C41, C42 et C22, C43.
* Section D : Les jauges D31, D32 et D33 forment un seul groupe.

c) ACP pour les jauges de même dernier numéro (C'est-à-dire à la même position relative par rapport au parement de la chambre C6.

Les jauges de même numéro sont approximativement situées dans un même plan parallèle aux parements de la chambre C6.

* Jauges 1 : 4 groupes sont relevés : B11; C41; A41; B31 et C21.
* Jauges 2 : 3 groupes sont relevés : C42; A42; A22 et B12 et B32 et C22.
* Jauges 3 : 4 groupes sont relevés : D33; C43; A23; B13 et B33.

4.5.3.3 - Essai de détermination de la blocométrie

A l'aide des résultats des différentes ACP et les regroupements de variables représentant les jauges dans les plans principaux, une tentative de détermination de la blocométrie du massif renforcé par les câbles a été réalisée. L'hypothèse adoptée dans cette étude est qu'à tout regroupement de jauges relevé sur la représentation des variables dans les plans principaux des ACP, est associée leur appartenance à un même bloc du massif rocheux; et cela pour un profil donné. Un tracé approximatif des discontinuités qui délimitent ces blocs est ainsi obtenu. Celui-ci est affiné par la connaissance de la direction du profil considéré ainsi que par celle de l'intervalle de valeurs de pendage possibles pour le joint supposé. Ce dernier sera associé aux familles de discontinuités connues à la suite des relevés structuraux dans le talc effectués par Politecnico di Torino (Tableau 3.5). En procédant par élimination, il est donc possible de déterminer le joint le plus probable et la discontinuité qui lui est associée.

Les représentations des joints supposés les plus probables pour diverses sections figurent en Annexe C. La figure 4.26 montre la section A de la galerie expérimentale en exemple.

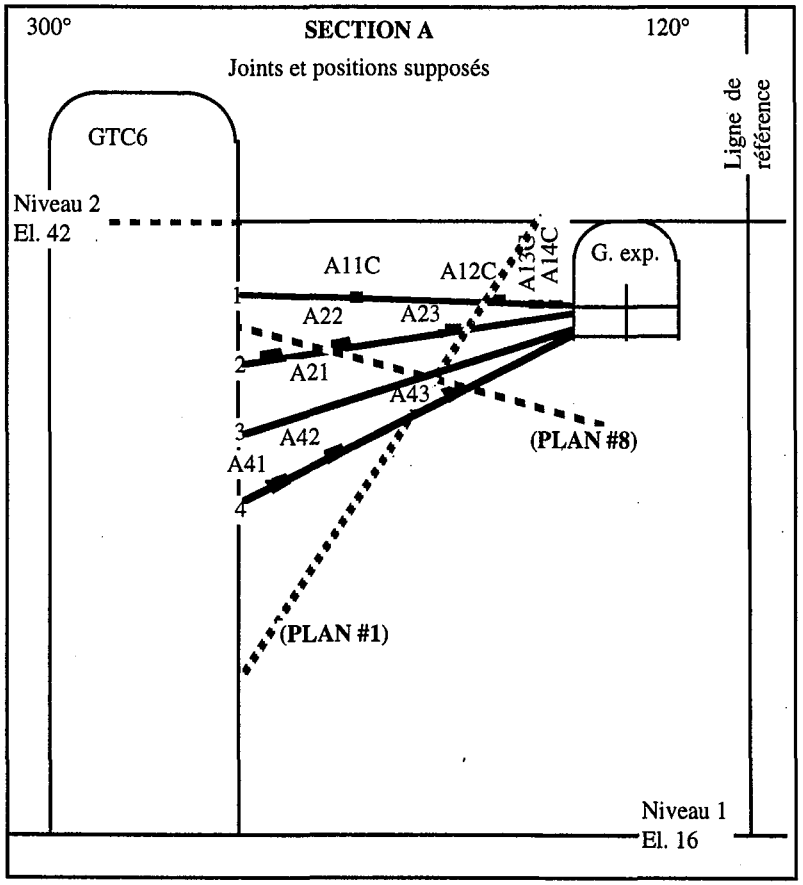


Figure 4.26 : Exemple de joints les plus probables pour la section A de la galerie expérimentale

4.5.4 - Comparaison entre les mesures extensométriques et les mesures des jauges

Les résultats de mesures extensométriques (annexe A), (en particulier celles des extensomètres 10, 11 et 12) concordent avec le fait que les jauges des sections B et C du pilier C5/C6, relèvent des tensions élevées dans le domaine plastique, proches de la rupture. En effet, les déplacements enregistrés par les extensomètres correspondent à des déplacements de massif de l'ordre de 9700 με et si l'on considère que toute la déformation de la roche est transmise aux câbles (ni fluage, ni relaxation, transfert total de la charge au niveau de l'interface roche-câble), elle serait du même ordre de grandeur que celle relevée par les jauges des profils B et C. Les mesures des extensomètres 13, 14 et 15 sont également à mettre en rapport avec celles des jauges de la section C située dans le pilier C6/C7 dont la majeure partie a atteint la rupture.

4.6 - Conclusions

Les mesures de tension des câbles par les jauges des TENSMEG ont été dans leur ensemble influencées par les volées du mois d'octobre 1992 et plus particulièrement par celles du mois de février 1993. Ces dernières ont conduit certaines jauges à la rupture parce que le front d'exploitation passe à l'aplomb des câbles instrumentés de la galerie expérimentale. Ces résultats sont confortés par les mesures extensomètriques qui sont en parfait accord avec les lectures des jauges. Il est à noter que les tirs n'ont pas une influence directe sur les variations de la tension des câbles tant que ceux-ci ne sont pas exposés à une surface libre. Elles sont plutôt dues au déconfinement des parements consécutif aux tirs dans la chambre C6. En effet, suite au déconfinement des parements, il y a ouverture des joints et donc les blocs ont plus de degrés de liberté dans leur mouvement, ce qui est à l'origine d'une augmentation ou d'une diminution de la tension des câbles. Ce résultat est confirmé par les ACP qui montrent l'indépendance entre les tirs et les lectures de tension relevées par les jauges.

Le nombre important de câbles mis en tension ou ayant atteint la rupture, et les déplacements appréciables relevés par les extensométres longs montrent que la densité de boulonnage obtenue par la méthode empirique de Potvin est très proche de l'équilibre limite et correspond très probablement à un coefficient de sécurité égal ou légèrement supérieur ou inférieur à un. Il ne faut cependant pas oublier le caractère expérimental de ce chantier minier ainsi que les contraintes économiques imposées au départ par l'exploitant qui tolérait au maximum 1000 m de trous forés par pilier pour le schéma de boulonnage.

Au niveau des sections B et C, le massif apparaît plus fracturé étant donnée la grande variabilité des lectures des jauges de ces sections. La blocométrie supposée est d'ailleurs en accord avec ce fait.

Cette analyse illustre également deux autres phénomènes. Le premier montre que les jauges près du parement sont plus sollicitées que celles situées plus à l'intérieur du pilier (les jauges se terminant par le numéro 1 comparativement aux jauges se terminant par le numéro 3). Le deuxième phénomène indique une différence de comportement du massif rocheux entre le toit et le mur de la faille "Taglio della Gomma". En effet les jauges de la section D situées au mur de la Taglio della Gomma enregistrent des déformations beaucoup moins importantes que les jauges des sections A, B et C situées au toit de la faille, ce qui indique une plus grande stabilité du massif rocheux au mur de la faille. Ceci est également vérifié par les mesures de contraintes (Burlet et Wojtkowiak, 1993).

L'utilisation des câbles, même si certains ont atteint la rupture, à certainement empêcher le développement d'un cloche d'éboulement comme le cas de la chambre C5.

Chapitre 5

5 - Modèle numérique

5.1 - Type de modèles

En ce qui concerne le type de modèles disponibles, deux options s'ouvrent à nous. La première consiste à considérer les câbles comme ajoutant des forces s'opposant au mouvement des blocs lors d'une étude dite d'équilibre limite (cette option sera étudiée par l'utilisation du code numérique : RESOBLOK). La deuxième consiste à considérer une augmentation de la rigidité et de la résistance limite des discontinuités suite à l'installation des câbles, car les raideurs tangentielle et normale permettent d'exprimer le déplacements des épontes en fonction des contraintes exercées sur la discontinuité (Modèle proposé au chapitre 6 et le code UDEC).

L'étude du code RESOBLOK est appliquée à la mine de Sotiel et a pour principal objectif de déterminer une marche à suivre menant au choix d'une densité de câbles d'ancrage.

L'étude du code UDEC a pour but, dans un premier temps, de mieux comprendre les modèles de boulonnage inclus dans ce code. On cherche également à évaluer l'efficacité et la performance de ces modèles pour la détermination et le choix d'un schéma de boulonnage ou de câbles d'ancrage. La première partie de l'étude consiste à étudier le comportement en cisaillement d'un joint armé et à simuler l'essai d'arrachement in situ effectué à la mine de Brusada. La deuxième partie de l'étude consiste à tenter de simuler le comportement des câbles d'ancrage installés dans le pilier C6C5 de la mine de Brusada.

5.2 - Modèle pour l'analyse à l'équilibre limite (Application à RESOBLOK)

Le but de ce travail est d'introduire dans le logiciel RESOBLOK plusieurs densités de câbles d'ancrage afin d'établir une approche permettant à l'exploitant d'optimiser le schéma de câbles à partir des résultats obtenus.

RESOBLOK se base sur la théorie du bloc clé, écrite sous forme vectorielle par Warburton (1981). Le logiciel calcule pour chaque bloc géométriquement instable les forces résultantes motrices et résistantes qui agissent sur le bloc. De là, on conclut à la stabilité ou à l'instabilité des blocs en question (voir l'annexe D pour une description plus détaillée). Le comportement du massif rocheux qui nous intéresse plus particulièrement dans ce logiciel est le mouvement de blocs indéformables le long de un ou plusieurs plans de discontinuité. Nous devons donc analyser la résistance au cisaillement et le déplacement des plans de discontinuité.

Le critère de rupture d'un plan de discontinuité utilisé dans RESOBLOK est le critère de Mohr-Coulomb qui exprime la résistance au cisaillement de la discontinuité de la manière suivante :

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi \qquad (5.1)$$

C est la cohésion de la discontinuité (souvent considérée comme étant nulle) est ϕ et l'angle de frottement de cette dernière. De ce fait le modèle choisi pour simuler l'effet des câbles dans le massif rocheux discontinu devra tenir compte des prérogatives de RESOBLOK et s'identifier ou tout au moins s'associer au calcul des forces résultantes et au critère de Mohr-Coulomb.

Il faut utiliser deux approches différentes pour expliquer l'apport des câbles d'ancrage à la stabilité du massif. Une approche qui tient compte des blocs en chute libre (les blocs pour lesquels le coefficient de frottement des joints ne joue pas) et une autre qui tient compte de tous les mouvements de blocs le long de plans de discontinuité et des capacités intrinsèques des joints.

Le modèle proposé dans RESOBLOK prend en compte: l'angle d'inclinaison du câble sur le plan de discontinuité; l'aire effective de la discontinuité sur laquelle le câble agit; le nombre de câbles par plan de discontinuité pour un même bloc instable; les propriétés mécaniques du câble; l'angle d'installation des câbles par rapport à la surface libre; la distance entre les câbles et enfin la distance entre les différentes sections de câbles. La contribution du câble à la stabilité d'un bloc est introduite comme une force parallèle à l'axe du câble égale à sa résistance à la traction. Le schéma de câbles est introduit avant l'analyse de la stabilité et ainsi plusieurs schémas peuvent être analysés et comparés entre eux (Korini et al, 1993). La figure 5.1 présente un organigramme simplifié de la façon dont le modèle est introduit et fonctionne dans RESOBLOK .

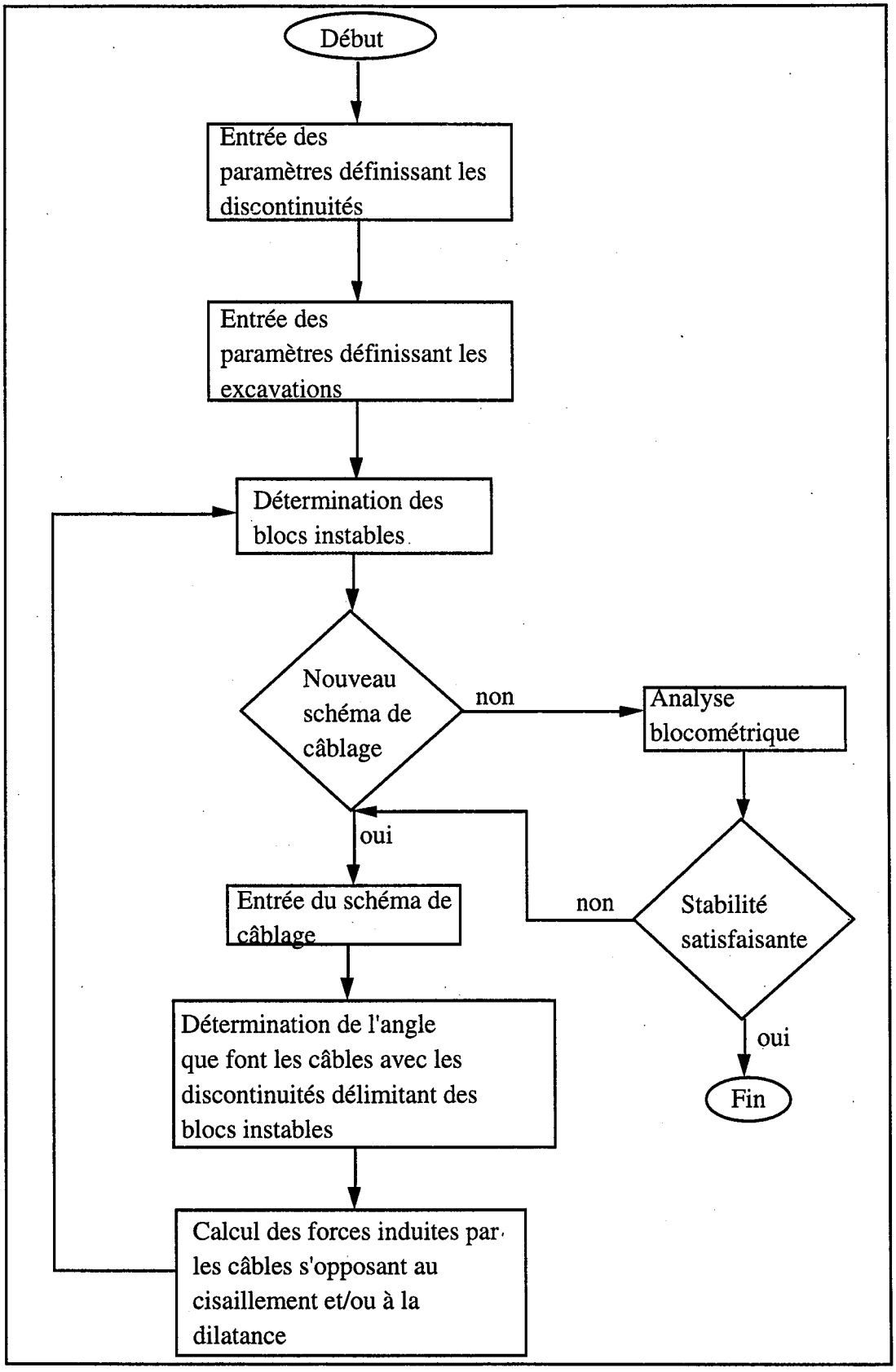


Figure 5.1 : Organigramme simplifié du modèle proposé

Dans le cas qui nous concerne, nous savons que les câbles installés sont passifs et qu'ils agissent après qu'un certain mouvement ait lieu (un déplacement le long d'un plan de discontinuité). De ce fait, on peut supposer que les paramètres de résistance au cisaillement des discontinuités utilisés

seront ceux obtenus pour la résistance au cisaillement résiduelle. Ceci amène également une approche plus conservatrice de l'analyse de la stabilité de l'ouvrage.

5.2.1 - Application du code RESOBLOK à la mine de Sotiel (étude de stabilité locale)

Toujours dans le but d'optimiser et de trouver la meilleure façon d'établir la densité d'un schéma de câbles, une étude pratique a été faite à l'aide du logiciel RESOBLOK (voir annexe D pour la description du logiciel). Cette étude est appliquée au cas de la mine de Sotiel.

La géométrie utilisée (figure 5.2) correspond à l'exploitation par tranches montantes remblayées d'une chambre comprise entre quatre post-piliers.

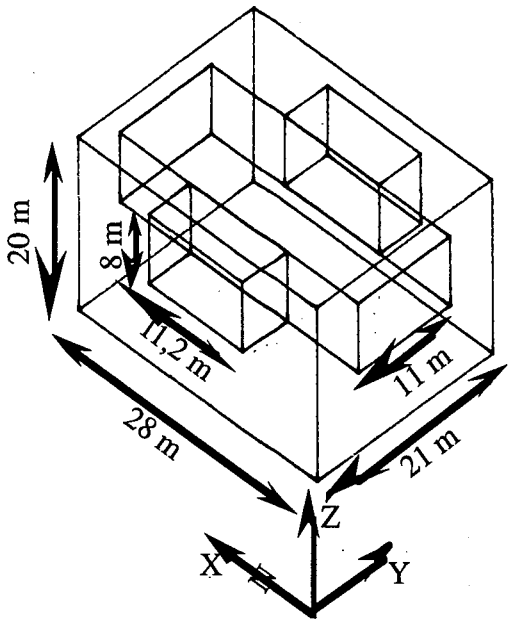


Figure 5.2 : Géométrie utilisée pour l'étude de stabilité locale de la mine de Sotiel

5.2.2 - Influence de l'angle de frottement des discontinuités sur la stabilité dans RESOBLOK

Dans un premier temps une étude de sensibilité vis à vis des variations de l'angle de frottement des discontinuités a été effectuée. Le modèle comprend quatre familles de joints dont les caractéristiques sont énumérées dans le tableau 5.1

Tableau 5.1 : Caractéristiques des familles de joints *

Famille	Pendage	Direction du pendage	Coefficient de Fisher	Distribution de l'espacement		
S0	55°	40°	300	Normale	3,50	0,05
S3	50°	215°	500	Normale	6,00	0,05
S4	89°	310°	350	Exponentielle	1,00	0,20
S5	90°	50°	250	Exponentielle	1,00	0,40

* Les valeurs du coefficient de Fisher et de distribution statistique ont été modifiées par rapport aux valeurs déterminées au chapitre 3 pour tenir compte des limites informatiques du code et de l'ordinateur qui ne permettent que la création d'un nombre limité de blocs. De cette façon nous ne tenons compte que des discontinuités majeures et intermédiaires.

Dans un premier temps, il a été décidé de faire varier l'angle de frottement des familles de discontinuités en fonction des résultats obtenus lors d'essais de cisaillement en laboratoire (voir tableau 3.3). A partir de ces résultats, les angles de frottement de pic et résiduels ont été associés avec les familles respectives de façon à donner 15 scénarios différents (8 avec les angles de frottement au pic et 7 avec les angles de frottement résiduels). Les 15 scénarios sont donnés dans le tableau 5.2. Pour chaque cas la cohésion utilisée a été de 0,02 MPa avec un confinement nul. Pour chacun des scénarios, 50 simulations ont été effectuées. Baroudi et al (1990) indiquent que l'erreur sur les résultats obtenus est d'environ de 5% pour 40 simulations. A partir de 40 simulations la moyenne du volume de blocs instables ainsi que l'écart type de cette moyenne tendent tous les deux vers la même valeur limite de sorte que l'erreur peut être donnée par l'expression suivante:

$$-\frac{3}{n+1} \leq \frac{A_{(n+1)} - A_n}{A_n} \leq \frac{1}{n+1}$$ ou (Baroudi et al (1990))

n est le nombre de simulation

An est la moyenne du volume de blocs instable pour n simulation

An+1 est est la moyenne du volume de blocs instable pour n+1 simulation

Donc avec 50 simulations l'erreur est inférieur à 5 % et reste acceptable. Pour chaque simulation, 12 itérations furent effectuées car cela est suffisant pour obtenir tous les blocs instables. A chaque nouvelle itération les blocs instables de l'itération précédente sont éliminés et un nouveau calcul de stabilité des blocs instables est fait pour la nouvelle configuration de l'excavation (l'excavation originale plus les vides crées par l'élimination des blocs instables).

Tableau 5.2 : Scénarios utilisés pour l'étude de l'influence de l'angle de frottement

Scénario		Famille de discontinuité		
	S0	S3	S4	S5
Pic 1	33°	33°	33°	33°
Pic 2	33°	33°	36°	36°
Pic 3	33°	33°	36°	40°
Pic 4	33°	33°	40°	40°
Pic 5	33°	45°	45°	45°
Pic 6	33°	45°	50°	50°
Pic 7	33°	45°	50°	55°
Pic 8	33°	45°	55°	55°
Résiduel 1	28°	26°	26°	26°
Résiduel 2	28°	23°	23°	23°
Résiduel 3	28°	23°	29°	29°
Résiduel 4	28°	23°	29°	35°
Résiduel 5	28°	23°	35°	35°
Résiduel 6	28°	23°	23°	29°
Résiduel 7	28°	23°	23°	35°

Le tableau 5.3 résume les résultats des 50 simulations de chacun des scénarios. Il est remarqué en observant le tableau 5.3 que la variation de l'angle de frottement n'a pas beaucoup d'influence sur la stabilité de l'excavation dans la gamme des variations mesurées en laboratoire. Les résultats entre les différents scénarios avec les angles de frottement au pic sont presque identiques car pour les 50 simulations ils montrent une variation de 3,5% pour le nombre de blocs instables et de 4,4% pour la somme de tout les volumes de blocs instables entre le scénario le plus pessimiste et le plus optimiste. Il en est de même pour les scénarios avec les angles de frottement résiduels. Une variation d'environ 1% pour le nombre de blocs instables et de 1,5% pour la somme de tous les volumes de blocs instables pour les 50 simulations est notée entre le cas le plus optimiste et le plus pessimiste. Globalement la variation est de 6% pour le nombre de blocs instables et de 6,8% pour la somme de tous les volumes de blocs instables pour les 50 simulations de l'ensemble des scénarios.

Cette première analyse a permis de choisir le scénario type sur lequel toutes les études subséquentes sont basées. Le scénario retenu est le cas résiduel no 6 qui est le cas qui a donné les résultats les plus pessimistes.

Tableau 5.3 : Résultats pour l'étude de l'influence de l'angle de frottement (cohésion de 0,02 MPa)

Scénario	Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables (m3) pour les 50 simulations d'un scénario	Moyenne de blocs instables (m3) pour les 50 simulations d'un scénario	Moyenne des volumes de blocs instables (m3) pour les 50 simulations d'un scénario
Pic 1	2504	34453	50,08	689,06
Pic 2	2504	34453	50,08	689,06
Pic 3	2502	34430	50,04	688,6
Pic 4	2498	34415	49,96	688,3
Pic 5	2442	33717	48,84	674,34
Pic 6	2436	33609	48,72	672,18
Pic 7	2427	33537	48,54	670,74
Pic 8	2415	32951	48,3	659,02
Résiduel 1	2554	34970	51,08	699,4
Résiduel 2	2574	35239	51,48	704,78
Résiduel 3	2559	35085	51,18	701,7
Résiduel 4	2551	34806	51,02	696,12
Résiduel 5	2550	34785	51	695,7
Résiduel 6	2575	35340	51,5	706,8
Résiduel 7	2567	36063	51,34	721,26

Il est intéressant de remarquer que le volume moyen de blocs instables pour les 50 simulations de chaque scénario est d'environ 700 m^3, ce qui n'est pas tellement différent du volume considéré au chapitre 4 (665,5 m^3) pour effectuer la comparaison des méthodes analytiques et empiriques , même si la géométrie n'est pas la même.

Dans les figures suivantes, la pondération s'effectue de la manière suivante :

(Vc/Vt)* 100 ou

Vc : Somme des volumes d'une classe pour les 50 simulations d'un scénario donné

Vt : Somme totale des volumes pour les 50 simulations d'un scénario donné.

Les classes choisies sont les suivantes :

1) Volume de blocs instables < 0,001 m^3
2) Volume de blocs instables > 0,001 m^3 et < 1 m^3
3) Volume de blocs instables > 1 m^3 et < 10 m^3
4) Volume de blocs instables > 10 m^3 et < 100 m^3
5) Volume de blocs instables > 100 m^3 et < 2000 m^3

Sur les figures représentant les courbes de distribution pondérées et cumulées du volume total de blocs instables, les classes sont représentées en abscisse par leur diamètre équivalent. Le diamètre équivalent est la racine cubique de la borne supérieure de chaque classe.

5.2.3 - Influence du confinement dans RESOBLOK

A partir du scénario de base mentionné dans la section 5.2.2, plusieurs calculs ont été entrepris. Une première série d'essais a consisté à faire varier le confinement autour de l'excavation de la manière suivante : en premier lieu, la contrainte verticale, σ_V, est fixée à 10 MPa. Ensuite, on pose l'hypothèse que la contrainte horizontale majeure, σ_H, est égale à la contrainte horizontale mineure, σ_h. Alors, il ne reste qu'à faire varier le rapport σ_V/σ_h. Les différents rapports ainsi que les principaux résultats sont présentés dans le tableau 5.4 et sur les figures 5.3 à 5.4. Les contraintes mesurées à la mine de Sotiel varient entre 10 et 12 MPa pour σ_V et entre 15 et 34 MPa pour σ_h (tableau 3.4).

Tableau 5.4 : Résultats des calculs avec différents régimes de confinement

Rapport sv/sh	Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario (m3)
10,00	651	1058
5,00	659	1105
3,33	650	862
2,50	660	924
2,00	662	895
1,33	687	1017
1,00	682	940
0,67	686	1016
0,50	695	1029
0,40	707	1133
0,33	705	1119

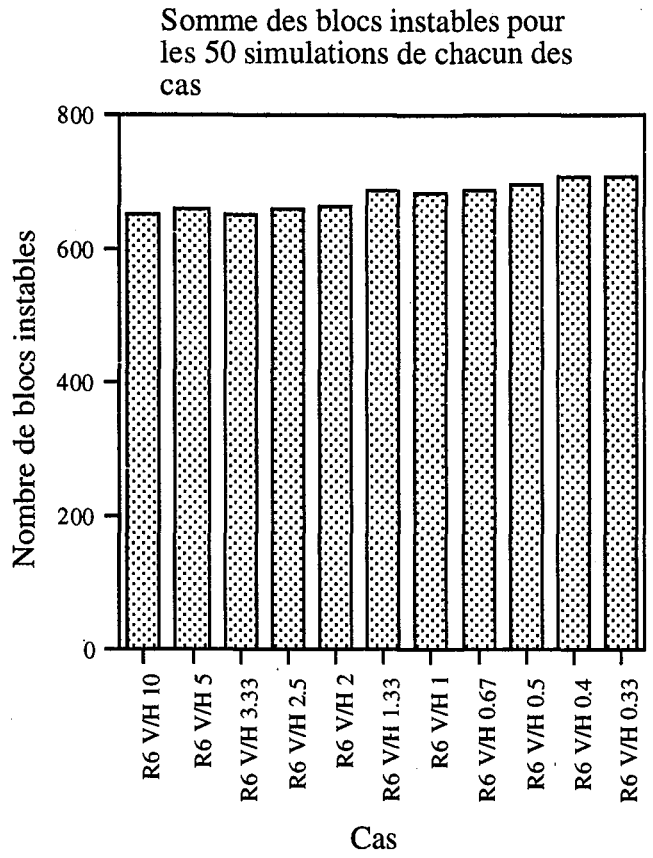


Figure 5.3

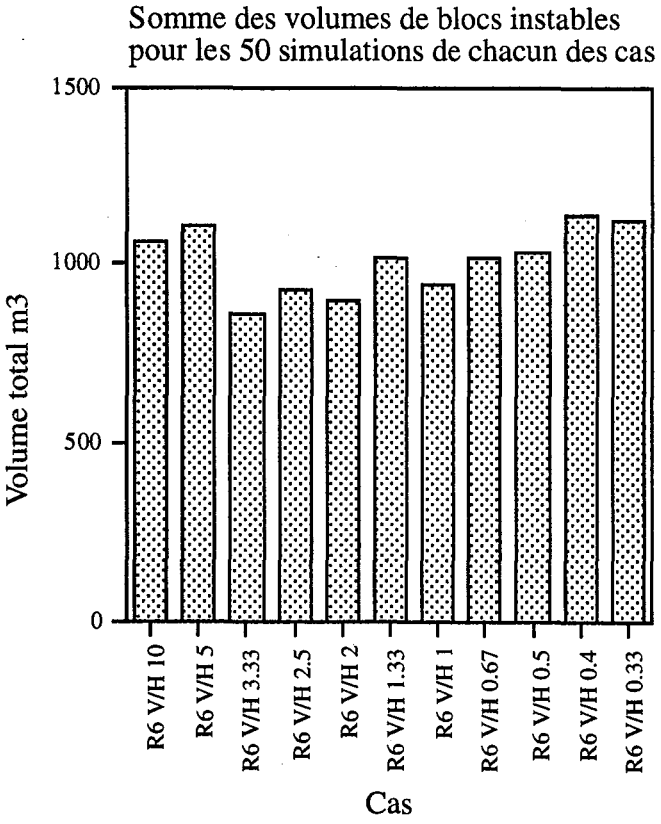


Figure 5.4

Une variation de 8% pour le nombre de blocs instables et 24% pour la somme des volumes est observée entre le cas le plus optimiste et celui le plus pessimiste. Même si la variabilité entre les différents scénarios est plus importante que dans le cas des angles de frottement, la fourchette d'écart reste relativement faible. Il en est conclu que si on introduit un confinement de 10 MPa, le rapport σ_V/σ_h n'a pas d'influence. Par contre, il est évident que le confinement aide grandement la stabilité comme le montre les figures 5.5 à 5.7 qui rassemblent tous les scénarios utilisés. En effet , le nombre de blocs instables ainsi que la somme des volumes diminuent considérablement si le confinement est pris en compte comparativement au scénario de base sans confinement ou avec une contrainte verticale unique de 10 MPa.

Pour le cas où le tenseur des contraintes est nul et les cas confinés, la réduction du nombre de blocs instables est de 72% et de 96% en ce qui concerne la somme des volumes de blocs instables.

Le tableau 5.5 donne les résultats d'autres cas de confinement utilisés.

Tableau 5.5 : Résultats des calculs avec d'autres régimes de confinement

Contrainte Horizontale majeure (MPa)	Contrainte horizontale mineure (MPa)	Contrainte verticale (MPa)	Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario
0,50	0,00	0,00	815	3635
0,00	0,50	0,00	778	3735
1,00	0,00	0,00	802	3303
0,00	1,00	0,00	700	2429
1,00	0,00	10,00	946	3710
0,00	1,00	10,00	692	1024
0,00	0,00	10,00	3911	45781

En comparant avec les résultats sans confinement, il faut noter l'effet bénéfique du confinement sur la stabilité de l'ouvrage même si les contraintes de confinement sont très faibles. Ici aussi, la variabilité dans les résultats est faible à l'exception du cas où la contrainte verticale est de 10 MPa sans confinement horizontal. Il est à remarquer également que l'orientation du confinement en soi, joue un rôle non négligeable qui sans nul doute est fonction de l'orientation des discontinuités.

5.2.4 - Influence de la cohésion dans RESOBLOK

Pour le cas résiduel no 6, des cohésions de 0,02 MPa et de 0,2 MPa ont été utilisées dans deux séries de simulation différentes donnant respectivement 2575 et 1006 blocs instables et repectivement un volume cumulé de 35341 m^3 et de 8857 m^3. La cohésion joue un rôle important en ce qui concerne la stabilité. En multipliant la cohésion par dix, le nombre de blocs instables diminue de 61% pour les 50 simulations et la somme du volume de blocs instables pour les 50 simulations diminue de 75%. Pour regarder d'encore plus près le rôle de la cohésion, le cas résiduel no 6 avec 67 boulons (maille de 2,5 m par 2,5 m pour une surface totale de 420 m^2) et différentes cohésions ont été utilisées (tableau 5.6). Des valeurs de cohésion très élevées, qui physiquement ne sont pas possibles, ont été choisies uniquement pour vérifier la sensibilité des résultats des calculs de RESOBLOK à ce paramètre.

Tableau 5.6 : Principaux résultats obtenus en faisant varier la cohésion pour le scénario de base avec 67 boulons

Cohésion (MPa)	Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario
0,02	1276	13394
0,2	476	2710
2	431	1778
20	429	1740
200	425	1734

Les résultats énoncés dans le tableau 5.6 montrent que l'influence de la cohésion sur la stabilité diminue rapidement au-delà d'un certain seuil (ici probablement 0,2 MPa) et pour des cohésions élevées le gain de stabilité est marginale car le nombre de blocs instables ainsi que la somme des volumes pour les 50 simulations de chaque cas restent à peu près constants pour une cohésion supérieure à 0,2 MPa. On peut donc supposer que les blocs instables malgré les fortes cohésions sont des blocs en chute libre.

C'est pourquoi par la suite le cas de base n'est étudié qu'en fonction des deux premières valeurs de cohésion utilisées soit 0,02 et 0,2 MPa.

5.2.5 - Influence de la longueur des câbles dans RESOBLOK

Une étude très brève sur l'influence de la longueur a été faite (tableau 5.7). Deux longueurs de boulon ont été utilisées soit 4 m et 8m. A cohésion égale, la longueur semble avoir une certaine influence sur la stabilité car pour les câbles de 4 m de long un plus grand volume total de blocs instables ainsi qu'un plus grand nombre de blocs instables sont créés pour une densité de boulonnage de 2,5 m x 2,5 m (67 boulons). Cette différence entre les deux longueurs est tout de même faible (6% au maximum pour le nombre de blocs instables et 3% au maximum pour le volume total de blocs instables). Afin de pouvoir définir clairement l'influence de la longueur, il faudrait pousser l'étude un peu plus à fond, mais cela dépasse le cadre de cette thèse.

Tableau 5.7 : Influence de la longueur de câbles sur la stabilité pour une maille de 2,5 m x 2,5 m.

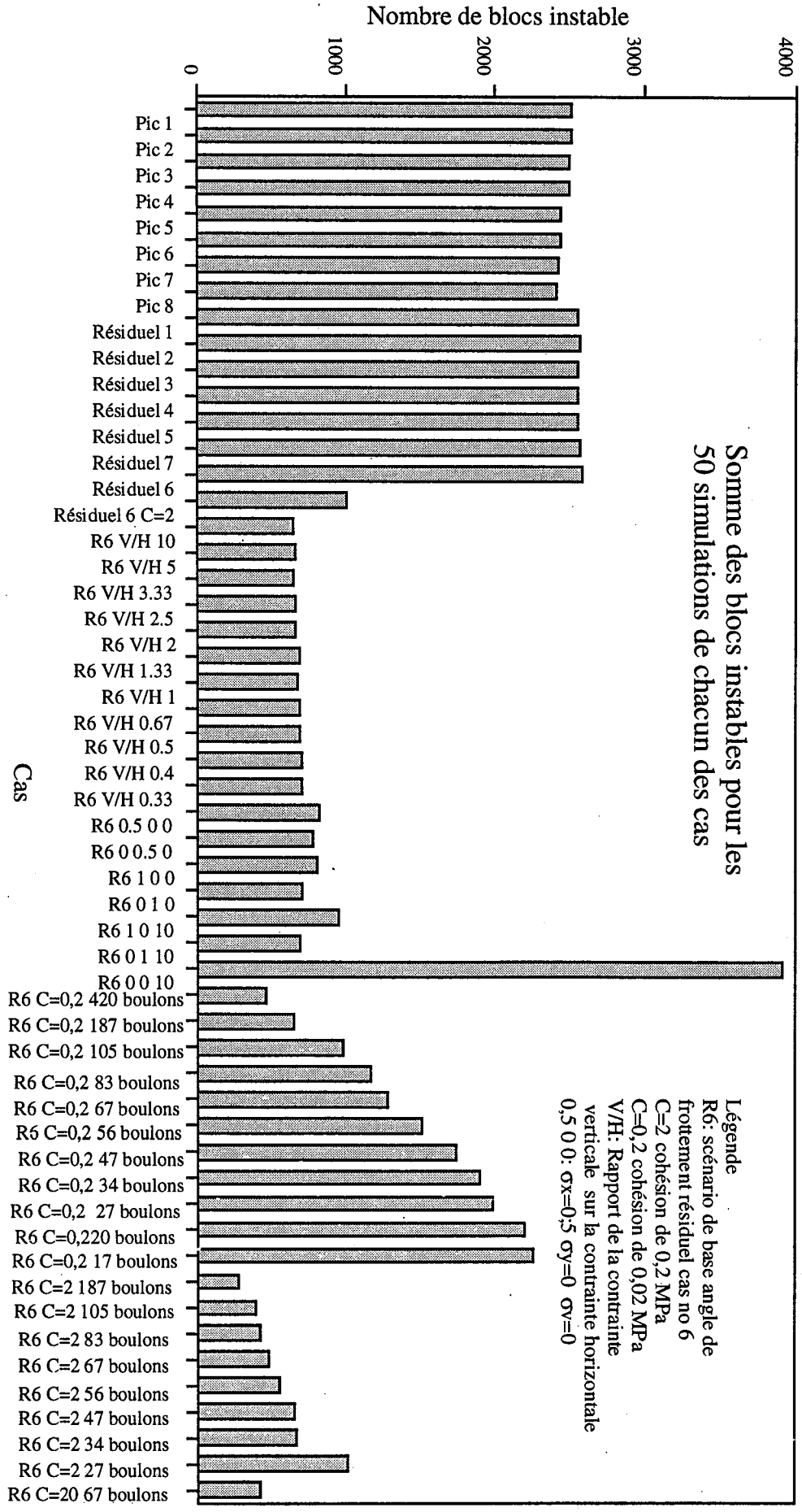
Longueur de câble (m)	cohésion de 0,02 MPa		Cohésion de 0,2 MPa	
	Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario
4	1227	14401	465	3720
8	1154	14356	442	3624

5.2.6 - Influence de la densité de boulonnage dans RESOBLOK

Les figures 5.5 à 5.7 montrent clairement qu'une augmentation de la densité de boulonnage concoure grandement à la stabilité car le nombre total de blocs instables pour chaque cas ainsi que le volume total de blocs instables diminuent (voir également tableau 5.8)

Tableau 5.8 : Principaux résultats obtenus en faisant varier la maille de boulonnage

Nombre de boulons	Maille	Cohésion de 0,02 MPa		Cohésion de 0,2 MPa	
		Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme du nombre de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario	Somme des volumes de blocs instables pour les 50 simulations d'un scénario
420	1 x 1	466	3045	---	---
187	1,5 x 1,5	647	4568	274	541
105	2 x 2	970	7796	385	1624
83	2,25 x 2,25	1159	11492	423	2099
67	2,5 x 2,5	1276	13394	476	2710
56	2,75 x 2,75	1502	17141	541	3834
47	3 x 3	1739	20644	649	4406
34	3,5 x 3,5	1894	24065	---	---
27	4 x 4	1978	24211	668	4957
20	4,5 x 4,5	2193	29250	---	---
17	5 x 5	2246	30984	---	---



Cas

Figure 5.5

Somme des volumes de blocs instables en mètres cubes
pour les 50 simulations de chacun des cas
Volume total m3
0
10000
20000
30000
40000
50000
Pic 1
Pic 2
Pic 3
Pic 4
Pic 5
Pic 6
Pic 7
Pic 8
Résiduel 1
Résiduel 2
Résiduel 3
Résiduel 4
Résiduel 5
Résiduel 7
Résiduel 6
Résiduel 6 C=2
R6 V/H 10
R6 V/H 5
R6 V/H 3.33
R6 V/H 2.5
R6 V/H 2
R6 V/H 1.33
R6 V/H 1
R6 V/H 0.67
R6 V/H 0.5
R6 V/H 0.4
R6 V/H 0.33
R6 0.5 0 0
R6 0 0.5 0
R6 1 0 0
R6 0 1 0
R6 1 0 10
R6 0 1 10
R6 0 0 10
R6 C=0,2 420 boulons
R6 C=0,2 187 boulons
R6 C=0,2 105 boulons
R6 C=0,2 83 boulons
R6 C=0,2 67 boulons
R6 C=0,2 56 boulons
R6 C=0,2 47 boulons
R6 C=0,2 34 boulons
R6 C=0,2 27 boulons
R6 C=0,220 boulons
R6 C=0,2 17 boulons
R6 C=2 187 boulons
R6 C=2 105 boulons
R6 C=2 83 boulons
R6 C=2 67 boulons
R6 C=2 56 boulons
R6 C=2 47 boulons
R6 C=2 34 boulons
R6 C=2 27 boulons
R6 C=20 67 boulons
Cas
Légende
R6: scénario de base angle de frottement résiduel cas no 6
C=2 cohésion de 0,2 MPa
C=0,2 cohésion de 0,02 MPa
V/H: Rapport de la contrainte verticale sur la contrainte horizontale
0,5 0 0: sx=0;5 sy=0 sv=0

Figure 5.6

Volumes de blocs instables en mètres cubes pour les 50 simulations
de chacun des cas passant 35% de la courbe pondérée cumulée
Volume en mètres cubes
0
500
1000
1500
Pic 1
Pic 2
Pic 3
Pic 4
Pic 5
Pic 6
Pic 7
Pic 8
Résiduel 1
Résiduel 2
Résiduel 3
Résiduel 4
Résiduel 5
Résiduel 7
Résiduel 6
Résiduel 6 C=2
R6 V/H 10
R6 V/H 5
R6 V/H 3.33
R6 V/H 2.5
R6 V/H 2
R6 V/H 1.33
R6 V/H 1
R6 V/H 0.67
R6 V/H 0.5
R6 V/H 0.4
R6 V/H 0.33
R6 0.5 0 0
R6 0 0.5 0
R6 1 0 0
R6 0 1 0
R6 1 0 10
R6 0 1 10
R6 0 0 10
R6 C=0,2 420 boulons
R6 C=0,2 187 boulons
R6 C=0,2 105 boulons
R6 C=0,2 83 boulons
R6 C=0,2 67 boulons
R6 C=0,2 56 boulons
R6 C=0,2 47 boulons
R6 C=0,2 34 boulons
R6 C=0,2 27 boulons
R6 C=0,220 boulons
R6 C=0,2 17 boulons
R6 C=2 187 boulons
R6 C=2 105 boulons
R6 C=2 83 boulons
R6 C=2 67 boulons
R6 C=2 56 boulons
R6 C=2 47 boulons
R6 C=2 34 boulons
R6 C=2 27 boulons
R6 C=20 67 boulons
Légende
R6: scénario de base angle de
frottement résiduel cas no 6
C=2 cohésion de 0,2 MPa
C=0,2 cohésion de 0,02 MPa
V/H: Rapport de la contrainte
verticale sur la contrainte horizontale
0,5 0 0: σx=0,5 σy=0 σv=0
Cas

Figure 5.7

Même si en première analyse la somme des 50 simulations du nombre et du volume total de blocs instables pour chaque scénario permet de définir les cas les plus optimistes ainsi que les cas les plus pessimistes et donc de dégrossir le problème. Pour cibler les scénarios les plus intéressants des points de vue technique et économique, cette procédure ne permet pas de choisir un schéma de boulonnage car nous ne connaissons pas la distribution des tailles de blocs instables pour un cas donné, puisque nous avons traité les résultats des 50 simulations d'une manière globale. Une fois déterminés les scénarios susceptibles de bien correspondre aux conditions technico-économiques de l'exploitation, il faut alors analyser le volume individuel de tous les blocs instables pour toutes les simulations d'un scénario donné. Le traitement des tailles de blocs considirés individuellement pour un même scénario se fait d'une manière similaire à une analyse granulométrique. A partir de cette analyse, une série de courbes donnant la distribution des volumes de blocs instables en fonction des classes mentionnées à la section 5.2.2 peut-être tracée (note : pour le traitement individuel des blocs instables la dernière classe a été modifiée et se définit comme suit : Volume de blocs instables > 100 m^3 et < 500 m^3). Ces courbes sont semblables à des courbes granulométriques. Une deuxième distribution : la courbe de distribution du nombre de blocs instables pour une classe donnée, est également déterminée.

Cette procédure a été effectuée pour un nombre de scénarios cibles toujours basés sur le cas résiduel no 6 sans confinement pour des cohésions de 0,02 et 0,2 MPa. Les densités de boulonnage étudiées ont les maille suivantes : 3,5 x 3,5 m (34 boulons), 3,25 x 3,25 m (40 boulons), 3 x 3 m (47 boulons), 2,75 x 2,75 m (56 boulons), 2,5 x 2,5 m (67 boulons), 2,25 x 2,25 m (83 boulons) et 2 x 2 m (105 boulons). Ce type d'analyse s'impose car quelles que soient les conditions utilisées pour le scénario, il y a toujours un certain nombre de blocs instables (c'est-à-dire dans les cas étudiés précédemment aucun scénario ne donnant aucun bloc n'a été trouvé). Pour évaluer la sécurité de l'ouvrage, il faut avoir une idée de la taille des blocs instables individuels afin de savoir s'ils sont potentiellement dangereux (c'est-à-dire les blocs peuvent-ils être éliminés par les purges ?).

Pour ce faire, les blocs sont rangés dans différentes classes (figures 5.8 à 5.10). La distribution est établie en pourcentage cumulé pour le diamètre d'une sphère équivalente de la borne supérieure de chaque classe (figures 5.11 et 5.12). En effet, des blocs de faible volume représentent un danger moins important que des blocs ayant un volume plus important.

Les figures 5.8 à 5.13 résument les résultats obtenus lors de l'analyse plus détaillée de la distribution des volumes de blocs instables. En première analyse, il est observé que l'augmentation de la densité de câbles déplace la distribution du nombre de blocs instables ainsi que la distribution en fonction des diamètres équivalents vers les classes de volumes inférieurs.

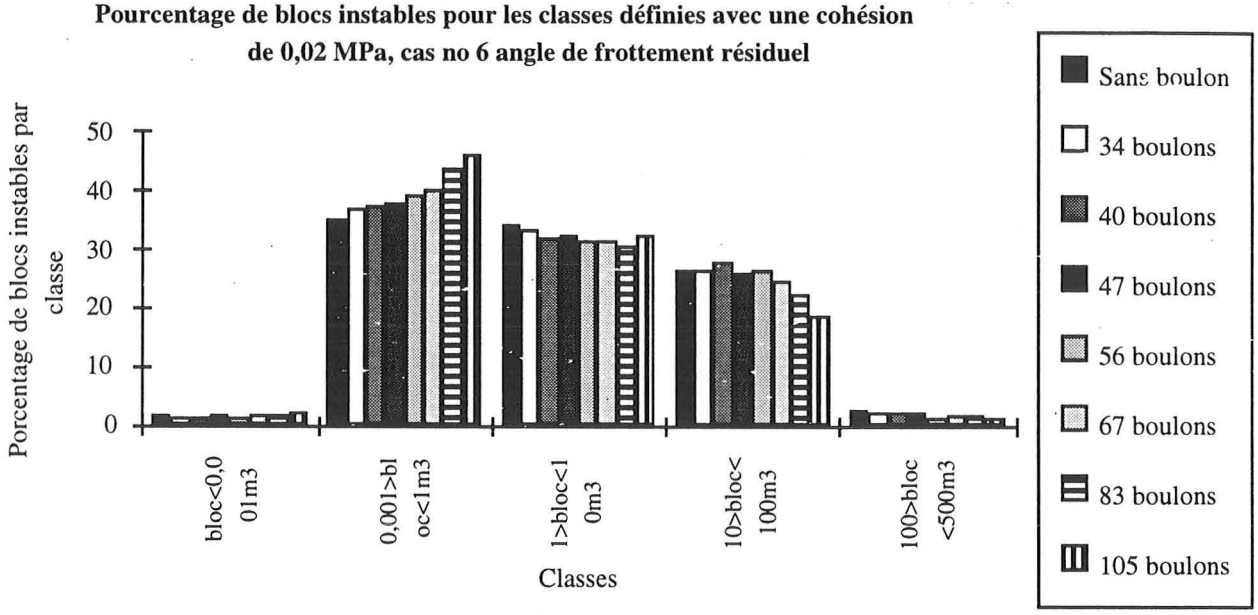


Figure 5.8

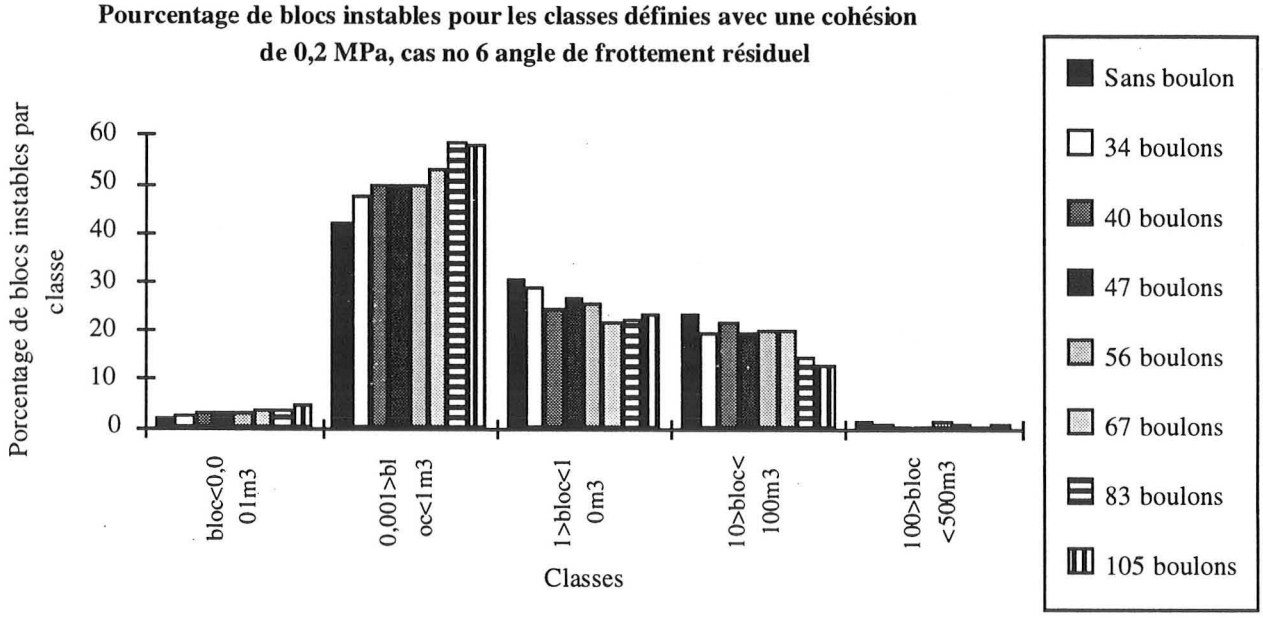


Figure 5.9

Pourcentage de blocs instables pour les classes définies , cas no 6 angle de frottement résiduel

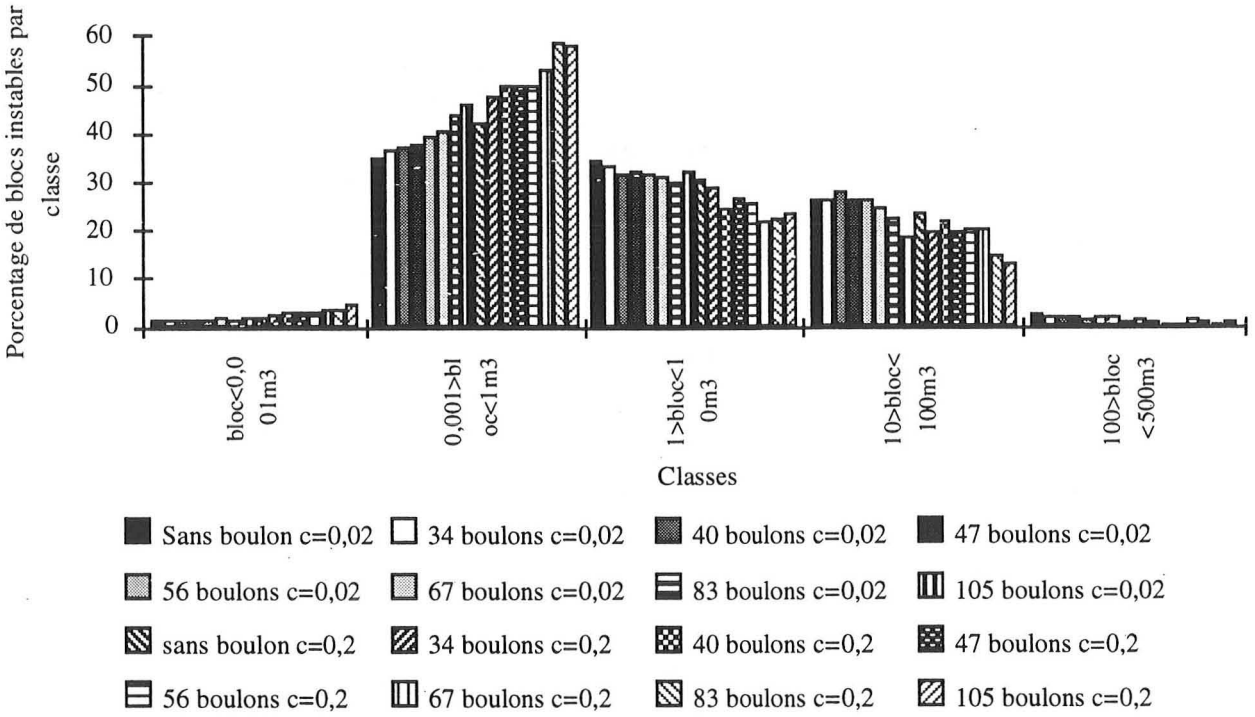


Figure 5.10

Courbe de distribution des diamètres équivalents des blocs instables, cas no 6 avec angle de frottement résiduel et cohésion de 0,02 MPa

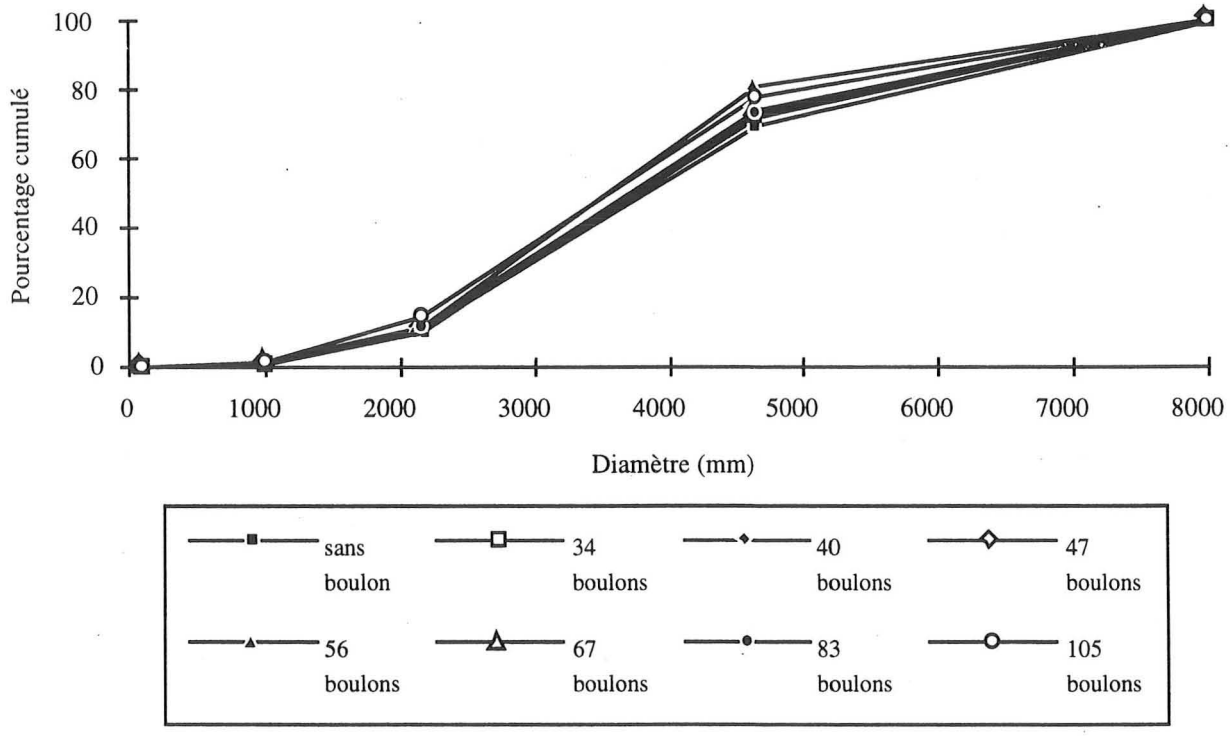


Figure 5.11

Courbe de distribution des diamètres équivalents des blocs instables, cas no 6 avec angle de frottement résiduel et cohésion de 0,2 MPa

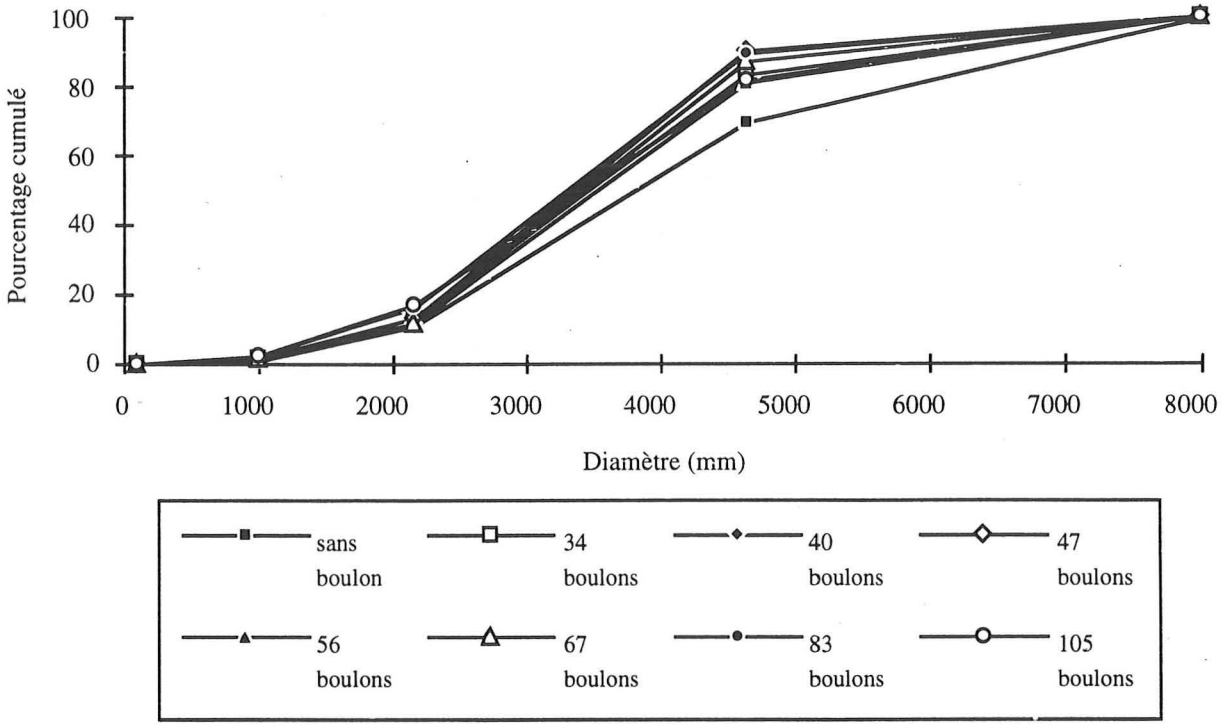


Figure 5.12

Le tableau 5.9 donne les statistiques de bases pour les 50 simulations de chacun des scénarios mentionnés précédemment. Il est à noter que pour les deux cohésions étudiées la racine cubique de la moyenne d'une densité donnée est toujours inférieure à la maille correspondante (ex. : la cohésion de 0,02 MPa avec 67 boulons donne un volume moyen de blocs instables de 12,44 m^3 soit un diamètre équivalent de 2,32 m qui est inférieur à la maille correspondante (2,5 m)). Malgré tout, le problème de l'obtention d'un critère pour choisir une densité de câbles d'ancrage à partir des résultats obtenus avec RESOBLOK se pose toujours.

A partir du fait que la racine cubique de la moyenne d'une densité donnée est toujours inférieure à la maille correspondante, une méthode de sélection d'une densité de boulonnage à partir des résultats obtenus avec RESOBLOK est suggérée. Cette méthode est ajustée sur la densité utilisée à la mine de Sotiel. Premièrement, la maille de chaque schéma soit 2 m, 2,25 m , 2,5 m, 2,75 m, 3,0 m 3,25 m et 3,5 m a été utilisée comme étant le diamètre équivalent d'un bloc pouvant tomber entre les câbles. Dans un but de clarté, seulement les mailles de 2 m et de 3,5 m sont utilisées dans l'exemple suivant. La figure 5.14 illustre les étapes décrites subséquemment pour choisir une densité de câbles d'ancrage. Les mailles mentionnées (2 m et 3,5 m) précédemment sont utilisées comme diamètre équivalent.

Etape 1 : Sur les courbe de distribution du nombre de blocs instables la valeur du pourcentage cumulé du nombre de blocs instables correspondant à 2 m et 3,5 m est déterminée (ex. 90,7% pour une diamètre équivalent de 3,5 m et 82,7% pour un diamètre équivalent de 2 m) . Ces pourcentages

indiquent le pourcentage du nombre de blocs instables inférieur ou égal à un diamètre inférieur ou égal à 2 m et 3,5 m.

Etape 2 : Ces valeurs sont ensuite reportées sur la courbe de distribution du nombres de blocs instables sans boulon ainsi un diamètre critique minimum (dc min) et maximum (dc max) est obtenu (ex. : dc min= 3 m pour 82,7% et dc max= 3,739 m pour 90,7%).

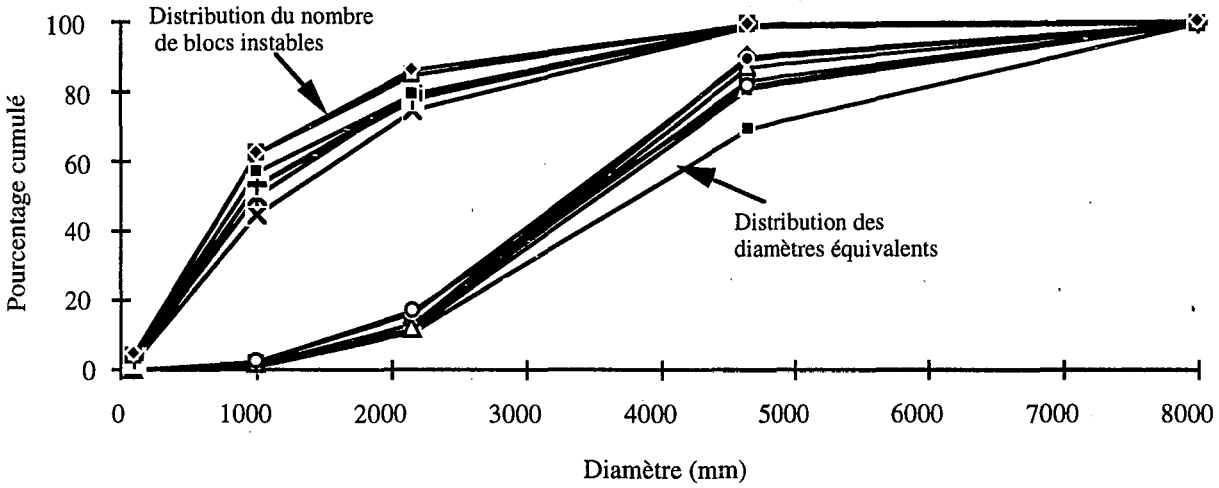
Etape 3 : Ces diamètres critiques sont utilisés pour déterminer le passant sur la courbe de distribution des diamètres équivalents sans boulons. Un passant de 25,3% pour dc min= 3 m et de 51,3% pour dc max= 3,739 m est déterminé sur la courbe de distribution des diamètres équivalents sans boulon. Sachant que la maille actuellement utilisée à la mine de Sotiel, de 2,5 m, donne des résultats satisfaisants, il a été jugé bon d'éliminer d'emblée le pourcentage passant le plus élevé (51,3%) car il donne une densité de câbles trop lâche avec une maille d'environ 3,5 m.

Etape 4 : Le passant de 25,3% a été retenu et reporté sur les courbes de distribution de diamètres équivalents avec boulons ce qui donne une valeur de maille entre 2,7 m et 2,9 m pour le cas avec une cohésion de 0,2 MPa. La même procédure a été utilisée pour le cas d'une cohésion de 0,02 MPa et la maille déterminée se situe entre 2,2 m et 2,4 m.

Tableau 5.9 : Statistiques de bases pour les cas de densité de câbles d'ancrage étudiés

Nombre de boulons	Maille (m)	Cohésion de 0,02 MPa				
		Nombre de blocs instables	Moyenne (m3)	Diamètre équivalent (m)	Ecart type (m3)	Volume maximum (m3)
0		2697	14,36	2,43	32,71	428
34	1 x 1	1869	13,76	2,4	31,32	428
40	3,25 x 3,25	1536	14,09	2,42	31,69	428
47	3 x 3	1672	13,76	2,4	31,66	428
56	2,75 x 2,75	1447	12,06	2,29	26,49	324
67	2,5 x 2,5	1154	12,44	2,32	29,94	428
83	2,25 x 2,25	1031	11,58	2,26	29,43	428
105	2 x 2	867	9,59	2,12	27,21	428
Nombre de boulons	Maille (m)	Cohésion de 0,2 MPa				
		Nombre de blocs instables	Moyenne (m3)	Diamètre équivalent (m)	Ecart type (m3)	Volume maximum (m3)
0		908	11,13	2,23	27,05	314
34	1 x 1	692	9,28	2,1	22,98	240
40	3,25 x 3,25	539	9,3	2,1	20,63	228
47	3 x 3	576	8,42	2,03	19,61	228
56	2,75 x 2,75	512	9,47	2,12	23,13	228
67	2,5 x 2,5	442	8,2	2,02	19,89	228
83	2,25 x 2,25	382	5,57	1,77	16,03	228
105	2 x 2	323	5,88	1,81	18,01	228

Courbe de distribution des diamètres équivalents et du nombre de blocs instables, cas no 6 avec angle de frottement résiduel et cohésion de 0,2 MPa



Légende (nb = nombre de blocs)

sans boulon — 34 boulons — 40 boulons — 47 boulons

56 boulons — 67 boulons — 83 boulons — 105 boulons

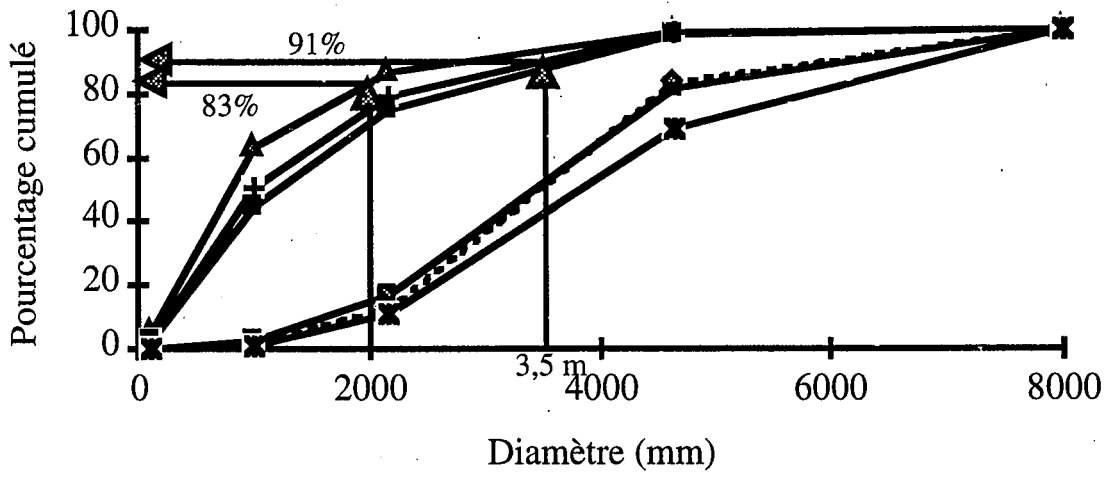
sans boulons nb — 34 boulons nb — 40 boulons nb — 47 boulons nb

56 boulons nb — 67 boulons nb — 83 boulons nb — 105 boulons nb

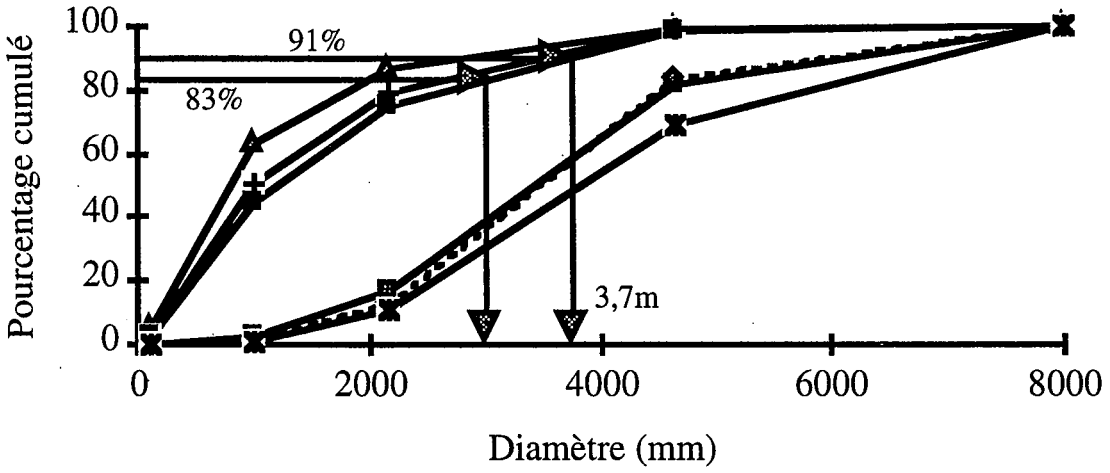
Figure 5.13

Détermination d'un critère de sélection pour le choix d'une densité de câble d'ancrage

Courbe de distribution, cohésion de 0,2 MPa, ETAPE 1



Courbe de distribution, cohésion de 0,2 MPa, ETAPE 2



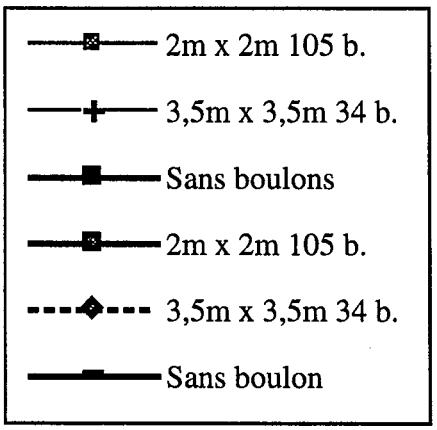
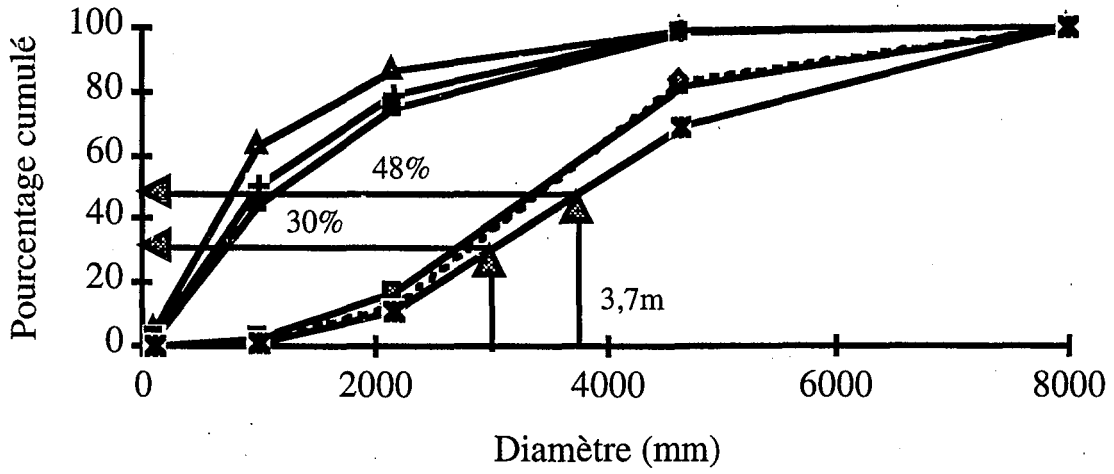


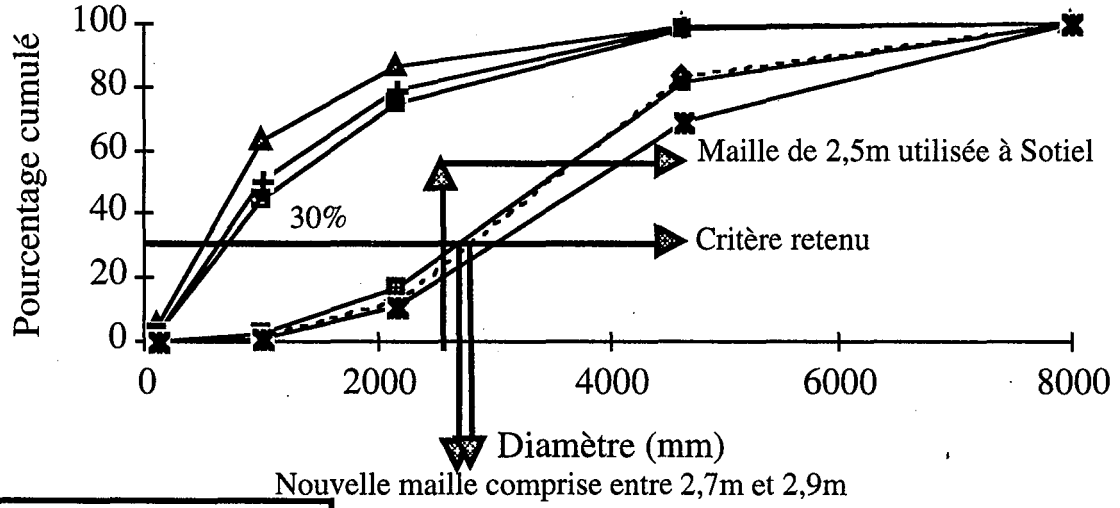
Figure 5.14 : Description des étapes suivies pour choisir une densité de boulonnage

Détermination d'un critère de sélection pour le choix d'une densité de câble d'ancrage (suite)

Courbe de distribution, cohésion de 0,2 MPa, ETAPE 3



Courbe de distribution, cohésion de 0,2 MPa, ETAPE 4



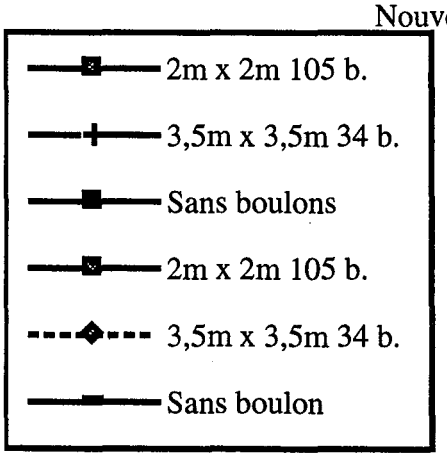


Figure 5.14 (suite) : Description des étapes suivies pour choisir une densité de boulonnage

5.2.8 - Conclusion sur RESOBLOK

L'application du code RESOBLOK à la mine de Sotiel a permis de mettre en évidence certains phénomènes. Premièrement, pour le cas étudié, l'angle de frottement des discontinuités varie peu et ces variations ont un effet marginal sur la stabilité. Deuxièmement, le confinement augmente radicalement la stabilité locale. Si l'assurance est donnée que le confinement restera à peu près constant et ne subira pas de forte variation suite à l'évolution de l'exploitation ou aux tirs, il est évident qu'il faut tenter d'évaluer ce paramètre et l'utiliser lors de la conception d'un schéma de boulonnage. Troisièmement, la cohésion a également un effet bénéfique sur la stabilité, mais jusqu'à un certain seuil. En effet, au-delà de ce seuil une augmentation de la cohésion n'apporte qu'une contribution marginale à la stabilité dans le cas étudié. Quatrièmement, il a été montré qu'une augmentation de la densité de boulonnage amène une plus grande stabilité locale qui se traduit par une diminution du nombre de blocs instables ainsi que par une diminution de la taille moyenne des blocs instables.

Une procédure a été également mise au point pour choisir une densité de boulonnage. Cette dernière se base principalement sur le nombre total de blocs instables et le volume total de blocs instables pour une série de simulation d'un même scénario. A partir des résultats de plusieurs scénarios, certains scénarios sont retenus en tenant compte des contraintes technico-économiques de l'exploitation. Pour les scénarios retenus une analyse plus fine est effectuée à partir des statistiques de base et des courbes de distribution du nombre de blocs instables et du diamètre équivalent, ce qui permet de choisir une densité de boulonnage optimale. Cette procédure est uniquement valable pour l'application étudiée et doit être confortée à d'autres sites miniers avant d'en généraliser son emploi.

Somme toute, la mise en oeuvre relativement aisée du code RESOBLOK permet d'effectuer un grand nombre de calculs relativement rapide, mais ce code basé sur l'analyse à l'équilibre limite ne permet pas de savoir dans les cas où il y a stabilité le taux de sollicitation du boulon, c'est-à-dire le pourcentage de la capacité maximum du renforcement atteint. Donc il n'est pas possible d'ajuster le schéma de renforcement en conséquence. RESOBLOK reste un outil pratique permettant de définir relativement rapidement un certain nombre de densités de boulonnage pouvant être utilisées et étudiées subséquemment dans des codes de calculs possédant des modèles de comportement des câbles d'ancrages et des discontinuités plus évolués.

5.3 - Etude des options "renforcement" et "câbles" du code UDEC

5.3.1 - Description du modèle de boulonnage utilisé dans le code UDEC

Le code UDEC possède deux options de boulonnage. La commande "reinforcement" et la commande "cable". La première commande est mieux adaptée aux blocs rigides tandis que la

deuxième est mieux adaptée aux blocs déformables.

5.3.1.1 - Renforcement local au niveau d'une discontinuité (commande "reinforcement")

Le code UDEC tente de simuler le comportement d'un boulon passif (en général une tige d'acier crénelée) scellé sur toute sa longueur par de la résine ou un coulis de ciment. Pour les créateurs de UDEC le système de boulon se caractérise par une résistance axiale importante qui peut-être développée sur une distance relativement courte le long du boulon et par une forte résistance au cisaillement induite par un élément recoupant un joint en mouvement. Le code UDEC, pour simuler le comportement d'un boulon passif, utilise la formulation de Lorig (1985) originellement développée pour les blocs rigides. Cette formulation s'attache à décrire seulement l'effet local d'un boulon recoupant une discontinuité.

Le modèle se base sur des relations force/déplacement simples pour décrire le comportement axial et tangentiel d'un élément de renforcement. Lorig stipule : "Les déplacements tangentiels sont pris en compte en considérant de simples changements géométriques qui se développent localement dans le renforcement qui recoupe une discontinuité". La représentation résultante s'applique plus particulièrement au cas ou la déformation des blocs individuels peut-être négligée par rapport à la déformation du système de renforcement. Dans de tels cas, l'attention peut se focaliser sur l'effet du renforcement près des discontinuités.

5.3.1.1.2 - Relation force axiale-déplacement

Etant donnée la facilité de mise en oeuvre d'essais d'arrachement de câble ou de boulon, une bonne compréhension des relations force axiale-déplacement a été obtenue. La figure 5.15 montre la relation utilisée dans UDEC. La figure 5.16 montre la force mesurée en fonction du déplacement de la tête d'ancrage lors de l'essai d'arrachement effectué à la mine de Brusada.

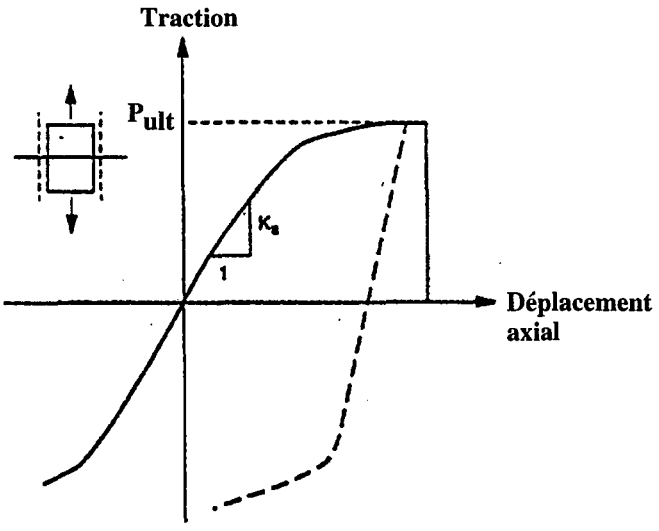


Figure 5.15: Comportement axial du système de renforcement acier scellement

(tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

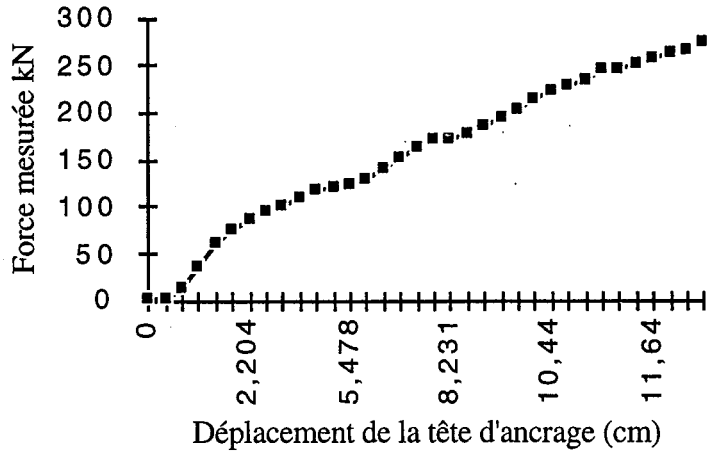


Figure 5.16 : Essai d'arrachement effectué à la mine de Brusada montrant la force mesurée en fonction du déplacement de la tête d'ancrage

Le modèle utilisé dans UDEC est un modèle plastique continu, non-linéaire en fin de courbe, tandis que l'essai d'arrachement effectué à Brusada montre un comportement linéaire avec rupture fragile. D'où la nécessité de vérifier le comportement du système de boulonnage utilisé en fonction des conditions géologiques. Un algorithme force-déplacement est écrit en terme de la rigidité axiale, de la capacité maximum et d'une fonction d'endommagement (note : la notice UDEC ne donne pas la formulation de l'algorithme). La fonction d'endommagement décrit le chemin suivi en approchant la capacité maximum.

5.3.1.1.2.1 - Estimation des paramètres (si inconnus)

Le code UDEC propose plusieurs formulations plus ou moins adaptées pour estimer les paramètres nécessaires à la mise en oeuvre de la commande "reinforcement" :

- Rigidité axiale (k_a) du système boulon-scellement (Gerdeen et al, 1977)

$$k_a = \pi k d_1 \quad (5.2) \text{ ou}$$

d_1 : diamètre du boulon

$$k = \left[\frac{1}{2} G_g E_b / \left(\frac{d_2}{d_1} - 1\right)\right]^{\frac{1}{2}} \quad (5.3) \text{ ou}$$

G_g : module de cisaillement du scellement

E_b : Module Young du boulon

d_2 : diamètre du trou

- Capacité axiale maximale (P_{ult}) (Littlejohn & Bruce, 1975)

$$P_{ult} = 0.1\sigma_c \pi d_2 L \quad (5.4) \text{ ou}$$

s_c : résistance à la compression simple la moins élevée de la roche ou du scellement et toujours inférieure à 42 MPa.

L : longueur ancrée

Ces formulations sont toutes plus ou moins empiriques et servent à estimer les paramètres nécessaires à la mise en oeuvre de la commande "reinforcement". Mais elles ne peuvent pas remplacer des essais d'arrachement in situ. Si on doit absolument utiliser ces formulations, il faut être prêt à les modifier au besoin.

Aucun critère de rupture en cisaillement n'a été incorporé dans ce modèle pour l'acier.

5.3.1.1.3 - Relation force tangentielle-déplacement

La relation force tangentielle/déplacement est représentée sur la figure 5.17. Les différentes courbes montrent les réponses du boulon en fonction de son orientation par rapport à la direction du cisaillement. Chacune des courbes est caractérisée par un modèle d'endommagement continu défini à l'aide d'une raideur tangentielle, d'une résistance maximum et d'une fonction d'endommagement (note : la notice UDEC ne donne pas la formulation de l'algorithme).

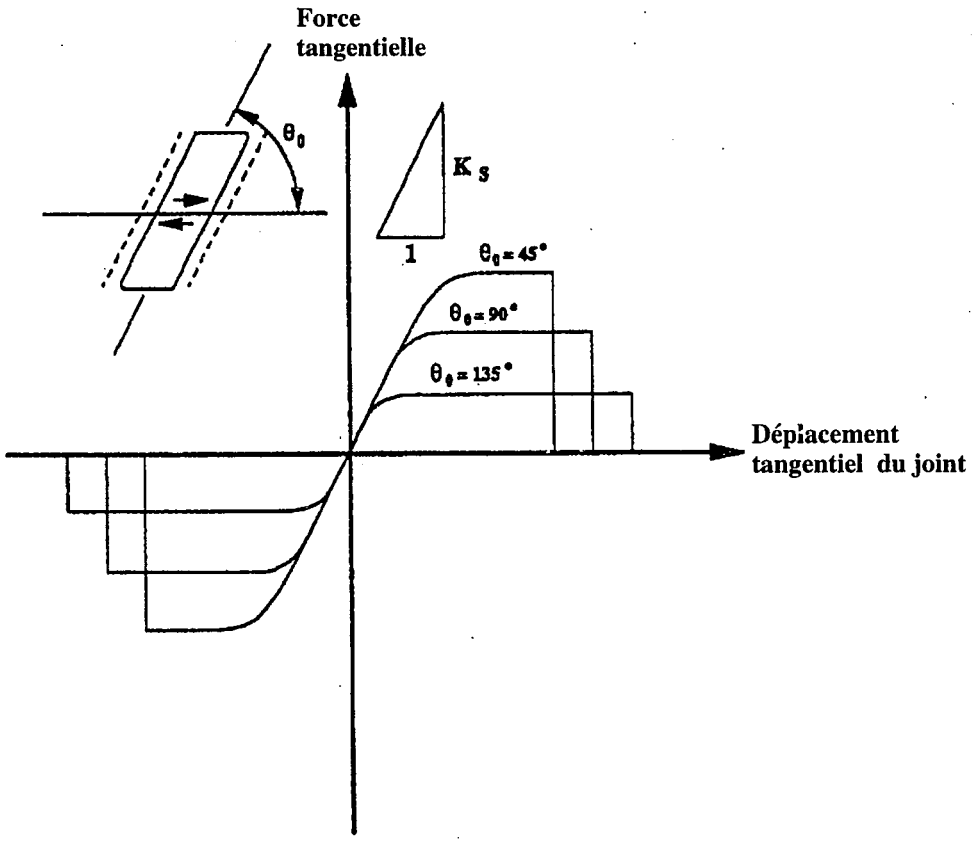


Figure 5.17: Comportement tangentiel du système de renforcement acier/scellement (tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

5.3.1.1.3.1 - Estimation des paramètres

Comme pour la section 5.3.2.1 UDEC propose plusieurs formules plus ou moins bien adaptées.

- La rigidité tangentielle du système boulon-scellement (k_S) (Gerdeen) et al, 1977) est évaluée en faisant l'hypothèse qu'un boulon perpendiculaire à une discontinuité cisaillée peut-être modélisé par une poutre sur appui élastique.

$$k_s = E_b I \beta^3 \quad (5.5)$$

$$\beta = [k / (4E_b I)]^{\frac{1}{4}} \quad (5.6)$$

$$k = 2E_g / \left(\frac{d_2}{d_1} - 1\right) \quad (5.7) \text{ ou}$$

I : moment d'inertie du boulon

E_g : module de Young du scellement

- La résistance maximale

$$F_s^{max} = \pi d_1^2 \sigma_b / 4 \quad (5.8) \text{ ou}$$

s_b : limite élastique du boulon.

La formulation utilisée dans ce modèle amène une variation de la résistance maximale au cisaillement en fonction de l'angle que fait le boulon avec la discontinuité. Cette résistance est maximum quand le boulon fait un angle de 45° par rapport au plan de la discontinuité et elle est diminuée de moitié pour un boulon perpendiculaire au plan de la discontinuité.

5.3.1.1.4 - Modèle numérique

Le modèle présume que pendant le cisaillement d'une discontinuité le boulon se déforme comme l'indique la figure 5.18. La longueur du boulon qui traverse une discontinuité et qui change d'orientation avec le cisaillement est désignée par le terme de longueur active. Dans le modèle on présume que la longueur active change seulement et directement à cause des déplacements normaux et tangentiels le long de la discontinuité. Le modèle comme le montre la figure 5.19, peut s'apparenter à deux ressorts situés à l'interface du joint et orientés perpendiculairement et parallèlement à l'axe du boulon. Après le cisaillement, le ressort axial est parallèle à la longueur active tandis que le ressort tangentiel reste perpendiculaire à l'orientation initiale du boulon ce qui cause un problème car ainsi le modèle ne tient pas compte de l'angle entre le déplacement tangentiel du boulon et le déplacement tangentiel de la discontinuité .

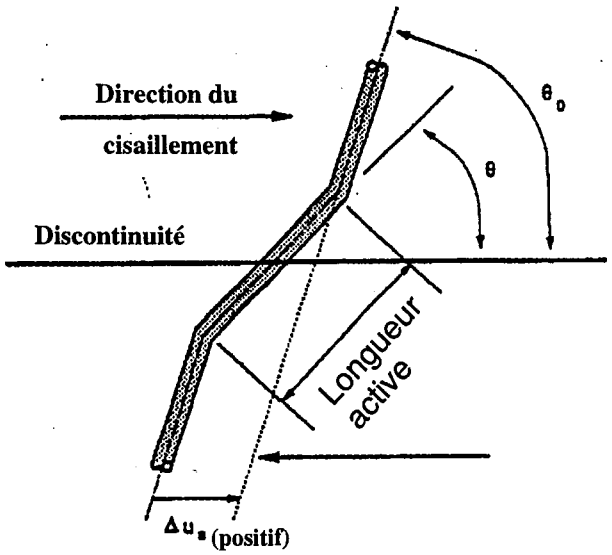


Figure 5.18: Géométrie supposée après le déplacement tangentiel, DU_S
(tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

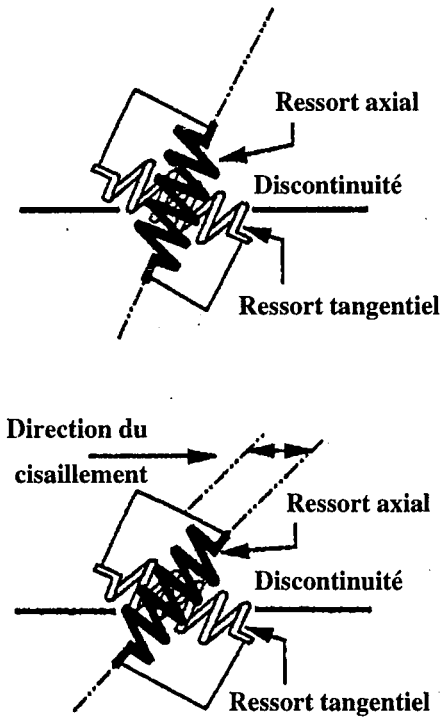


Figure 5.19: Orientation du ressort axial et du ressort tangentiel représentant le renforcement avant et après le cisaillement (tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

Les relations force/déplacement décrites précédemment sont utilisées pour déterminer les forces induites dans les ressorts à la suite d'incréments de déplacements des extrémités de la longueur active.

Les résultats sont des forces axiales et tangentielles dans le boulon (la force axiale étant parallèle à la longueur active et la force tangentielle étant perpendiculaire à la longueur active initiale) puis sont ramenés à des forces parallèles et normales à la discontinuité (figure 5.20). Ces forces sont alors appliquées aux blocs avoisinants.

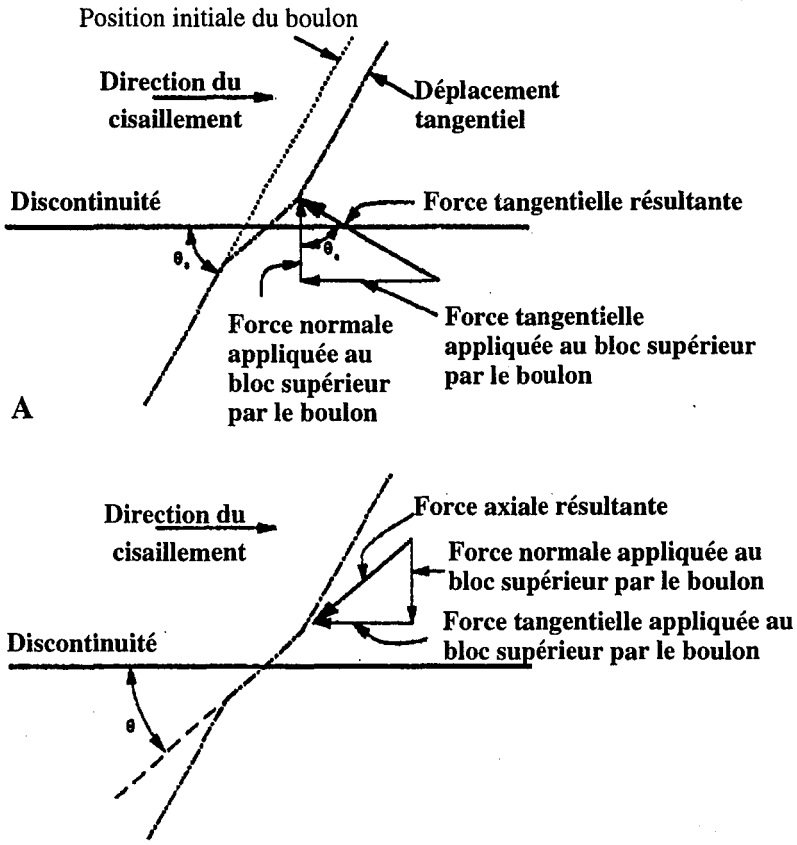


Figure 5.20: Résolution des composantes des forces tangentielles (A) et axiales (B) parallèles et perpendiculaires à la discontinuité (tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

Les relations axiales et tangentielles de force déplacement utilisent toutes deux un modèle plastique continu. Le modèle du comportement plastique en cisaillement est décrit sous forme incrémentale par l'expression suivante :

$$\Delta F_s = k_s |\Delta U_s| f(F_s) \quad (5.9)$$

$$f(F_s) = \left|F_{s,b}^{max} - F_s\right| \frac{\left(F_{s,b}^{max} - F_s\right)}{\left[F_{s,b}^{max}\right]^2} \quad (5.10) \text{ ou}$$

F_S : Force tangentielle

U_S : Déplacement tangentiel

$F_{S,b}$max : résistance au cisaillement du boulon.

Une expression équivalente est utilisée pour décrire le comportement axial du boulon.

- Estimation de la longueur active,

la longueur active est comprise entre 1 et 2 fois le diamètre du boulon. Gerdeen et al (1977) déterminent une valeur (l), la longueur de transfert de charge selon la relation suivante :

$$e^{-\beta l} = \rho_{max} \quad (5.11) \text{ ou}$$

l : la longueur de transfert de charge

b : Constante

r_{max} : le pourcentage de fléchissement maximum dans le boulon , alors

$$l = \frac{\ln(\rho_{max})}{\beta} \quad (5.12)$$

5.3.2 - Renforcement extensif spatial (commande "cable" pour les blocs déformables)

En plus du contrôle des discontinuités, il faut également tenir compte du confinement que le boulonnage fournit à l'enveloppe plastique autour d'une excavation. Dans plusieurs situations, il faut considérer en plus de l'effet local du renforcement, le fait que la résistance à la déformation doit être distribuée sur toute sa longueur. Ces situations se développent dans la modélisation de déformation non élastique associées à la rupture de la roche et/ou des systèmes de renforcement dans lesquels le scellement peut se rompre par cisaillement sur une certaine longueur. La représentation du renforcement extensif spatial en différences finies se fait par la division en segments distincts et assigne une masse équivalente aux noeuds du renforcement (figure 5.24)

5.3.2.1 - Comportement axial

Parce que l'élément de renforcement est élancé et offre très peu de résistance au fléchissement il est traité comme étant unidimensionnel et uniquement sujet à la traction ou à la compression. Donc le modèle constitutif unidimensionnel est jugé adéquat par les concepteurs de UDEC pour décrire le comportement axial de l'élément.

L'extension axiale est représentée par un ressort avec une rigidité axiale limitée par des conditions de limite plastique (figure 5.21). La rigidité axiale est fonction de la section du boulon, A et du module de Young, E. La limite à la traction du boulon est F_{yt} et la limite à la compression est F_{yc}. La figure 5.22 montre le comportement axial du boulon avec $F_{yc} = 0$ et F_{yt} différent de 0. Pendant l'évaluation des forces axiales développées dans le boulon, les déplacements sont calculés aux noeuds le long de l'axe du boulon (figure 5.21). Les forces de déséquilibre sont calculées à chaque noeud à partir des forces axiales dans l'acier ainsi que des forces tangentielles dans le

scellement. Les déplacements axiaux sont calculés par intégration en fonction du deuxième principe de Newton en utilisant les forces axiales de déséquilibre calculées et une masse concentrée à chaque noeud.

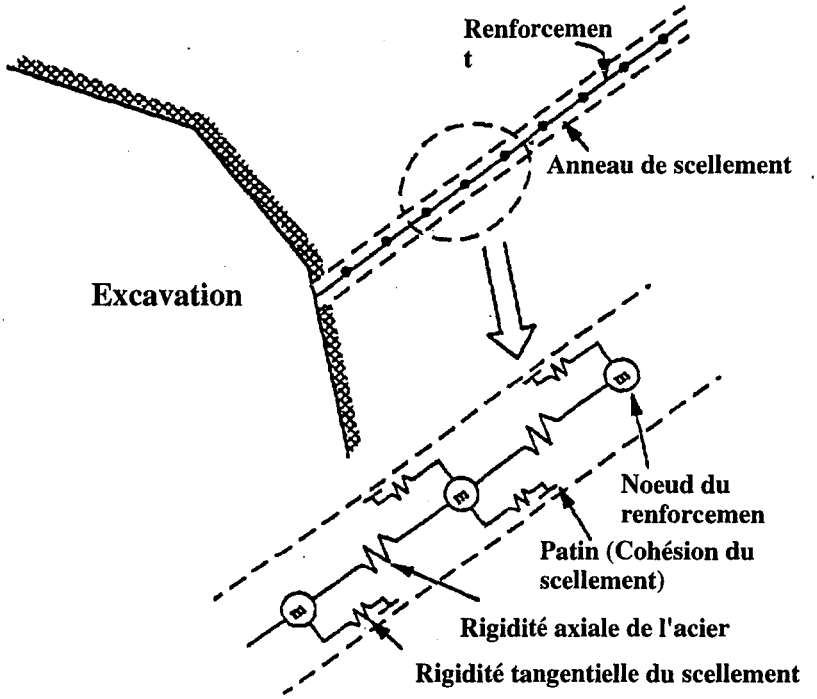
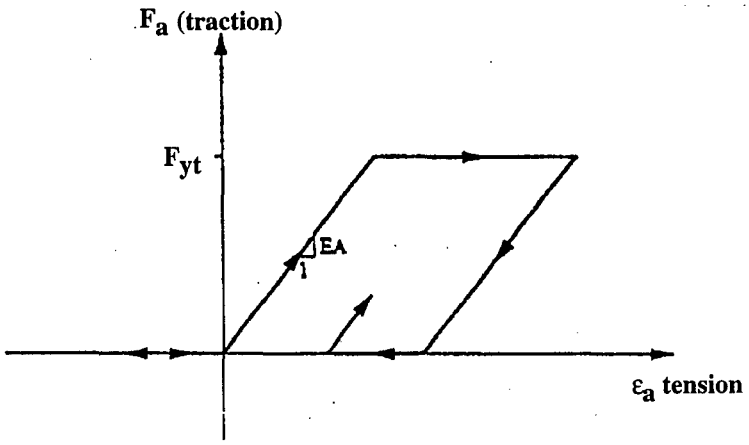
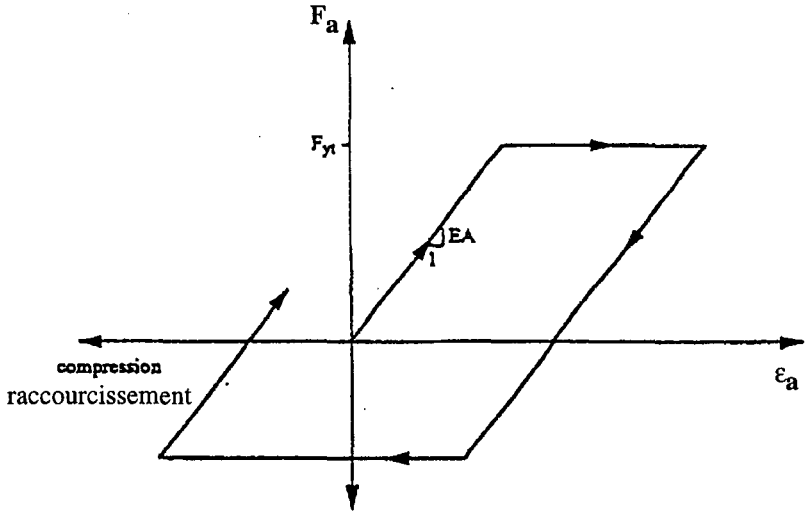


Figure 5.21: Représentation mécanique du modèle conceptuel de renforcement scellé sur toute sa longueur qui prend en compte le comportement tangentiel de l'anneau de scellement (tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)



a) Limite élastique en compression de l'acier égale 0 (ou n'est pas définie)



b) Limite élastique en compression de l'acier est définie

Figure 5.22 : Comportement axial de l'acier des éléments de renforcement (tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

5.3.2.2 - Comportement du cisaillement de l'anneau de scellement

Le comportement en cisaillement de l'anneau de scellement est représenté par un système de ressort et patin situé aux noeuds (figure 5.21). Le comportement pendant les déplacements relatifs à l'interface acier scellement et à l'interface scellement roche est décrit numériquement par la rigidité tangentielle du scellement (figure 5.23).

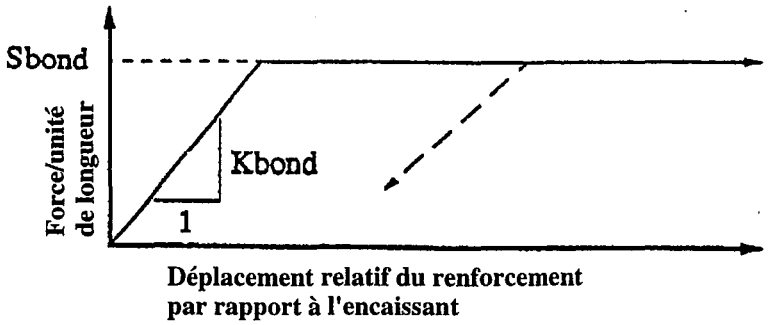


Figure 5.23 : Comportement tangentiel du scellement de l'élément de renforcement (tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

5.3.2.2.1 - Evaluation des paramètres (Si les tests d'arrachement ne sont pas disponibles)

Comme pour la section 5.3.2.1 UDEC propose plusieurs formules plus ou moins bien adaptées.

$$Kbond = \frac{2\pi G_g}{\ln\left(1+\frac{2t}{D}\right)} \quad (5.13) \text{ ou}$$

Kbond : rigidité tangentielle du scellement
G_g : module de cisaillement du scellement
D : diamètre du boulon
t : épaisseur de l'anneau de scellement

$$Sbond = \pi(D+2t)\tau_{peak} \quad (5.14)$$

avec t = 0 si la rupture du scellement se fait à l'interface acier scellement et t différent de 0 si la rupture se fait à l'interface scellement roche (dans ce cas t est la différence antre le diamètre du boulon et le diamètre du trou de forage) et
Sbond : résistance au cisaillement du scellement
t_{peak} : est la résistance maximale du scellement déterminée à partir de tests d'arrachement. Si les test d'arrachement ne sont pas disponibles alors on estime Sbond grâce à l'expression suivante tirée de St-John et Van Dillen, 1983 :

$$\tau_{peak} = \tau_I Q_b \quad (5.15) \text{ ou } \quad \tau_I = \frac{1}{2}\sigma_c \quad (5.16) \text{ et}$$

Q_b : qualité du lien entre le scellement et la roche (Q_b = 1 pour un lien parfait et Q_b<1 pour un lien imparfait)

5.3.2.3 - Calcul du déplacement axial à l'interface coulis roche

Pour calculer le déplacement axial à l'interface coulis roche une hypothèse d'interpolation a été introduite dans UDEC. Cette hypothèse considère le boulon passant au travers d'un triangle de déformation en différences finies représentant une portion de la roche intacte (figure 5.24a). La composante x de l'incrément de déplacement (Du_{xp}) au noeud est donnée par :

$$Du_{xp} = W_1 Du_{x1} + W_2 Du_{x2} + W_3 Du_{x3} \quad (5.17) \quad \text{où}$$

Du_{x1}, Du_{x2} et Du_{x3} sont les incréments de déplacement des noeuds de la grille et W_1, W_2 et W_3 sont des facteurs de pondération.

Une expression similaire est utilisée pour les incréments de déplacement selon y. Les facteurs de pondération sont calculés à partir de la position du noeud à l'intérieur du triangle comme suit :

$$W_1 = A_1/A_t \quad \text{ou}$$

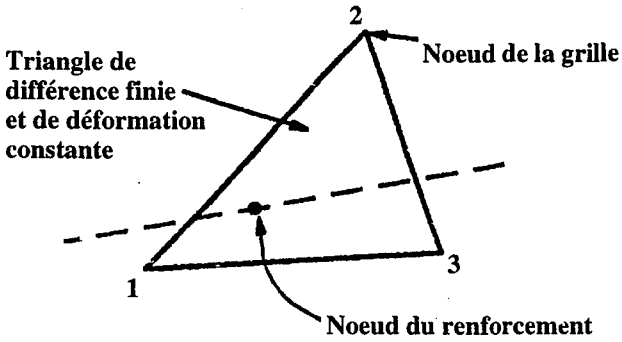
A_t est l'aire totale du triangle de différences finies et
A_1 est l'aire du triangle de la figure 5.24b.

Les incréments de déplacement x et y sont utilisés à chaque pas de calcul pour déterminer la nouvelle orientation du boulon. La composante axiale du déplacement de l'interface coulis roche est calculée à partir de l'orientation actuelle du segment du boulon.

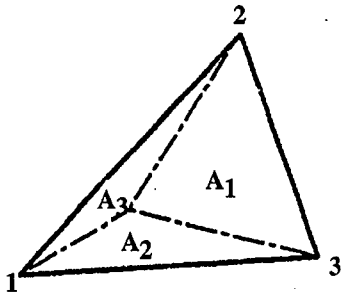
Les forces mobilisées à l'interface coulis roche (F_{xp}, F_{yp}) (note : la notice de UDEC ne précise pas comment ces forces sont calculées) sont redistribuées aux noeuds de la grille en respectant les facteurs de pondération utilisés précédemment, c'est-à-dire :

$$F_{x1} = W_1 \cdot F_{xp} \quad (5.18)$$
$$F_{x2} = W_2 \cdot F_{xp} \quad (5.19)$$
$$F_{x3} = W_3 \cdot F_{xp} \quad (5.20) \quad \text{où}$$

F_{x1}, F_{x2} et F_{x3} sont les forces appliquées aux noeuds de la grille.



a) Eiément de renforcement typique passant au travers d'une zone triangulaire



b) Aires utilisées pour déterminer les facteurs de pondération utilisés pour calculer le déplacement de l'interface coulis roche

Figure 5.24 : Géométrie du triangle de différence finie et de l'élément de renforcement le traversant utilisée dans la formulation des éléments distincts (tirée du manuel d'utilisation de UDEC 1.82)

5.3.2.4 - Comportement normal à l'interface acier scellement

Le noeud n'exerce aucune force normale à la direction axiale moyenne du boulon sur le maillage si les segments du boulon, de part et d'autre du noeud sont colinéaires; par contre, si les segments font un angle entre eux, alors une portion des forces axiales agira dans la direction normale moyenne. Cette force nette agit autant sur les noeuds du maillage que sur le noeud du boulon (dans des directions opposées). Donc un boulon initialement droit peut supporter (admettre) un chargement normal s'il subit une déflexion finie.

5.3.2.5 - Propriétés des éléments de renforcement de la commande câble

UDEC nécessite les informations suivantes :

1) la surface de la section du boulon
2) la densité du boulon
3) le module élastique du boulon
4) le module de cisaillement du boulon
5) la limite élastique en traction du boulon
6) la limite élastique en compression du boulon

7) la déformation axiale maximale admissible
8) rigidité tangentielle du scellement, Kbond, (rigidité d'ancrage)
9) la résistance d'ancrage, Sbond, (force d'ancrage)

Le scellement est considéré comme un solide élasto-plastique parfait.

5.4 - Simulation d'un essai de cisaillement

Le comportement des boulons intersectant une discontinuité qui se cisaille a été bien étudié grâce à plusieurs essais en laboratoire (Azuar, 1977, Bjurström, 1974, Haas, 1976) et à partir de ces essais plusieurs modèles ont été proposés (Bjurström, 1974, Dight, 1983, Holmberg, 1991, St-John et Van Dillen, 1983, Haas, 1976) ainsi que le modèle de Lorig (1985) sur lequel le code UDEC est basé. A notre connaissance, aucun de ces modèles n'a été calé ou utilisé pour déterminer le schéma de boulonnage d'une exploitation minière. Donc afin de voir si le modèle est physiquement réaliste, une série de simulations d'essais de cisaillement avec et sans boulons a été réalisée pour saisir l'apport du boulon dans UDEC à la résistance au cisaillement d'un joint.

Pour mieux comprendre UDEC une brève description de la géométrie utilisée ainsi que des paramètres nécessaires à la réalisation du calcul sera faite. Cette description sera suivie des données paramétriques et géométriques utilisées. Les résultats seront analysés ce qui permettra de répondre à certaines questions ainsi que d'en émettre de nouvelles et de dire si potentiellement UDEC peut-être utilisé dans une méthodologie visant à déterminer un schéma de boulonnage.

5.4.1 - Géométrie et paramètres utilisés

5.4.1.1 - Blocs rigides

Dans un premier temps, il a été décidé de simuler un test de cisaillement très simple avec et sans boulon pour mieux saisir comment UDEC simule et incorpore l'apport du boulon à la résistance au cisaillement d'un joint.

La figure 5.25 montre la géométrie utilisée, il s'agit d'un rectangle de 1,5 m de longueur par 1 m de hauteur séparé à mi-hauteur par un joint sur toute sa longueur. Les paramètres du joint sont les suivants :

- Rigidité tangentielle, k_s, de 200 MPa/m
- Rigidité normale, k_n, de 1000 MPa/m
- Angle de frottement, f, de 45°
- Cohésion, C, nulle.

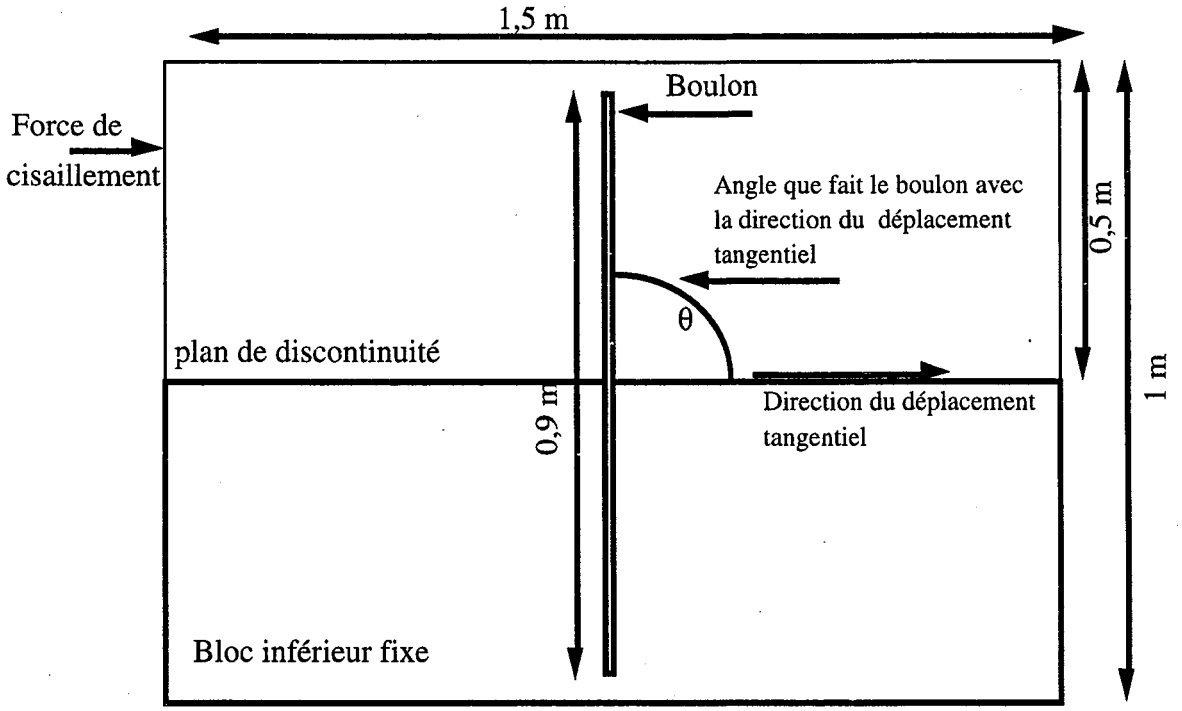


Figure 5.25 : Géométrie utilisée pour les simulations d'essai de cisaillement

Une première série d'essais a été réalisée sans boulon. Dans tous les cas, avec et sans boulons, la procédure suivie fut la suivante : application d'une force normale constante de 300 kN (ce qui correspond à une contrainte normale de 0,2 MPa) et ensuite application d'une force de cisaillement donnée. Le modèle tourne jusqu'à sa stabilisation, ensuite, la contrainte de cisaillement est augmentée et le processus se répète jusqu'à l'obtention d'un état instable. Les forces de cisaillement appliquées varient entre 50 kN et 450 kN (ce qui correspond à une contrainte tangentielle variant entre 0,05 MPa et 0,45 MPa). La force de cisaillement est appliquée au centre de gravité du bloc supérieur ainsi que la force normale, étant donné que le bloc est rigide (indéformable) il ne peut pas y avoir d'effets de bords.

Par la suite l'essai de cisaillement a été fait avec un boulon installé à des angles de 30°, 45°, 60°, 75° et 90° par rapport à la direction du déplacement tangentiel du bloc supérieur.

Les caractéristiques du boulon et du coulis utilisés furent les suivantes :

Caractéristiques du boulon	Caractéristiques du coulis
E_b= 198 GPa	G_g=7,1 MPa
d_1= 15 mm	d_2= 51 mm
s_b= 450 MPa	E_g= 14,8 GPa
T_{tl} = 79,5 kN	s_c= 42 MPa
I= p(15e10-3 m)^4/64	

A partir des équations 5.2 et 5.3 on trouve une valeur de k_a de 25 502 kPa/m.
A partir des équations 5.5, 5.6 et 5.7 on trouve une valeur de k_s de 61 779 kPa/m.

P_{ult}= 79,5 kN (résistance à la traction simple du boulon)

F_{max}= 37 kN (résistance au cisaillement du boulon).

Pour la capacité axiale maximale du boulon nous considérons que la résistance à la traction du boulon devrait être utilisée. C'est pourquoi l'équation 5.4 n'a pas été utilisée.

Autres paramètres de UDEC :

Raexp=0 (axial stiffness exponent) (valeur suggérée de 1)
Rrfac=0 (reversal factor) (valeur suggérée de 1)
Rsexp=0 (shear stiffness exponent) (valeur suggérée de 1)
Rstr=1e10, valeur par défaut (limite de déformation axiale du boulon)
(note : Aucune signification de ces coefficients n'est donnée dans la notice de UDEC, seulement les valeurs suggérées sont mentionnées).

Les premiers essais on été faits avec des valeurs de Raexp, Rrfac, Rsexp de 0. Par la suite un essai avec un boulon normal au plan de la discontinuité a été fait avec les valeurs suggérées par les concepteurs du code UDEC soit une valeur de 1 pour les paramètres ci mentionnés. Les valeurs des raideurs du boulon (k_a et k_s) calculées ont été utilisées pour tous les essais, sauf pour les essais avec un boulon perpendiculaire au plan de la discontinuité où on fait : un essai avec une raideur axiale (k_a) du boulon nulle (ceci ne doit faire travailler le boulon qu'en cisaillement) et la valeur de raideur tangentielle (k_s) du boulon calculée précédemment et un deuxième essai avec la raideur normale (k_a) calculée et une raideur tangentielle (k_s) nulle (ceci ne doit faire travailler le boulon qu'en traction).

5.4.1.2 - Blocs déformables

En ce qui concerne les blocs déformables, les mêmes géométries et conditions de chargement du modèle furent utilisées, mais la commande câble au lieu de la commande boulon fut employée. Les paramètres du câble et du coulis sont les suivants :

E_b= 200 GPa
densité du câble = 8
T_{tl} = 79,5 kN
Kbond = 25,378 MPa
Sbond = 7,38 MPa/m

Tous les autres paramètres sont identiques à ceux utilisés dans le cas des blocs rigides.

5.4.2 - Résultats

5.4.2.1 - Blocs rigides

Les résultats sont présentés sur les figures 5.26 à 5.34 et rapportent deux types d'information: le cisaillement appliqué en fonction du déplacement tangentiel U, et les forces axiales et tangentielles induites dans le boulon par le cisaillement de la discontinuité telles que calculées par le code UDEC en fonction du déplacement tangentiel. Chaque point des courbes représente, à l'exception de ceux qui forment un palier, un état stable pour un effort de cisaillement donné. La partie en palier des courbes représente le comportement du joint armé après la rupture du boulon.

La figure 5.26 montre la contribution d'un boulon à la résistance au cisaillement d'un joint. En effet on observe qu'avec le code UDEC la résistance au cisaillement d'un joint est augmentée de 30% à 39% en fonction de l'angle que fait le boulon avec la direction du cisaillement. La deuxième observation est que plus l'angle est faible par rapport à la direction du déplacement tangentiel plus la résistance du boulon est sollicitée rapidement, c'est-à-dire que le déplacement tangentiel nécessaire pour activer le boulon est moindre avec des angles moindres. Cette observation est confirmée par la figure 5.27 où il est clair que la force axiale maximale du boulon est atteinte pour des déplacements plus faibles pour les angles plus aigus. Par exemple, le déplacement tangentiel du joint à la rupture pour un angle d'installation du boulon de 30° est de 0,004 m comparativement à un déplacement tangentiel de 0,05 m pour un angle d'installation de 90°. Etant donné que dans le modèle le comportement du boulon est parfaitement plastique, l'effort dans le boulon atteint sa capacité maximum et reste constant par la suite, ce qui n'est pas le cas dans la réalité. Après la rupture du boulon dans la réalité, les efforts dans le boulon chutent vers zéro. Pour les angles faibles le boulon agit principalement en traction alors que pour les angles se rapprochant de 90° le boulon travaille surtout en cisaillement au début du cisaillement du joint. Spang et Egger (1990), Azuar et Panet (1978) ont montré le même phénomène expérimentalement. Azuar indique : "qu'au fur et à mesure que l'inclinaison de la barre par rapport au joint diminue la contribution de l'ancrage augmente". De plus, quand les barres sont inclinées sur le joint on peut espérer mobiliser la contribution maximale de l'acier en même temps que la résistance au pic des discontinuités.

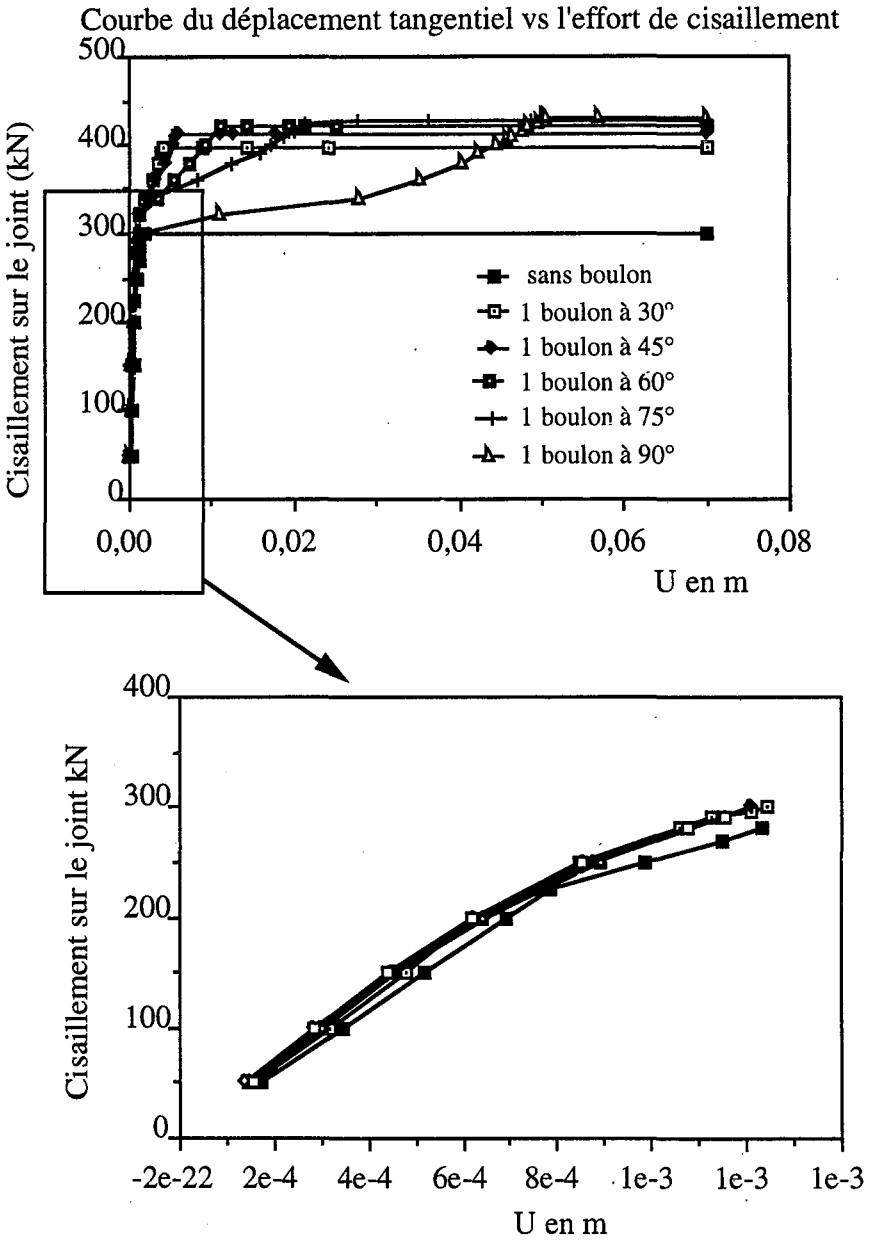

Courbe du déplacement tangentiel vs l'effort de cisaillement
Cisaillement sur le joint (kN)
500
400
300
200
100
0
0,00
0,02
0,04
0,06
0,08
U en m
sans boulon
1 boulon à 30°
1 boulon à 45°
1 boulon à 60°
1 boulon à 75°
1 boulon à 90°
Cisaillement sur le joint kN
400
300
200
100
0
-2e-22
2e-4
4e-4
6e-4
8e-4
1e-3
1e-3
1e-3
U en m

Figure 5.26

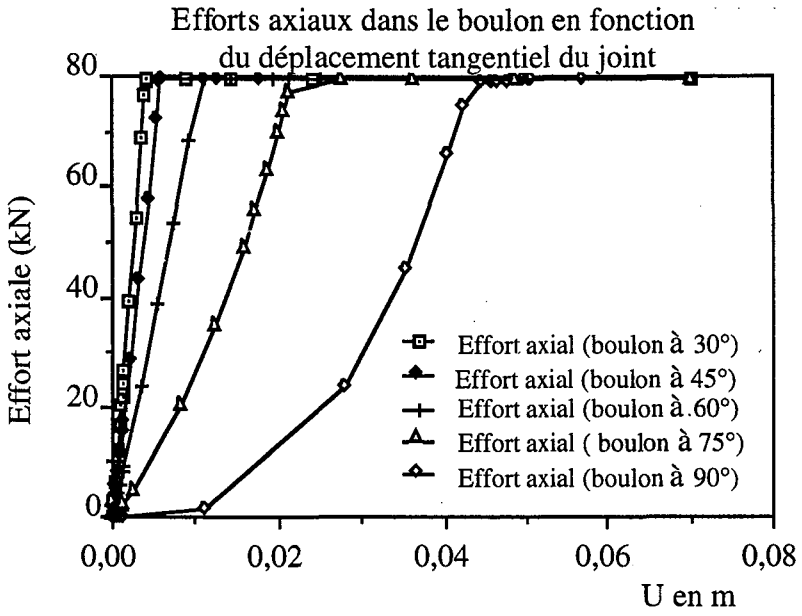


Figure 5.27

La figure 5.28 représentant l'effort tangentiel dans le boulon en fonction du déplacement tangentiel du joint montre un phénomène particulier dans chaque cas étudié. L'effort tangentiel est mobilisé très rapidement pour diminuer après un certain déplacement et revient à sa valeur maximale après ou quand la limite de résistance du joint non armé est atteinte. Ce phénomène est plus évident avec le boulon installé avec un angle de 90°. En effet, on remarque que la diminution de l'effort tangentiel s'accompagne d'une augmentation de l'effort axial et après avoir atteint l'effort axial maximal, l'effort tangentiel augmente à nouveau (figure 5.29). Le même phénomène se retrouve dans tous les cas, mais pour des déplacements plus faibles. Cette observation est corroborée par l'étude du boulon normal au plan d'une discontinuité possédant un angle de frottement nul et une cohésion nulle dans le cas où la rigidité axiale et la rigidité tangentielle du boulon sont non nulles (fig. 5.31). Ce phénomène dépend de la valeur des coefficients Raexp, Rrfac, Rsexp choisie. En effet, pour une valeur des coefficients de un, on observe la disparition de ce phénomène affectant l'effort tangentiel dans le boulon sinon on obtient des résultats difficilement interprétables. Donc il faut utiliser les valeurs suggérées dans la notice de UDEC, sinon on obtient des résultats difficilement interprétables.

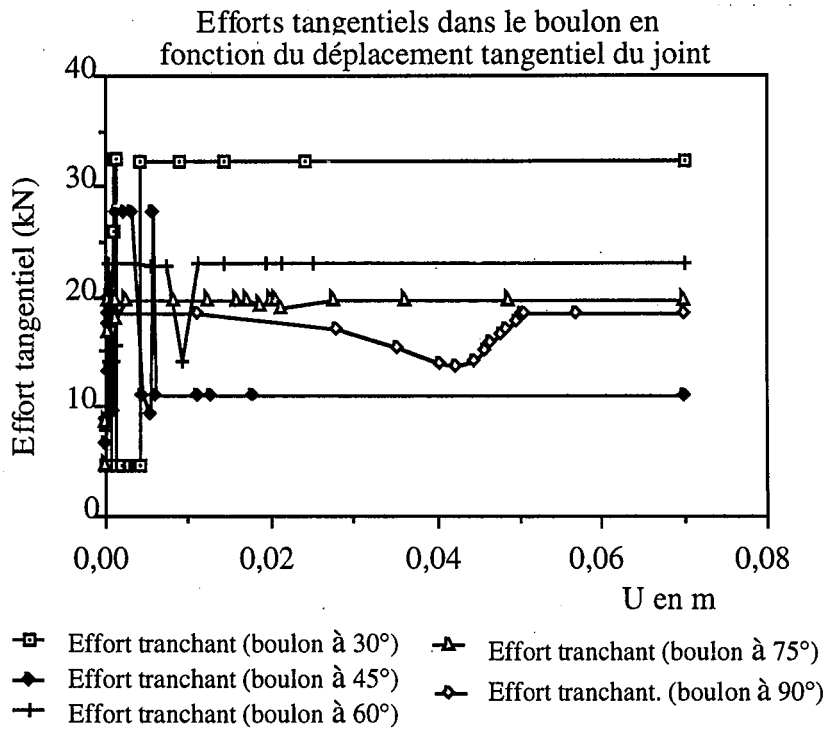


Figure 5.28

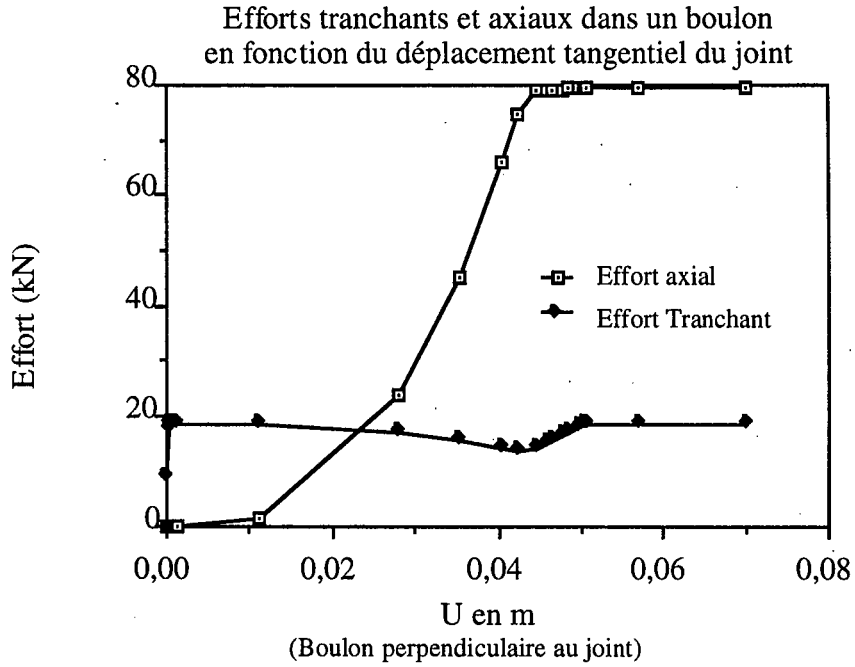


Figure 5.29

Dans le cas où la rigidité axiale du boulon est nulle, la résistance du joint armé correspond à la résistance tangentielle maximale du boulon et inversement lorsque la rigidité tangentielle du boulon est nulle alors la résistance maximum du joint armé correspond à la résistance à la traction maximale du boulon (fig. 5.30). Dans le cas où les deux rigidités sont non nulles la résistance maximale du joint armé au cisaillement est de 98 kN ce qui correspond à la somme des résistance tangentielles et axiales du boulon pour ce cas précis. Ces résultats montrent que les efforts axiaux et tangentiels déterminés par UDEC, sont traités de façon indépendante l'un de l'autre, car les efforts axiaux sont calculés

uniquement à partir de la rigidité axiale du boulon, k_a et les efforts tangentiels sont uniquement calculés à partir de la rigidité tangentielle du boulon, k_s. Ceci s'accorde avec la réalité, car cela prend en compte deux contributions d'un boulon à la résistance au cisaillement d'une discontinuité : l'augmentation de la contrainte normale et l'effet de goujon.

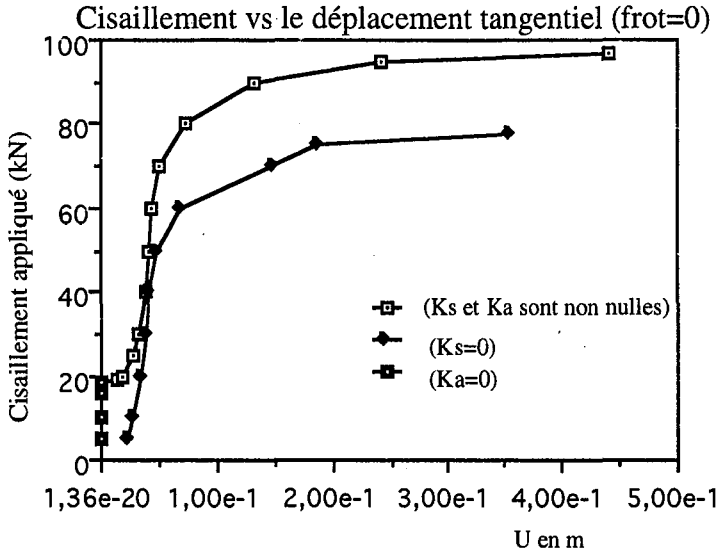


Figure 5.30

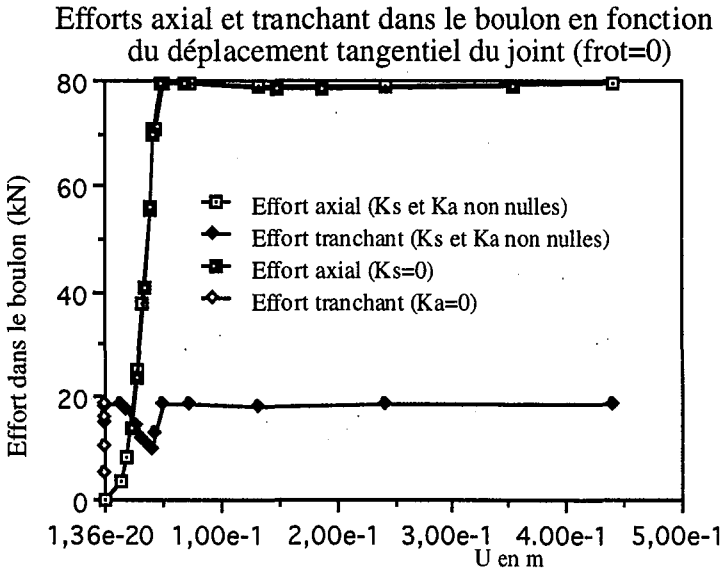


Figure 5.31

5.4.2.2 - Blocs déformables

La figure 5.32 montre que la commande câble dans UDEC ne semble pas avoir beaucoup d'effets (beaucoup moins que dans le cas des blocs rigides) sur la résistance au cisaillement du joint. Cette résistance augmente à peine de 3% pour les conditions fixées dans cette étude.

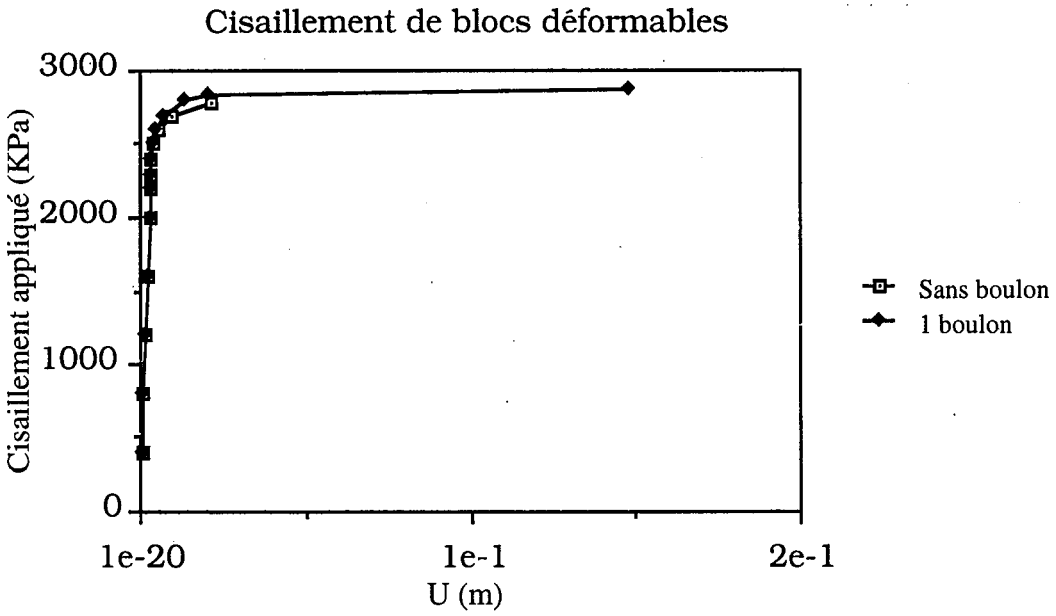


Figure 5.32 : Cisaillement d'une discontinuité sans et avec boulon dans le cas de blocs déformables

5.5 - Simulations d'un essai d'arrachement (ou de traction)

Etant donné que la commande "cable" du code UDEC est adaptée pour simuler uniquement le comportement axial d'un boulon, il semblait juste de tenter de simuler un essai d'arrachement effectué in situ à la mine de Brusada en Italie.

5.5.1 - Géométrie et paramètres utilisés

5.5.1.1 - Géométrie

Dans un premier temps nous avons voulu simuler la section on se trouvait le câble testé en vraie grandeur comme l'indique la figure 5.33. Il s'avéra impossible de simuler proprement le chargement de l'extrémité du câble situé dans la galerie expérimentale, car UDEC ne permet pas d'appliquer un chargement constant sur une limite intérieure. Nous dûmes utiliser la géométrie de la figure 5.34 où il était possible de charger la frontière du modèle près de l'extrémité du câble. Le modèle comportait deux blocs déformables divisés en 1800 zones. Deux simulations furent effectuées : l'une où l'élément câble avait 17 noeuds distants de 0,8 m et l'autre avait 73 noeuds distants de 0,2 m. Les noeuds dans UDEC sont obligatoirement équidistants, car seulement le nombre de noeuds est fourni dans UDEC. Les distances entre les noeuds sont déterminés en divisant la longueur du câble par le nombre de noeuds.

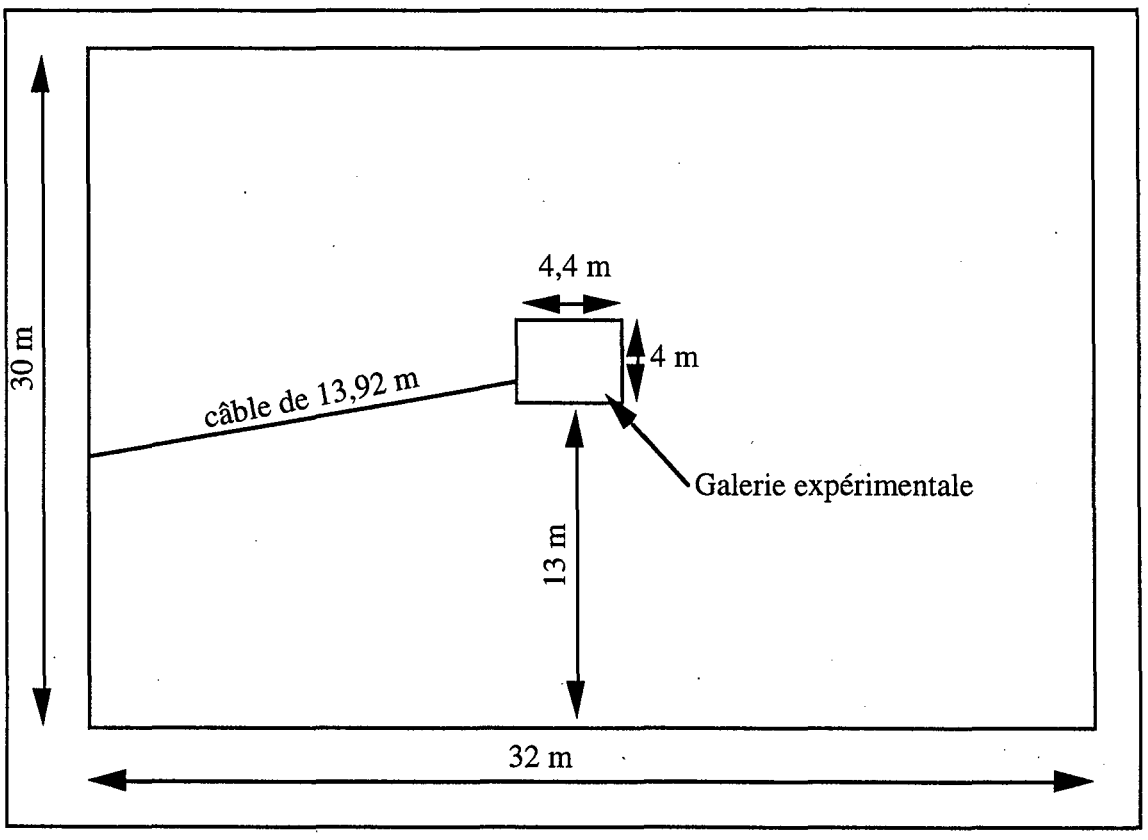


Figure 5.33: Premier modèle

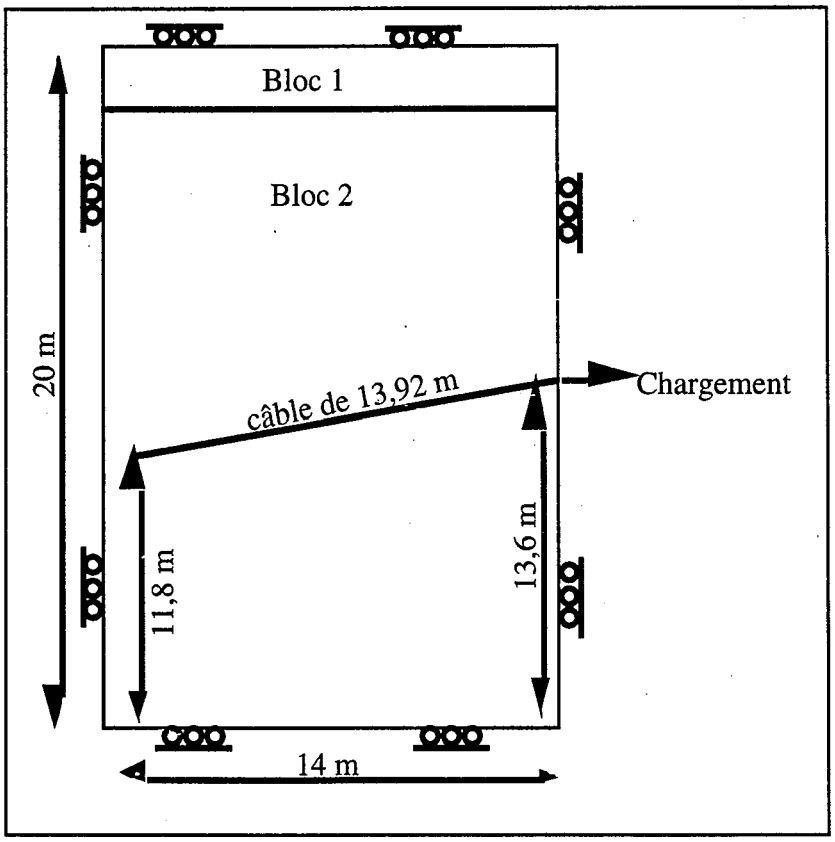


Figure 5.34: modèle retenu

(note : Les contraintes in situ sont imposées pour toute la zone d'intérêt)

5.5.1.2 - Paramètres utilisés

Les propriétés du câble, du coulis de ciment, du massif rocheux et des joints sont données dans le tableau 5.10. Le diamètre du câble est de 15,2 mm et celui du trou de forage de 64 mm.

Tableau 5.10 : Propriétés des matériaux utilisés

Propriétés	Roche (talc)	Joints	Câble	Coulis
Densité	2,769	-	8	2,5
Module d'élasticité (MPa)	5665	-	198 000	14 800
Coefficient de Poisson	0,25	-	-	0,14
Angle de frottement	-	45°	-	-
Cohésion (MPa)	-	2	-	-
Rupture en traction (kN)	-	-	250	-
Rupture en compression(kN)	-	-	250	-
Résistance à la compression simple (MPa)	30	-	-	48
Déformation axiale admissible	-	-	0,04	-
Rigidité axiale (MPa/m)	-	$1x10^{30}$	-	-
Rigidité tangentielle (MPa/m)	-	$1x10^{30}$	-	-
Kbond (MPa)	-	-	-	2840
Sbond (MPa/m)	-	-	-	3,01

En plus des propriétés géomécaniques, le modèle tient compte de l'état des contraintes dans le plan vertical passant par le câble en fonction de l'orientation de ce plan par rapport aux directions des contraintes principales. Les contraintes principales ont été mesurées par le BRGM par la méthode de la stimulation et de la fracturation hydraulique. Une contrainte horizontale de 8,09 MPa en compression, une contrainte verticale de 4,9 MPa en compression et une contrainte de cisaillement de 1,9 MPa ont été introduites dans le modèle. La traction sur le câble a été simulé en appliquant une vitesse horizontale de 0,9 m/s et une vitesse verticale de 0,1 m/s variant linéairement par incrément de 0,09 et 0,01 m/s respectivement sur une surface de la bordure près de l'extrémité du câble comme l'indique la figure 5.34. Il faut aussi mentionner que l'effort appliqué sur le câble est calculé dans le modèle en multipliant la contrainte de traction induite par les vitesses imposées par la surface sur laquelle ces vitesses sont appliquées. La contrainte de traction induite est celle déterminée par UDEC au point d'application des vitesses. L'élément câble ne peut pas être chargé directement.

5.5.2 - Résultats

Les figures 5.35 à 5.48 comparent les résultats de l'essai in situ aux résultats obtenus par la modélisation. Il faut noter que pour le test in situ la rupture du câble a eu lieu pour une charge de 274 kN, tandis que dans le modèle la rupture en traction du câble a été fixée à 250 kN.

Dans la première simulation d'arrachement avec un câble comportant 17 noeuds (figures 5.30 à 5.45), on remarque que pour des charges supérieures à 60 kN qu'il n'y a aucune charge transmise à 0,8 m contrairement à la deuxième simulation avec 73 noeuds (figures 5.42 à 5.48) ce qui indique l'importance du choix du nombre de noeuds divisant l'élément câble en segments plus ou moins longs. Par contre avec 73 noeuds il n'y a pas de charge transmise à 0,2 m

Pour les deux cas, il est observé que la distribution de l'effort le long du câble ancré est systématiquement plus importante pour le modèle que pour l'essai in situ quelle quelle que soit la traction appliquée sur les premiers trois mètres. Il faut noter également que dans le cas de l'essai in situ lorsque la rupture du câble survient le transfert de l'effort dans le câble vers l'intérieur du massif s'interrompt et l'effort dans le câble devient nul. Dans le cas du modèle, comme on peut l'observer sur les figures 5.49 à 5.50 qui montrent l'effort axial dans le câble après 10 000, 20 000 et 30 000 cycles, le câble se rompt progressivement et l'effort continue à être transmis et le câble à être sollicité malgré tout. Cela est probablement dû, en partie, au fait que le chargement, dans le cas du modèle se fait par l'intermédiaire du massif rocheux et non pas directement sur la câble comme c'est le cas pour les tests in situ et également en partie au fait que le code UDEC utilise un modèle de comportement plastique.

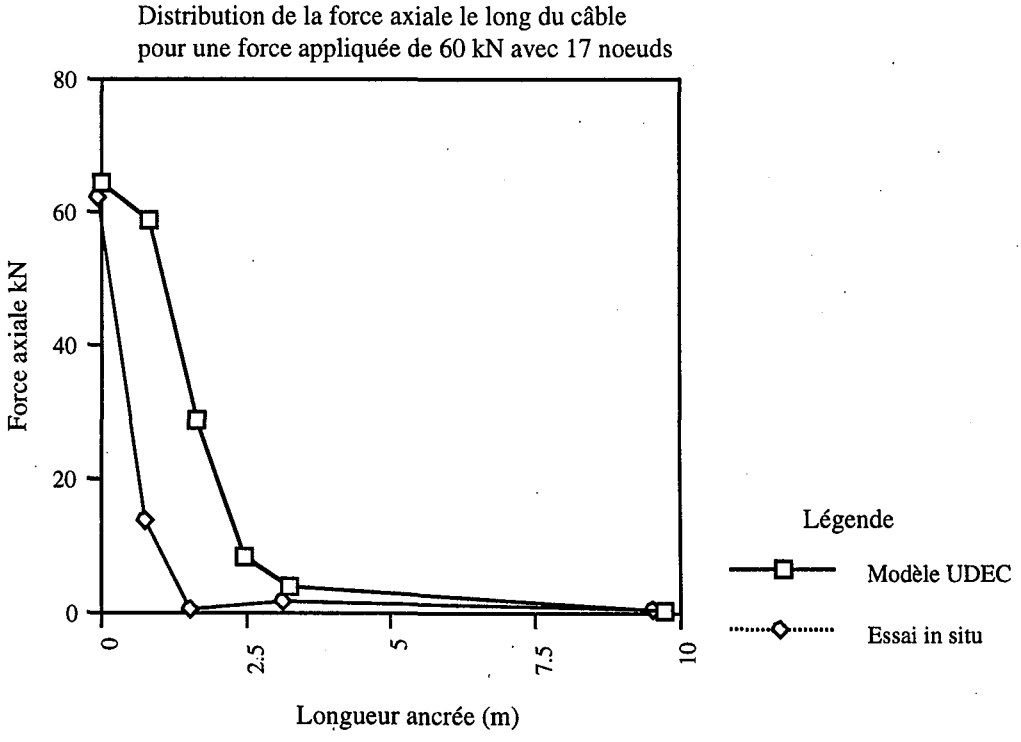


Figure 5.35

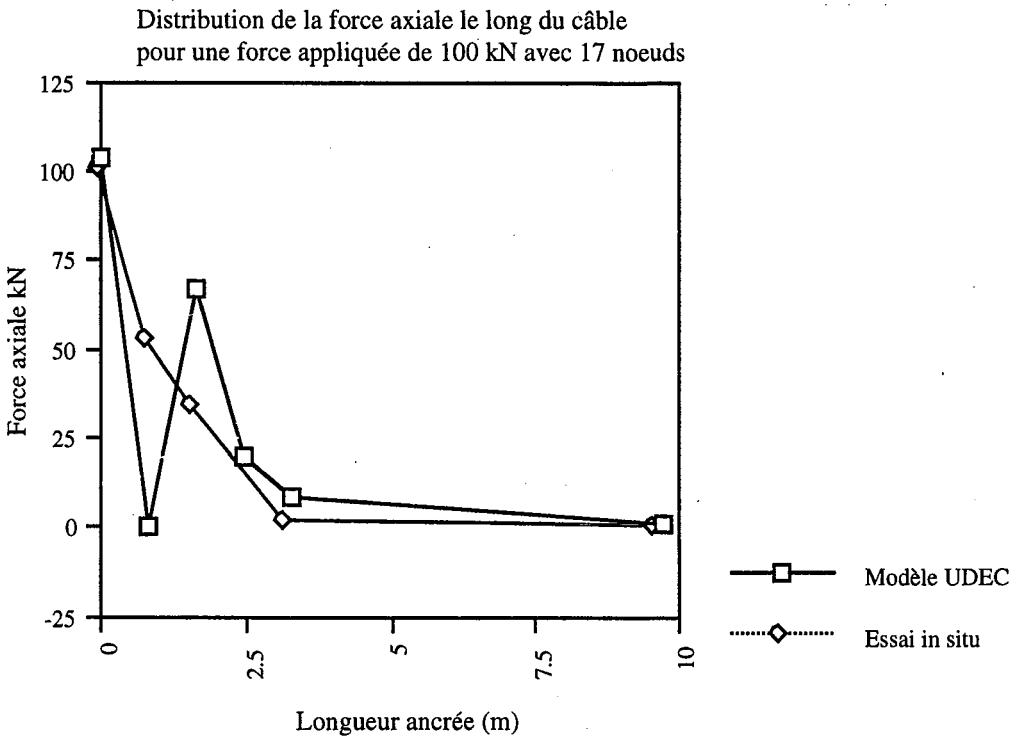


Figure 5.36

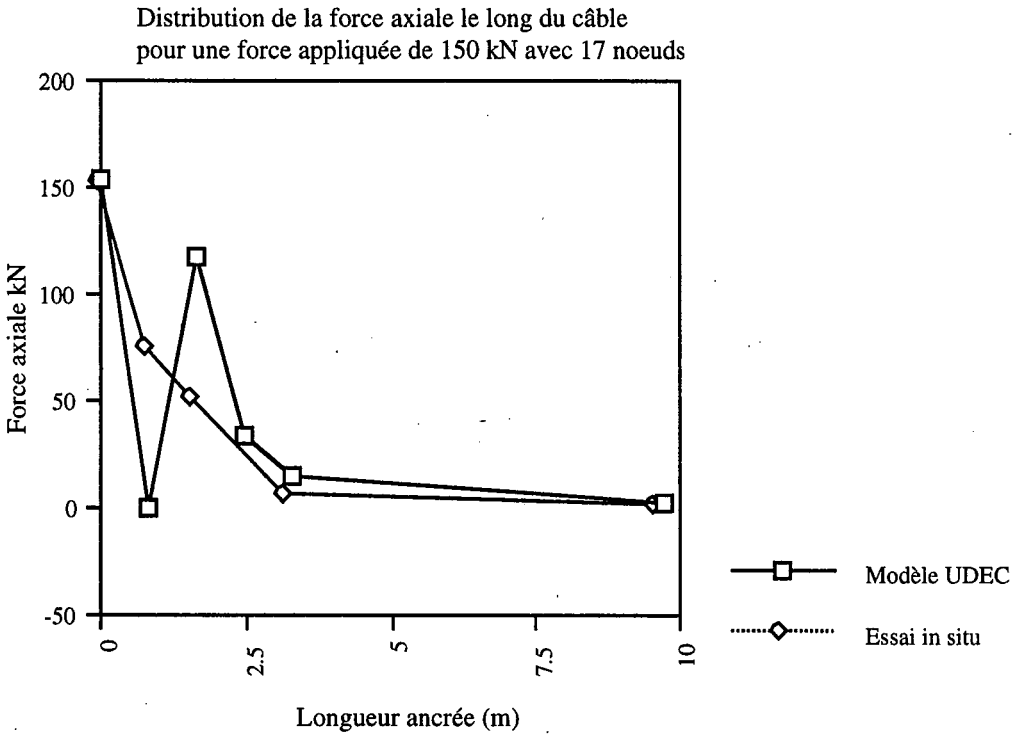


Figure 5.37

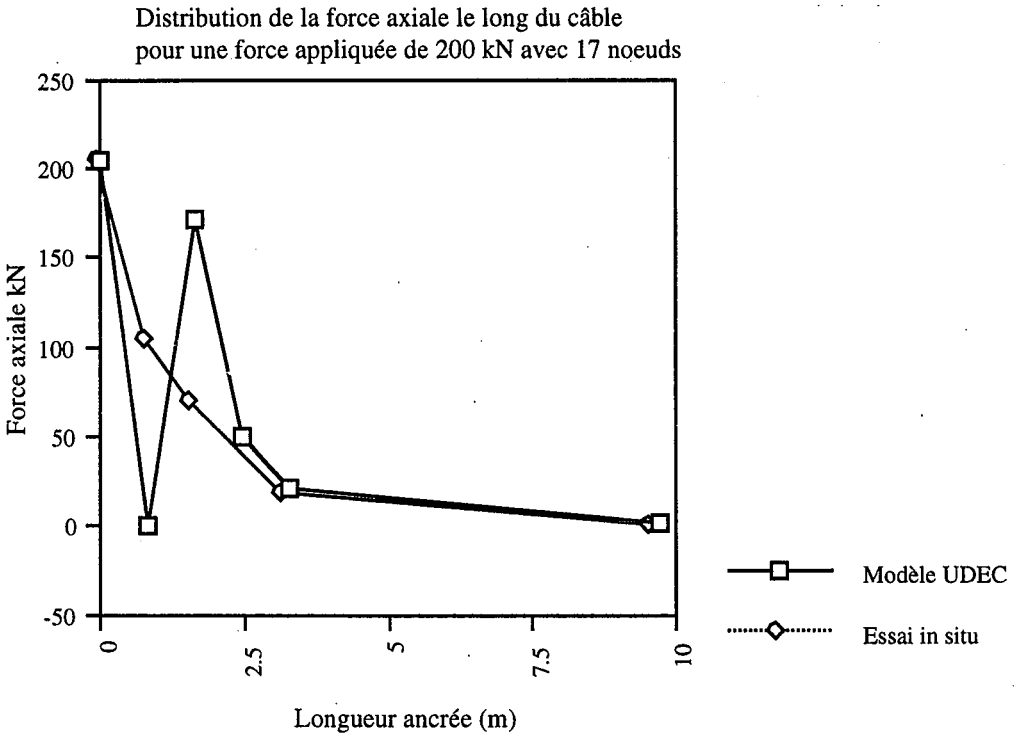


Figure 5.38

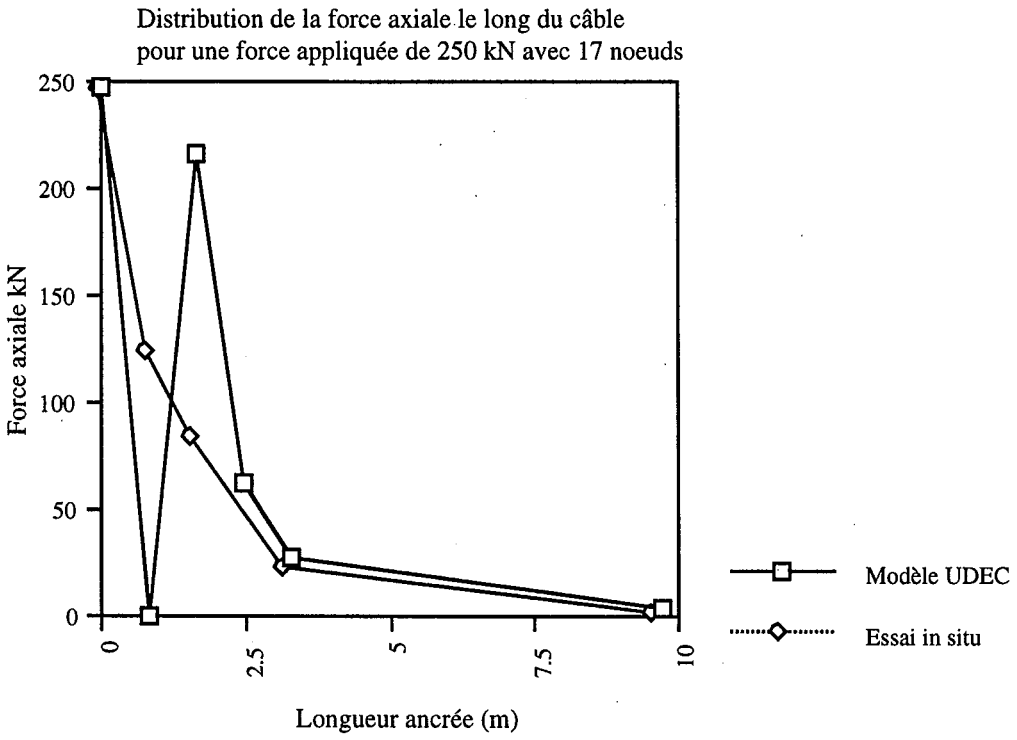


Figure 5.39

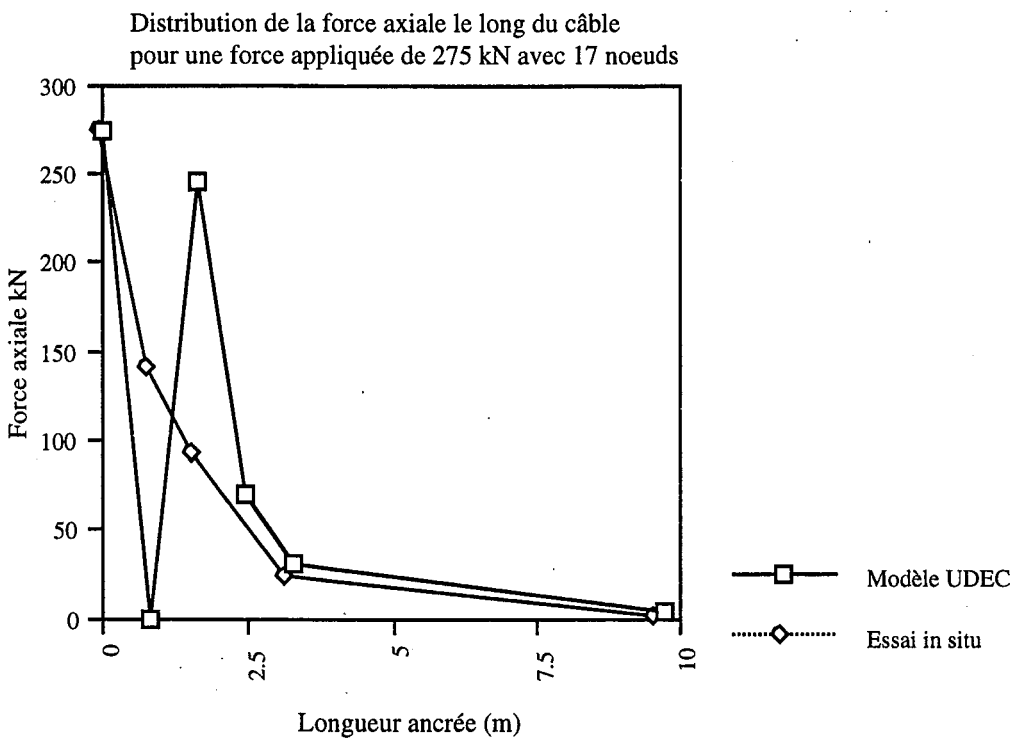


Figure 5.40

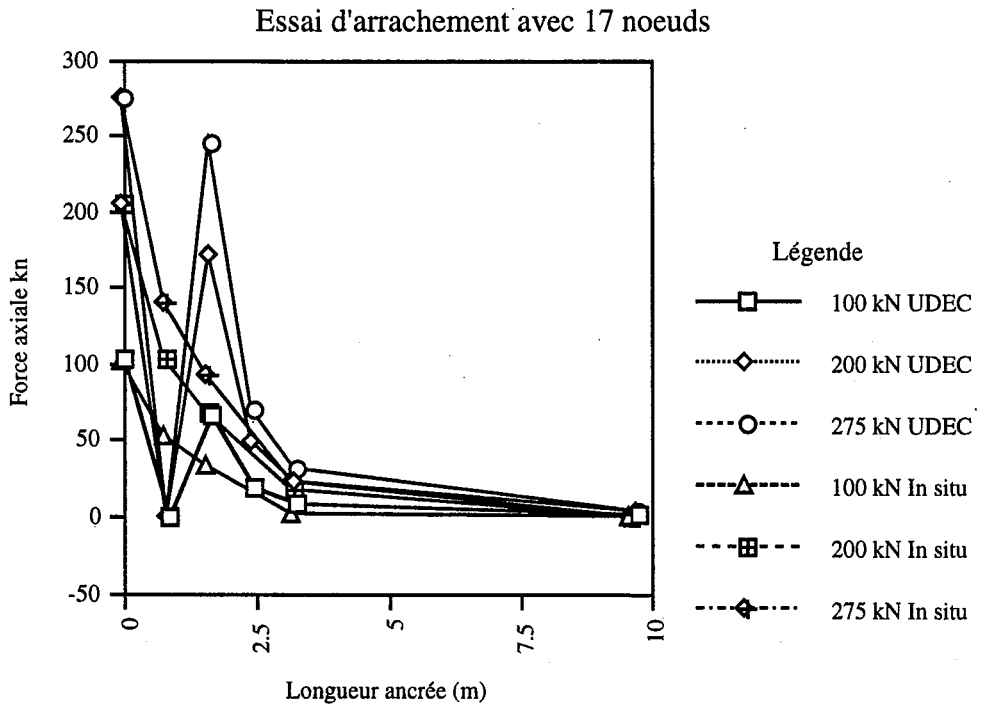


Figure 5.41

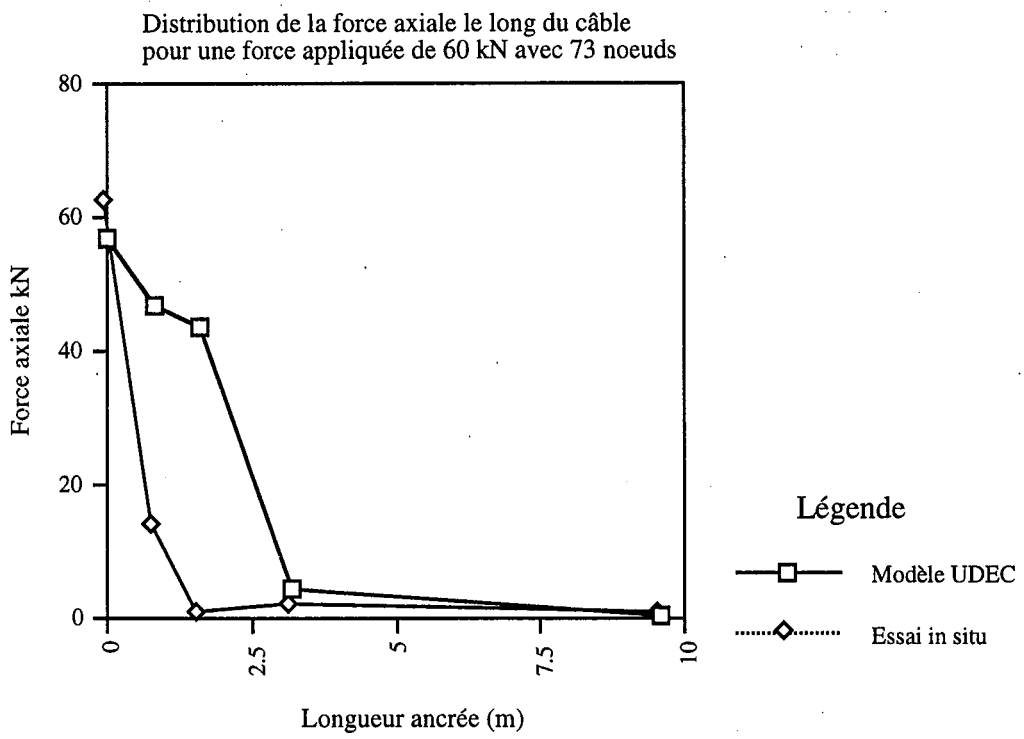


Figure 5.42

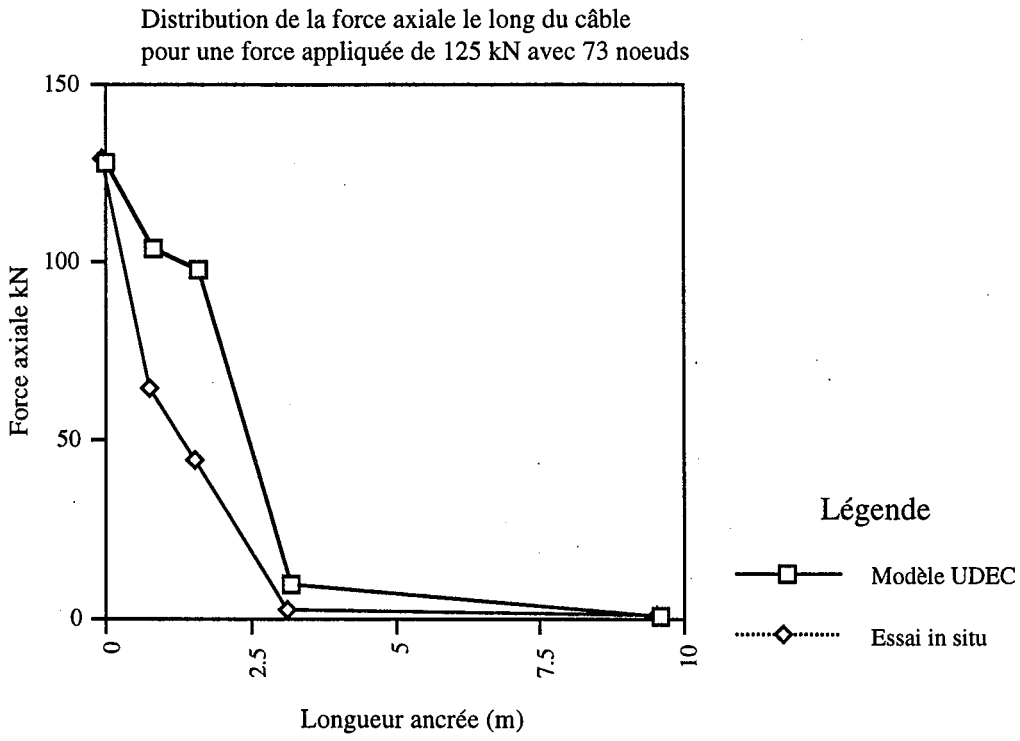


Figure 5.43

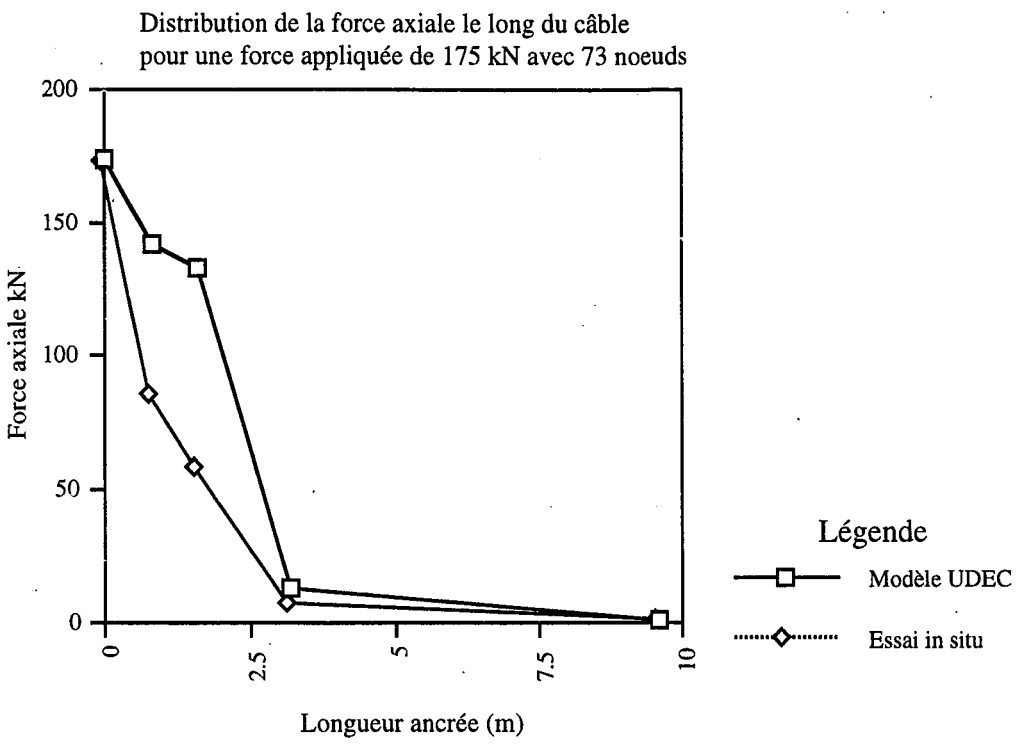


Figure 5.44

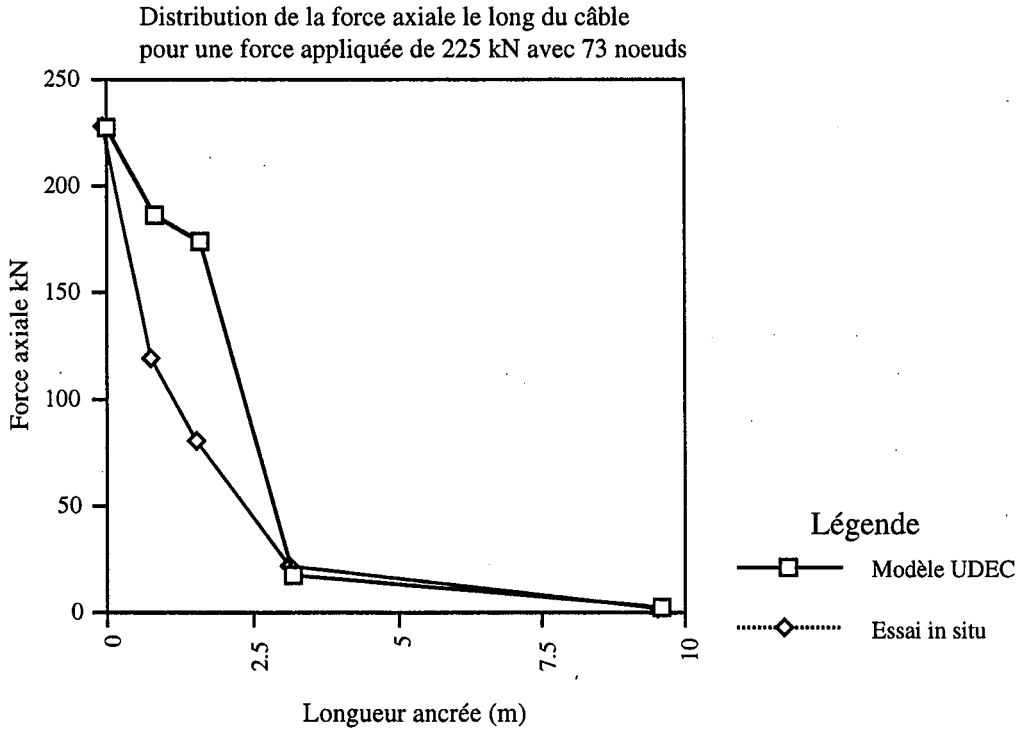


Figure 5.45

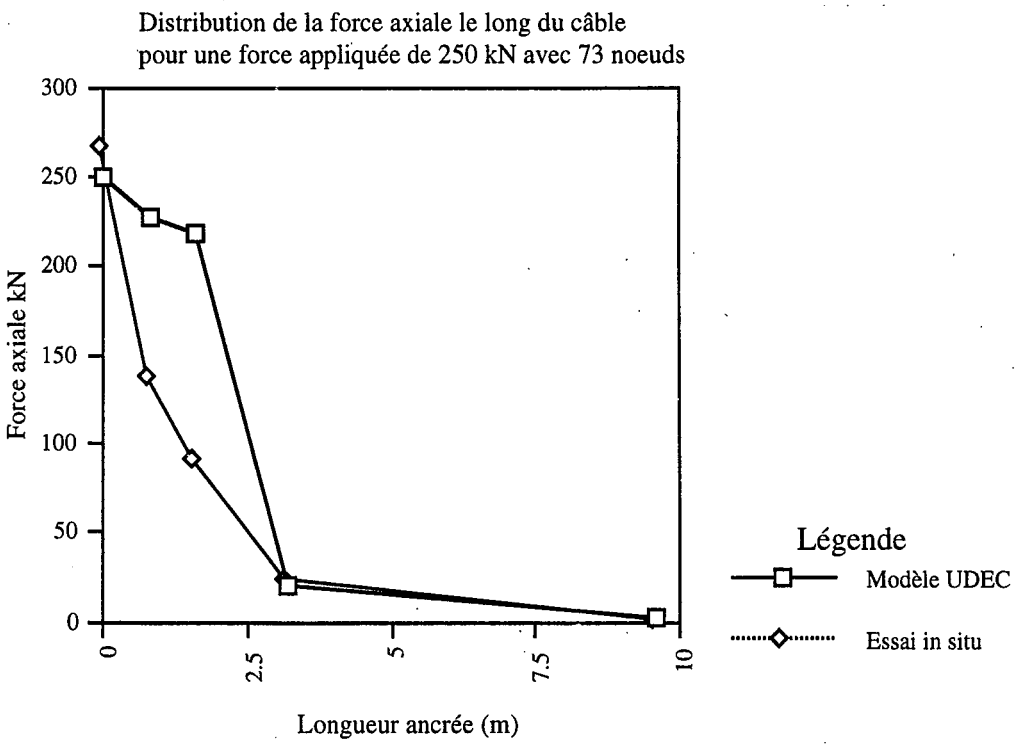


Figure 5.46

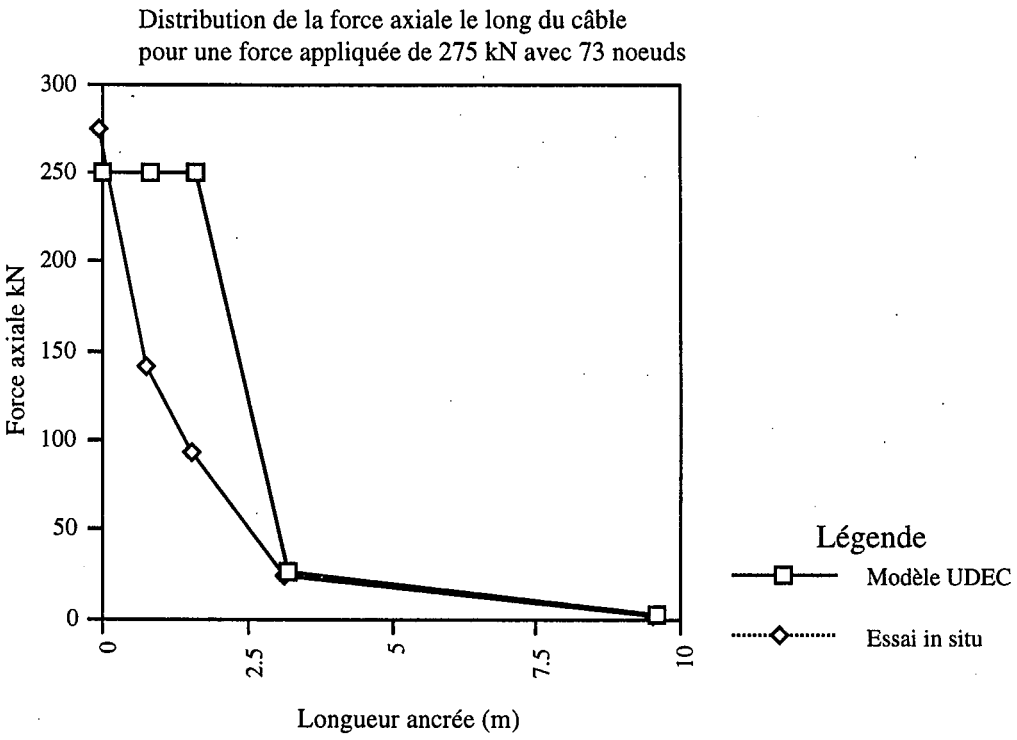


Figure 5.47

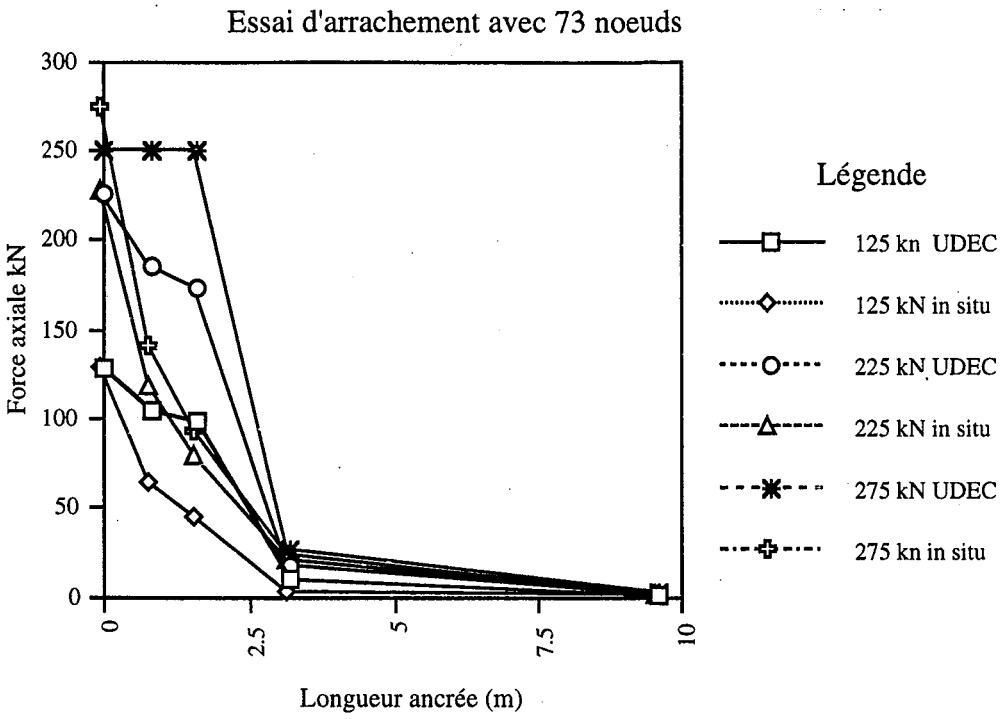

Essai d'arrachement avec 73 noeuds
300
250
200
150
100
50
0
Force axiale kN
0
2.5
5
7.5
10
Longueur ancrée (m)
Légende
125 kn UDEC
125 kN in situ
225 kN UDEC
225 kN in situ
275 kN UDEC
275 kn in situ

Figure 5.48

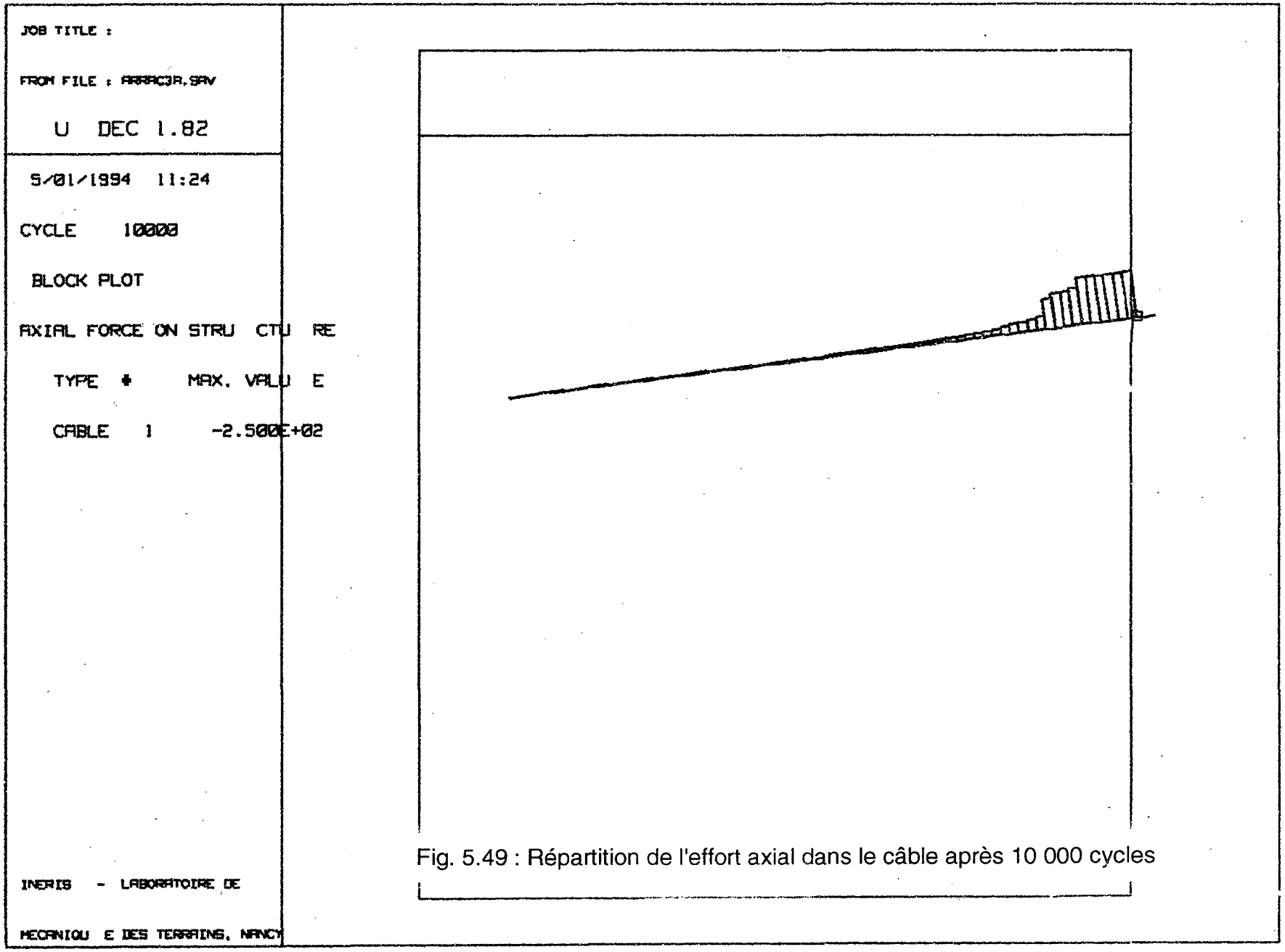


Fig. 5.49 : Répartition de l'effort axial dans le câble après 10 000 cycles

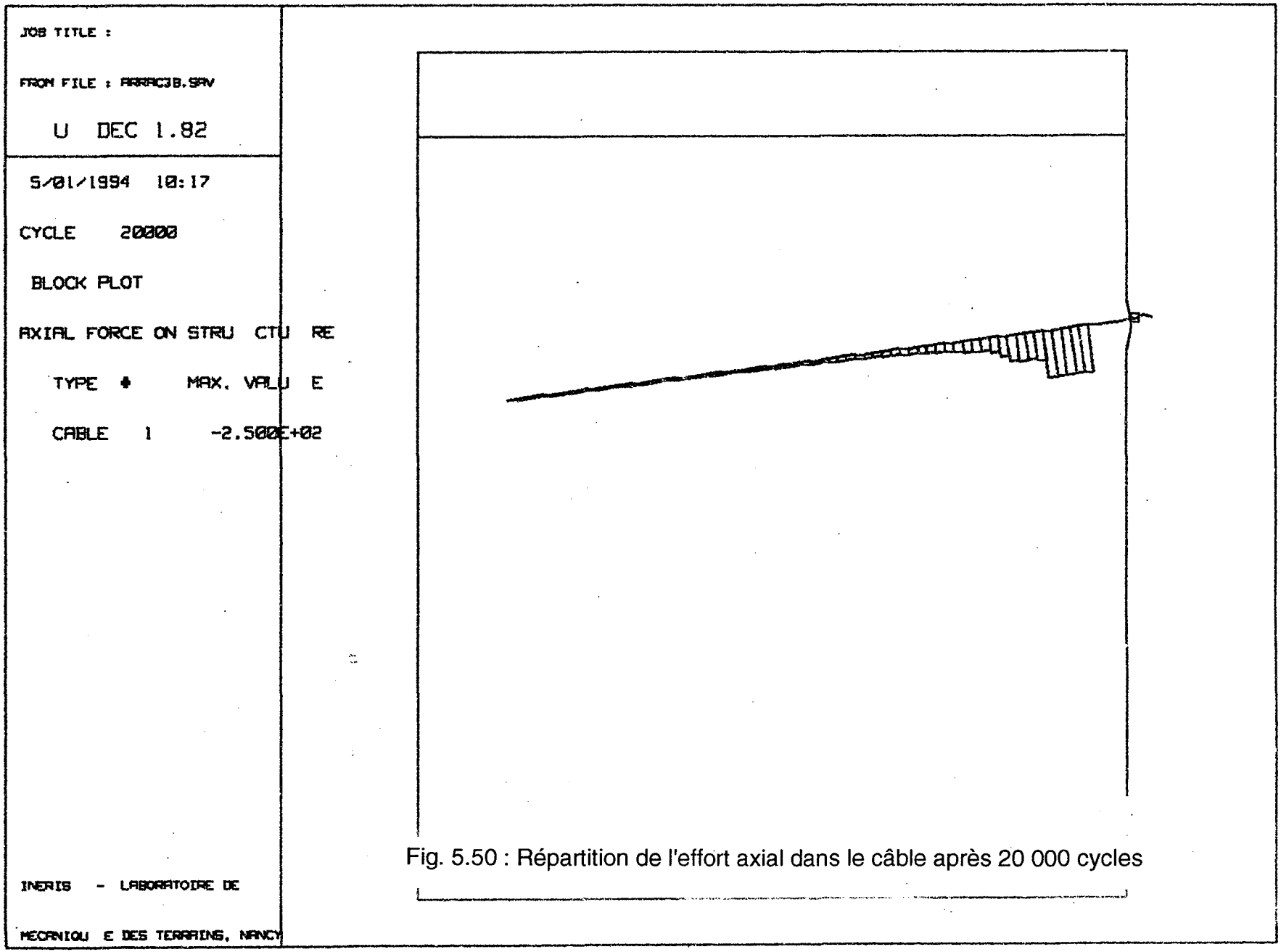


Fig. 5.50 : Répartition de l'effort axial dans le câble après 20 000 cycles

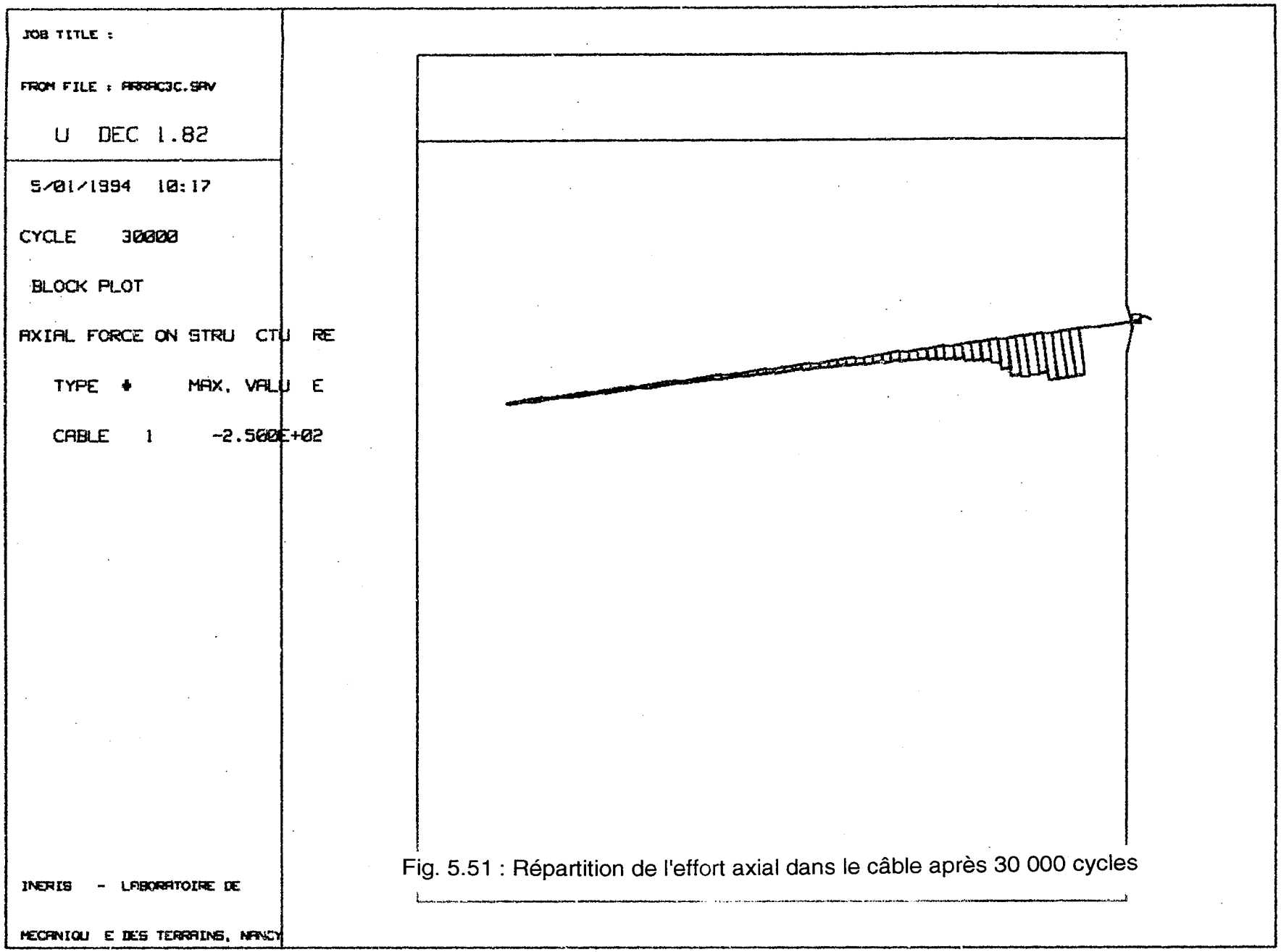


Fig. 5.51 : Répartition de l'effort axial dans le câble après 30 000 cycles

5.6 - Simulation du suivi de l'effort dans les câbles à la mine de Brusada

Afin de vérifier si le code UDEC permet de simuler d'une manière satisfaisante le comportement des câbles d'ancrage en souterrain dans un massif rocheux, il a été décidé de tenter de recréer les conditions locales des 4 profils de câbles installés à partir de la galerie expérimentale de la mine de Brusada. La figure 5.52 représente la géométrie utilisée pour les quatre profils de câbles (cette géométrie correspond à une coupe verticale parallèle à l'axe des câbles).

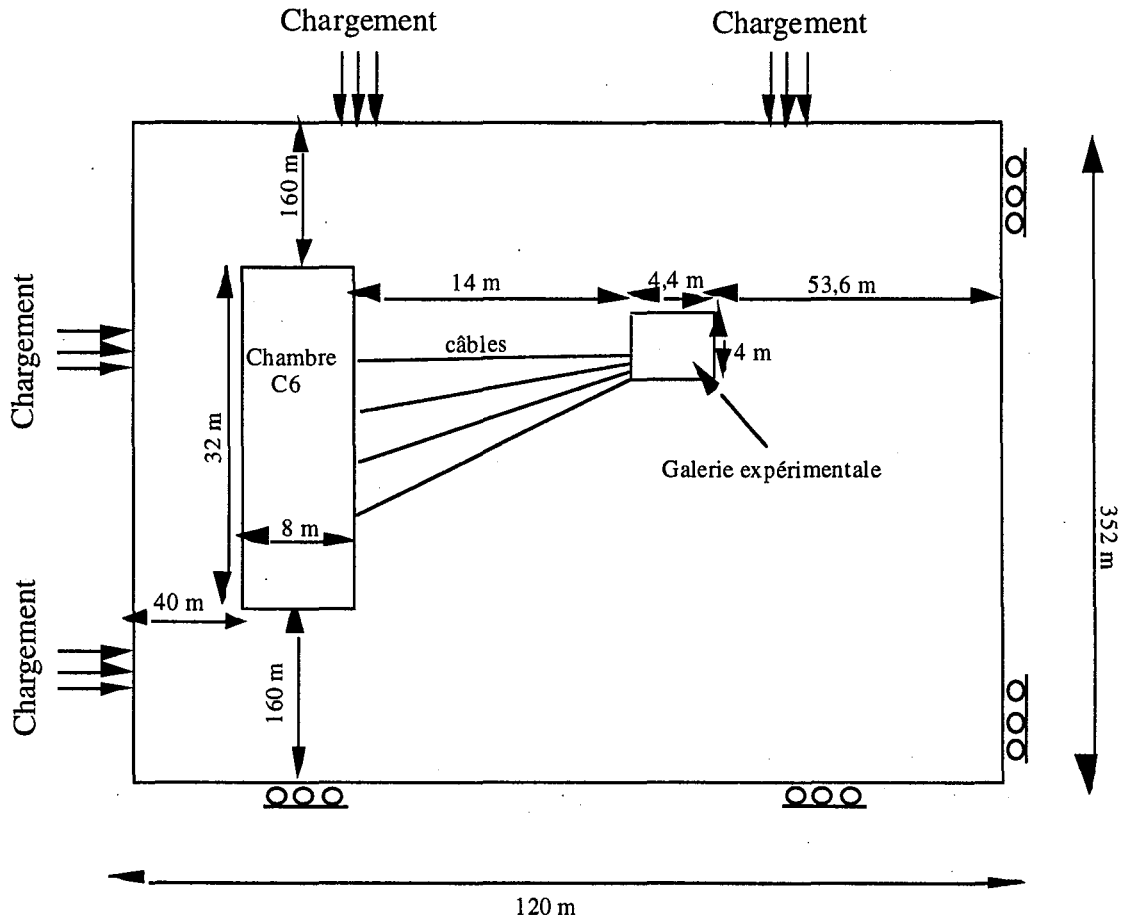


Figure 5.52 : Représentation schématique de la géométrie utilisé pour simuler le comportement des câbles in situ à l'aide du code UDEC, (la figure n'est pas à l'échelle).

D'un profil à l'autre, la blocométrie établie à la suite de l'analyse en composantes principales (section 4.5.3 et annexe C) a été utilisée. Le chargement a été effectué en imposant au modèle les contraintes in situ mesurées dans le pilier après l'excavation de la galerie expérimentale par la méthode de stimulation hydraulique (section 3.2.4.3). Les mesures obtenues au toit de la "Taglio della Gomma" ont été utilisées pour les profils A, B et C et celles obtenues au mur de la faille ont été utilisées pour le profil D.

Le tableau 5.11 donne les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées dans le modèle numérique. Les contraintes horizontales et verticales varient avec la profondeur et à l'origine du modèle (coin inférieur gauche) qui correspond à une profondeur de 606 m, la contrainte horizontale est égale 6,2 MPa au toit de la faille et 12,55 MPa au mur et la contrainte verticale vaut 3,03 MPa au toit et 7,07 MPa au mur (ceci tient compte de l'angle que fait les profils de câble avec la direction de la contrainte horizontale majeure). Le gradient des contraintes au toit de la Taglio della Gomma est de 10,23 kPa/m pour la contrainte horizontale et de 5 kPa/m pour la contrainte verticale. Le gradient des contraintes au mur de la Taglio della Gomma est de 20,71 kPa/m pour la contrainte horizontale et de 11,67 kPa/m pour la contrainte verticale. Une contrainte horizontale constante de 0,76 MPa au toit et de 4,2 MPa au mur a été incorporée au modèle pour tenir compte de la troisième dimension. Une gravité de 1,8 m/s^2 a été imposé car Politecnico de Torino a mis en évidence le fait que la charge verticale ne répond pas à l'hypothèse classique du poids des terrains, mais est inférieure à la pression de la colonne lithostatique. Ces contraintes chargent le modèle une fois que l'excavation de la galerie expérimentale est effectuée. Après le chargement initial, les câbles sont installés et l'excavation de la chambre C6 est simulée. Le code tourne jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint. Chaque élément câble comporte 17 noeuds. Pour le premier câble la distance entre les noeuds est de 0,8 m, pour le deuxième elle est de 0,84 m, pour le troisième elle est de 0,87m et pour le dernier elle est de 0,92 m.

Tableau 5.11 : Propriétés des matériaux utilisés

Propriétés	Roche (talc)	Joints	Câble	Coulis
Densité	2,769	-	8	2,5
Module d'élasticité (MPa)	6277	-	198 000	14 800
Coefficient de Poisson	0,38	-	-	0,14
Angle de frottement	39°	28°	-	-
Cohésion (MPa)	10,7	2	-	-
Rupture en traction (kN)	-	-	500*	-
Rupture en compression(kN)	-	-	500*	-
Résistance à la compression simple (MPa)	33.4	-	-	48
Déformation axiale admissible	-	-	0,04	-
Rigidité axiale (MPa/m)	-	8878	-	-
Rigidité tangentielle (MPa/m)	-	2274	-	-
Kbond (MPa)	-	-	-	2840
Sbond (MPa/m)	-	-	-	3,01

* pour tenir compte du fait qu'il y deux câbles par trou de forage (2 * 250 kN = 500 kN)

5.6.1 - Résultats

La comparaison des résultats est qualitative. Dans un premier temps, les résultats de contraintes et de déplacements sont comparés avec ceux obtenus in situ. Etant donnés que les résultats obtenus avec UDEC s'approchent des résultats in situ, l'analyse du comportement des câbles dans UDEC peut être comparée à celle du comportement des câbles in situ.

5.6.1.1- Contraintes

Les dernières mesures de contraintes furent faites alors qu'environ 75% de la chambre C6 était exploitée, donc l'état de contrainte mesuré n'est pas celui à l'état final de l'exploitation, mais ne devrait pas en être fort différent. Par ailleurs, les contraintes calculées avec UDEC sont celles correspondant à un état final, mais il sera toujours possible de comparer les ordres de grandeur, surtout au niveau local. L'annexe B donne tous les résultats de contraintes et de déplacements pour tous les profils dans le pilier C5C6 ainsi que les résultats de suivi d'efforts dans les câbles in situ et UDEC. Le tableau 5.12 résume les principaux résultats en ce qui concerne les contraintes, (les contraintes mesurées du tableau tiennent compte de l'orientation des profils par rapport à la direction de la contrainte horizontale majeure).

Tableau 5.12 Contraintes mesurées in situ et calculées avec UDEC dans le pilier C6C5 et autour de la chambre C6

Profils	Mesurées		Calculées	
	Maximale (MPa)	Minimale (MPa)	Maximale (MPa)	Minimale (MPa)
A	6,2± 5	-5,45± 5	18,9	-5,42
B	6,2± 5	-5,45±5	17,7	-7,64
C	6,2±5	-5,45± 5	18,7	-5,53
D	3,3± 0,85	2,40±0,85	34,8	-3,59

En ce qui concerne les contraintes minimales une bonne concordance est obtenue entre les valeurs mesurées et calculées, car les résultats sont du même ordre de grandeur surtout si l'on tient compte de l'incertitude déterminée par le BRGM pour les profils A, B et C. Mais pour le profil D les résultats sont relativement éloignés de la réalité et ne sont vraiment pas acceptables. En tenant compte des incertitudes les ordres de grandeur des contraintes maximales calculées par UDEC sont satisfaisants, même si UDEC donne pour les trois profils une valeur de contrainte maximum plus élevée que celle mesurée in situ. Pour le profil D, à ce niveau également la simulation avec UDEC n'est pas satisfaisante. Donc UDEC simule relativement bien l'état de contrainte dans le pilier pour les profils A, B et C, mais le fait que la faille majeure "Taglio della Gomma" ne peut pas être prise en compte dans la modélisation parce qu'elle est pratiquement parallèle à l'orientation des profils, explique en partie les écarts observés pour le profil D.

5.6.1.2 - Déplacements

Les profils extensométriques 10-11-12 dans le pilier C6C5 et 2-4-6 dans le pilier C7C6 (section 3.2.4.2, fig. 3.11) donne respectivement des déplacements maximales cumulés de 0,14 m et 0,1 m. Le déplacement maximal calculé par UDEC au parement Est de la chambre C6 pour les profils

A, B, C et D varie entre 0,079 et 0,13 m. Du point de vue des déplacements UDEC représente assez fidèlement la réalité, même si le massif rocheux est en réalité beaucoup plus fracturé que ce qui est représenté dans le modèle.

5.6.1.3 - Câbles d'ancrage

A partir des comparaison entre les contraintes et les déplacements mesurés et calculés, il a été conclu qu'à ce niveau le modèle reflète la réalité et que le comportement des câbles dans le modèle pouvait être comparé au comportement des câbles in situ. Certains noeuds situés à peu de chose près à la même position que les jauges installées sur les câbles in situ ont été choisis pour suivre l'évolution de l'effort axial dans le câble suite à l'excavation de la chambre C6, afin de mieux comparer les résultats mesurés in situ et les résultats calculés avec UDEC. Le tableau 5.13 donne la correspondance entre les "histories" et les jauges ainsi que les résultats d'effort maximum obtenus dans les câbles virtuels ou réels. Les "histories" sont des points (ici les noeuds des câbles virtuels) qui enregistrent l'évolution de l'effort axial dans le câble en fonction du nombre de cycles. Les figures 5.53 à 5.56 indiquent la position des différents "histories".

D'une manière générale, la première observation faite sur le comportement des câbles virtuels (l'annexe B donne les figures représentant l'effort en fonction du temps des jauges réelles et virtuelles) est que pour tous les profils lorsque l'excavation de la chambre C6 est simulée il y a une augmentation soudaine de l'effort. Ce phénomène est similaire au fait que la plupart des jauges ont subi une forte augmentation des déformations au moment où le front d'avancement est passé à l'aplomb des profils de câbles réels.

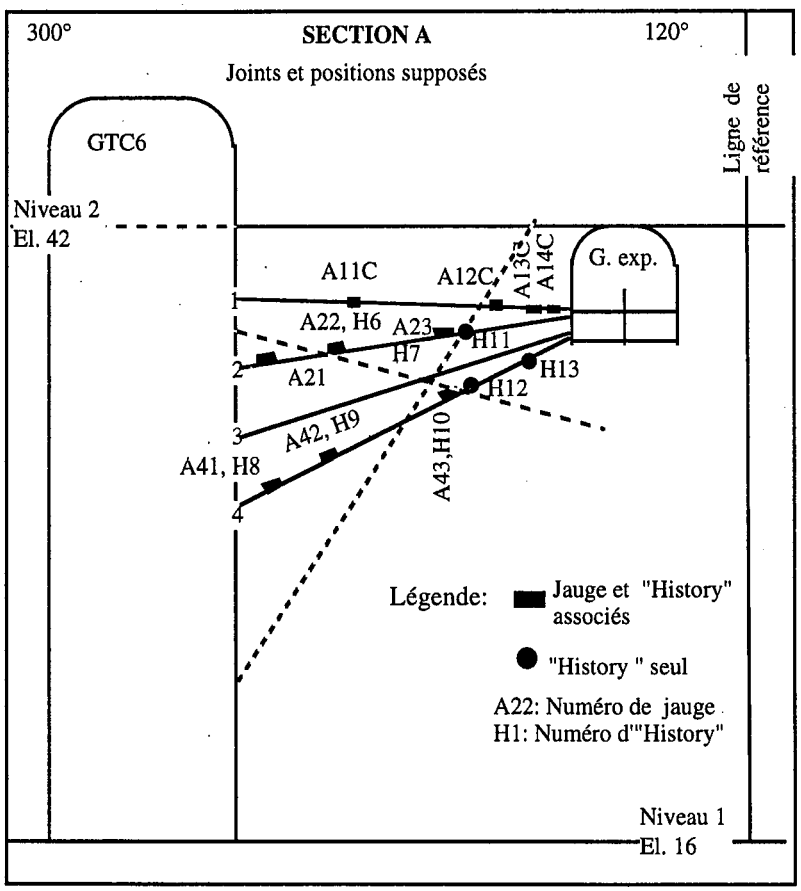


Figure 5.53 : Profil A montrant la position des jauges et des "histories"

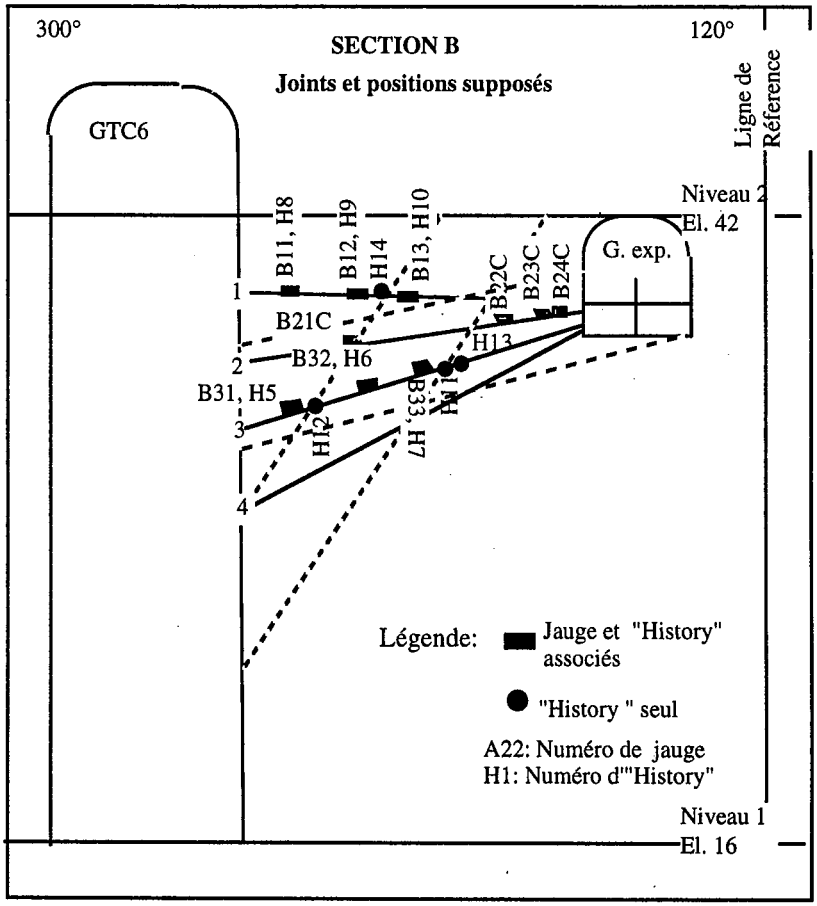


Figure 5.54 : Profil B montrant la position des jauges et des "histories"

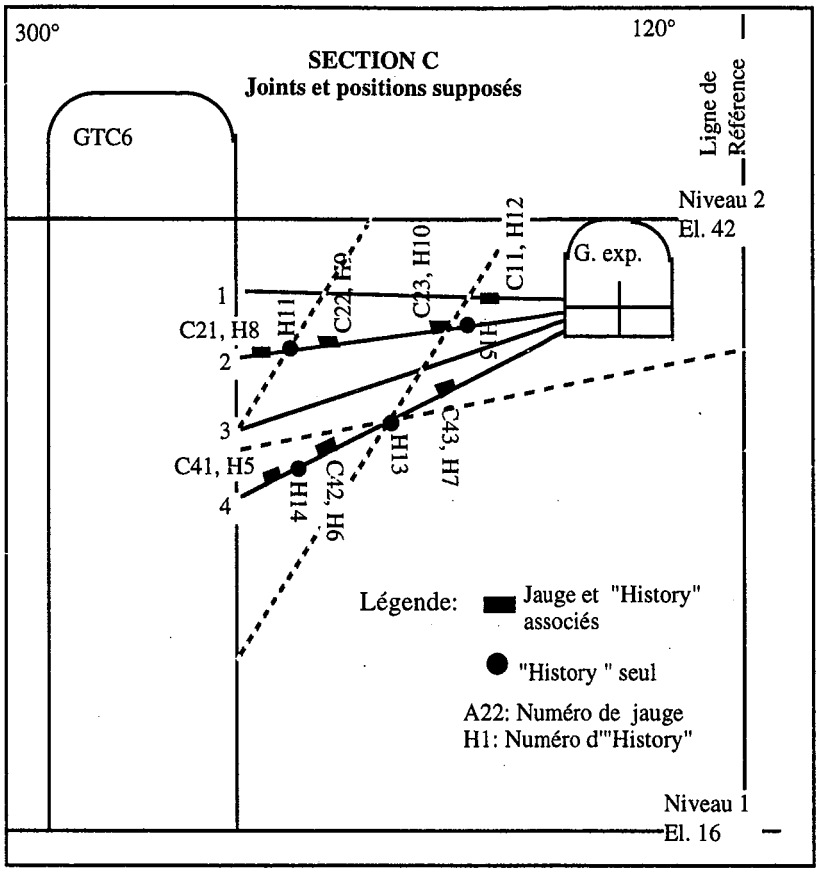


Figure 5.55 : Profil C montrant la position des jauges et des "histories"

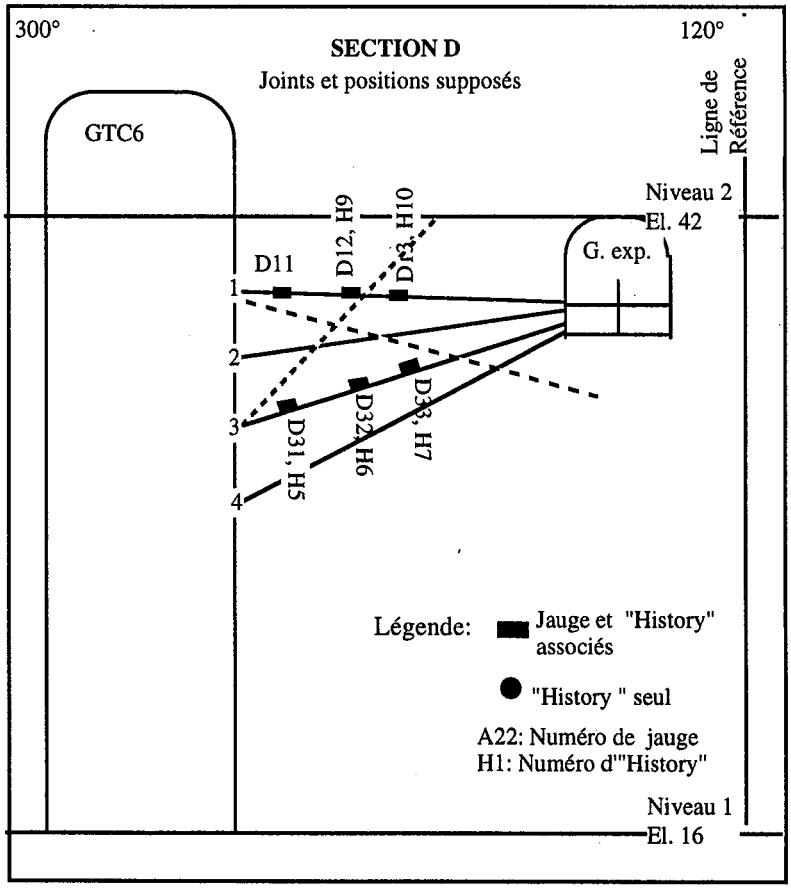


Figure 5.56 : Profil D montrant la position des jauges et des "histories"

Tableau 5.13 Efforts maximum dans les câbles mesurés in situ et calculés avec UDEC

Profils	Jauges	History	Effort maximum (kN)	
			Calculé*	Mesuré#
A	A22	6	500	95
	A23	7	57	93
	A41	8	64	Rupture
	A42	9	69	Rupture
	A43	10	79	100
	Coeur du pilier	11	500	----
	Coeur du pilier	12	500	----
	Coeur du pilier	13	500	----
B	B31	5	62	Rupture
	B32	6	72	150
	B33	7	71	155
	B11	8	43	160"
	B12	9	47	230"
	B13	10	268	165"
	Coeur du pilier	11	500	----
	Entre B31 et B32	12	479	----
	Coeur du pilier	13	299	----
	Entre B13 et B12	14	41	----
C	C41	5	64	245
	C42	6	94	150
	C43	7	67	31
	C21	8	63	275
	C22	9	69	245
	C23	10	60	45
	Entre C21 et C22	11	500	----
	C11	12	48	30
	Entre C43 et C42	13	500	----
	Entre C42 et C41	14	500	----
	Coeur du pilier	15	500	----
D	D31	5	89	40
	D32	6	83	18
	D33	7	75	35
	D12	9	57	230
	D13	10	237	51

* Tient compte du fait que les câbles sont doubles
# Tient compte du fait que les jauges sont installées sur des câbles simples
" Rupture atteinte en juin 1993

5.6.1.3.1 - Profil A

Au niveau des jauges A22, il y a une différence marquée entre les mesures in situ qui atteignent une valeur maximale de 95 kN et la simulation UDEC qui atteint la rupture, par contre les résultats du modèle pour la jauge A23 sont plus réalistes, car les mêmes ordres de grandeur sont déterminés. Une stabilisation des efforts est également observée dans les deux cas.

Il a été supposé que les jauges A41 et A42 se sont brusquement rompues dans le cas réel (section 4.5.3.4) ce qui n'est pas recréé par le modèle. Les efforts maximum de la jauge A43 sont comparables dans les deux cas. Le modèle montre plusieurs ruptures des câbles ("history" 11 à 13). La localisation de ces ruptures se situe toujours vers le coeur du pilier à l'intersection entre le câble et un plan de discontinuité. Ce fait sera discuté ultérieurement dans la conclusion.

5.6.1.3.2 - Profil B

Les résultats de la jauge virtuelle B11 sont environ 4 fois moins élevés que ceux mesurés (42 kN comparés à 155 kN). Il en est de même pour la jauge B12. Les ordres de grandeurs sont relativement semblables pour la jauge B13 (269 kN calculés comparé à 160 kN mesurés), mais par la suite le comportement simulé diverge avec une diminution relativement importante de l'effort dans le câble virtuel contrairement au câble réel. Il en est ainsi pour les deux jauges précédentes. Il est supposé que les trois jauges réelles B11, B12 et B13 ont atteint la rupture ce qui n'est arrivé dans le modèle. In situ la jauge B31 a atteint la rupture, ce qui est fort loin des résultats de la simulation, par contre les efforts calculés entre les jauges virtuelles B31 et B32 ("history" 12) atteignent des niveaux proches de la rupture. En ce qui concerne la jauge B32, les efforts calculés sont deux fois moins grands que ceux obtenus in situ, la même chose est observée pour la jauge B33. Les "histories" 11 et 13 situés au coeur du pilier ont un comportement similaire à ceux du profil A ("history" 11 à 13).

5.6.1.3.3 - Profil C

Etant donné que la jauge C11 in situ semble ne jamais avoir fonctionné correctement, il est inutile d'en comparer les résultats avec le modèle.

Il est bon de rappeler que certaines jauges du profil C sont situées directement dans ou très près de la faille majeure "Taglio della Gomma". Cette faille n'a pas pu être incorporée dans le modèle car les profils ont une orientation approximativement parallèle à celle de la faille. Le comportement des jauges réelles est fortement influencé par la faille, donc il n'est pas étonnant que le modèle ne reflète pas trop bien la réalité. La jauge C21 atteint un niveau proche de la rupture dès le début du suivi des jauges réelles et reste à ce niveau. La modélisation ne reproduit absolument pas ce comportement. Il en est de même pour la jauge C22. Par contre, l'"history" 11 situé entre les jauges virtuelles C21 et C22 atteint la rupture. Le comportement de la jauge C23 virtuelle suit d'assez près le

comportement de la jauge réelle. Les mêmes commentaires faits pour les jauges C21 et C22 et l'"history" 11 peuvent être fait pour les jauges C41 et C42 et l'"history" 14. Il en est de même pour les jauges C23 et C43. L'"history" 13 entre les jauges C42 et C43 atteint la rupture de même que l'"history" 15 vers l'intérieur du pilier.

5.6.1.3.4 - Profil D

Etant donné le peu de concordance en niveau de contrainte entre la réalité et le modèle, la comparaison des comportements de câble est à prendre avec précaution.

La jauge virtuelle D12 n'a pas du tout le même comportement que la jauge réelle, même chose pour la jauge D13. Pour les jauges réelles D32 et D33, l'effort mesuré est très faible, même si les jauges virtuelles correspondantes indiquent des efforts de 2 à 4 fois plus élevés, le comportement peut être favorablement comparé, car dans aucun des cas réels ou virtuels la limite élastique des câbles n'est atteinte ou même approchée.

5.7 - Conclusion sur UDEC

5.7.1- Essai de cisaillement

En première analyse, il semblerait que pour les modèles avec blocs rigides, la première commande "reinforcement" soit mieux adaptée, surtout si l'on ne tient pas compte de la déformabilité des blocs ainsi que du champ de contraintes in situ, car la commande "reinforcement" simule assez bien les essai de cisaillements effectués en laboratoire. La commande "reinforcement" permet une analyse très locale du renforcement au niveau du plan de discontinuité et seulement sur la longueur active définie par l'utilisateur. Donc si d'autre mode de chargement ou de sollicitation de l'élément de renforcement existe dans le massif rocheux que celui se trouvant au niveau du plan de discontinuité, UDEC n'en tient pas compte pour la commande "reinforcement".

En ce qui concerne la commande "câble", son avantage réside dans le fait qu'elle tient compte de la déformabilité des blocs, ainsi que du champ de contraintes in situ. Mais cette commande suppose que le boulon travaille seulement en traction, ce qui n'est pas toujours le cas. Il faudrait améliorer le modèle en intégrant le comportement tangentiel (l'effet de goujon) dans la commande "câble", étant donnée la complexité de l'interaction entre l'ancrage, le massif rocheux et les discontinuités, comme l'a montré la figure 2.10 du chapitre 2.

5.7.2 - Essai d'arrachement (de traction)

Somme toute, pour les essais de traction la commande "cable" de UDEC simule assez bien le comportement du câble, même s'il y a surévaluation de l'effort dans le câble en allant vers l'intérieur du massif. Cette surestimation est de l'ordre de 75% à 150% supérieur à l'essai in situ ce qui représente des écarts relativement importants pour les premiers mètres d'ancrage. Ceci peut être expliqué en partie par les propriétés du coulis utilisées qui ont été évaluées à partir des équations 5.13 et 5.14. Néanmoins, il y a lieu d'améliorer le modèle car cette surévaluation ne peut pas être entièrement expliquée par les propriétés du scellement. Cet état de chose peut nous amener à surévaluer le nombre de câbles nécessaires.

5.7.3 - Simulation du suivi de l'effort dans les câbles à la mine de Brusada

La première observation à faire concerne la position des jauges réelles par rapport aux discontinuités qui n'est pas rigoureusement connue. De ce fait la position des jauges virtuelles peut être décalée par rapport à la réalité. Si ce fait est admis, les "history" intermédiaires tel le no 12 du profil B pourraient correspondre à la position d'une jauge réelle (B31 pour cet exemple) alors le comportement du modèle devient plus fidèle à la réalité.

La deuxième observation est que la position des discontinuités n'est pas connue précisément et a été évaluée à partir du traitement statistique des jauges de la section 4.5.3 ce qui a une incidence certaine sur la représentativité du modèle. En effet, les efforts maximales dans la simulation avec UDEC sont observés à certaines intersection entre un plan de discontinuité et un câble. Dans la version du code UDEC utilisée, le mode de rupture du câble d'ancrage ne tient pas compte de la capacité maximum de la résistance à l'arrachement.

En tenant compte des deux points précédents, il peut-être avancé que le code UDEC est un outil utile pour étudier le comportement local du soutènement. Mais il faut mentionner des lacunes évidentes du modèle pour le cas étudié, la première est l'absence de la troisième dimension qui ne permet pas de tenir compte de l'influence de la "Taglio della Gomma" et de l'état de contrainte particulier de part et d'autre de cette dernière. La deuxième qui a été mentionnée dans la section 5.6 concernant la simulation d'un essai d'arrachement; c'est le fait que les câbles se chargent quand même à des distances fort éloignées des plans de discontinuité, ce qui laisse sous-entendre que dans UDEC le câble n'est pas un élément distinct du massif rocheux mais qu'il forme un milieu continu avec ce dernier. En plus, comme il a déjà été mentionné, le comportement tangentiel du système n'est pas pris en compte ce qui est quand même important pour les milieux discontinus.

Les câbles d'ancrage munis de jauges TENSMEG (Ben Slimane, 1993, Hutchinson, 1992 et Thibodeau, 1991) montre que le câble se charge sur une faible longueur (ce qui est corroboré par les essais de traction) d'environ 3 mètres au maximum selon la qualité du scellement au voisinage de la

discontinuité. Donc, on doit considérer les câbles de grande longueur plutôt comme une série de segments indépendants les uns des autres de longueurs variables que comme une entité continue faisant partie intégrante du massif sur toute sa longueur, si cette dernière est supérieure à 3 m évidemment. Ces longueurs variables dépendent de la force d'ancrage entre le scellement et l'acier.

5.8 - Conclusion du chapitre 5

Les deux codes étudiés ont montré des champs d'application différents.

Le code RESOBLOK est utile pour déterminer rapidement l'état de stabilité au niveau local de blocs autour d'une excavation. RESOBLOK permet également de tester rapidement plusieurs densités de boulonnage et ainsi de choisir la densité la mieux adaptée aux conditions technico-économiques de l'exploitation. Le code UDEC est mieux adapté à l'étude du comportement global d'un massif rocheux autour d'une ou de plusieurs excavations.

Dans l'ensemble les deux codes se complètent. En utilisant RESOBLOK en amont, le problème est dégrossi au niveau de la densité de boulonnage et par la suite UDEC peut être utilisé en aval avec les résultats de RESOBLOK pour obtenir une compréhension globale du comportement du massif rocheux autour de l'excavation.

Chapitre 6

6 - Modèle conceptuel du comportement d'un ancrage passif renforçant une discontinuité

Ce chapitre propose un modèle conceptuel du comportement d'un ancrage passif renforçant une discontinuité ainsi que la vérification qui a été effectuée.

6.1 - Description de l'action combinée du câble et d'un joint en cisaillement

Dans le cas des ancrages passifs, le câble ou le boulon réagit et arme le joint seulement après que ce dernier ait subi un certain déplacement tangentiel critique que nous désignerons par U_c. Ce déplacement critique, correspondant par hypothèse au déplacement du joint ayant atteint sa résistance au cisaillement au pic, c'est-à-dire que l'ancrage passif commence à jouer un rôle essentiel ou indispensable quand le joint est à sa limite de rupture au pic.

Le déplacement du joint induit par des variations du champ de contraintes initiales engendre des efforts sur le système coulis câble, car l'ancrage s'oppose au déplacement du massif rocheux de part et d'autre du joint (fig. 6.1).

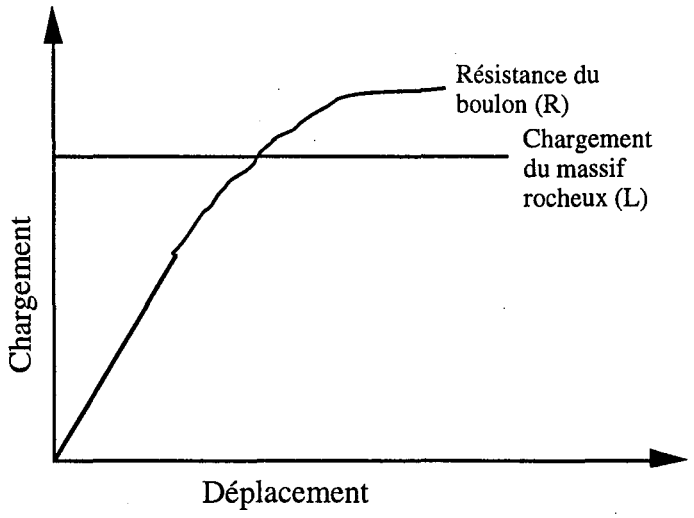


Figure 6.1 : Diagramme montrant la résistance du boulon en fonction du déplacement du massif rocheux (tirée de Holmberg, 1991)

Les travaux de Bjurström (1974), Dight (1983), Spang et Egger (1990) et Holmberg et al (1992) ont mis en évidence l'action et la contribution d'un ancrage passif lors du cisaillement d'un joint. Cet apport se fait de deux façons différentes :

- La traction induite dans le boulon par le déplacement tangentiel et normal de la discontinuité amène deux réactions distinctes, car la réaction à la traction dans le boulon se décompose en force normale et tangentielle au plan de la discontinuité :

La première consiste à augmenter le frottement entre les épontes par une augmentation de la force normale agissant sur ces dernières.

La deuxième consiste à introduire une force tangentielle au plan de discontinuité opposée au déplacement tangentiel du joint.

- De même le cisaillement induit dans le boulon par le déplacement tangentiel et normal de la discontinuité amène deux réactions distinctes, car l'effort de cisaillement dans le boulon se décompose en force normale et tangentielle au plan de la discontinuité :

La première augmente le frottement entre les épontes par une augmentation de la force normale agissant sur ces dernières.

La deuxième introduit une force tangentielle au plan de discontinuité opposée au déplacement tangentiel du joint.

La plupart des modèles ne tiennent pas compte du cisaillement dans le boulon qui est difficile à quantifier, mais cet effet inclus dans un modèle permettrait une meilleure évaluation de la contribution des boulons.

Regardons plus en détail ce qui se passe. Le joint se cisaille transférant une charge à l'anneau de scellement entourant le câble qui lui même transfère une partie de la charge à l'acier. Au début cet anneau résiste, prend une partie de la charge jusqu'à ce que le coulis de ciment ou la roche encaissante atteigne sa limite de résistance en traction et/ou en compression. A ce moment, une hypothèse simplificatrice reposant sur la symétrie axiale du boulon permet de dire qu'il y a perte de cohésion du scellement due à la création de fissures de traction qui se propagent radialement à partir du câble (Dight, 1983, Kaiser et al, 1992). A partir du moment où le scellement a perdu toute cohésion la charge est transférée au câble proprement dit. L'apport d'un câble d'ancrage à la résistance d'un joint suit un processus qui peut être divisé en quatre phases distinctes comme décrit par Spang et Egger (1990) et Holmberg (1992) :

1 - Le boulon et l'encaissant sont tous les deux dans le domaine élastique. Dans cette étape presque toute la contribution de l'ancrage passif à la résistance au cisaillement de la discontinuité est due au scellement. Cette phase se produit pour des déplacements tangentiels très petits du joint et n'apporte pas vraiment beaucoup de résistance supplémentaire à la discontinuité. Si le joint continue à se cisailler, la pression dans le coulis augmente, car il est coincé entre la roche et l'acier et ceci nous amène à la deuxième phase.

2 - Le boulon se trouve dans le domaine élastique et l'encaissant (le scellement et/ou la roche) se trouve dans le domaine plastique, le scellement est broyé. Pendant cette phase l'encaissant atteint sa capacité portante maximale pour ensuite rapidement diminuer jusqu'à sa résistance résiduelle sur une certaine longueur suivant l'axe du boulon de part et d'autre de la discontinuité. La plasticité de l'encaissant se transmet progressivement au fur et à mesure du cisaillement de la discontinuité depuis le plan de discontinuité jusqu'à la rotule plastique du boulon, c'est-à-dire sur toute la longueur active (Azuar et Panet (1974) et Dight (1983) définissent la longueur active du boulon comme étant la longueur sise entre les deux rotules plastiques du boulon correspondant aux points encore encastrés du boulon (Fig. 6.2)). Donc, pendant cette phase, l'encaissant se plastifie progressivement et on peut retrouver des zones plastiques côtoyant des zones élastiques. (Le transfert de charge à l'acier dépend de l'état dans lequel se trouve l'encaissant). La fin de la phase deux est atteinte lorsque l'acier commence à se plastifier.

3 - Le boulon et l'encaissant sont tous les deux dans le domaine plastique. Dans cette phase l'encaissant s'est plastifié sur toute la longueur active et le cisaillement du joint transmise au boulon plastifie ce dernier depuis le plan de discontinuité jusqu'à la position finale des rotules plastiques.

4 - Le boulon atteint la rupture et n'apporte plus aucun renforcement à la discontinuité.

En résumé nous pouvons dire que la contribution d'un boulon à la résistance au cisaillement d'un joint ou plus généralement à la résistance d'un massif rocheux est fonction du transfert de charge à l'acier qui dépend de la force d'ancrage entre le coulis et l'acier. Cette force d'ancrage est directement proportionnelle à la longueur ancrée disponible de part et d'autre d'un plan de discontinuité.

Donc le modèle conceptuel devra tenir compte des aspects suivants :

- Un critère de plasticité de l'acier et de l'encaissant lors de leur passage de l'élasticité à la plasticité;

- Le critère de rupture de l'acier en cisaillement et en traction du point de vue de la résistance et des déformations;

- La résistance en compression simple du coulis et/ou de la roche (la plus faible des deux sera utilisée);

- La détermination de la longueur active;

- Le transfert de charge de la discontinuité au boulon;

- Le critère de rupture du joint.

Pour la suite du développement du modèle, on considère que le plan de discontinuité est un plan de symétrie et que la réponse du boulon au déplacement du joint est la même de part et d'autre de la discontinuité.

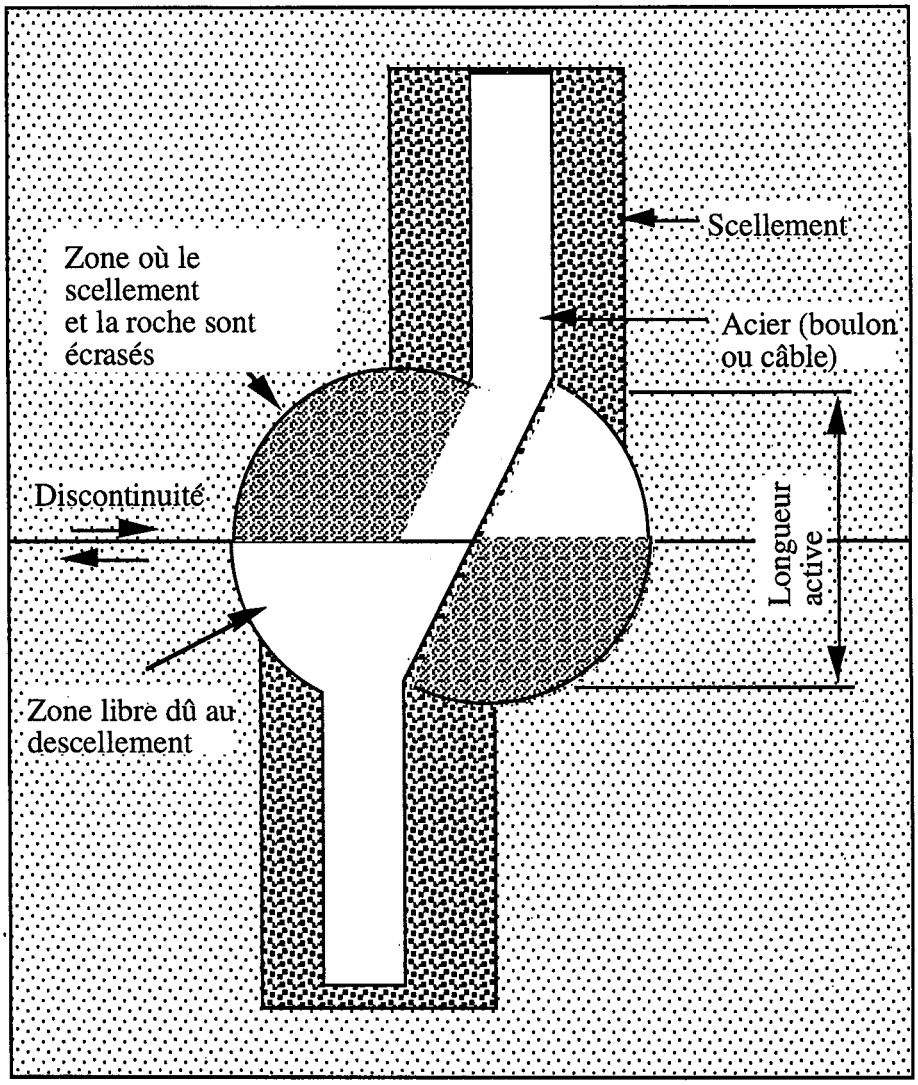


Figure 6.2- Ancrage passif renforçant une discontinuité cisaillée

6.2 - Modèle proposé

Il va de soi qu'une fois le boulon mobilisé celui-ci modifie les caractéristiques mécaniques de la discontinuité, ce qui, en retour, modifie les déplacements de la discontinuité et donc la charge transmise au boulon. Etant donné le caractère interactif du système boulon discontinuité, le modèle doit être un modèle incrémental, dans lequel l'état de contraintes au voisinage de la discontinuité permet de déterminer, grâce aux lois de comportement de la discontinuité, les déplacements de cette dernière. Ces déplacements vont induire des déplacements du système de renforcement boulon+ scellement, qui, de ce fait, s'oppose aux déplacements de la discontinuité, en augmentant la rigidité de

la discontinuité armée. A l'aide des nouvelles rigidités de la discontinuité, on calcule un nouvel incrément de déplacement qui permet de calculer grâce aux équations énoncées dans les sections suivantes les efforts, les déplacements, les rigidités et les comportements du boulon et du scellement. Donc après chaque incrément de déplacement, on détermine dans quelle phase de comportement se situent le scellement et le boulon, on calcule les nouveaux efforts induits, les nouvelles rigidités et résistance de la discontinuité armée, ce qui permet de trouver la nouvelle sollicitation induite sur le joint et alors on répète le processus.

6.2.1 - Calcul des contraintes normales et tangentielles agissant sur la discontinuité

Pour les besoins du modèle il est supposé que l'état de contrainte autour de l'excavation est connu et les vecteurs contraintes agissant sur la discontinuité sont calculés à l'aide des équations suivantes :

$$\sigma_n=1/2(\sigma_1+\sigma_3)+1/2(\sigma_1-\sigma_3)\cos 2\beta \quad (6.1)$$

$$\tau_j=1/2(\sigma_1-\sigma_3)\sin 2\beta \quad (6.2)$$

Il est supposé que la direction du plan est parallèle à la contrainte majeure intermédiaire, σ_2.

6.2.2 - Relation entre les déplacements du joint, de l'encaissant et du boulon

La première chose à noter est que pour mobiliser le boulon il faut qu'il y ait déplacement de la discontinuité (et du massif rocheux) à proximité du ou des boulons en cause. Le déplacement de la discontinuité va induire des déplacements dans le scellement et dans le boulon. Ces déplacements permettront de déterminer les efforts induits dans le boulon suite au mouvement de la discontinuité. En partant des relations suivantes :

$$U_j = \frac{\tau_j}{K_t} \quad (6.3)$$

$$V_j = \frac{\sigma_{nj}}{K_n} \quad (6.4)$$

nous pouvons déterminer les déplacements normaux et tangentiels de la discontinuité (τ_j et σ_n sont initialement déterminés par l'état de contrainte régnant près de la discontinuité sans tenir compte du boulonnage). Les déplacements normaux et tangentiels de la discontinuité sont considérés comme étant égaux de part et d'autre du plan de la discontinuité. C'est seulement après la première itération s'il y a déplacement le long de la discontinuité armée que nous pourrons tenir compte du boulonnage. Nous ferons les hypothèses suivantes (figure 6.3) :

- le déplacement axial total de l'ancrage passif, V, le déplacement axial de l'acier, V_b, et le déplacement axial du scellement, V_c, sont tous égaux;

- le déplacement tangentiel total de l'ancrage passif perpendiculaire à l'axe du boulon, U, le déplacement tangentiel de l'acier, U_b, et le déplacement tangentiel du scellement U_c, sont tous égaux;

- Les déplacements sont tous mesurés au centre de la section du trou de forage recoupant le plan de discontinuité.

$$D_j = \sqrt{(U_j)^2 + (V_j)^2} \quad (6.5)$$

$$\kappa = \arctan\left(\frac{V_j}{U_j}\right) \quad (6.6)$$

$$\lambda = \theta - \kappa \quad (6.7)$$

$$V_b = \frac{D_j \cos \lambda}{2} \quad (6.8)$$

$$U_b = \frac{D_j \sin \lambda}{2} \quad (6.9) \text{ ou}$$

U_j est le déplacement tangentiel de la discontinuité
V_j est le déplacement normal de la discontinuité
U_b est le déplacement tangentiel du boulon
V_b est le déplacement normal du boulon
κ : est l'angle entre le déplacement total du joint et le plan de discontinuité
θ : est l'angle que fait le boulon avec le plan de discontinuité à l'instant t
λ : est l'angle que fait le boulon avec le déplacement total du joint.

La figure 6.3 illustre le rapport entre le déplacement du joint, D_j, et le déplacement du câble. Le point B est le centre de la section du trou de forage recoupant le plan de discontinuité à partir duquel les déplacements sont déterminés.

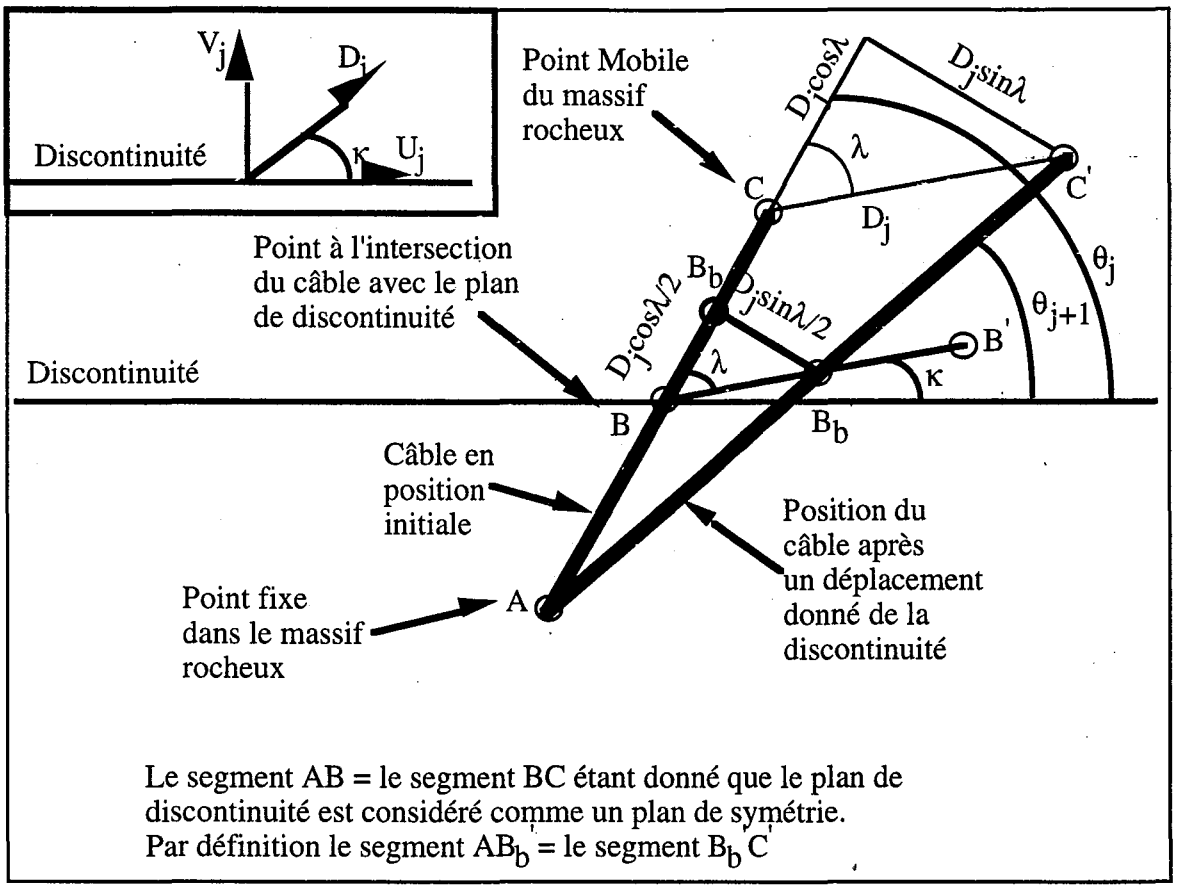


Figure 6.3 : Relation entre les composantes des déplacements tangentiels et normaux de la discontinuité et du boulon

A l'aide des équations 6.8 à 6.9 nous obtenons les déplacements du boulon et du scellement par rapport à leur point d'intersection avec le plan de la discontinuité en fonction des déplacements du joint.

6.2.3 - Efforts à l'interface coulis-acier sur la longueur active du boulon

Le fonctionnement mécanique du scellement transfère la charge au boulon grâce aux pressions d'ancrage le long des interfaces scellement acier et scellement roche (fig. 6.4). La détermination du niveau d'effort à l'interface coulis-acier permet de déterminer si le scellement est en élasticité ou en plasticité. Lorsque le scellement entre en plasticité nous passons de la phase 1 du modèle à la phase 2.

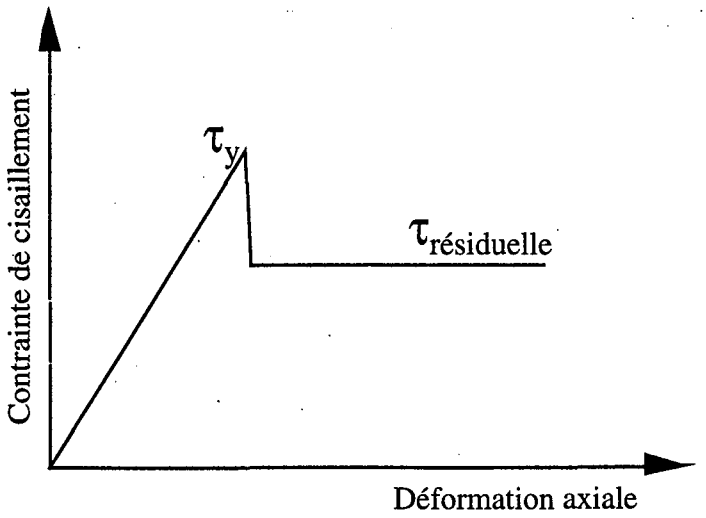


Figure 6.4 : Résistance au cisaillement à l'interface coulis-acier
en fonction de la déformation axiale du boulon sur la longueur active.

Holmberg (1991) propose l'équation suivante pour déterminer la contrainte à l'interface coulis-acier pour le premier tronçon linéaire de la courbe de la figure précédente (ceci se limite à la longueur active du boulon).

$$\tau_b = \frac{E_b r_b \alpha^2}{2} V_b \quad (6.10)$$

L'encaissant sera considéré élastique tant que la résistance à l'interface acier-coulis, τ_b sera inférieure à sa limite élastique τ_y , qui peut être évaluée à partir des expressions suivantes suggérées par Holmberg (1991) :

$$\tau_y = \frac{(T_{te})\alpha}{2\pi r_b} \quad (6.11) \text{ ou } \alpha = \sqrt{\frac{2k_g}{E_b r_b}}, \quad (6.12) \qquad k_g = \frac{G_c}{r_b \ln\left(\frac{r_t}{r_b}\right)}\left(\frac{K-1}{K}\right) \quad (6.13) \text{ et}$$

$$K = \left(\frac{G_r}{G_c}\right)\frac{\ln\left(\frac{r_t}{r_b}\right)}{\ln\left(\frac{r_o}{r_t}\right)} + 1 \quad (6.14)$$

r_b est le rayon du boulon

r_t est le rayon du trou de forage

r_o est le rayon mesuré à partir du boulon au-delà duquel la contrainte d'ancrage est négligeable

E_b est le module d'élasticité du boulon

G_c est le module de cisaillement du scellement

G_r est le module de cisaillement de la roche

Tte est la résistance à la limite élastique du boulon

L'encaissant lors d'un test d'arrachement (Ballivy et al, 1983) peut-être cisaillé le long de l'interface coulis-acier ou coulis-roche, et peut-être également compressé et broyé par le boulon au voisinage du joint. Lorsque le scellement est broyé celui-ci voit ses propriétés mécaniques affaiblies C'est pourquoi nous devons employer deux critères différents. Le premier critère choisi est le critère de Mohr-Coulomb qui tient compte de la possibilité de cisaillement le long de l'interface coulis-acier ou coulis-roche et le deuxième est la résistance à la compression simple de l'encaissant (on choisit la résistance à la compression simple la plus faible, entre celle du coulis et de la roche) qui tient compte de la possibilité de broyage, ce qui permet de déterminer le passage d'une résistance au cisaillement au pic (avant broyage) à une résistance au cisaillement résiduelle (après broyage) à l'interface coulis-acier.

On appelle P_u la contrainte maximale que l'encaissant peut transmettre au boulon quand l'encaissant est broyé par le boulon (Dight, 1983, Kaiser, 1992). Cette contrainte maximale reste constante sur toute la longueur active du boulon et s'applique quand l'encaissant est complètement broyé et/ou cisaillé. Au-delà du seuil d'élasticité, Holmberg, (1991) exprime la résistance résiduelle au cisaillement à l'interface acier-coulis, τ_{res}, de l'encaissant selon l'expression suivante :

$$\tau_{res} = \mu_{bc} P_u \quad (6.15)$$

où μ_{bc} est le coefficient de frottement entre le boulon et le coulis.

Holmberg (1991) calcule la contrainte, σ_{sy}, dans l'encaissant à partir de l'expression générale semi-empirique suivante :

$$\sigma_{sy} = k_s u_{sy} \quad (6.16)$$

$$k_s = \frac{300\sigma_c}{d_b} \quad (6.17)$$ selon Holmberg, 1991[1] où

k_s module de réaction des terrains (ici de l'encaissant) qui met en relation la pression exercée par l'encaissant sur le boulon au déplacement boulon-encaissant
σ_c est la résistance à la compression simple du coulis ou de la roche
300 est un coefficient de proportionnalité sans dimension
d_b est le diamètre du boulon et
u_{sy} est le déplacement tangentiel en un point le long de l'axe du boulon (cf. fig. 6.5)

---

[1]Selon Terzaghi (1955) $k_s = \frac{E_r}{1,35 d_b}$ et Lama et Vutukuri ont établi la relation suivante entre E_r et σ_c: $E_r = 400\sigma_c$ d'où la relation de k_s pour Holmberg.

En supposant que la plasticité de l'encaissant commence au plan de discontinuité où le déplacement tangentiel du boulon est maximal, Holmberg (1991) propose la limite élastique suivante :

$$k_s U_b = P_u \quad (6.18)$$ où

U_b est le déplacement latéral du boulon à l'intersection avec la discontinuité

C'est-à-dire que lorsque que la réaction dans l'encaissant égale la valeur de Pu, l'encaissant devient plastique. Selon Holmberg (1991), P_u peut-être évaluée grâce à : $P_u = n\sigma_c$ où n est une constante empirique variant entre 2 et 5. Les valeurs élevées de n sont valables pour des roches tendres parce que pour les roches tendres la longueur active du boulon est plus importante, donc l'encaissant dans ce cas joue un rôle plus important et le confinement également. Dans notre cas parce que nous avons à faire à du talc une valeur de 4 est donnée à n.

Pour les besoins du modèle nous utiliserons les équations 6.15 et 6.18.

6.2.4 - Calcul des efforts dans le boulon

Holmberg (1991) propose plusieurs équations qui seront rapportées dans les paragraphes suivants pour calculer les efforts engendrés dans le système d'ancrage passif en fonction des quatre phases de comportement du système.

6.2.4.1 - Boulon et encaissant élastique (Phase 1)

Holmberg (1991) à partir de Farmer (1975) et Aydan (1985) propose les expressions suivantes pour déterminer l'effort axial et l'effort tranchant dans le boulon :

1 - Effort axial $T_t = E_b \pi r_b^2 \alpha V_b$ (6.19) ou V_b est le déplacement axial du boulon

2 - Effort tranchant

$$T_c = \frac{2E_b I}{l_0^3} U_b$$ (6.20) ou I est le moment d'inertie de la section du boulon ($I = \frac{\pi r_b^4}{4}$) pour une section circulaire.

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_b I}{k_s d_b}}$$ (6.21) est la longueur caractéristique (Hetényi (1961))

Rappelons que nous passons à la phase deux au moment où le scellement n'est plus élastique.

6.2.4.2 - Boulon élastique et encaissant plastique (Phase 2)

Dans cette phase l'encaissant est sollicité de deux manières. Une partie de l'encaissant est élastique sur une certaine longueur tandis qu'au voisinage de la discontinuité l'encaissant sera dans le domaine plastique et atteindra sa capacité portante maximale. Les efforts dans le boulon dépendront de l'état dans lequel se trouve l'encaissant (fig. 6.5).

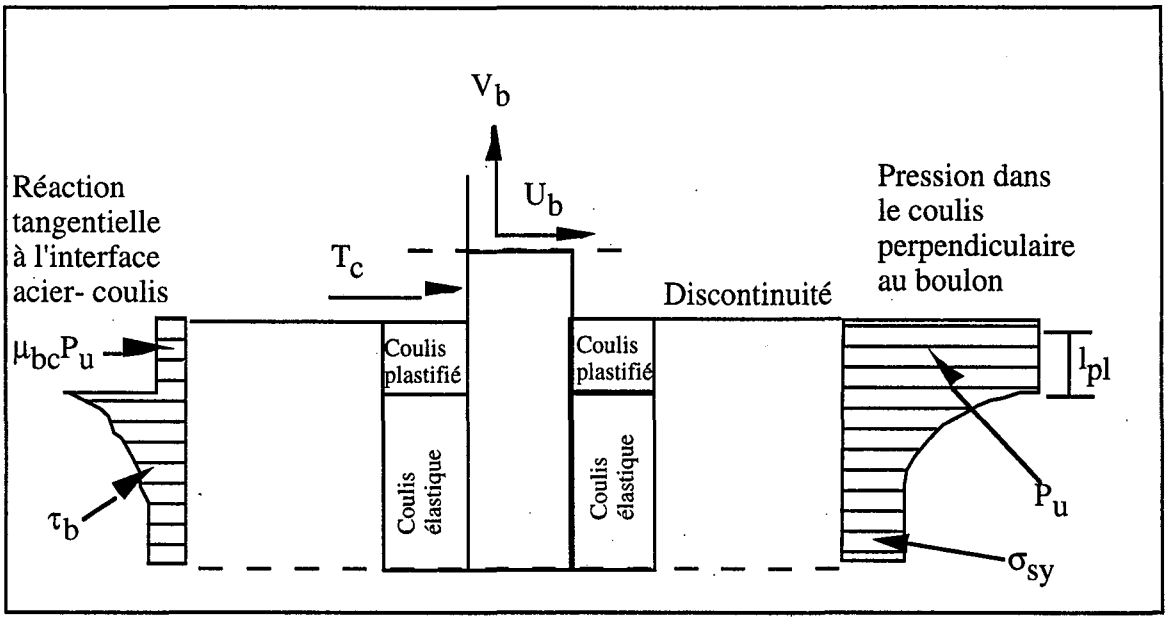


Figure 6.5 Réaction de l'encaissant si on assimile la boulon à une poutre sur support élastique (tirée de Holmberg, 1991)

1 - Effort axial (Holmberg, 1991)

L'effort axial dans le boulon sera la somme des réactions dans le boulon, due à la charge élastique et à la charge plastique de l'encaissant , ce qui se traduit par l'équation suivante :

$$T_t = \mu_{bc} p_u d_b l_{pl} + E_b \pi r_b^2 \alpha V_b \quad (6.22)$$

où μ_{bc} est l'angle de frottement entre le boulon et le scellement

On suppose que la distribution de Pu sur le demi cylindre du câble est uniforme (figure 6.6) La projection de Pu dans la direction radiale est donnée par Pucosθ et la force résultante est donnée par l'intégrale suivante

$$r_b P_u \int_{\frac{-\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \cos\theta d\theta = 2 r_b P_u |\sin\theta|_{\frac{-\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} = 2 r_b P_u \quad (6.23)$$

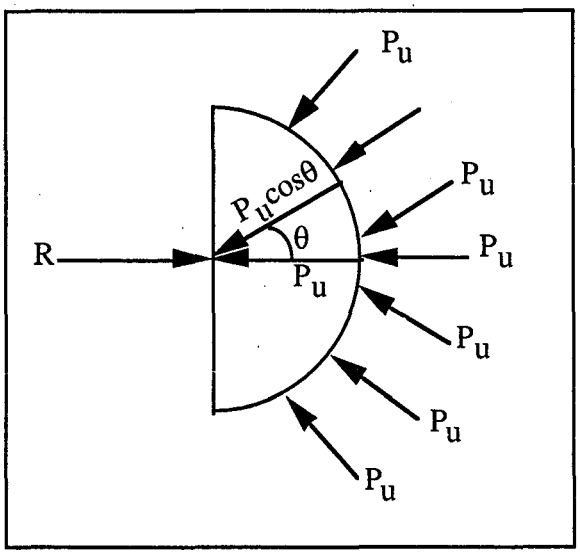


Figure 6.6 : Distribution de P_u sur le demi cylindre du câble

2 - Effort tranchant (Holmberg, 1991)

L'effort tranchant dans le boulon sera fonction de la réaction de l'encaissant dans sa portion élastique et plastique, ce qui se traduit par l'équation suivante :

$$T_c = \frac{\frac{P_u d_b l_{pl}}{2}\left(l_{pl} + 2l_0\right) + \frac{2P_u E_b I}{k_s l_0^2}}{\left(l_0 + l_{pl}\right)} \qquad (6.24)$$

Les critères suivants sont utilisés pour déterminer la fin de la phase 2 et le passage à la phase 3.

Afin de connaître le passage de l'élasticité à la plasticité du boulon il faut établir un critère qui corresponde à l'effort limite élastique de l'acier en traction soit

$$T_{te}=\sigma_e \pi d_b^2/4 \quad (6.25)$$

ou T_{te} est l'effort limite élastique du boulon en Newton

σ_e est la limite élastique du boulon et

d_b est le diamètre du boulon.

Il faut établir un critère pour l'effort tranchant dans le boulon qui est l'effort tranchant limite élastique donné par

$$T_{ce}=\sigma_e \pi d_b^2/8 \quad (6.26)$$

en appliquant un critère de Tresca.

Il faut également tenir compte d'une combinaison de traction et de moment fléchissant (le déplacement latéral du boulon) le critère utilisé selon Holmberg (1991) sera :

$$\left[\frac{T_{tx}}{T_{te}}\right]^2 + \left[\frac{M_z}{M_{pl}}\right] = 1 \quad (6.27)$$ où

T_{tx} est la traction dans le boulon en un point x le long de l'axe du boulon
M_z est le moment fléchissant dans le boulon au même point[2] et
M_{pl} est le moment plastique maximal du boulon donné par

$$M_{pl} = 1,7\sigma_e \frac{\pi d_b^3}{32} \quad (6.28)$$

6.2.4.3 - Boulon plastique et encaissant plastique (Phase 3)

1- Effort axial (Holmberg, 1991)

$$T_t = \mu_{bc} P_u d_b l + E_b \pi r_b^2 \alpha V_b \quad (6.29)$$

2 - Effort tranchant (Holmberg, 1991)

$$T_c = P_u d_b l_m \quad (6.30)$$

Lors de cette étape le boulon se plastifie progressivement depuis la rotule plastique jusqu'à la discontinuité. Cette rotule plastique apparaît à la distance lm de la discontinuité. Cette distance est la projection parallèle au joint de la longueur active, l, du boulon dans sa position initiale (figure 6.7) [3].

---

[2]Dans le modèle M_z est donnée par :

$$M_z = -\frac{2E_b I}{l_0^2} U_b e^{\frac{\pi}{4}} \sin\frac{\pi}{4}$$ (Holmberg, 1991)

[3] selon Holmberg, 1991:

$$l_m = 0,58 d_b \sqrt{\frac{\sigma_e}{P_u}\left[1 - \left(\frac{E_b \alpha}{\sigma_e} V_b\right)^2\right]}$$

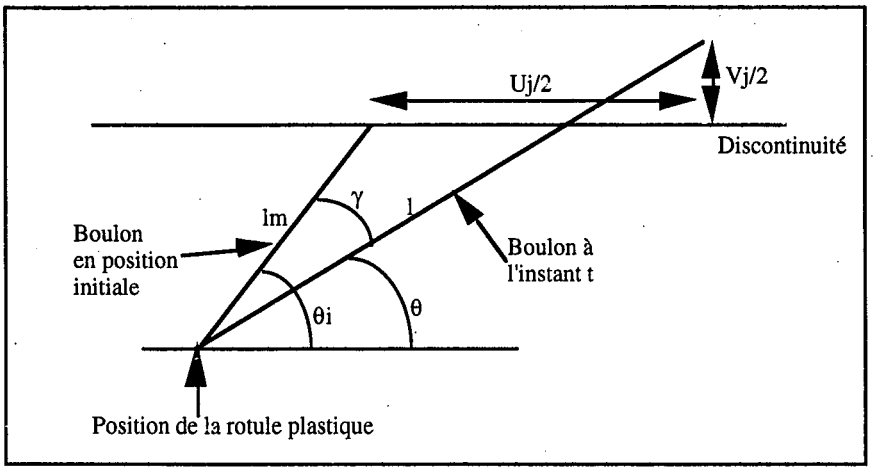


Figure 6.7 illustrant l_m et l.

La réaction dans l'encaissant, P_u, et la force d'ancrage résiduelle, τ_{res}, sont supposées constantes sur toute la longueur active. Pour déterminer les valeurs des efforts et des déplacements pour cette phase nous devons procéder d'une manière itérative en faisant passer progressivement la longueur sur laquelle le boulon est plastifié, l_{bpl}, de 0 à la valeur de l_m. Pour ce faire, nous proposons les expressions suivantes :

$$l = \sqrt{l_m^2 + 2l_m\left(U_j \cos\theta_i + V_j \sin\theta_i\right) + \left(\frac{U_j^2 + V_j^2}{4}\right)} \quad (6.31)$$ équation similaire à celle de Haas (1976)

ou l est la longueur active du boulon à l'instant t.

Pour définir le passage de la phase 3 à la phase 4, il faut faire l'hypothèse que la fin de la plastification du boulon est atteinte lorsque :

$$\frac{\Delta l}{l_m} \geq 0,05 \quad (6.32)$$ ou

$$\Delta l = l - l_m \quad (6.33)$$

A ce moment on peut considérer que le boulon est plastifié sur toute sa longueur active et qu'il a atteint la phase 4.

6.2.4.4 - Le boulon est plastifié sur toute sa longueur active (Phase 4)

Dans cette phase le boulon atteint la rupture (exemple : tout l'encaissant et le boulon sont complètement plastifiés sur toute la longueur active). Holmberg (1991) mentionne que si le boulon atteint ce stade, il a subi une telle déformation que son axe maintenant est pratiquement parallèle à la direction de la résultante des déplacements tangentiel et normal de la discontinuité et le boulon agit principalement en traction, c'est pourquoi Holmberg, 1991, à ce stade ne tient plus compte du

comportement tangentiel du boulon (donc T_c=0) et il suggère à partir des travaux de Thor et Höglund (1980) les équations suivantes pour déterminer les efforts dans le boulon :

$$T_t = T_{te} e^{\mu_{bc} \frac{P_u d_b (1 + \Delta l_b)}{T_{te}}} \quad (6.34) \text{ (Holmberg, 1991)}$$

dans le modèle nous proposons l'expression suivante : $\Delta l_b = \frac{U_j \cos(\theta_i)}{2 \cos(\theta_i - \theta)}$ (6.35) ou

θ_i est l'angle initial que fait le boulon avec le plan de discontinuité

$$\varepsilon_{pv} = \frac{L + \Delta l_b}{l} - 1 \quad (6.36) \text{ (Holmberg, 1991)}$$

ε_{pv} est la déformation axiale plastique du boulon

Δlb : Incrément d'allongement entre l'instant t et l'instant t+1

$$L = \frac{l}{2}\sqrt{1 + \left(\frac{P_u d_b l}{T_{te}}\right)^2} + \frac{T_{te}}{2 P_u d_b} \ln\left(\frac{P_u d_b l}{T_{te}} + \sqrt{1 + \left(\frac{P_u d_b l}{T_{te}}\right)^2}\right) \quad (6.37) \text{ (Holmberg, 1991)}$$

L représente la longueur d'une fibre axiale du boulon située au centre du boulon déformé.

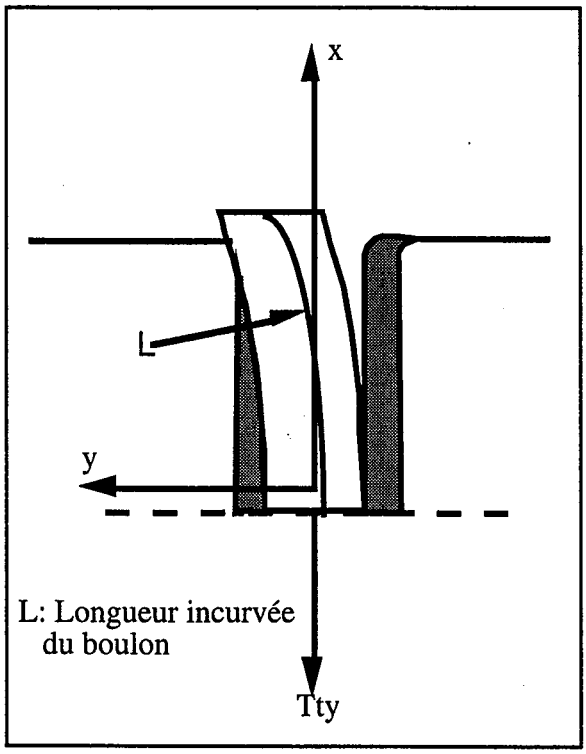


Figure 6.8 : Définition de L
(tirée de Holmberg, 1991)

Pour déterminer la fin de la phase 4 les critères de rupture suivants sont utilisés :

En traction nous prenons le point où il y a rupture fragile c'est-à-dire où la résistance de l'acier T_{tl} est dépassée. En cisaillement nous utiliserons également un critère de Tresca qui définit la résistance tangentielle ultime de l'acier, T_{cl} comme :

$$T_{cl}=T_{tl}/2. \quad (6.38)$$

Holmberg (1991) avance que la charge axiale et la charge tangentielle seront à leur maximum à l'intersection avec le joint. Cela signifie qu'au moment où l'endommagement commence, seulement une petite partie du boulon sera affectée et une déformation additionnelle très petite suffira alors pour amener la rupture. Donc nous considérons également que la rupture peut être atteinte pour une combinaison des efforts axiaux et tranchants. Ceci est défini par l'expression suivante

$$\left[\frac{T_t}{T_{tl}}\right]^2+\left[\frac{2T_c}{T_{tl}}\right]^2=1 \quad (6.39)$$

En plus Holmberg (1991) utilise deux autres tests pour déterminer si le boulon a atteint la rupture ou non : le premier test consiste à comparer la déformation axiale du boulon, ε_v, à la déformation axiale ultime admissible par le boulon, ε_{vl}; dans le deuxième test la charge axiale, T_t, est comparée à T_{tl} de telle sorte qu'il y ait rupture quand

$$\varepsilon_v=\varepsilon_{vl} \text{ et/ou } T_t=T_{tl}$$

De la même façon nous ajouterons deux autres conditions qui ont trait au comportement tangentiel du boulon : le premier test consiste à comparer la déformation tangentielle du boulon, ε_u, à la déformation tangentielle ultime admissible, ε_{ul}; dans le deuxième test la charge tangentielle, T_c, est comparée à T_{cl} de telle sorte qu'il y ait également rupture quand

$$\varepsilon_u=\varepsilon_{ul} \text{ et/ou } T_c=T_{cl}$$

Nous pouvons dire qu'il y a rupture du boulon dès qu'une des conditions mentionnées ci dessus est atteinte.

6.2.5 - Capacité maximale de résistance à l'arrachement du système boulon-scellement pour la longueur ancrée disponible

Ici, il faut introduire une autre notion importante qui est la capacité maximale du système câble et scellement à résister à l'arrachement (Bawden et al, 1992). Cette capacité maximale du système est

surtout fonction de la résistance d'ancrage maximale qui peut être mobilisée dans le coulis à l'interface acier coulis. La résistance d'ancrage dépend évidemment des propriétés mécaniques du coulis mais également du type de boulon utilisé, du diamètre du trou de forage et de la position du boulon dans ce dernier, du confinement exercé par le massif rocheux, des conditions de contrainte autour du trou et de la longueur ancrée disponible pour soutenir un bloc donné. Pour notre modèle nous considérerons que la longueur d'ancrage disponible de part et d'autre d'une discontinuité joue un rôle primordial, car la résistance d'ancrage mobilisée sera d'autant plus grande que la longueur d'ancrage disponible est élevée comme l'illustre l'exemple de la figure 6.9.

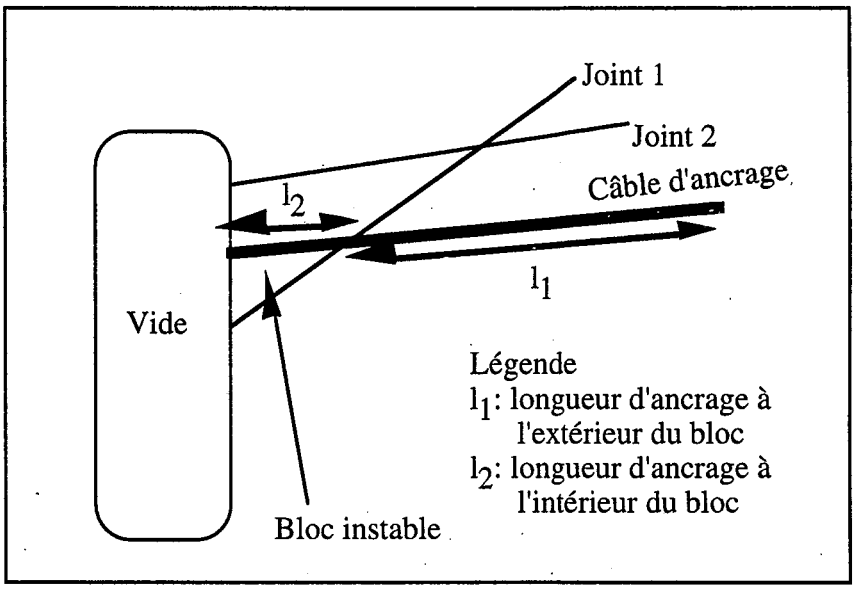


Figure 6.9 : Notion de longueur d'ancrage disponible

La résistance d'ancrage, ψ, s'exprime en MPa et pour une longueur d'ancrage disponible dans notre cas l_1 et l_2 nous allons obtenir des valeurs de forces d'ancrage, w_1 et w_2 respectivement égales à $\psi_1 * 2\pi r_b l_1$ et $\psi_2 * 2\pi r_b l_2$. Si on suppose que l_1 est suffisamment important de tel sorte que $w_1 \geq T_{tl}$ du câble, l'élément câble du système devient l'élément déterminant la capacité maximale du système. Mais pour l_2 qui est dans notre cas beaucoup plus petit que l_1, nous avons $w_2 \leq T_{tl}$ et la résistance d'ancrage du coulis contrôle le système donc la capacité maximale du système sera égale à w_2. Si les forces motrices résultantes du bloc sont supérieures à toutes les forces résistantes (câble d'ancrage compris) le bloc va simplement glisser vers la cavité sur le câble à cause d'une rupture à l'interface acier coulis.

Les tests d'arrachement effectués par Goupy ((1992) en laboratoire ainsi qu'à la mine de Brusada ont montré qu'une longueur ancrée comprise entre 2 et 3 m était suffisante pour amener la rupture en traction du câble, ce qui donne des résistances d'ancrage, ψ, comprises entre 2 et 3 MPa. De plus l'effort dans le câble suit une distribution exponentielle en fonction de la longueur ancrée. Si on suppose que la distribution de la résistance d'ancrage, ψ, suit une distribution inverse à celle des efforts mesurés dans le câble lors de l'essai d'arrachement in situ à la mine de Brusada (figure 4.20),

on obtient après ajustement, la relation suivante entre la résistance d'ancrage et le rapport de la longueur ancrée sur le diamètre du boulon :

$$\psi = e^{0,0054\left(\frac{l_a}{d_b}\right)} \quad (6.40) \text{ ou}$$

ψ est la résistance d'ancrage en MPa

l_a est la longueur ancrée disponible

d_b est le diamètre du boulon

Une valeur maximale de 3 MPa a été fixée dans le modèle pour la résistance d'ancrage.

Donc aux différentes étapes du calcul il faudra calculer la capacité portante maximale du système en fonction de la longueur d'ancrage disponible. Pour ce faire il faudra insérer une étape dans le modèle qui détermine la longueur d'ancrage disponible en établissant la distance entre le point où le boulon recoupe une surface libre et le point où il recoupe la première discontinuité rencontrée à partir de la surface libre. Une fois la longueur d'ancrage disponible déterminée, on établit la capacité maximale du système comme cela est expliqué au paragraphe précèdent et on peut établir le type de rupture envisageable soit celui de l'acier, soit celui de l'interface coulis acier. Dans le modèle les longueurs d'ancrage sont données.

Mentionnons que les travaux de Bawden et al (1992) et de Yazici et Kaiser (1992) ont permis d'établir diverses relations entre la résistance d'ancrage et la longueur ancrée du câble qui pourront éventuellement être utilisées pour généraliser le champ d'application du modèle.

6.2.6 - Contribution du boulon à la rigidité du joint

Les boulons recoupant une discontinuité modifient la rigidité normale et la rigidité tangentielle de celle-ci au fur et à mesure que le joint se déplace et que le boulon passif devient actif et contribue à armer la discontinuité. Si on pose :

K_{no} : la rigidité normale initiale du joint non armé

K_{to} : la rigidité tangentielle initiale du joint non armé

si on admet que les nouvelles rigidités du joint armé après un déplacement U_j et V_j donné sont la somme des rigidités initiales K_{no}, K_{to} et des rigidités normale, Knbi, et tangentielle, K_{tb_i} dues aux boulons recoupant une discontinuité, nous pouvons alors calculer les rigidités du joint armé de la manière suivante :

$$K_n = K_{no} + \left(\sum_{n=i}^{p} K_{nb_i}\right)\sin\theta + \left(\sum_{n=i}^{p} K_{tb_i}\right)\cos\theta \quad (6.41)$$

$$K_t = K_{to} + \left(\sum_{n=i}^{p} K_{nb_i} \right) \cos\theta + \left(\sum_{n=i}^{p} K_{tb_i} \right) \sin\theta \quad (6.42)$$

n est le nombre de boulons

Les rigidités normale et tangentielle dues aux différents boulons qui contribuent aux rigidités du joint maintenant armé seront calculées à chaque incrément de calcul grâce aux efforts et déplacements déterminés pour cet incrément de la manière suivante :

$$K_{tb_i} = \frac{T_{c_i}}{S_j U_{b_i}} \quad (6.43)$$

$$K_{nb_i} = \frac{T_{t_i}}{S_j V_{b_i}} \quad (6.44)$$

ou S_j est la surface du joint subissant un déplacement

L'angle θ est l'angle que fait le boulon avec la discontinuité au temps t, donc il varie en fonction du déplacement tangentiel du joint. Cet angle θ est calculé à partir de l'expression suivante (voir l'annexe F pour la démonstration) :

$$\theta = \arctan \left(\frac{l_m \sin\theta_i + \left(\frac{V_j}{2} \right)}{l_m \cos\theta_i + \left(\frac{U_j}{2} \right)} \right) \quad (6.45) \text{ ou}$$

l_m est la longueur active du boulon

θ_i est l'angle initial que fait le boulon avec le plan de discontinuité et

U_j est le déplacement tangentiel de la discontinuité

6.2.7 - Contribution du boulon à la résistance au cisaillement d'une discontinuité

Ceci permet de déterminer la résistance au cisaillement du joint armé et de comparer cette résistance avec le cisaillement appliqué. Si la résistance du joint est supérieur au cisaillement appliqué, la stabilité est atteinte et le calcul se termine. Si au contraire la résistance du joint armé est inférieur au cisaillement appliqué le calcul se poursuit jusqu'à ce que le cas précédent se produit ou qu'il y ait rupture de tous les boulons renforçant le plan de discontinuité.

La contribution, F, d'un boulon à la résistance au cisaillement d'une discontinuité s'exprime de la façon suivante :

$$F = (T_t \sin\theta - T_c \cos\theta)\tan\phi_j + T_c \sin\theta + T_t \cos\theta \quad (6.46)$$

où ϕ_j est l'angle de frottement du joint

et la figure 6.10 donne la définition des autres termes de l'équation.

Le terme multiplié par $\tan\phi_j$ correspond à la contribution du boulon à la contrainte normale et le terme $T_c\sin\theta + T_t\cos\theta$ correspond à l'effet de goujon.

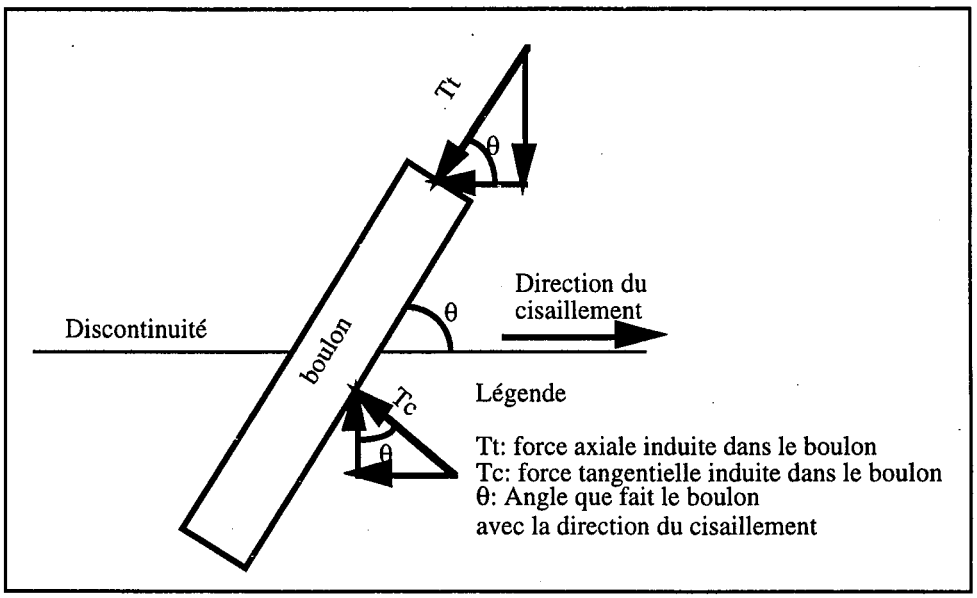


Figure 6.10 Décomposition des forces induites dans le boulon
en force augmentant la résistance d'une discontinuité

Donc a priori la nouvelle résistance au cisaillement du joint armé sera sa résistance au pic, τ, plus la somme des contributions des boulons intersectant le joint divisé par la surface du joint où il y a déplacement du bloc.

$$\tau_{arm} = \tau_{pic} + \frac{\sum_{n=i}^{n_b} F_i}{S_j} \quad (6.47)$$ (similaire Indraratna, 1992) ou

τ_{arm} est la résistance du joint armé

τ_{pic} est la résistance du joint non armé

F_i est la contribution du boulon i calculée à partir de l'équation 6.46

S_j est la surface du joint subissant un déplacement

6.3 - Vérification

La vérification comprend deux parties distinctes. La première partie consiste à simuler deux essais de cisaillement d'un joint armé. La deuxième partie consiste à s'assurer que la capacité de

résistance à l'ancrage maximum est bien prise en compte et que le modèle peut bien servir à déterminer si les câbles jouent ou ne jouent pas leurs rôles stabilisateurs. Les caractéristiques des câbles et du scellement sont donnés dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Propriétés des câbles et du coulis de ciment

Propriétés	Câble simple	Coulis
Résistance à la traction simple (kN)	250	----
Résistance au cisaillement (kN)	220	----
Limite Élastique (MPa)	1212	----
Coefficient de Poisson	0,3	0,14
Résistance à la compression simple (MPa)	----	53
Module de cisaillement (MPa)	----	6674
Module d'Young (GPa)	198	14,8
Déformation axiale à la rupture	0,05	----
Déformation radiale à la rupture	0,012	----
Diamètre (mm)	15,2	----

Tous les trous de forage ont un diamètre de 51 mm.

Le coefficient de frottement μ_{bc} entre le coulis et l'acier sur la longueur active a été fixé à 0,213.

6.3.1- Première partie

Les essais de cisaillement simulés ont été effectués en laboratoire par Stillborg, 1984, sur des blocs de granite sciés en deux. Chaque joint ainsi créé a été renforcé par un câble monotoron à 7 brins de 15,2 mm de diamètre installé avec un angle de 45° ou de 90° avec le plan de discontinuité. Les propriétés des câbles utilisés par Stillborg sont les mêmes que celles indiquées au tableau 6.1 à l'exception du coulis de ciment qui a une résistance à la compression simple de 65 MPa.

La surface active du joint armé est de 0,06 m^2. La résistance à la compression simple du granite est de 234 MPa et son module de cisaillement est de 96 000 MPa. Le diamètre du trou de

forage est de 64 mm. Une contrainte normale constante de 3,3 MPa est appliquée sur le joint lors de l'essai. L'angle de frottement du joint est de 24,5°. La raideur tangentielle du joint non armé est évaluée à 1500 MPa/m et la raideur normale du joint non armée est évaluée à 3000 MPa/m.

Dans les deux cas étudiés, deux calculs ont été faits. Le premier calcul a été fait en permettant la plastification du câble. Le deuxième calcul s'arrête dès qu'une des conditions de rupture du câble est atteinte.

6.3.1.1 - Câble perpendiculaire au plan de discontinuité

La figure 6.11 donne la comparaison entre les essais de Stillborg et les résultats du modèle. Le calcul avec la plasticité permise donne des déplacements semblables à l'essai de Stillborg à 25% près, par contre la résistance atteinte est beaucoup plus importante que celle déterminée par Stillborg, ceci peut s'expliquer par l'utilisation dans le modèle des valeurs de résistance au cisaillement au pic du joint armé. Dans les conditions employées par Stillborg, ceci se traduit par une résistance au cisaillement au pic du joint non armé de 1,5 MPa, en retranchant cette valeur de la résistance atteinte dans le calcul, on retrouve une résistance à peu près égale à celle déterminée par Stillborg. On peut supposer que la contribution du joint proprement dit à la résistance au cisaillement diminue après un certain déplacement. Le deuxième calcul sans plasticité, correspond à la résistance au pic que le joint armé devrait atteindre. Cette résistance est à peu près équivalente à la résistance maximale atteinte par Stillborg. Il a noté que les raideurs entre le modèle et le système diffèrent, on peut supposer que la raideur du joint non armé lors de l'essai de Stillborg varie en fonction des forces appliquées tandis que le modèle considère que la raideur du joint non armé est constante.

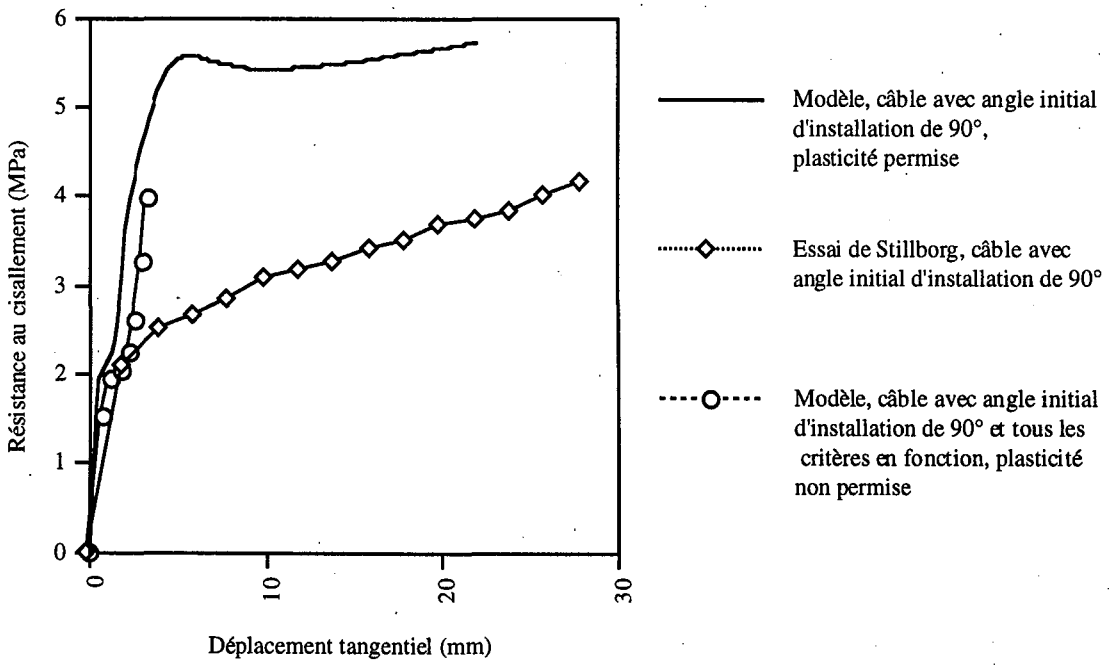


Figure 6.11 : Comparaison entre le modèle et l'essai de Stillborg (1984)

pour un câble perpendiculaire au plan de discontinuité

6.3.1.2 - Câble à 45° par rapport au plan de discontinuité

La figure 6.12 donne la comparaison entre les essais de Stillborg et les calculs du modèle. Les deux calculs donnent des déplacements inférieurs à l'essai de Stillborg, par contre la résistance atteinte à la rupture se situe dans le même ordre de grandeurs que celle déterminée par Stillborg. L'écart entre les déplacements est sûrement dû au fait que le modèle considère que la raideur du joint non armé est constante.

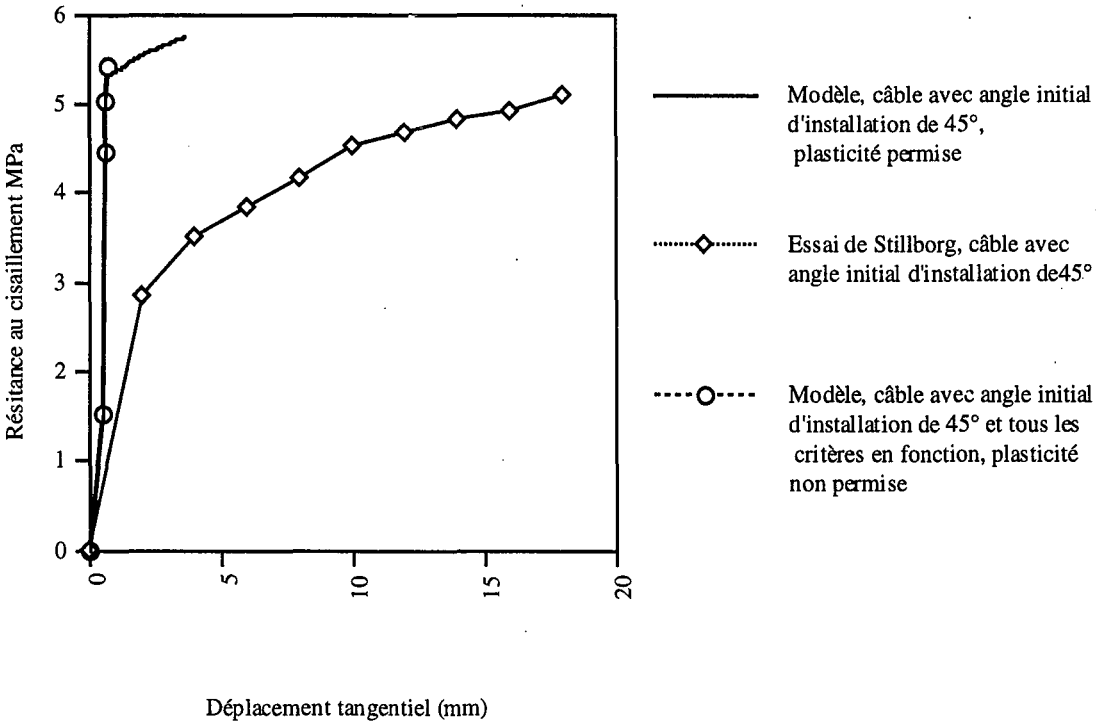


Figure 6.12 : Comparaison entre le modèle et l'essai de Stillborg (1984) pour un câble faisant un angle de 45° avec le plan de discontinuité

Cette vérification montre que le modèle permet de déterminer assez bien la résistance au pic d'un joint armé par câble d'ancrage. Par contre l'hypothèse de la relation entre les déplacements du câble et les déplacement du joint ainsi que la prise en compte des raideurs sont probablement à revoir, car dans le modèle, surtout pour le câble installé à 45°, nous atteignons la rupture du câble pour des déplacements relativement faibles ce qui amène à faire l'hypothèse qu'une partie seulement du déplacement du joint est transmise au câble.

En rappelant que le modèle a pour principal but d'aider au choix d'une densité de câble d'ancrage, le modèle peut être utilisé surtout si l'on s'intéresse qu'aux résistances pouvant être obtenues en utilisant les câbles d'ancrage.

6.3.2 - Deuxième partie

6.3.2.1 - Vérification 1

La première étape a consisté à étudier un cas simple permettant de vérifier rapidement si le modèle donne des résultats réalistes. Le cas simple est illustré sur la figure 6.13. On suppose que les efforts agissant sur le plan de discontinuité proviennent uniquement du poids du bloc (17,52 tonnes). Ce poids correspond à une contrainte tangentielle agissant sur le joint de 9660 Pa et une contrainte normale agissant sur le joint de 1186 Pa. La cohésion est considérée comme étant nulle. La raideur normale du joint est de 8878 MPa/m et la raideur tangentielle est de 2274 MPa/m. L'angle de frottement du joint est de 28°. Toujours pour cette première vérification, le plan de discontinuité a été renforcé avec un câble dont la longueur d'ancrage a été augmentée progressivement par incrément de 0,25 m. Par la suite le plan a été renforcé successivement avec 1, 2 et 3 paires de câbles ayant des longueurs d'ancrage de 0,65 m, 0,6 m et 0,5 m respectivement.

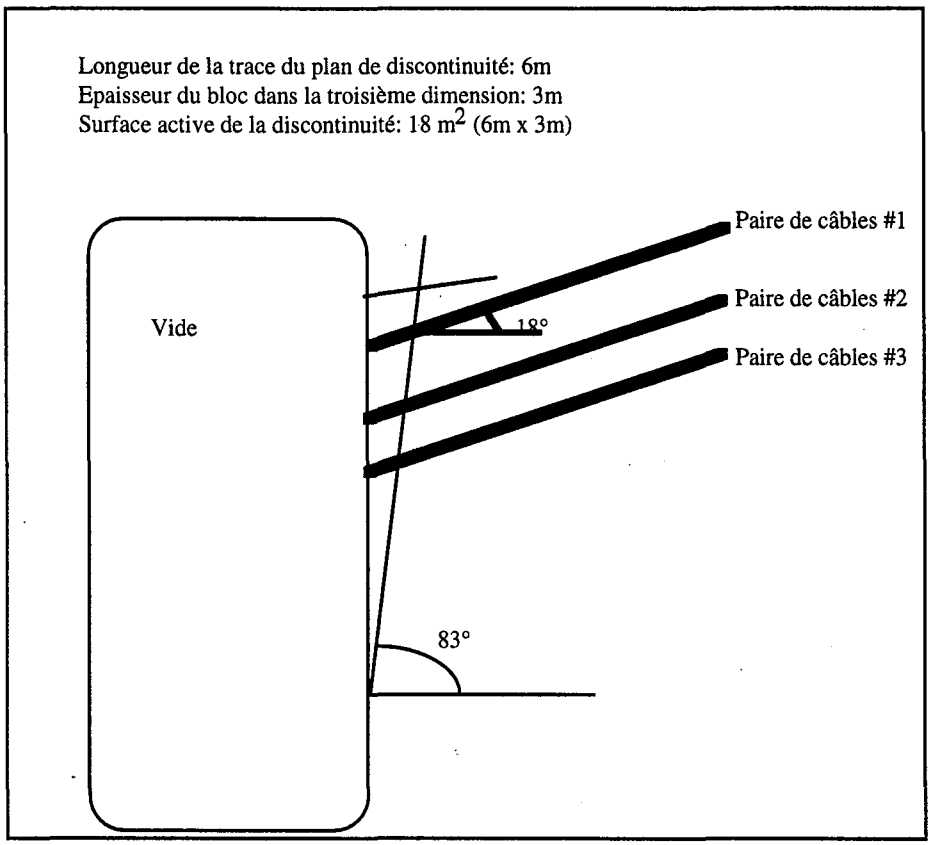


Figure 6.13 : Géométrie utilisée pour la première vérification du modèle

Les résultats de la première étape de vérification sont donnés dans les tableaux 6.2 et 6.3 et les figures 6.14 et 6.17.

En théorie un seul câble d'une capacité portante de 25 tonnes est suffisant pour supporter un bloc de 17,52 tonnes. Le modèle montre l'importance de la capacité maximum qui, ici, est fonction de la résistance d'ancrage et de la longueur ancrée disponible. La stabilité est atteinte lorsque la longueur ancrée d'un câble est de deux mètres. Etant donnée la géométrie du bloc et l'angle d'installation du câble, en réalité, une longueur ancrée de deux mètres ne peut pas être obtenue. Par contre, en utilisant trois paires de câble nous obtenons la stabilisation du bloc. Cette première vérification montre que le concept de capacité maximum est bien pris en compte dans le modèle et cette capacité maximum de résistance à l'arrachement indique quel type de rupture du système câble-coulis se manifestera: soit la décohésion à l'interface acier-coulis, soit la rupture de l'acier proprement dit.

Tableau 6.2 : Résultats de la vérification 1 pour différentes longueurs d'ancrage et un câble simple

Longueur ancrée (m)	Résistance au cisaillement du joint armé (kPa)	Contrainte tangentielle (kPa)	Angle du câble avec le plan	Traction dans le câble (kN)	Effort tranchant dans le câble (kN)	Résistance maximum à l'arrachement (kN)
0,25	1,434	9,66	65°	13,05	3,25	13,05
0,50	2,257	9,66	65°	28,52	3,25	28,52
0,75	3,270	9,66	65°	46,75	3,25	46,75
1,00	4,319	9,66	65°	68,12	2,32	68,12
1,25	5,640	9,66	65°	93,06	2,32	93,06
1,50	7,233	9,66	65°	122,04	3,25	122,04
1,75	8,954	9,66	65°	155,61	2,32	155,61
2,00	11,007	9,66	65°	194,36	2,32	194,36

Note : Quand la capacité maximum de résistance à l'ancrage est inférieure à la traction dans le câble, la valeur de l'effort en traction dans le câble est limitée par la capacité maximum de résistance à l'arrachement.

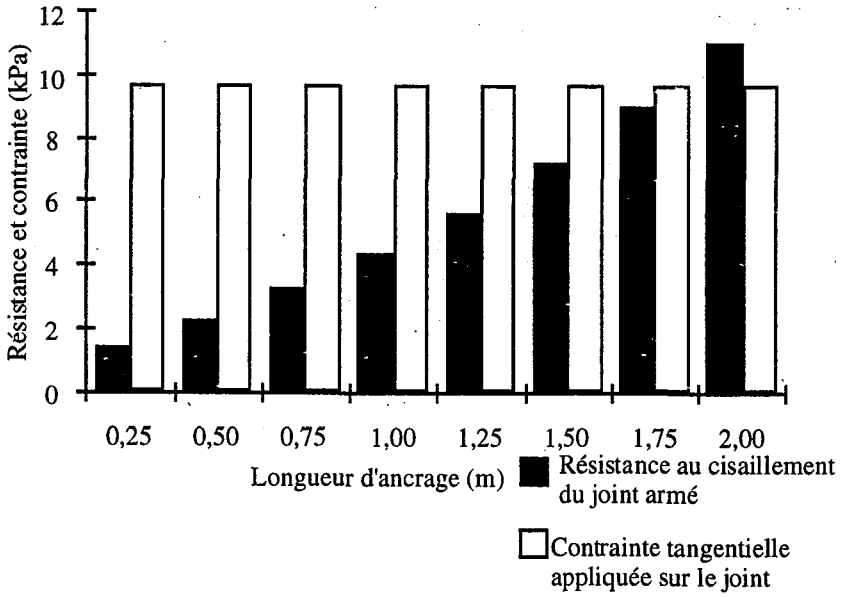


Figure 6.14 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la première vérification pour différentes longueurs d'ancrage

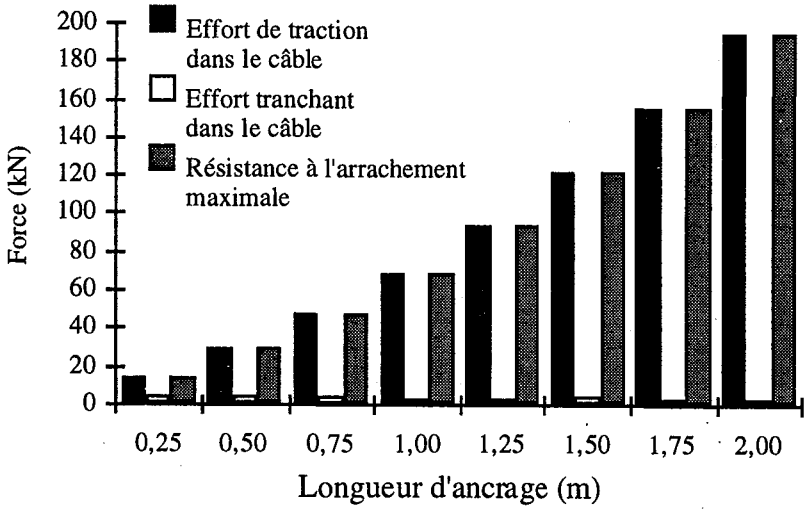


Figure 6.15 : Efforts et résistances d'ancrage calculés pour la première vérification pour différentes longueurs d'ancrage

Tableau 6.3 : Résultats de la vérification 1 avec un nombre croissant de pairs de câbles

Paire de câbles	Résistance au du cisaillement joint armé (kPa)	Contrainte tangentielle (kPa)	Câble simple no	Angle des câbles avec le plan	Longueur ancrée (m)	Traction dans le câble (kN)	Effort tranchant dans le câble (kN)	Résistance maximum à l'arrachement (kN)
1	4,930	9,66	1	65°	0,65	39,1	2,10	39,1
			2	65°	0,65	39,1	2,10	39,1
2	8,676	9,66	1	65°	0,65	39,1	1,03	39,1
			2	65°	0,65	39,1	1,03	39,1
			3	65°	0,6	35,46	1,03	35,46
			4	65°	0,6	35,46	1,03	35,46
3	11,721	9,66	1	65°	0,65	39,1	0,79	39,1
			2	65°	0,65	39,1	0,79	39,1
			3	65°	0,6	35,46	0,79	35,46
			4	65°	0,6	35,46	0,79	35,46
			5	65°	0,5	28,52	0,79	28,52
			6	65°	0,5	28,52	0,71	28,52

Note : Quand la capacité maximum de résistance à l'ancrage est inférieure à la traction dans le câble, la valeur de l'effort en traction dans le câble est limitée par la capacité maximum de résistance à l'arrachement.

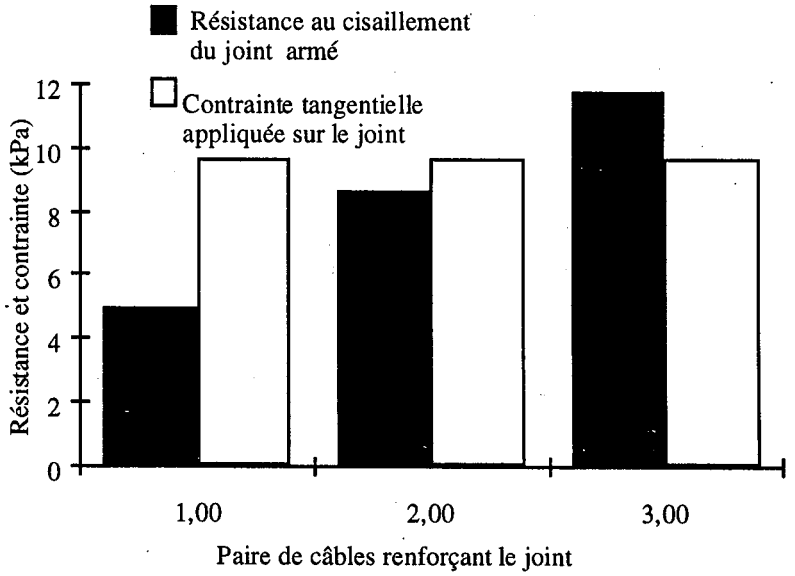
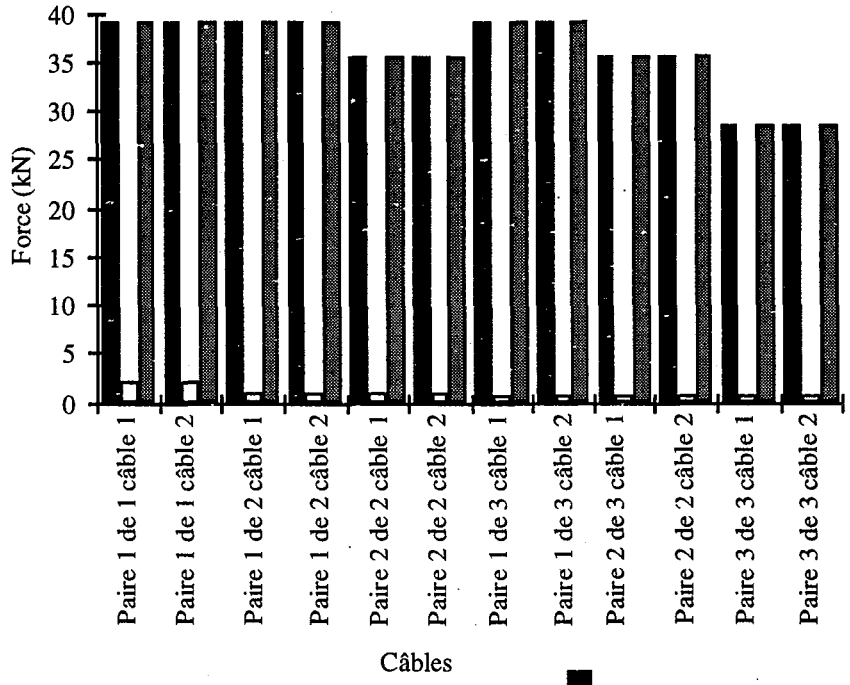


Figure 6.16 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la première vérification avec un nombre croissant de pair de câbles



Paire 1 de 1: désigne le nombre de paire renforçant le joint (ici il ny a qu'une paire de câble)

Câble 1: indique le numéro de câble dans une paire donnée

Figure 6.17 : Efforts et résistances d'ancrage calculés pour la première vérification avec un nombre croissant de pair de câbles

6.3.2.2 - Vérifications 2 et 3

Les vérifications deux et trois utilisent la même géométrie : la blocométrie de la mine de Brusada (section 4.5.3.4 et annexe B), avec les différents plans de discontinuité numérotés 1 à 8 sur les figure 6.18 à 6.21. Le tableau 6.4 donne les principales caractéristiques des plans considérés. La seule différence entre la vérification 2 et la vérification 3 est l'état de contrainte appliqué au modèle.

La surface active de chaque plan a été évaluée en fonction de la trace du plan considéré depuis le parement de la chambre C6 jusqu'à l'intersection avec un autre plan. La longueur de la trace est multipliée par 3 m qui correspond à peu près à la maille déterminée par la méthode empirique de Potvin.

La longueur ancrée est la longueur de câble comprise entre l'intersection du câble avec le parement est de la chambre C6 et l'intersection du câble avec la trace du plan considéré. Le nombre de câbles pris en compte dans la vérification est le nombre de câbles intersectant la trace active d'un plan de discontinuité donné. Le traitement se fait profil par profil.

Tableau 6.4 : Paramètres caractérisant les plans de discontinuités 1 à 8 des figures 6.16 à 6.19 de Brusada

Plan	Raideur tangentielle (MPa/m)	Raideur normale (MPa/m)	Cohésion (MPa)	Angle de frottement	Surface active (m2)	Angle avec σ3	Nombre de câbles simples
1	2274	8878	0,2	28°	45	83°	2
2	2274	8878	0,2	28°	30	83°	4
3	2274	8878	0,2	28°	60	83°	6
4	2274	8878	0,2	28°	18	10°	2
5	2274	8878	0,2	28°	21	83°	4
6	2274	8878	0,2	28°	36	83°	2
7	2274	8878	0,2	28°	18	83°	4
8	2274	8878	0,2	28°	27	-44°	4

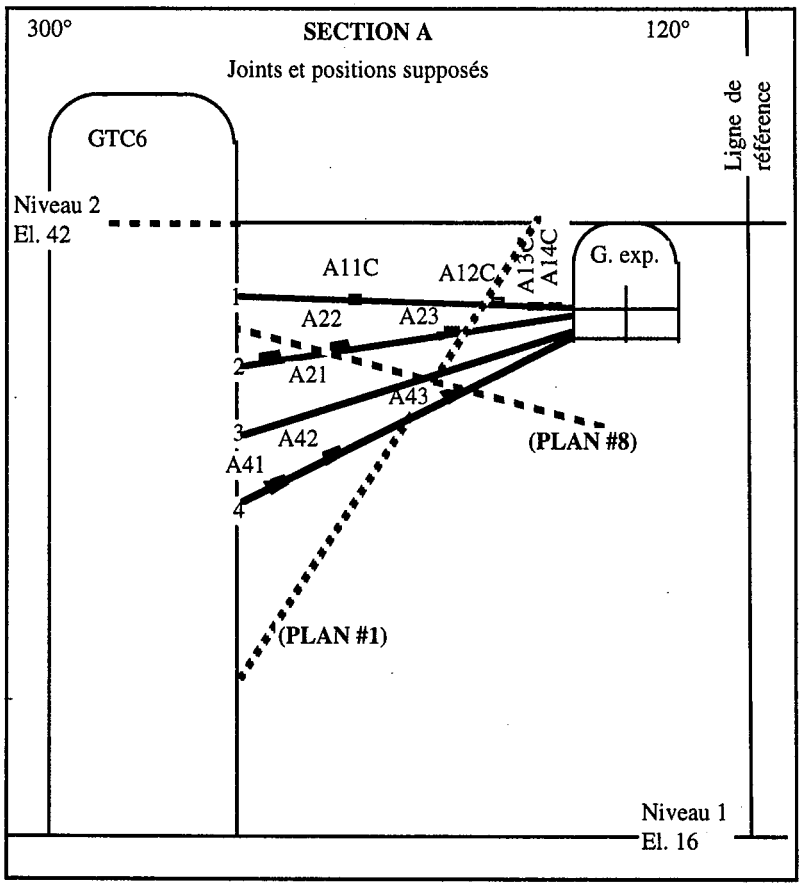


Figure 6.18 : Profil A avec les plans 1 et 8

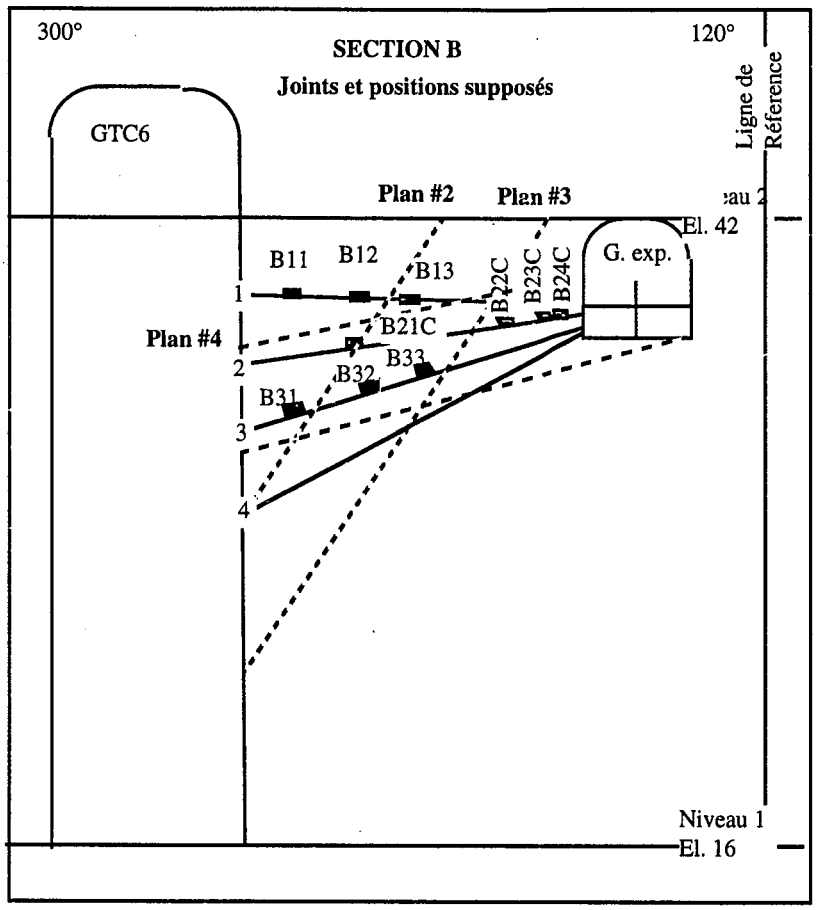


Figure 6.19 : Profil B avec les plans 2, 3 et 4

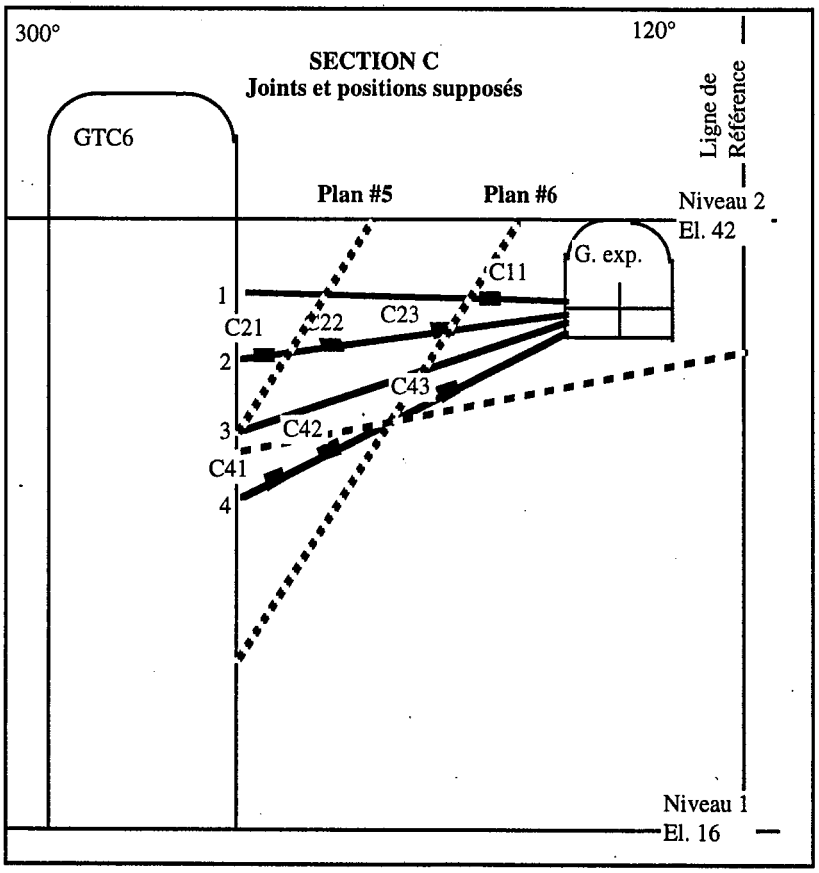


Figure 6.20 : Profil C avec les plans 5 et 6

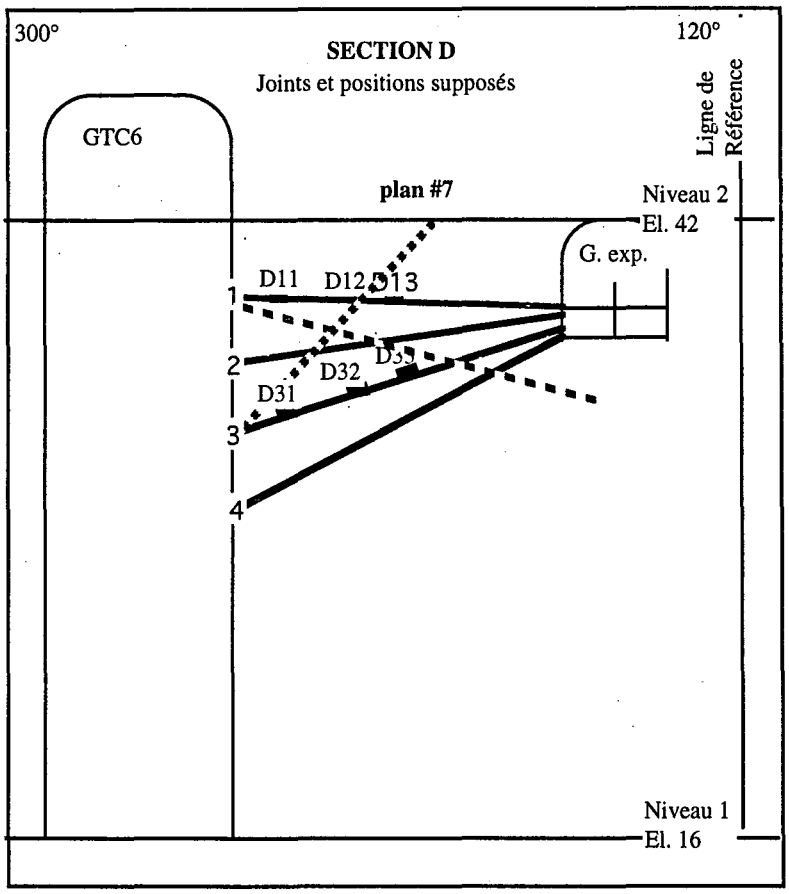


Figure 6.21 : Profil D avec le plan 7

Pour les vérifications 2 et 3, deux câbles simples ayant une même longueur ancrée et faisant un même angle avec le plan de discontinuité peuvent être considérés comme formant un câble double.

6.3.2.2.1 - Vérification 2

Un état de contrainte fictif a été appliqué (σ_1=4,5 MPa, σ_2=1,5 MPa et σ_3=0,45 MPa). Cet état de contrainte donne pour les plans faisant un angle de 83° avec σ_3 une valeur de τ_j de 0,490 MPa selon l'équation 6.2 et de σ_n de 0,510 MPa selon l'équation 6.1 ce qui donne une résistance au cisaillement avant renforcement de 0,471 MPa ($C+\sigma_n \tan\phi_j$) donc il y a rupture des joints sans renforcement.

Les résultats de la deuxième vérification sont donnés dans le tableau 6.5 et les figures 6.22 et 6.23.

Cette vérification montre que la mobilisation des câbles se stabilise une fois que la stabilité est atteinte. Dans cette vérification la longueur ancrée n'a pas un effet prépondérant sauf pour le cas du plan no 7 pour les câbles no 3 et 4.

La stabilité n'est pas atteinte pour les plans no 1 et no 6. La capacité maximum de résistance à l'arrachement des câbles du plan no 1 et du plan no 6 est atteinte avant la stabilisation.

Pour tous les autres plans la stabilité est atteinte soit sans câbles (plans no 4 et no 8) ou avec l'aide des câbles. Tous les câbles, (à l'exception des câbles 1 et 2 du plan no 1 et 1 et 2 du plan no 6), montrent des niveaux d'effort en traction inférieurs ou égaux à la limite élastique du câble. En général les efforts de cisaillement sont faibles. Cette deuxième vérification met en évidence le fait que la capacité maximum équivaut à la résistance à la traction simple lorsque la longueur ancrée est suffisante. Ceci amène un autre point, si comme pour l'exemple du plan no 5 où les câbles 1 et 2 atteignent environ 49% et les câbles 3 et 4 atteignent environ 54% de leur limite élastique, il peut être décidé de modifier la densité de câbles, ici en réduisant le nombre de câbles, afin que la contribution de ces derniers atteignent un pourcentage plus élevé de leur limite élastique.

Tableau 6.5 : Résultats de la vérification 2

Plan	Résistance au cisaillement du joint armé (MPa)	Contrainte tangentielle (MPa)	Câble simple no	Angle des câbles avec le plan	Longueur ancrée (m)	Traction dans le câble (kN)	Effort tranchant dans le câble (kN)	Résistance maximum à l'arrachement (kN)
1	0,483551	0,489892	1	30°	8	250	17,47	250
			2	30°	8	250	17,47	250
2	0,489945	0,489892	1	47°	5	122,60	12,25	250
			2	47°	5	122,60	12,25	250
			3	38°	3	127,83	7,01	250
			4	38°	3	127,83	7,01	250
3	0,490812	0,489892	1	48°	10	148	15,53	250
			2	48°	10	148	15,53	250
			3	40°	9	154,05	9,93	250
			4	40°	9	154,05	9,93	250
			5	29°	8	219,95	2,03	250
			6	29°	8	219,95	2,03	250
4*	2,52775	0,6926	1	14°	10	---	---	---
			2	14°	10	---	---	---
5	0,489951	0,489892	1	58°	4	85,21	15,18	250
			2	58°	4	85,21	15,18	250
			3	48°	2	93,25	10,92	194,36
			4	48°	2	93,25	10,92	194,36
6	0,486558	0,489892	1	30°	7	250	14,69	250
			2	30°	7	250	14,69	250
7	0,502145	0,489892	1	39°	3,5	219,96	3,52	250
			2	39°	3,5	219,96	3,52	250
			3	31°	0,5	28,52	1,80	28,52
			4	31°	0,5	28,52	1,80	28,52
8*	1,55	-2,0238	1	27°	4	---	---	---
			2	27°	4	---	---	---
			3	28°	8	---	---	---
			4	28°	8	---	---	---

* Plan stable sans l'aide de câbles

Note : Quand la capacité maximum de résistance à l'ancrage est inférieure à la traction dans le câble, la valeur de l'effort en traction dans le câble est limitée par la capacité maximum de résistance à l'arrachement.

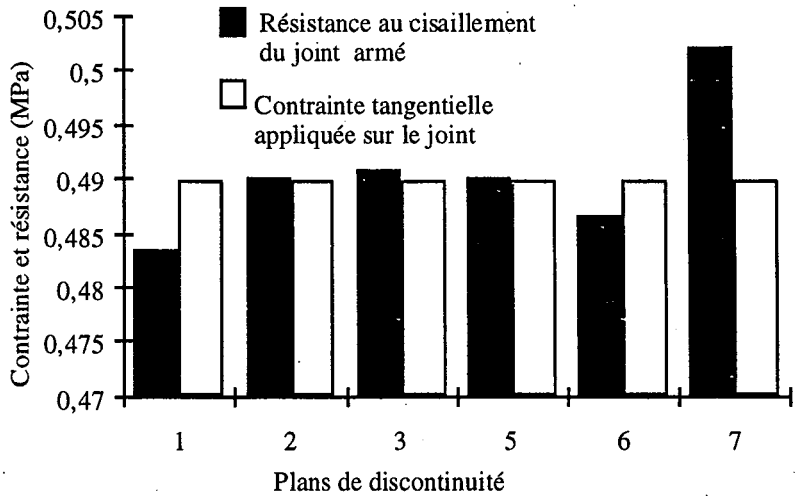
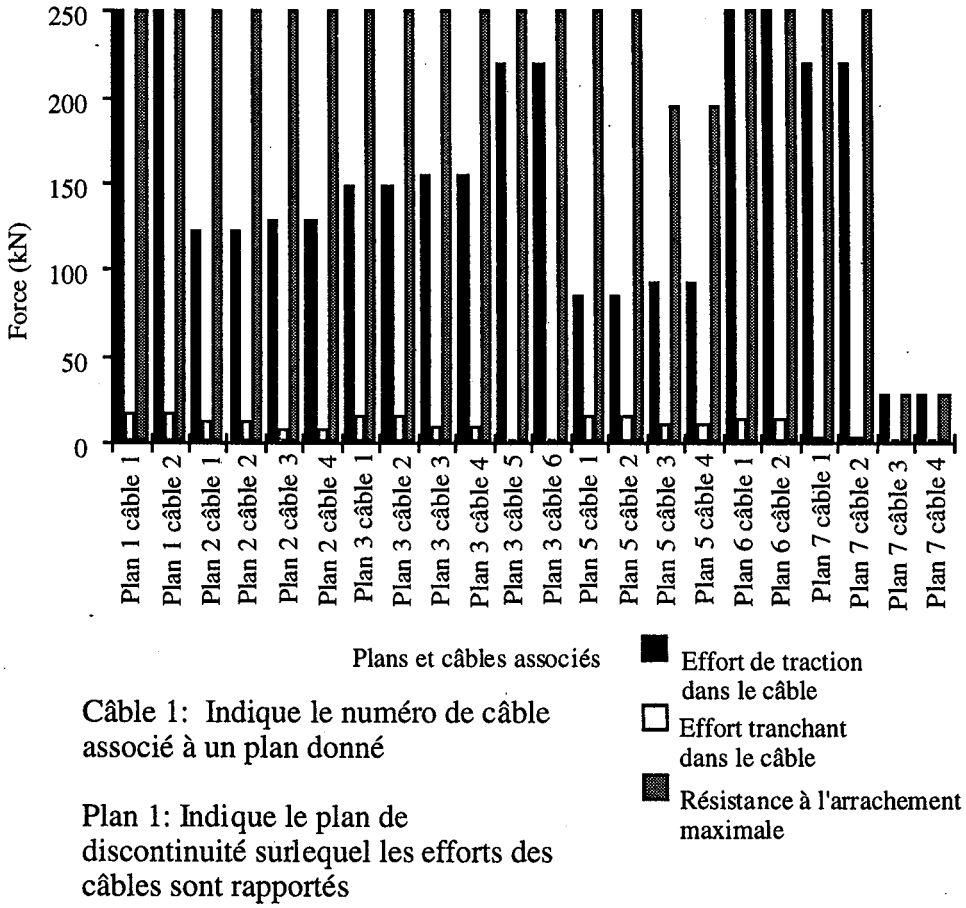


Figure 6.22 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la deuxième vérification



Câble 1: Indique le numéro de câble associé à un plan donné

Plan 1: Indique le plan de discontinuité surlequel les efforts des câbles sont rapportés

Figure 6.23 : Efforts et résistances d'ancrage calculés pour la deuxième vérification

6.3.2.2.2 - Vérification 3

La troisième étape de la vérification consiste à utiliser un état de contrainte calculé à partir des mesures de fracturation hydrauliques effectuées au toit de la "Taglio della Gomma" lors de la dernière campagne pour tenir compte de l'orientation des profils de câble par l'orientation du tenseur des contraintes principales. L'état de contrainte utilisé dans le modèle est le suivant : σ_1=6,2 MPa, σ_2=1,1 MPa et σ_3=-5,45 MPa. Afin de comparer les résultats du programme avec les résultats du suivi des jauges installées sur les câbles d'ancrage de la mine de Brusada.

Les résultats de la troisième vérification sont donnés dans le tableau 6.6 et les figures 6.24 et 6.25.

A l'exception des plans no 4 et 8 qui sont naturellement stables, tous les autres plans ont atteint la rupture. Tous les câbles sont mobilisés jusqu'à leur capacité maximum et ils atteignent la rupture.

En général, la correspondance entre les efforts mesurés in situ et les efforts calculés par le modèle est assez bien respectée surtout pour les plans 1, 2 et 6 ainsi que pour les deux premiers câbles des plans n° 5 et 7. Pour tous ces cas les efforts calculés sont du même ordre de grandeur que ceux mesurés in situ. Pour le plan no 1 et le plan n° 2, la rupture a été atteinte autant pour le cas réel que pour le modèle. Le plan n° 3 diverge de la réalité, Les efforts calculés étant 0,62 fois plus importants que les efforts mesurés. De même, les efforts mesurés des câbles 3 et 4 du plan n° 5 et du plan n° 7 sont 1,4 et 8 fois plus importants que les efforts calculés par le modèle. Dans le cas des plans n° 5 et 7, la divergence entre le modèle et la réalité s'explique par les incertitudes sur la longueur d'ancrage choisie d'une part et par les incertitudes sur la position réelle des plans de discontinuité d'autre part. Pour le plan n° 3, les écarts entre le modèle et le cas réel, en plus d'être influencés par les incertitudes sur la longueur d'ancrage et la position des plans de discontinuité, sont également causés par le fait que l'état de contrainte près de la discontinuité est différent de l'état de contrainte global pour l'ensemble du pilier.

Somme toute, en tenant compte du fait que les positions des plans déterminées à la section 4.5.3.4 sont approximatives, que l'état de contraintes correspond a un état global pour l'ensemble du pilier et qu'au niveau local (un plan de discontinuité) il peut régner un état de contraintes fort différent de celui mesuré, il peut être avancé que la troisième vérification montre que le modèle correspond assez fidèlement à la réalité.

Tableau 6.6 : Résultats de la vérification 3

Plan	Résistance au cisaillement du joint armé (MPa)	Contrainte tangentielle (MPa)	Câble simple no	Angle des câbles avec le plan	Longueur ancrée (m)	Traction dans le câble (kN)	Effort tranchant dans le câble (kN)	Résistance maximum à l'arrachement (kN)	Jauges In situ no	Effort maximum dans les jauges (kN)
1	0,210680	1,409195	1	30°	8	250	60,45	250	A41#	250
			2	30°	8	250	60,45	250	A41#	250
2	0,232478	1,409195	1	47°	5	244,21	37,09	250	B12#	220
			2	47°	5	244,21	37,09	250	B12#	220
			3	38°	3	250	23,48	250	B31#	245
			4	38°	3	250	23,48	250	B31#	245
3	0,22359	1,409195	1	48°	10	244,21	57,05	250	B33	155
			2	48°	10	244,21	57,05	250	B33	155
			3	40°	9	244,22	41,99	250	B33	155
			4	40°	9	244,22	41,99	250	B33	155
			5	29°	8	250	21,25	250	B33	155
			6	29°	8	250	21,25	250	B33	155
4*	3,309814	1,992267	1	14°	10	---	---	---	---	---
			2	14°	10	---	---	---	---	---
5	0,239906	1,409195	1	58°	4	250	29,87	250	C21	275
			2	58°	4	250	29,87	250	C21	275
			3	48°	2	194,36	54,12	194,36	C21	275
			4	48°	2	194,36	54,12	194,36	C21	275
6	0,213400	1,409195	1	30°	7	250	49,30	250	C41	245
			2	30°	7	250	49,30	250	C41	245
7	0,230063		1	39°	3,5	250	36	250	D12	230
		1,409195	2	39°	3,5	250	36	250	D12	230
			3	31°	0,5	28,52	4,82	28,52	D12	230
			4	31°	0,5	28,52	4,82	28,52	D12	230
8*	0,507482	-5,821452	1	27°	4	---	---	---	---	---
			2	27°	4	---	---	---	---	---
			3	28°	8	---	---	---	---	---
			4	28°	8	---	---	---	---	---

* Plan stable sans l'aide de câbles

Jauges ayant atteint la rupture

Note : Quand la capacité maximum de résistance à l'ancrage est inférieure à la traction dans le câble, la valeur de l'effort en traction dans le câble est limitée par la capacité maximum de résistance à l'arrachement.

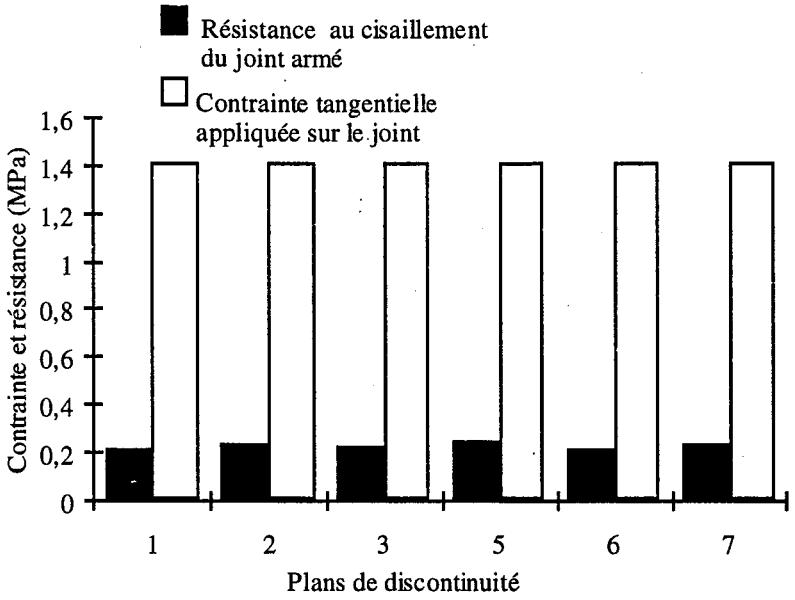
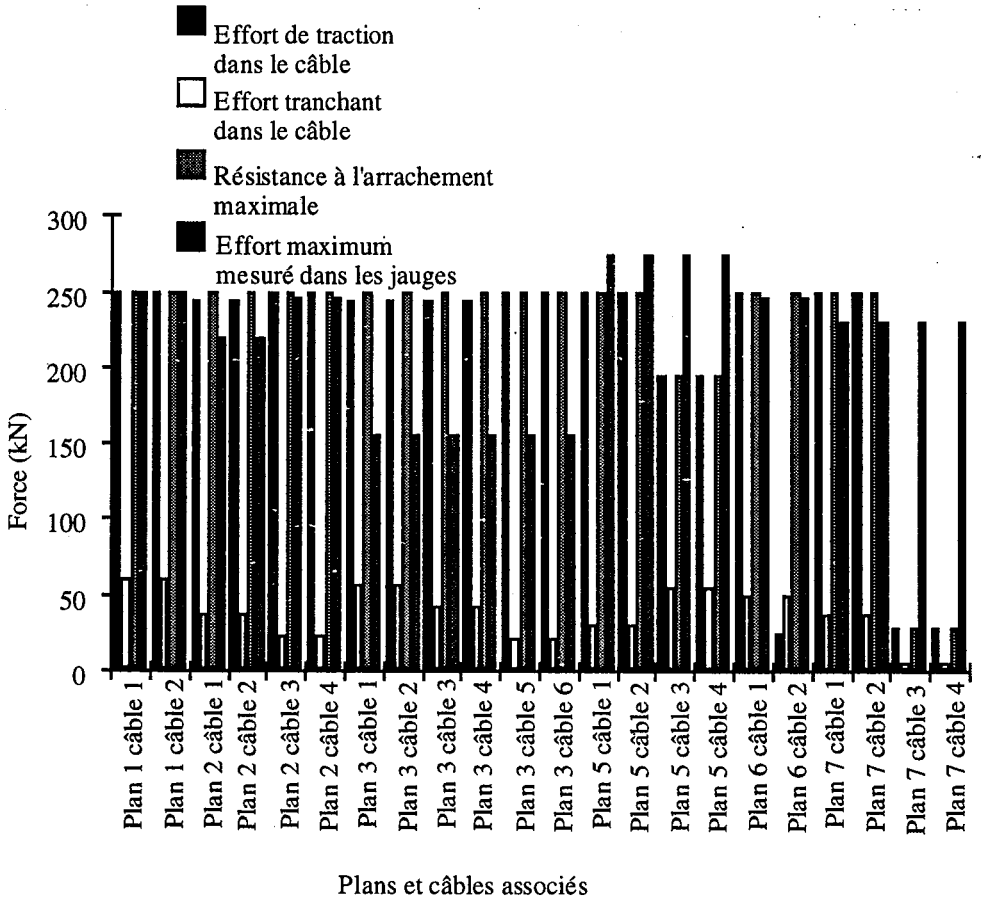


Figure 6.24 : Résistance du joint armé versus la contrainte tangentielle appliquée pour la troisième vérification



Câble 1: Indique le numéro de câble associé à un plan donné

Plan 1: Indique le plan de discontinuité surlequel les efforts des câbles sont rapportés

Figure 6.25 : Efforts et résistances d'ancrage calculés pour la troisième vérification

6.4 - Cas d'un bloc en chute libre

Le modèle décrit dans les section précédentes s'applique au renforcement d'une discontinuité. Nous nous sommes posés la question de savoir s'il était possible d'appliquer le modèle au cas d'un bloc en chute libre. Avec quelques modifications mineures, le modèle peut s'appliquer au cas d'un bloc en chute libre. Toutes ces modifications se basent sur l'hypothèse que le déplacement du bloc lors d'une chute libre est toujours parallèle à la verticale.

Dans les cas de la chute libre, il est vain de mentionner l'apport des boulons à la rigidité des plans de discontinuités délimitant le bloc instable. Dans le cas présent, il faut tenir compte seulement de la contribution des boulons s'opposant à la gravité.

Les données nécessaires pour mettre en oeuvre le modèle lors de l'analyse de la chute libre sont : le poids des différents blocs instables, le nombre de boulons supportant un bloc instable donné, la longueur ancrée, l'angle que fait le boulon avec l'horizontale. En ce qui concerne la longueur

ancrée, il faut considérer la longueur ancrée minimale disponible pour chaque boulon soit l_1 et l_2 dans l'exemple de la figure 6.26.

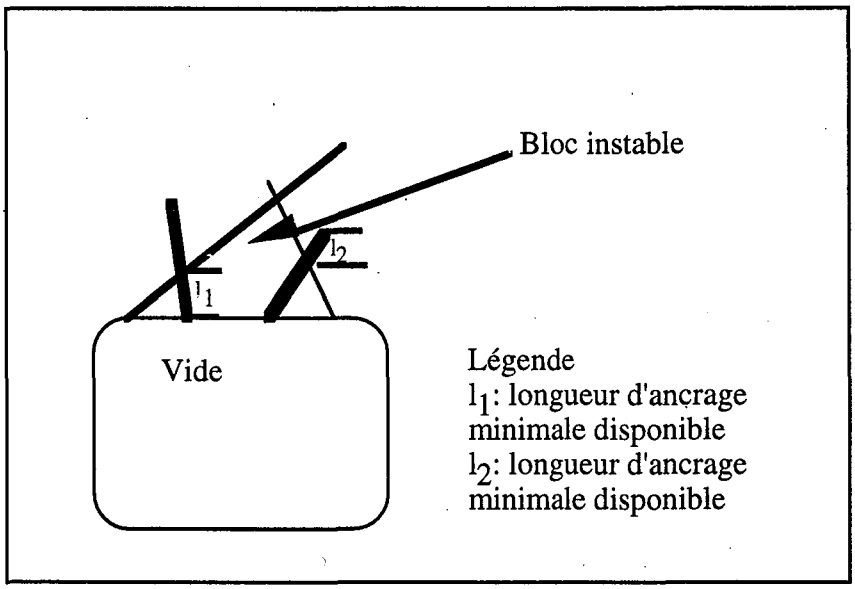


Figure 6.26 : Notion de longueur d'ancrage minimale disponible

Ici, le déplacement du bloc induit des déplacements dans le boulon. Les composantes du déplacement dans le boulon sont, pour la chute libre, fonction de l'angle que fait le boulon avec l'horizontale. Pour traiter le cas de la chute libre une valeur d'incrément du déplacement sera choisie à partir de la longueur d'ancrage minimale disponible comme suit :

$$\Delta D = \frac{l_a}{10000} \quad (6.48)$$

$$D_n = D_{n-1} + \Delta D \quad (6.49) \text{ ou}$$

ΔD est l'incrément de déplacement du bloc en chute libre
D_n est le déplacement total du bloc après n itérations

Si D_n devient supérieur ou égale à l_a sans qu'il y ait stabilisation du bloc ou rupture du boulon, la longueur ancrée est jugée insuffisante pour supporter le bloc et le système boulon et scellement est considéré comme défaillant, étant donné que le bloc glisse le long du boulon.

Les procédures décrites dans les sections 6.2.3 à 6.2.4 pour calculer les efforts dans le coulis et le boulon ainsi que la capacité maximale du système restent valables.

Selon la figure 6.27, la contribution, Fcl, d'un boulon à la stabilisation d'un bloc en chute libre s'exprime de la façon suivante :

$$F_{cl} = T_t \sin \alpha_h + T_c \cos \alpha_h \quad (6.50)$$

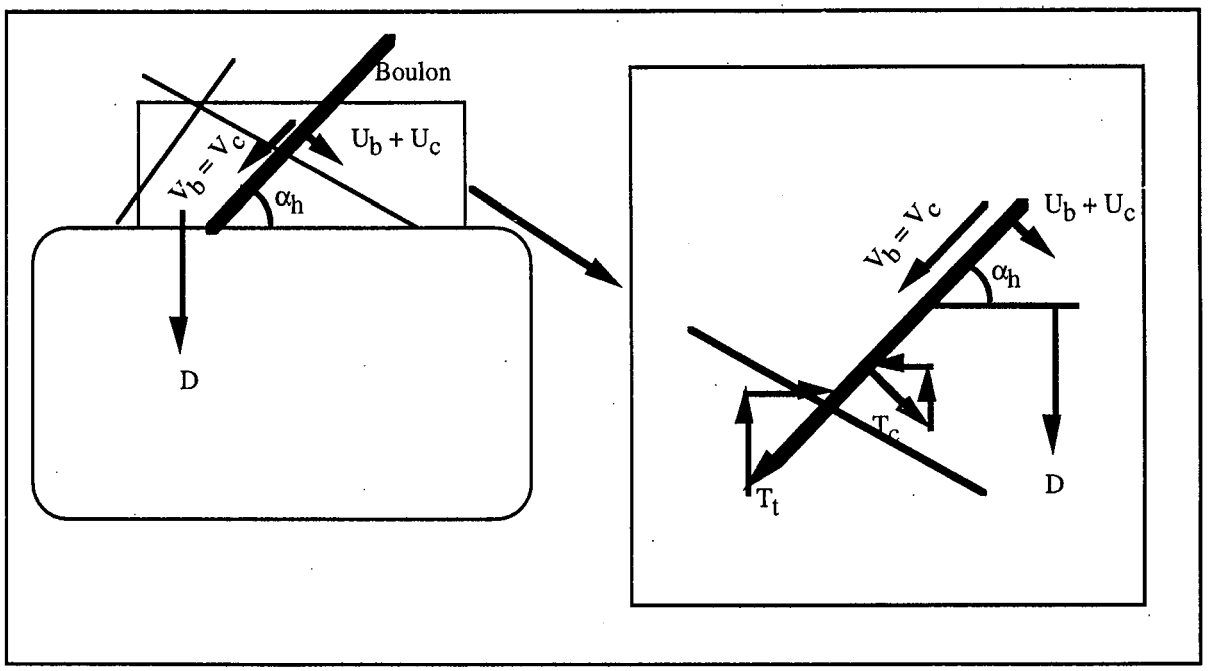


Figure 6.27 : Effort crée dans le boulon suite à la chute libre d'un bloc

La résultantes des forces s'opposant à la chute libre d'un bloc sera :

$$F_r = \sum_{n=1}^{n_b} F_{cl_i} \quad (6.51)$$

6.5 - Conclusion

Ce modèle prend en compte deux aspects importants du renforcement des joints : la composante normale et la composante tangentielle du système d'ancrage passif. Il tient également compte de la capacité maximum de résistance à l'arrachement de l'ancrage qui est fonction de la longueur ancrée disponible et de la résistance d'ancrage à l'interface acier-coulis. Ce modèle tente également de relier directement les déplacements de l'ancrage passif aux déplacements des discontinuités induites par les conditions de contraintes au voisinage de cette dernière. Le modèle tente également de tenir compte des variations de rigidité des discontinuités dues à la contribution du système d'ancrage passif. Somme toute ce modèle propose un nouvel éclairage sur l'interaction entre le renforcement et les discontinuités qui s'éloigne de l'étude classique de la contribution de l'ancrage à la résistance au cisaillement et au déplacement d'une discontinuité.

Les vérifications montrent que les hypothèses choisies (section 6.2.2), en première approche, permettent de simuler le comportement de câbles d'ancrage renforçant un plan de discontinuité, mais les hypothèses peuvent être améliorées grâce à l'obtention d'une meilleure connaissance de la relation entre les déplacements du joint et les déplacements du câble suite à des essais en laboratoire. Il en est de même en ce qui concerne l'influence, la détermination et la prise en compte de la capacité maximale de résistance à l'arrachement et de la longueur active du câble d'ancrage.

Chapitre 7

7 - Conclusion générale

L'ensemble de ce travail a consisté à étudier le comportement des câbles d'ancrage en mines souterraines afin de trouver ou de créer un outil permettant d'aider dans le choix d'une densité de câbles.

En première approche, une révision des connaissances sur les câbles d'ancrage et surtout sur les méthodes analytiques et empiriques permettant de déterminer une densité de câbles d'ancrage a été faite. L'application de ces méthodes au cas de la mine de Sotiel a montré que la méthode empirique en première approximation donnait les densités les plus réalistes, mais avec tous les aléas et les restrictions que comportent une telle méthode, telle l'impossibilité de déterminer un coefficient de sécurité. Néanmoins, cette méthode a été retenue pour le choix d'une densité pour le renforcement de piliers de la mine de Brusada, afin de justifier la densité choisie et adaptée aux conditions technico-économiques de la mine de Brusada. Les câbles instrumentés ont permis de mettre en lumière les mouvements de blocs le long de plans de discontinuité et d'établir une blocométrie approximative et locale du pilier armé. Ceci a aussi montré que la méthode empirique de Potvin n'est pas suffisante pour établir un certain niveau de confiance dans la sécurité supplémentaire apportée par les câbles. Cette méthode permet de déterminer, d'une façon fort approximative, si les câbles auront une effet ou non sur la stabilité. Même si la méthode de Potvin ne permet pas de tenir compte des variations locales de la géologie, elle reste toutefois utile pour choisir une première densité de câbles d'ancrage qui sera testée et affinée à l'aide de codes numériques.

L'étude de RESOBLOK a permis de montrer l'utilité d'un logiciel simple qui permet de tester rapidement un grand nombre de densités et ainsi de choisir celles qui potentiellement sont les plus susceptibles de répondre aux critères technico-économiques d'une exploitation donnée. Les densités ainsi retenues peuvent être étudiées plus avant grâce à un modèle qui simule plus adéquatement le comportement des câbles.

L'étude du renforcement par boulons et par câbles dans le code UDEC a montré que la commande "reinforcement" simule assez bien un joint renforcé par boulon dans le cas de blocs rigides. En ce qui concerne les blocs déformables, la commande "câble" ne tient compte que des efforts de traction dans le boulon ce qui est bien loin d'être le cas général dans un massif rocheux discontinu. L'essai d'arrachement montre que le comportement en traction du câble est assez bien simulé par UDEC malgré la surévaluation de 75% à 150% de l'effort transmis dans le câble sur les premiers mètres ancrés. Le code UDEC permet d'étudier l'interaction entre le massif et le boulonnage, mais en l'absence de la troisième dimension, le code ne peut pas être utilisé comme un outil permettant le choix d'une densité de boulonnage. Le code UDEC est mieux adapté pour étudier l'effet du boulonnage au niveau local sur les déplacements et l'état de contraintes à l'intérieur du massif rocheux.

Dans ces premiers chapitres le travail effectué a permis d'élaborer une procédure permettant de choisir et d'optimiser une densité de câbles d'ancrage à l'aide de méthodes analytiques et empiriques pour ensuite l'étudier à l'aide d'un code numérique, mais les modèles de comportement proposés dans ces codes semblent présentés quelques lacunes, c'est pourquoi un nouveau modèle a été élaboré.

Ce modèle se base sur une loi de comportement des discontinuités et établit une interaction entre le joint, le scellement et l'acier au niveau des déplacements induits par l'état de contrainte local sur ces trois entités. Ce modéle tient également compte du concept de la capacité maximum d'un ancrage passif. Les vérifications ont montré le bien fondé des hypothèses avancées et les possibilités d'application du modèle à l'optimisation d'une densité préétablie.

Les futures travaux pour rendre plus efficace l'utilisation de ce nouveau modèle seraient de le coupler avec RESOBLOK afin de déterminer numériquement : les surfaces actives, les longueurs ancrées, les angles des câbles avec les plans de discontinuité etc. et également de vérifier en laboratoire les hypothèses sur la relation entre les déplacements des discontinuités et les déplacements de l'acier et du scellement ainsi que les modifications de comportement de la discontinuité au fur et à mesure de la mobilisation des câbles la renforçant.

Références

Références

1. Alvarez C. J., 1988
Sostenimiento con cables en la mina de Sotiel de Minas de Almagrera S.A. VIIIième congrès international de la Mine et de la Métallurgie, Oviedo, Octobre .

2. Al Heib M., 1993
Les nouvelles méthodes de modélisation numériques et le volume d'influence des exploitations minières en conditions complexes. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Laboratoire de Mécaniques des Terrains, Ecole des mines de Nancy, 366 pages.

3. Asof M., 1991
Etude du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés en bloc (méthode à l'équilibre limite) : Réalisations et applications, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Laboratoire de Mécaniques des Terrains, Ecole des mines de Nancy, 141 pages.

4. Aydan Ö., Ichikawa Y. et Kawamoto T, 1985
Load Bearing Capacity and Stress Distribution in/along Rockbolts with Inelastic Behaviour of Interfaces. Proceedings of the 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Géomechanics, Nagoya, pp. 1281-1292.

5. Aydan, Ö, et Kawamoto T, 1992
Shear reinforcement of Rockbolts in Discontinuous Rock Masses, Rock support in mining and Underground Construction, Proceedings of the International Symposium on rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June 1992, pp. 483-489.

6. Azuar J.-J., 1977
Stabilisation des massifs rocheux fissurés par barres d'acier scellées. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, rapport de recherche LPC n° 73, Nov. 1977, 68 pages.

7. Azuar J. J. et Panet M, 1978
Le comportement au cisaillement des aciers passifs dans les massifs rocheux. Industrie Minérale, Mine 4-78, document SIM B5, Octobre 1978 , pp. 93-98.

8. Ballivy G., Benmokrane B et Lahoud A., 1987
Méthode intégrale de dimensionnement d'ancrages cimentés dans le rocher. Compte-rendu du 6ième congrès international de Mécanique des Roches, Montréal, vol. 2, pp. 761-768.

9. Ballivy G. et Martin G., 1983
The dimensioning of Grouted Anchors, Proceedings of the Symposium on Rock Bolting, Abisko, pp. 353-365.

10. Ballivy G. et Dupuis M., 1981
Laboratory and Field Evaluation of the Bounding Strength of Grouted Rock Anchors, underground rock engineering. SIM Special Volume 22, Montréal, pp. 97-102.

11. Baroudi H., Piguet J.-P., Chambon C. et Asof M., 1990
Utilisation du générateur de blocs RESOBLOK dans des conditions géologiques complexes dans une mine à ciel ouvert. Proceedings International Conference of Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienne.

12. Barton N., Lien R. et Lunde J., 1974
Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock mechanics, vol. 6, n° 4, pp 189-236.

13. Bawden W. F., Hyett A. J. and Cortolezzis D., 1992
Towards a Methodology for Performence Assessment in Cable Bolt Design, Rock support in mining and Underground Construction. Proceedings of the International Symposium on rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June 1992, pp. 277-284.

14. Belytschko T., Plesha M. et Dowding C., 1984
A computer method for stability analysis of caverns in jointed rock. Int.J. for Num.and Anal.Methods in Geomechanics, Vol.8, pp.473-492.

15. Benmokrane B., Chennouf A. et Ballivy G., 1992
Study of Bond Strenght Behaviuor of Stell Cables and Bars Anchored with Different Cement Grouts, Rock support in mining and Underground Construction. Proceedings of the International Symposium on rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June 1992, pp. 293-301.

16. Bennani M., 1990
Maintenance et développement d'un outil intégré de modélisation de massifs rocheux fracturés en blocs. Rapport de D.E.S.S. Informatique, I.S.I.A.L. Nancy, 85 pages.

17. Ben Slimane F., 1993
Etude du soutènement de pilier par des ancrages passifs : Application à la mine de talc de Brusada (Italie), mémoire de DEA, Laboratoire de Mécaniques des Terrains, Ecole des mines de Nancy.

18. Bjurström S., 1974
Shear Strength of Hard Rock Joints Reinforced by Grouted Untensionned Bolts, Proceedings of the third Int. Congress on rock Mechanics, vol. 2, Denver, pp. 1194-1199.

19. Blondeau F. Christiansen M., Guilloux A. et Schlosser F., 1984
TALREN, Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée. Compte rendu du Colloque Int. de renforcement en place des sols et des roches, Paris 1984, pp. 219-224.

20. Brady B. H. G. and Brown E. T., 1985
Rock Mechanics for Underground Mining. Ed. George Allen & Unwin, London, 527 pages.

21. Burlet D. et Wojtkowiak F., 1993
Suivi de l'évolution des contraintes mécaniques par la méthode HTPF dans une exploitation souterraine de talc. Compte-rendu du quatrième colloque Franco-Polonais de Géotechnique, Novembre 1993, pp. 61-72.

22. Cassidy K., 1983
The Implementation of a Cable Bolting Program at the Con Mine. Underground Rock Engineering, Special Volume 22, pp. 67-72.

23. Chappell B. A., 1989
Rock Bolts and Shear Stiffness in Jointed Rock Masses. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 115, n° 2, February 1989, pp 179-197.

24. Choquet P. et Miller F., 1988
Development and Field Testing of a Tension Measuring Gauge for Cable Bolts Used as Ground support. SIM Bulletin, vol. 81, n° 919, juillet 1988, pp. 53-59.

25. Choquet P. et Miller F., 1991
Case Study and Analysis of the Failure Mechanism of a Layered Roof in Long Hole Stopes at Mines Gaspé. Proceedings of the seventh international congress on Rock Mechanics, Aachen, Allemagne, pp. 1163-1169.

26. Choquet P., 1993
Improvement of a Spiral Strain Gauge to Monitor Load and Strains on Cable Bolts used as Ground Support, Proceedings of the Australian Conference on Geotechnical Instrumentations and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, Kalgoorlie, Australia, Ed. Balkema, June 21-23, 1993

27. Clifford R.L., 1974
Long Rockbolt Support at New Broken Hill Consolidated Limited. Proc. Australias Inst. Min. Metall., n° 251, Septembre 1974, pp. 21-25.

28. Cundall P.A., 1971
A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock Systems, in Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics (Nancy, France), Vol. 1, Paper No.II-8.

29. Davis W.L., 1977
Initiation of Cable Bolting at Weast Coast Mines, Rosebery. The Aus. I.M.M. Conference, Tasmania, Mai 1977, pp. 215-225.

30. Daws G., 1991
Cable Bolting, The Mining Engineer, Février 1991, vol. 150, no 353, pp. 261- 266.

31. Deere D. U., 1968
Geological Consideration, Rock Mechanics in engineering practice, K. G. Stagg & O. C. Zienkiewicz (eds), London, Wiley, pp. 1- 20.

32. Dight P. M., 1982
Improvements to the Stability of Rock Walls in Open Pit Mines, Ph. D. Thesis, Monash University, Australia.

33. Dorsten V., Frederick F.H. et Preston H.K. 1984
Epoxy Coated sevezn-Wire Strand for Prestressed Concrete. Prestressed Concrete Inst. J., vol 24, n° 4, pp. 1-11.

34. Farmer I. W., 1975
Stress distribution Along a Resin Grout Anchor. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol 12, pp. 347-352.

35. Fuller P.G., 1983
Cable Support in Mining. A Keynote Lecture, Proceedings of the Symposium on Rock Bolting, Abisko, pp. 127-138.

36. Fuller,P.G., 1981
Pre-Reinforcement of Cut and fill Stopes, Proceedings of the International Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Swedish Institution of Mining and Metallurgy, pp. 55-63.

37. Fuller P.G. et Cox R.H.T. 1979
Rock Reinforcement Design Based on Control of Joint Displacement: A new Concept, Proceedings of the third Australian tunneling Conference, 1979, Sydney, 12-15 septembre, pp. 28-35.

38. Fuller P.G. et Cox R.H.T., 1975
Mechanics of Load Transfer from Steel Tendons to Cement Based Grout. Fifth Australian Conference on the Mechanics of Structures and materials, Melbourne, pp; 189-203.

39. Garford Pty Ltd, 1990
An Improved Economical Method for Rock Stabilisation, Perth, 4 pages.

40. Gigan J.-P. et Delma P., 1987
Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués, Etude comparative de différentes méthodes de calcul, Bull. liaison Labo. des Ponts et Chaussées, no 147, jan-fév. 1987, pp; 49-58.

41. Gerdeen J. C., Snyder V.W., Viegelahn G. L. et Parker J., 1977
Design Criteria for Roof Bolting Plans Using Fully-Grouted Non-Tensioned Bolts to Reinforce Bedded mine Roof, U. S. Bureau of mines, OFr 46(4)-80.

42. Goodman R.E.,and Shi G.-H., 1985
Block Theory and Its Application to Rock Engineering, New Jersey: Prentice Hall.

43. Goupy R., 1992
Bibliographie sur les ancrages injectés et essais d'arrachement de câbles scellés. Rapport de stage, Laboratoire de Mécaniques des Terrains, Ecole des Mines de Nancy, 140 pages.

44. Goris J.M., 1991
Laboratory Evaluation of Cable Supports. SIM Bulletin, vol. 84, n° 948, Avril 1991, pp. 44-51.

45. Haas C. J., 1976
Shear Resistance of Rock Bolts, Society of Mining Engineer, AIME, Transactions, vol. 260, March 1976, pp. 33-41.

46. Hassani F. et Rajaie H., 1990
Investigation into the Optimization of a Shotcrete Cable Bolt Support System, 14th CMMI Conference, Edinburg, England, pp. 119-129.

47. Heliot D., 1988
Generating a Blocky Rock Mass, Int. J. Rock Mech., Min. Sci. & Geomech. Abstract, vol. 25, n° 3, pp. 127-138.

48. Heliot D., 1988
Conception et réalisation d'un outil intégré de Modélisation des Massifs Rocheux Fracturés en Blocs, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Laboratoire de Mécaniques des Terrains, Ecole des Mines de Nancy, 352 pages.

49. Holmberg M., 1991
The Mechanical Behaviour of Untensioned Grouted Rockbolts, Ph. D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Suède, 128 p.

50. Holmberg M. et Stille H., 1992; The Mechanical behaviour of a Single Grouted Bolt, Rock support in mining and Underground Construction, Proceedings of the International Symposium on rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June 1992, pp. 473-482.

51. Horino F. G., Duvall,W.I. et Brady B., 1971
The Use of Rock Bolts or Wire Rope to Increase the Strength of Fractured Model Pillars, United States Department of the Interior, bureau of Mines, Report of Investigation 7568, 23P.

52. Hunt R.E.B et Askew J.E., 1977
Installation and Design Guide-Lines for Cable Dowel Ground Support at ZC/NBHC. The AusIMM (Broken Hill Branch) Underground Operators Conference, pp. 113-122.

53. Hutchins W.R., Bywater A.G., Thompson A.G. et Windsor C.R., 1990
A Versatile Grouted Cable Dowel Reinforcing System for Rock. The AusIMM Proceedings, vol 1, pp. 25-29.

54. Hutchinson D.J et Falmagne V., 1991
An Instrumentation program for Monitoring the Performance of Cable Bolts at Ansil Mine, 93e congrès annuel de l'ICM,Vancouver, 28 avril-2 mai 1991, Présentation n° 42, 11 pages.

55. Hyett, A. J., Bawden w. F. et Coulson A., 1992
Physical and Mechanical Properties of Normal Portland Cement Pertaining to Fully Grouted Cable Bolt, Rock support in mining and Underground Construction. Proceedings of the International Symposium on rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June 1992, pp. 341-348.

56. Indraratna R. et Nutalaya P., 1992
Reinforcement of Planar Discontinuities in Elastic Rock. Geotechnical and Geological Engineering, 10, pp. 135-140.

57. ITASCA Consulting Group, 1992
Manuel de l'utilisateur du code UDEC version 1.8, Minneapolis, Minnesota, Etats-Unis, Volume 1, page G1 à G24.

58. Jaeger J. C. and Cook N. G. W., 1979
Fundamentals of Rock Mechanics, Chapman and Hall, third edition, London, 593 pages.

59. Jeremic M.L., 1987
Ground Mechanics in Hard Rock Mining. A.A.Balkema, Rotterdam/ Brookfield, 533 pages.

60. Jeremic M.L. et Delaire G.J.P., 1983
Failure Mechanims of Cable Bolt Systems. SIM Bulletin, vol. 76, no 856, août 1983, pp. 66-71.

61. Jirovec P., 1978
Wachselwirkung zwischen anker and gebirge. Rock mechanics, Suppl, vol. 7, pp. 139-155.

62. Kaiser P.K., Maloney S. et Yazici G., 1991
A New Perspective on Cable Bolt Design: Experience from a Case Study, 93e congrès annuel de l'ICM,Vancouver, 28 avril-2 mai 1991, Présentation n° 41.

63. Kaiser P. K., Yazici S., Nosé J., 1992
Effect of Stress Change on the Bond Strenght of Fully Grouted Cables. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol 29, n° 3, Mai 1992, pp. 293-306.

64. Korini T., Soukatchoff V. et Bennani M., 1993
Optimisation du soutènement par boulonnage des excavations creusés dans un massif rocheux fracturé en bloc. A été publié dans le compte-rendu du quatrième Colloque Franco-Polonais de Géotechnique, Novembre 1993.

65. Lama R.D., et Vutukuri V.S., 1978
Mechanical properties of Rocks. Vol. II, Trans. Tech. Publication, Clausthal, Allemagne.

66. Lappalainen P., Pulkkinen J; et Kuparinen J., 1983
Use of Steel Strands in Cable Bolting and Rock Bolting. Proc. International Symposium on Rock Bolting, Stephanson, O. ed., A.A. Balkema/ Rotterdam/ Boston, pp. 557-562.

67. Larsson H. et Olofsson T., 1984
Bolt Action on Jointed Rock. Rock Bolting, Balkema, pp 33-45.

68. Littlejohn G. S. et Bruce D. A., 1975
Rock Anchors, State of the Art, Part I Design Ground Engineering, 1975, pp. 25-32.

69. Londe P. et Bonazzi D.,1974
Reinforced Rock. Processings 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Vol. 2 pt. B: 1208-1211.

70. Lorig L.J., 1985
A Simple Numerical Representation of Fully Bonded Passive Rock Reinforcement for Hard Rocks., Computer and geotechnics, 1, pp. 79-97.

71. Mah P. et Pakalnis R., 1991
Development of a Fiberglass Cable Bolt. 93e congrès annuel ICM, Vancouver, Canada, présentation n° 43, 23 pages.

72. Marshall D., 1963
Hangingwall control at Willroy. SIM Bulletin, vol. 56 , pp. 327-331.

73. Matthews S. M., Thompson A. G., Windsor C. R. et O'Bryan P. R., 1986
A Novel Reinforcing System for Large Rock Caverns in Blocky Rock Masses. Proc. Int. Symp. on Large Rock Caberns, Oxford Pegamon, pp. 1541-1552.

74. Matthews S. M., Tillmann, V. H.et Worotnicki G., 1983
A Modified Cable Bolt Support System for the Support of Underground Openings. The Aus. I.M.M. Conference, Broken Hill, N.S.W., juillet 1983, pp.243-255.

75. Morales J. R., 1986
The Sotiel Mine. Mining Magazine, février 1986, pp. 132-136.

76. Ortlepp W. D., 1983
Considerations in the Design of Support for Deep Hard Rock Tunnels. Proceedings of the 5th International Congress of Rock Mechanics, Melbourne, vol. 2, pp. D179-D187.

77. Panet M., 1979
Les déformations différées dans les ouvrages souterrains. 4e congrès Sté Int. Méca. des Roches, Montreux 1979, Vol. 1, pp. 703-710. The Institution of Mining and Metallurgy, Londres, pp. 197-204.

78. Panet M. et Guenot A., 1982
Analysis of Convergence Behind the Face of a Tunnel. Tunnelling 82, The Institution of Mining and metallurgy, Londres, pp. 197-204.

79. Pelizza S., Del Greco O., Ferrero A. M., Giani G. P., Manfroi J., Moreau P., Schmidt H., 1989
Development of a New Process in Talc Exploitation : Studies and Control. Suolosottosuolo, Proceedings of the International Congress on Geoengineering, Torino, septembre 1989, pp. 281-288.

80. Potvin Y.et Milne D., 1992
Empirical cable Bolt support Design. Rock support in mining and Underground Construction, Proceedings of the International Symposium on rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June 1992, pp. 269-275.

81. Potvin Y., Hudyma M. et Miller H.D.S., 1989
Design Guidelines for Open Stope Support. SIM Bulletin, juin 1989, vol. 82, n° 926, pp. 53-62.

82. Räisänen V., V.
Cut and Dried Reinforcement with Mechanised Cable Bolter. Tunnels and Tunneling, Novembre 1986, pp. 65-66.

83. Rosengren K.J., Friday R.G.et Parker R.J., 1987
Preplaced Cable Bolts for Slope Reinforcement in Open Cut Mines. Compte-rendu du 6ième congrès de Mécanique des Roches, Montréal, vol 1, pp. 491-495.

84. St-John C. M. et Van Dillen D. E., 1983
Rockbolts a new Nemerical Representation and its Application in Tunnel Design. Proceedings of the 24th U. S. Symposium on Rock Mechanics, College Station, Texas, pp. 13-25.

85. Schmuck C. H., 1979
Cable Bolting at the Homestake Gold Mine. Mining Engineering, December, pp. 1677-1681.

86. Seegmiller B.L., 1981
Artificial support of rock slopes. Third Int. Conference On Stability in Surface Mining,Volume 3, New York , June 1981, pp. 249-288.

87. Spang K. et Egger P., 1990
Action of Fully Grouted Bolts in Jointed Rock and Factors of Influence. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 23, pp. 201-229.

88. Stheeman W.H., 1982
A Practical Solution to Cable Bolting Problems at the Tsumeb Mine. SIM Bulletin, Février 1982, vol. 75, n° 838, pp. 65-78.

89. Stillborg B., 1984
Experimental Investigation of Steel Cable for Rock Reinforcement in Hard Rock. Thèse de Doctorat, Université de Lulea, Suède, 1984, 127 pages.

90. Stille H., Holmberg M. et Nord G., 1989
Support of Weak Rock with Grouted Bolts and Shotcrete. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., vol. 26, n° 1, pp. 99-113.

91. Stimpson B., 1991
A Simplified Rock Mass Bolt Interaction Analys for Horizontally Layered Strata. International Journal of Mining and Geological Engineering, Septembre 1991, pp. 27-51.

92. Tan G., Bawden W. F. et Pelley C., 1993
A Cable Bolt Model and its Implementation Into UDEC and FLAC. Proceedings of the First Canadian Symposium on Numerical Modelling Applications in Mining and Geomechanics, Montréal, Canada, pp. 250-252.

93. Terzaghi K., 1955
Evaluation of coefficients of Subgrade Reaction. Géotechnique 5, 2976326.

94. Thibodeau D., 1991
Analyses des paramètres nécessaires à l'étude de stabilité d'excavations par tranches montantes remblayées soutenues par câbles : Application à la mine de Sotiel (Espagne), Mémoire de DEA, Laboratoire de Mécaniques des Terrains, Ecole des Mines de Nancy, 101 pages.

95. Thibodeau D. et Ben Slimane F., 1993
Renforcement expérimental par câble d'ancrage d'un pilier de la mine de Brusada (Italie). Compte-rendu du quatrième Colloque Franco-Polonais de Géotechnique, Novembre 1993, pp. 73-82.

96. Thor, A. J. et Höglund, A., 1980
Statik, Mekanik- del 1. Studentlitteratur, Lund, 1980.

97. Thorne L. J. et Muller D. S., 1980
Prestressed roof support in underground engine chambers at Free Geduld Mines Ltd. Trans. Assoc. Min. Mngr. South Africa, 1964, pp. 411-428.

98. Ucar R., 1989
Cable Bolting (Theory-Practice). Professional Development Seminar, Dept. of Mining and Metallurgy Engineering, Mc Gill University, Montréal, Mars 29-31, 1989, pp. 180-201.

99. VSL Systems Ltd., 1982
Slab Post Tensioning. Suisse, 12 pages.

100. Warburton P.M., 1981
Vector Stability Analysis of an Arbitrary Polyhedral Rock Block with Any Number of Free Faces, Int. J. Rock Mech.Min.Sci. & Geomech. Abstr., Vol.18, pp.415-427.

101. Warburton P. M., 1983
Application of a New Computer Model for Reconstructing Blocky Rock Geometry-Analysing Single Block Stability and Identifying Keystones. Proceedings of the 5th International Congress of Rock Mechanics, Melbourne, vol. 2, pp. F225-F230.

102. Warburton P. M., 1987
Implication of Keystone Action for Rock Bolt Support and Block Theory. Int. J. Rock Mech., Min. Sci. & Geomech. Abstract, vol. 24, n° 5, pp. 283-290.

103. Windsor C.R. et Worotnicti G, 1986
Monitoring Reinforced Rock Mass Performance. Proc. Large Rock Cavern Int. Symposium, Helsinky University, Finland, Août 1986.

104. Windsor C.R., 1990
Ferruled Strand. Unpublished memorandum, Perth : CSRIO.

105. Windsor C. R., 1992
Invited Lecture: Cable Bolting for Underground and Surface Excavations. Rock support in mining and Underground Construction. Proceedings of the International Symposium on rock Support, Sudbury, Canada, Edited by Peter K. Kaiser and Dougal R. McCreath, A.A. Balkema, June 1992, pp. 349-366.

106. Wojtkowiak F. et Choquet P., 1990
Le Boulonnage par câbles d'ancrage des excavations minières en massif rocheux fracturé. Industrie Minérale, Mines et Carrières, Juillet 1990, pp. 2-7.

107. Yazici S. and Kaiser P. K., 1992
Bond Strenght of Grouted Cable Bolts. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol 29, n° 3, mai 1992, pp. 279-292.

Annexe A

Courbes Extensométriques

Analyse des mesures extensométriques

Les courbes représentatives des mesures extensométriques pour les 6 stations figurent en Annexe C. Les premières mesures ont été effectuées le 05/06/92. Cette date sert de point de référence dans le temps.

Extensomètres 1 - 3 - 5

Parce que ces extensomètres sont éloignés des premiers tirs aucune information relative à la phase d'avancement ou à la phase d'excavation de la chambre C6 ne peut leur être associée. L'unique mouvement, très faible par ailleurs, proche de l'excavation de la chambre a été enregistré par l'extensomètre 3 (de 7 m de long) alors que les 2 autres n'ont relevé aucun mouvement. C'est pour cette raison que les mesures de cette série d'extensomètres ne peuvent être considérées comme significatives.

Extensomètres 2 - 4 - 6

L'existence d'une certaine cohérence au niveau des déplacements enregistrés par les 3 extensomètres de longueurs différentes dénote un bon fonctionnement de la station de mesure.

La différence observée entre les extensomètres 4 et 6 par rapport à l'extensomètre 2 (plus court) semble être due au renforcement de la masse rocheuse par le processus de boulonnage au voisinage de l'excavation. L'extensomètre no 2 étant de la même longueur que les boulons servant à renforcer les parements de la galerie de tête de la chambre C6, il est moins affecté par les déplacements du massif rocheux. Cependant, la tendance à la hausse des lectures pour les 3 extensomètres montre une déformation progressive et continue autour de l'excavation.

Cette tendance des lectures montre en plus l'influence produite par l'excavation de la chambre. En effet, une première augmentation des déformations a lieu vers le 170ème jour (23/11/92) alors que le front d'exploitation se trouvait à environ 17 m de la station extensométrique. Une seconde augmentation plus nette, avec le front à 10 m, consécutive à la volée d'exploitation du 01/02/93 (241ème jour).

Pour les extensomètres 4 et 6, les déformations sont de l'ordre de 4000 $\mu\varepsilon$ le 241ème jour et respectivement de 8430 et 9500 $\mu\varepsilon$ pour les dernières lectures.

Extensomètres 7 - 8 - 9

Pour cette station, on peut faire les mêmes remarques que pour les extensomètres 2-4-6 avec des lectures proches pour les extensomètres 7 et 8. Les irrégularités relevées par l'extensomètre 9 semblent être terminées après les 3 derniers mois (après le 250ème jour).

Extensomètres 10 - 11 - 12

Les mesures de ces 3 extensomètres sont cohérentes. Cela dénote au départ l'influence du front d'excavation de la galerie de tête. Les mesures sont, par la suite, influencées par l'excavation de la chambre : une augmentation brusque des valeurs est observée lorsque le front atteint le niveau de la section instrumentée (le 20/11/92, 178ème jour), suivie d'une tendance à la stabilisation due à l'arrêt temporaire de l'exploitation. Une nouvelle augmentation plus notable coïncide avec la reprise des tirs d'exploitation le 01/02/93 (241ème jour). Enfin, suite à l'éloignement du front dans la chambre, une stabilisation des déformations est observée pour les dernières lectures.

Le fait que les lectures des 3 extensomètres soient très proches est dû au fait que l'amplitude du relâchement de la masse rocheuse correspond au déplacement relevé par l'extensomètre le plus court (5 m). La valeur de la distension du massif est importante et de l'ordre de 10 cm.

Extensomètres 13 - 14 - 15

Ces extensomètres sont localisés dans le pilier C6/C7. Les remarques formulées pour les extensomètres 10-11-12 restent valables pour cette série avec toutefois des valeurs de déplacements inférieurs à celles des extensomètres 10-11-12. La stabilisation après le passage du front d'exploitation est plus évidente.

Extensomètres 16 - 17 - 18

Le fonctionnement de cette station de mesure en couronne n'apparaît pas normal parce que l'extensomètre le plus court est stable et que le plus long indique un déplacement inexpliqué. En effet, cela contredit les mesures des stations horizontales localisées dans la même section. Ceci est peut être dû au fait que cette série d'extensomètres est placée dans les serpentines plus rigides et moins fracturées.

Figure A.1: Courbes extensométriques pour les extensomètres 1, 2 et 3.

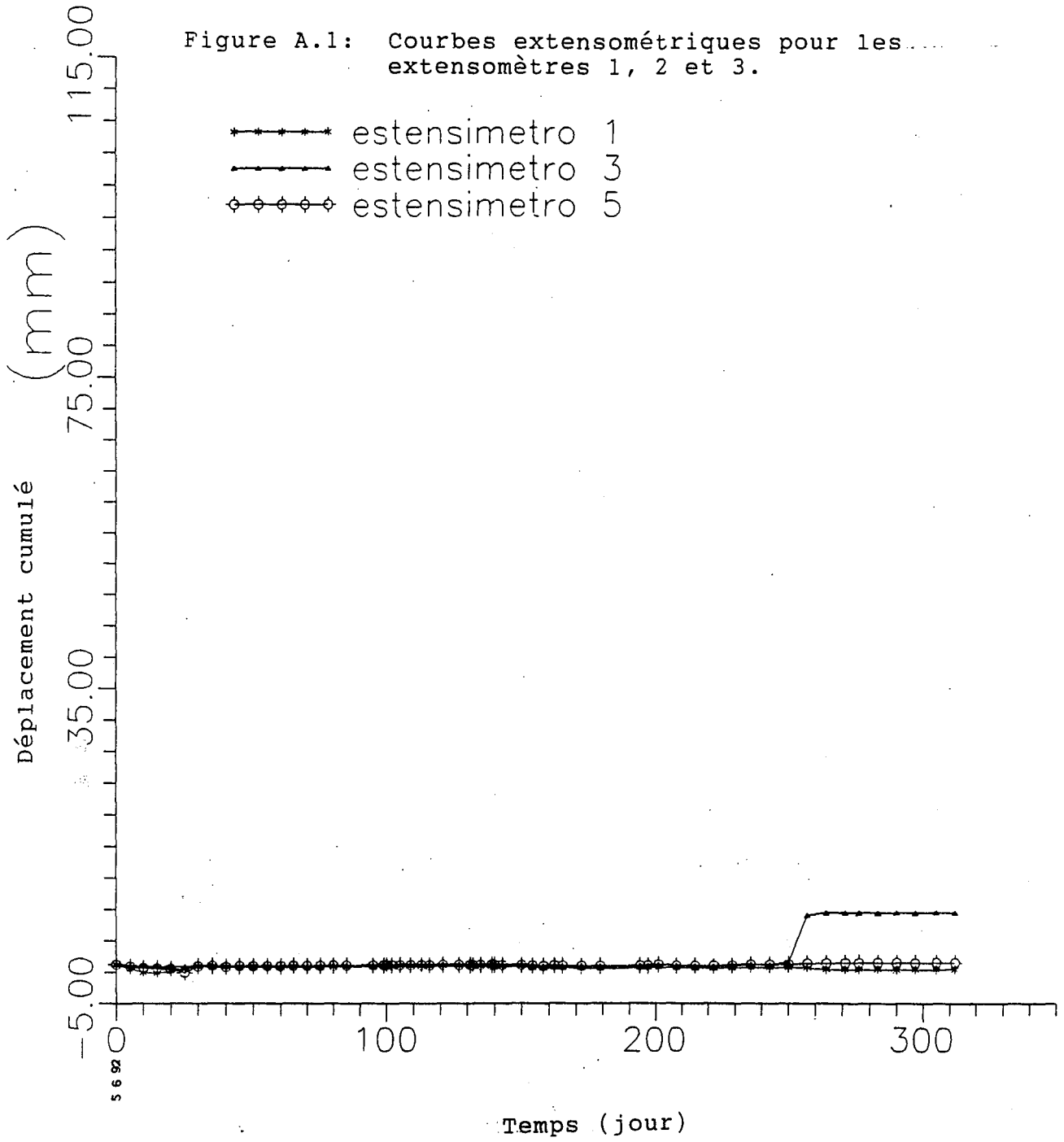


Figure A.2: Courbes extensométriques pour les extensomètres 2, 4 et 6.

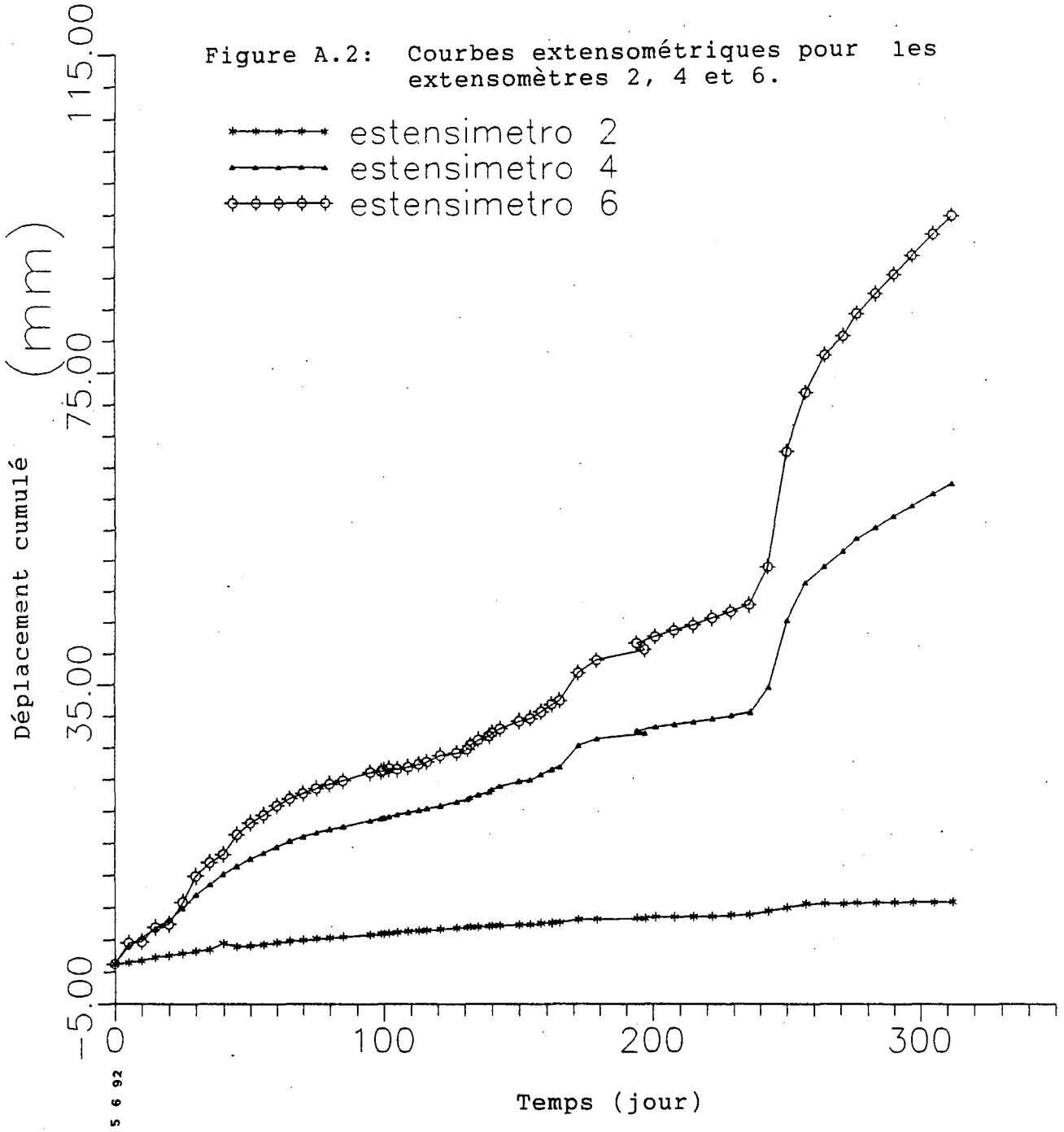


Figure A.3: Courbes extensométriques pour les extensomètres 7, 8 et 9.

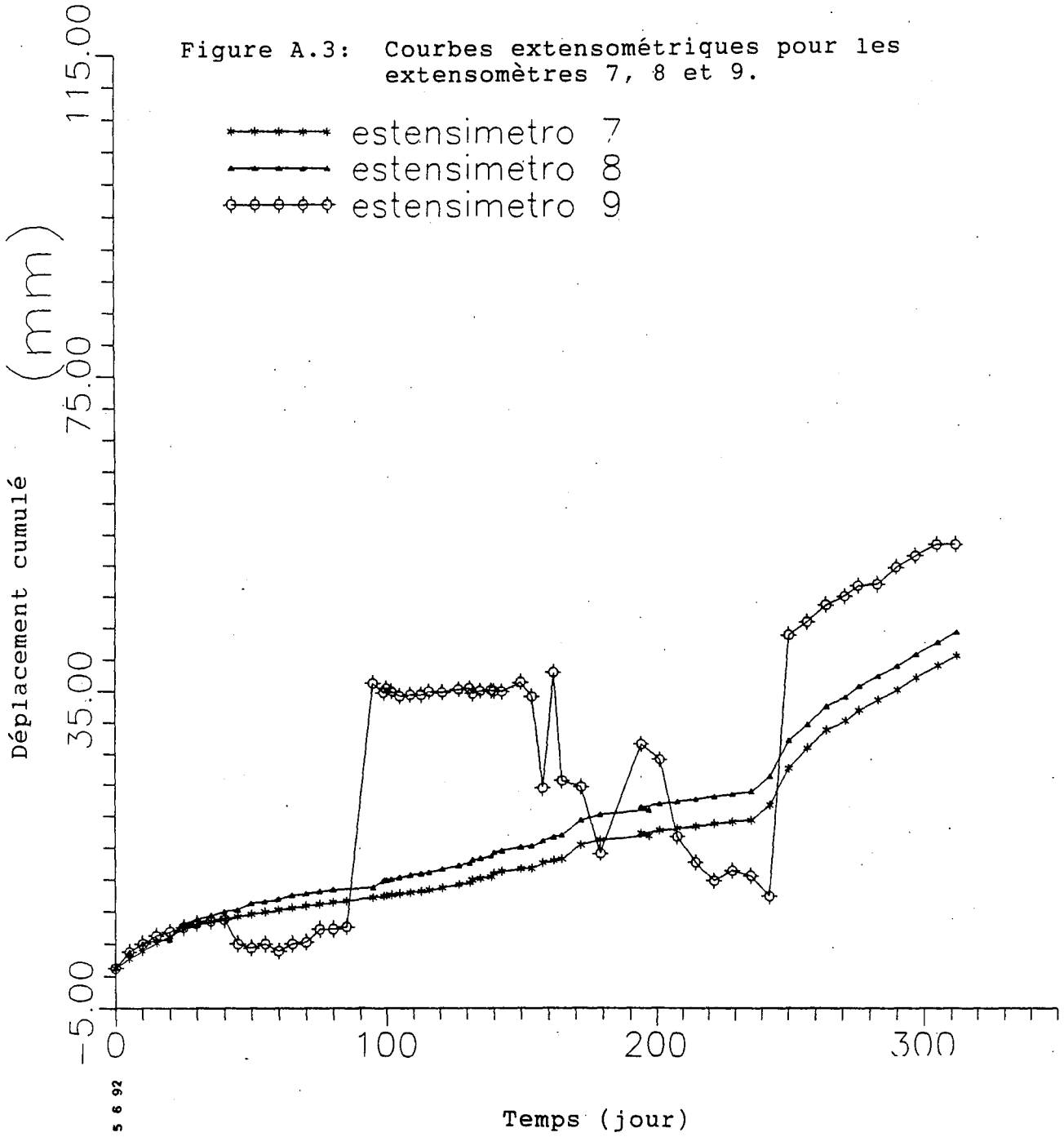


Figure A.4: Courbes extensométriques pour les extensomètres 10, 11 et 12.

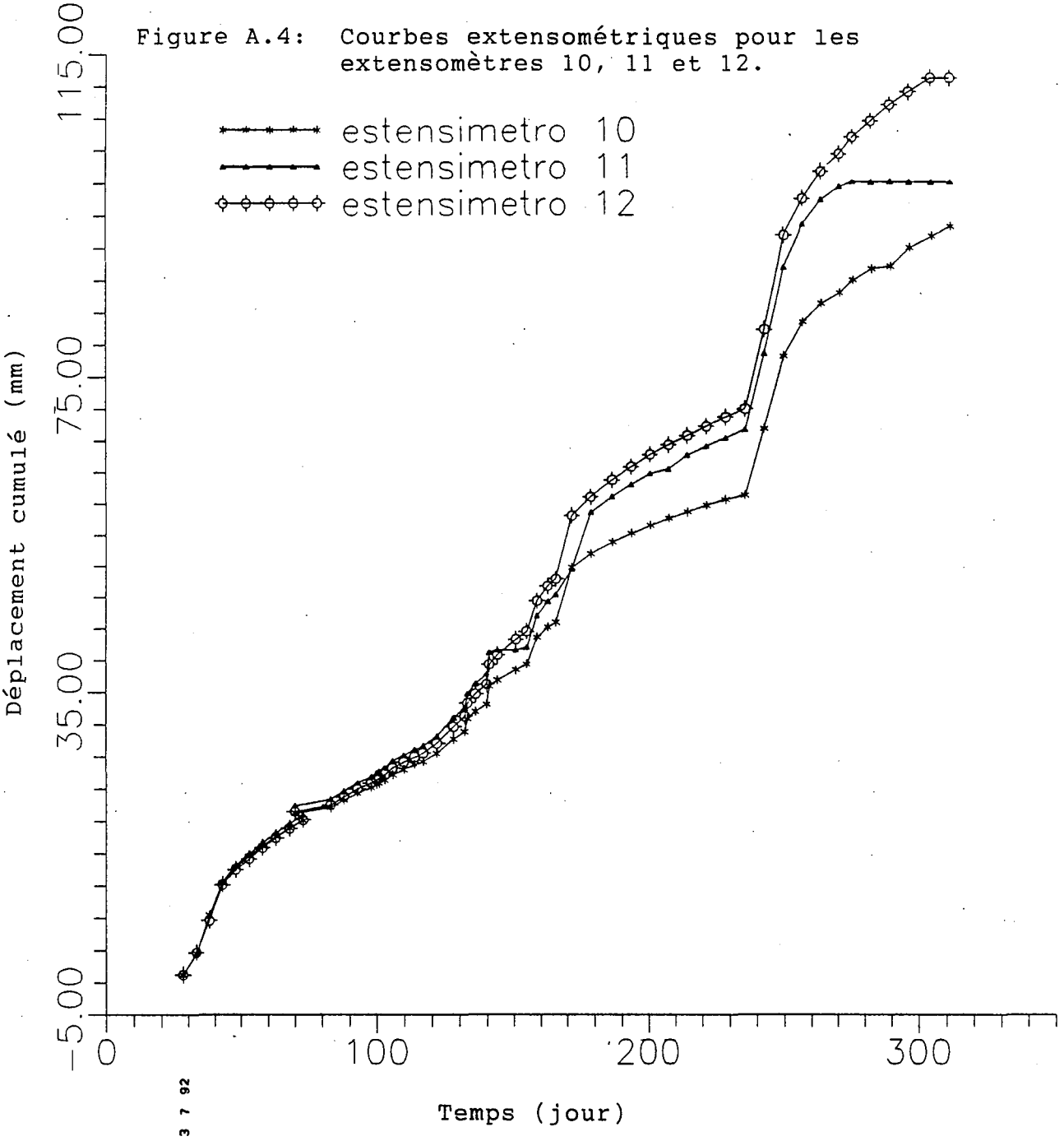


Figure A.5: Courbes extensométriques pour les extensomètres 13, 14 et 15.

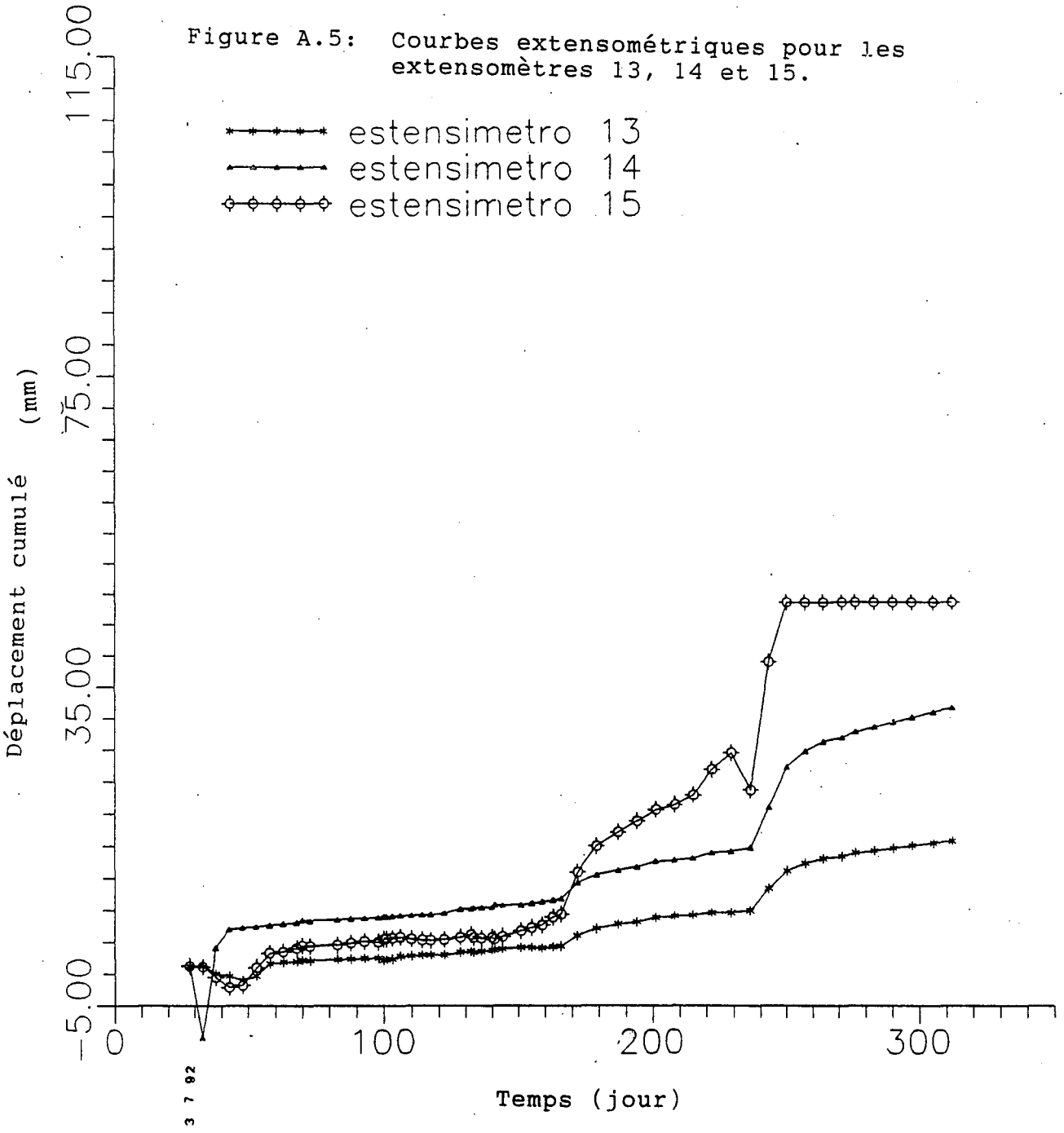
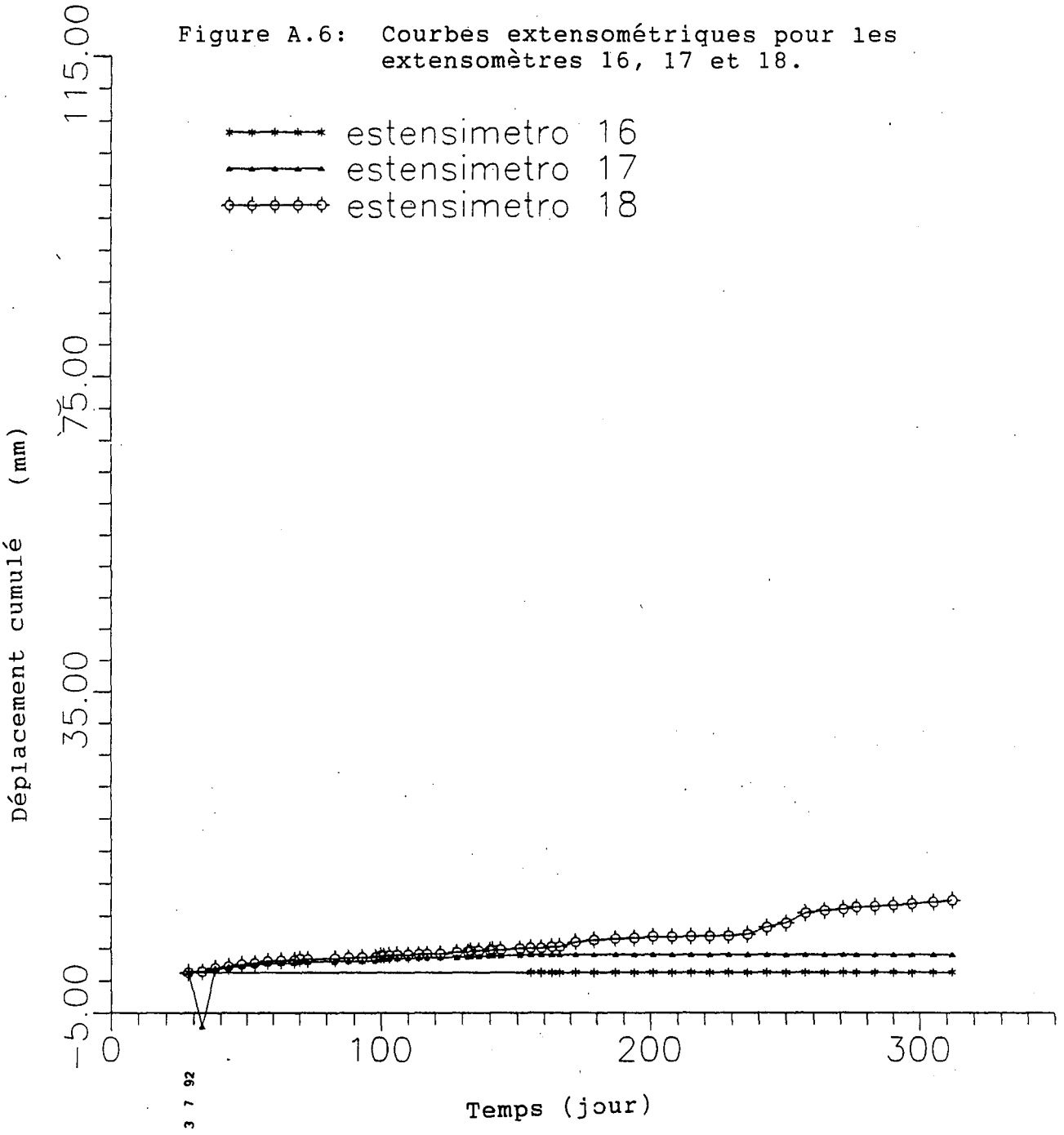


Figure A.6: Courbes extensométriques pour les extensomètres 16, 17 et 18.



Annexe B

Suivi des jauges Tensmeg à la mine de Brusada et résultats de la simulation avec UDEC

Les câbles instrumentés à ancrage réparti sont scellés avec un coulis de ciment et au nombre de onze. Ils se partagent 30 jauges longues TENSMEG de 70 cm de long. 25 de ces jauges servent à étudier le comportement des câbles installés dans le pilier C5/C6 à partir de la galerie expérimentale. Les 5 dernières servent à étudier le comportement de deux câbles installés dans le pilier C6/C7 à partir de la galerie de tête GTC7. Ainsi, les deux parements de la chambre C6 seront auscultés et plus spécialement le parement est.

Toutes les jauges sont reliées à 3 blocs connecteurs (IMP) mis en place dans la galerie expérimentale qui sont eux-mêmes branchés sur la centrale d'acquisition. La centrale d'acquisition est commandée par un programme qui réalise une prise de mesure toutes les 8 heures. Les résultats obtenus sont enregistrés sur disquette et édités sur papier. L'alimentation du système se fait par la centrale qui est connectée au réseau ainsi qu'à deux batteries auxiliaires. La gestion des sources de courant en cas de panne se fait automatiquement et l'autonomie du système est d'environ 10 jours.

L'installation des câbles (instrumentés ou non) pour le renforcement des piliers C5/C6 et C6/C7 et du système d'acquisition de données s'est effectuée entre le 21 juillet et le 6 août 1992. Le système d'acquisition de données des câbles d'ancrage a fonctionné du 8 août 1992 au 29 septembre 1993 avec seulement 11 interruptions dues à des coupures de courant (tableau 4.4).

Tableau B.1 : Interruption du système d'acquisition

Interruption	Du	Au
1	30/08/92	22/09/92
2	6/12/92	8/12/92
3	16/01/93	18/01/93
4	3/03/93	15/03/93
5	24/03/93	25/03/93
6	27/03/93	28/03/93
7	10/04/93	12/04/93
8	17/04/93	18/04/93
9	15/06/93	22/06/93
10	30/07/93	3/08/93
11	27/08/93	23/09/93

A la mine de Brusada la mise en place des câbles a été effectuée en deux temps. En premier lieu les câbles ont été mis dans chaque trou et coupés à la meule et ensuite les scellements ont été réalisés. Cet ordre fut décidé afin d'éviter des problèmes de sédimentation du coulis dans la pompe entre deux injections. L'équipe se composait de quatre hommes et 16 heures ont été nécessaires pour réaliser la pose manuelle des câbles dans le pilier C6/C7.

Du fait de la réduction de l'espace dans les trous par les jauges, il a fallu procéder différemment pour les câbles instrumentés comparativement aux câbles ordinaires, l'injection se réalisant notamment avec un tube de plus petit diamètre fixé à l'extrémité du câble instrumenté. Les étapes suivies pour les deux différentes procédures sont les suivantes :

Procédure de mise en place des câbles ordinaires

- Mise en place du premier câble dans le trou
- Découpage du câble
- Mise en place du second câble
- Découpage du câble
- Préparation du coulis de ciment (10 minutes)
- Introduction du tube d'injection jusqu'au fond du trou
- Injection du coulis de ciment en retirant le tube (1m/minute)

Procédure de mise en place des câbles instrumentés

- Mise en place du premier câble dans le trou
- Découpage du câble
- Mise en place du câble instrumenté avec le tube d'injection fixé à son extrémité
- Préparation du coulis de ciment (10 minutes)
- Injection du coulis de ciment en retirant le tube (1m/minute)

Plusieurs problèmes sont apparus lors de la pose des câbles :

- Le rapport eau/ciment théorique de 0,35 n'a pas pu être respecté. Les ouvriers préparaient effectivement les bonnes proportions des deux composants mais lavaient à grande eau les parties du mélangeur où le ciment s'accumulait. Etant donné l'aspect très fluide du coulis de ciment à la sortie de la pompe, on peut estimer la valeur réelle de ce rapport variant entre 0,45 et 0,50. Six échantillons de ciment prélevés en tube ont été testés après 28 jours de mûrissement donnant une valeur moyenne de résistance à la compression simple de 53 MPa. Ceci nous permet d'estimer le rapport eau/ciment à 0,45 (Benmokrane et al, 1992).

- pour la galerie expérimentale, le dévidoir de câble se situait dans une galerie voisine. En tirant les longueurs de câble, celui-ci traînait sur le sol sa maculant de boue et de poussière. Dans ces conditions, l'adhérence du contact coulis-ciment ne peut pas être maximale ce qui nuit à la qualité de l'ancrage. Pour les autres galeries, le dévidoir, placé dans le godet de la chargeuse, a été approché des trous de forage évitant ainsi les contacts avec le sol de la mine.

- Pour enfoncer les câbles instrumentés, le problème de la torsion du premier câble dans le trou de forage a rendu l'opération délicate. En effet, le premier câble vrillait à l'intérieur du trou ce qui gênait le passage du second câble. Il est vraisemblable que ceci est la cause du débranchement de la jauge A11, le câble support ayant été forcé dans le trou. D'autre part, certains trous de forage de la galerie GTC7 se sont intersectés dans le pilier C6/C7 avec ceux de la galerie GTC6 empêchant le passage des câbles. Il faut donc veiller à laisser un pas suffisant entre les sections de forage pour tenir compte des déviations de la foreuse.

- Lors de la pose des jauges TENSMEG, on doit veiller à ce que les fils électriques entre les jauges ne soient pas trop longs, car ils peuvent gêner lors de l'installation dans le trou.

Les problèmes qui se sont posés sont surtout ceux de la qualité de l'installation du soutènement, mais il a été remarqué que celle-ci s'améliorait au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Ceci est d'autant plus sensible que la mise en place des câbles instrumentés accroissait les difficultés en raison de l'encombrement dû aux jauges et au fil de liaison.

Au niveau de l'instrumentation, on déplore la perte d'une seule jauge sur les 38 installées qui est due aux difficultés décrites précédemment. La centrale et l'ensemble du système d'acquisition fonctionnait normalement à partir du 6 août 1992 lisant les 29 jauges encore intactes.

Profil A

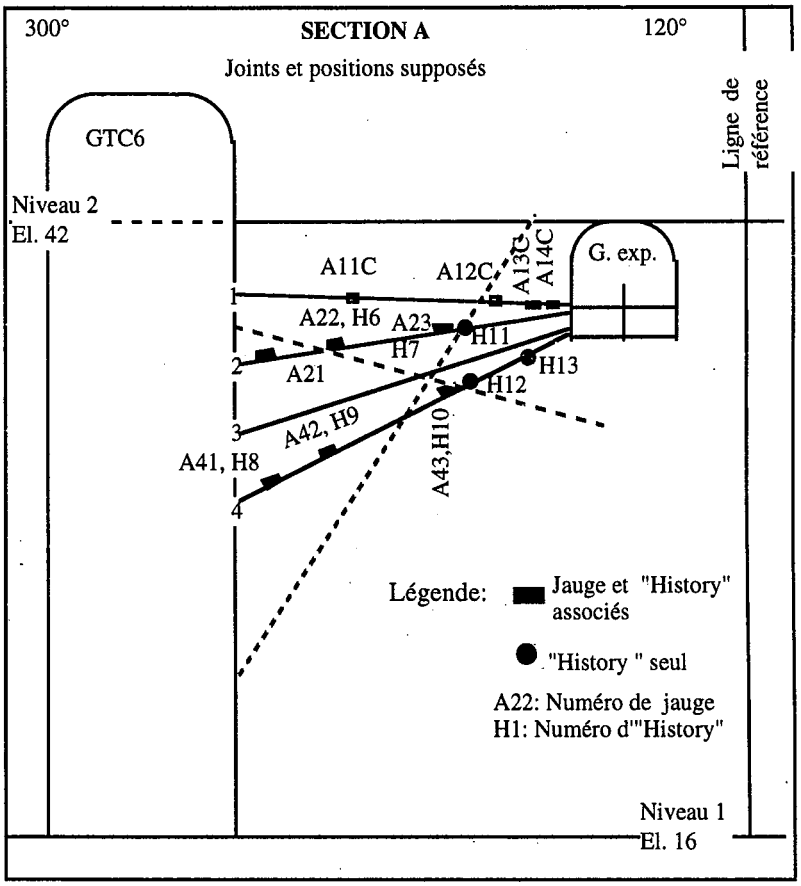


Figure B.1A : Profil A montrant la position des jauges et des "histories"

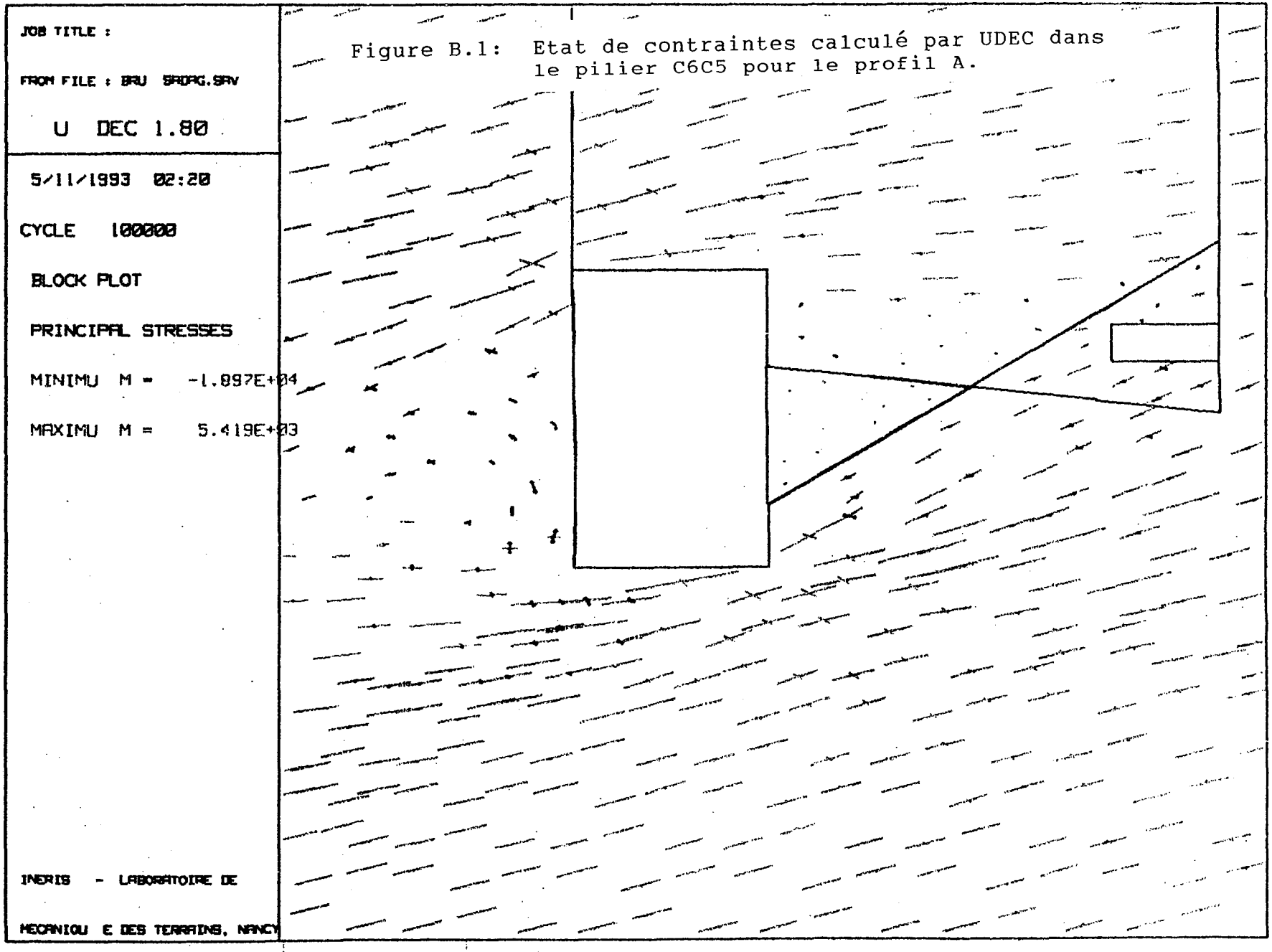


Figure B.1: Etat de contraintes calculé par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil A.

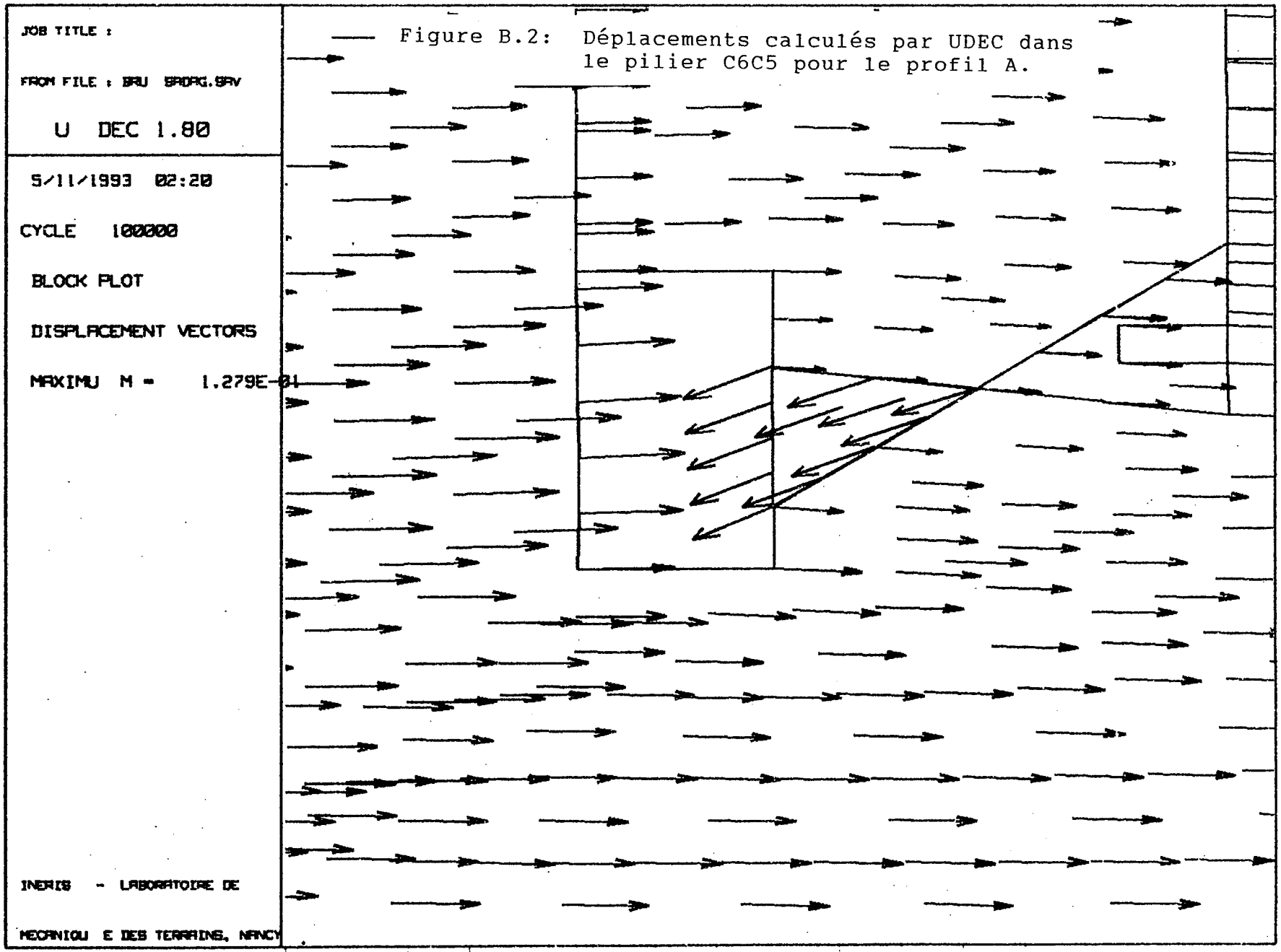


Figure B.2: Déplacements calculés par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil A.

(*10**1)

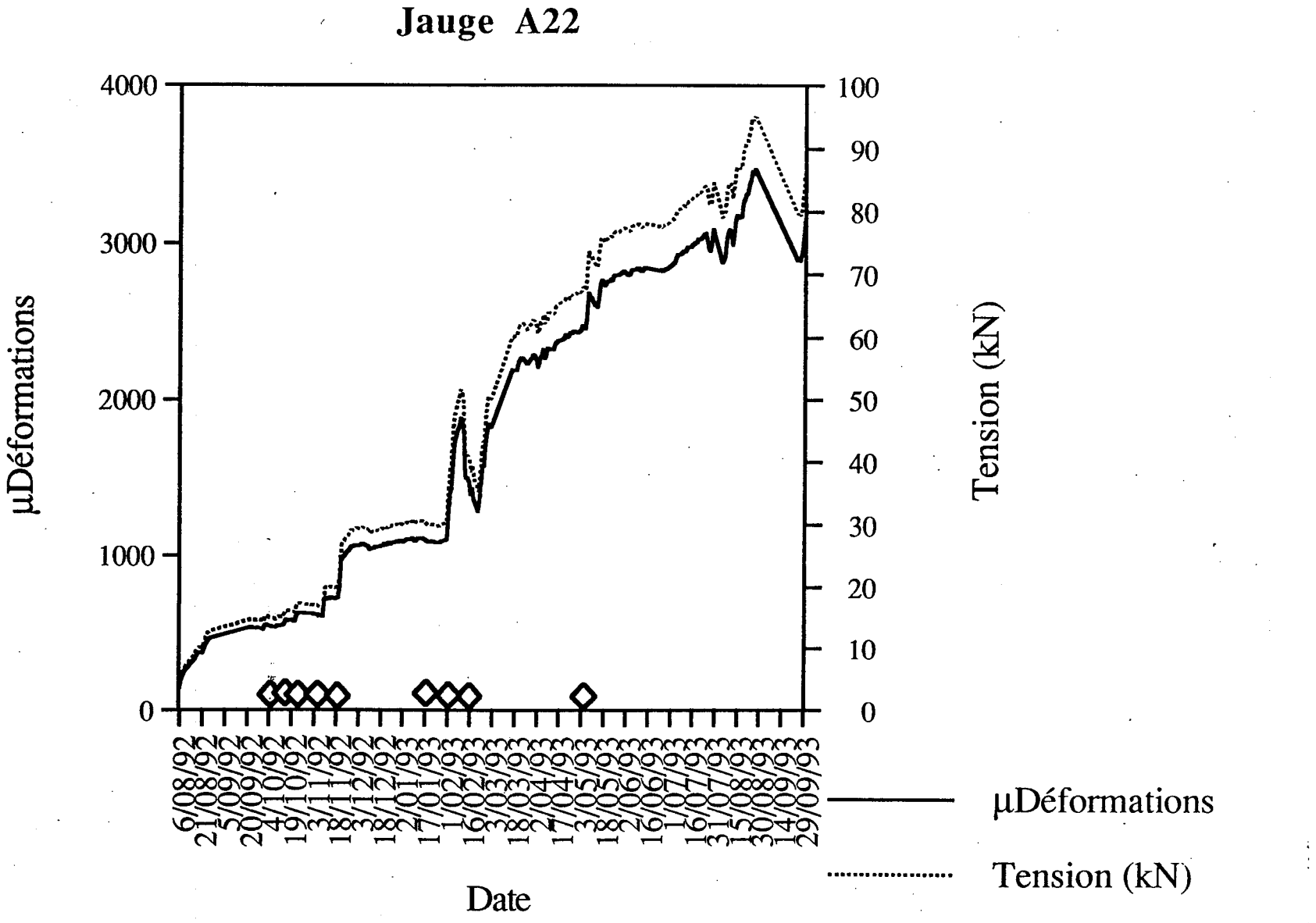
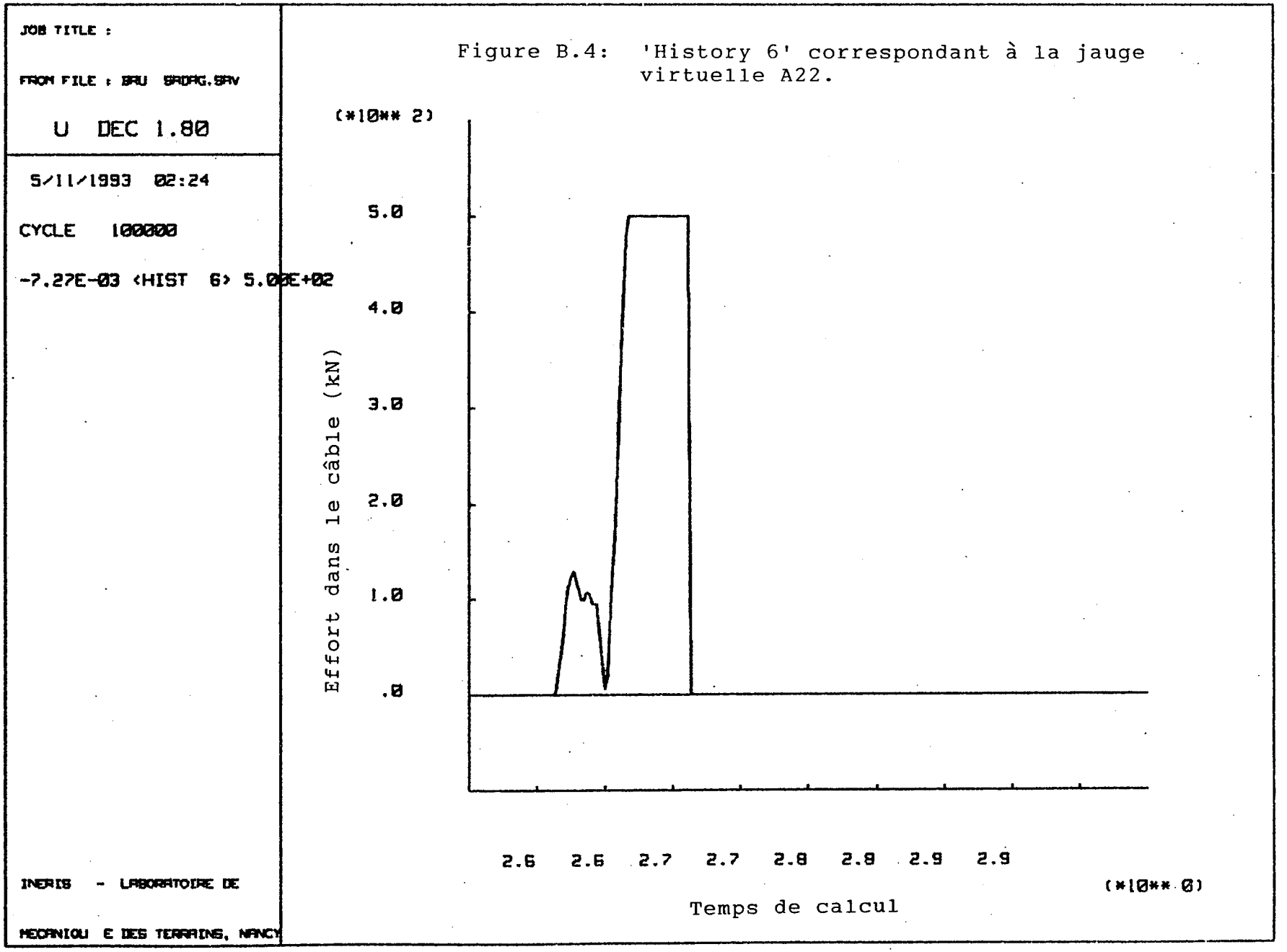


Figure B.3: Suivi de la jauge réelle A22.

Figure B.4: 'History 6' correspondant à la jauge virtuelle A22.



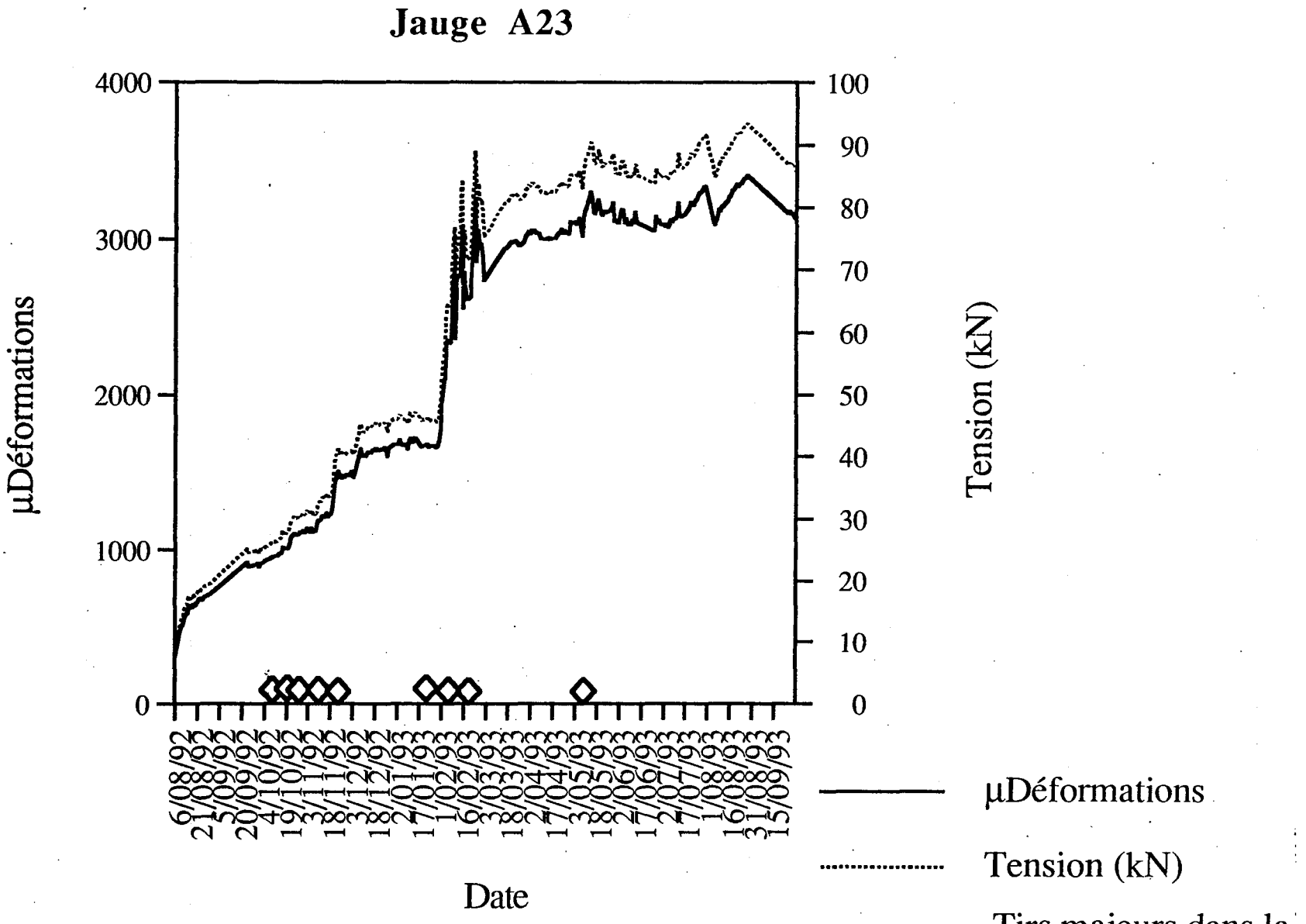
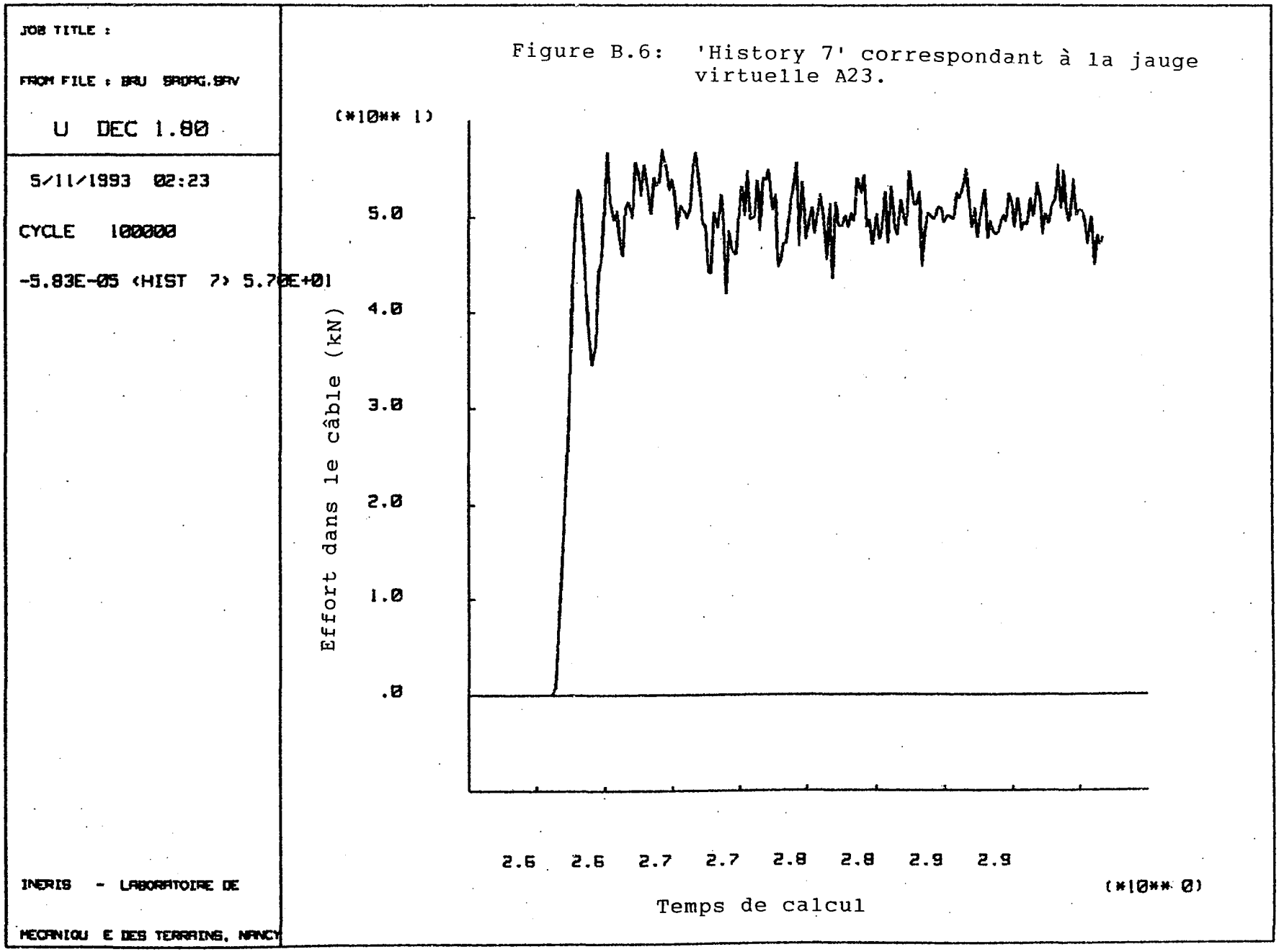


Figure B.5: Suivi de la jauge réelle A23.

Figure B.6: 'History 7' correspondant à la jauge virtuelle A23.



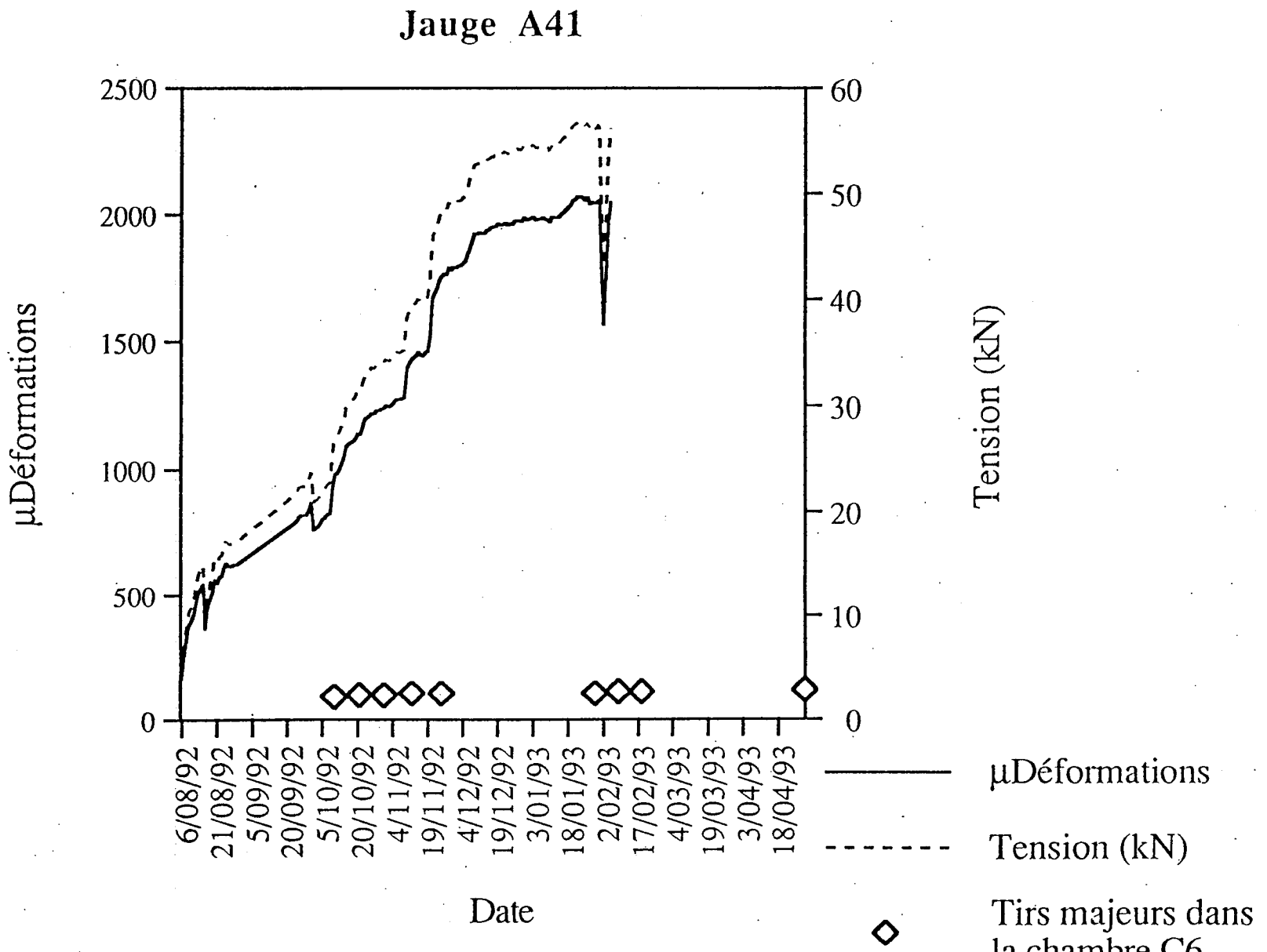


Figure B.7: Suivi de la jauge réelle A41.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU BRDFG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 02:24

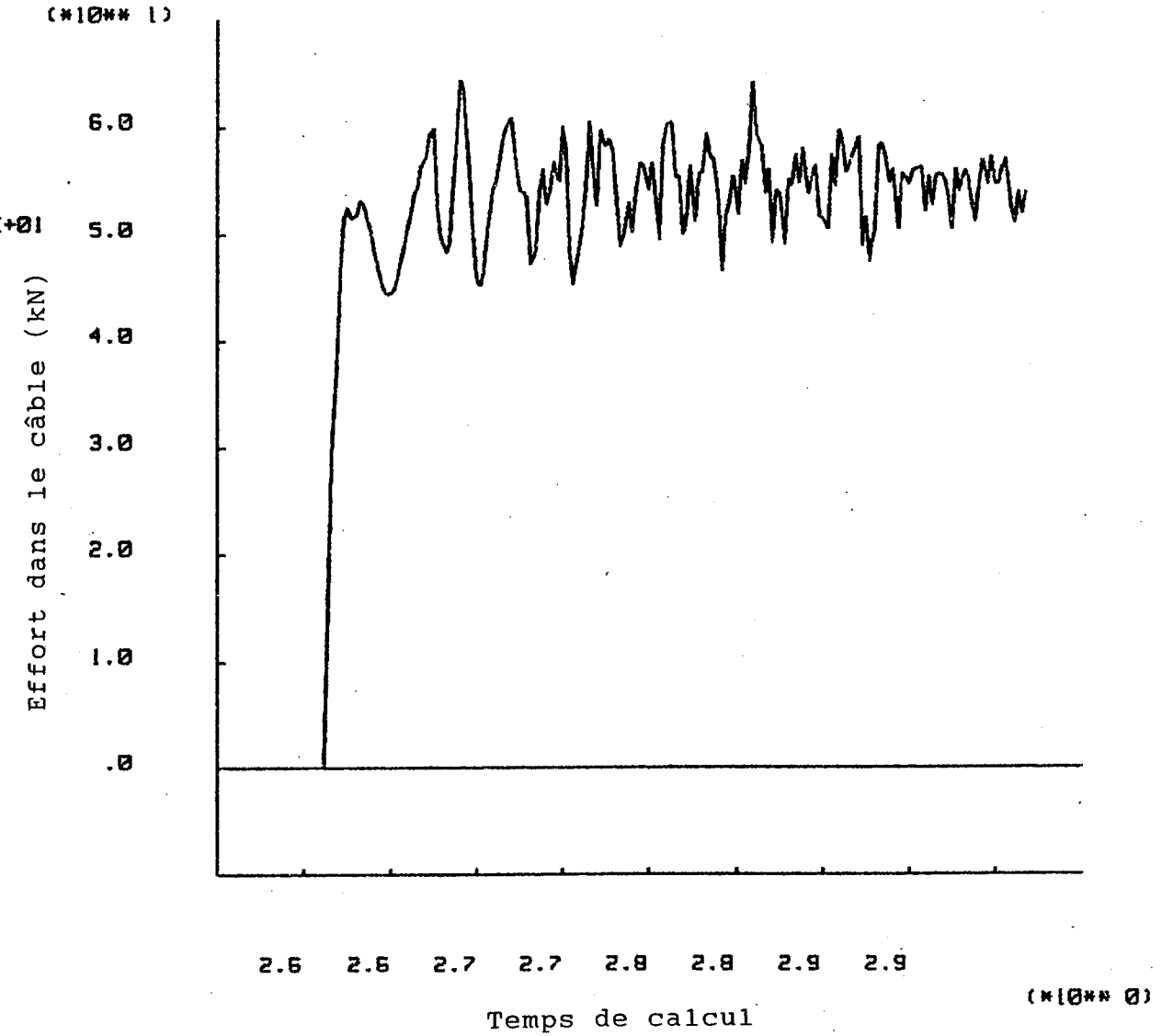
CYCLE 100000

-2.36E-03 <HIST 8> 6.44E+01

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.8: 'History 8' correspondant à la jauge virtuelle A41.



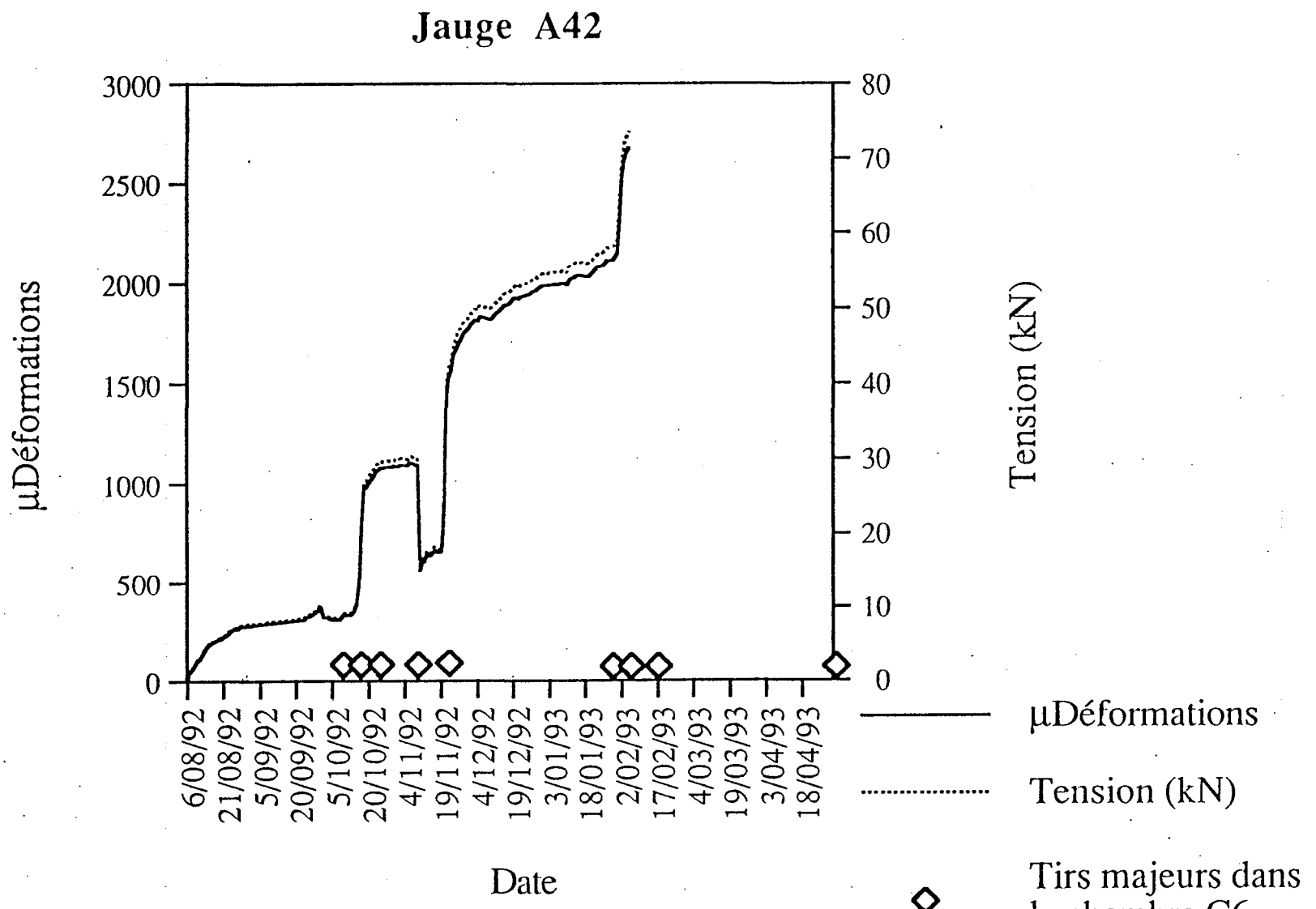
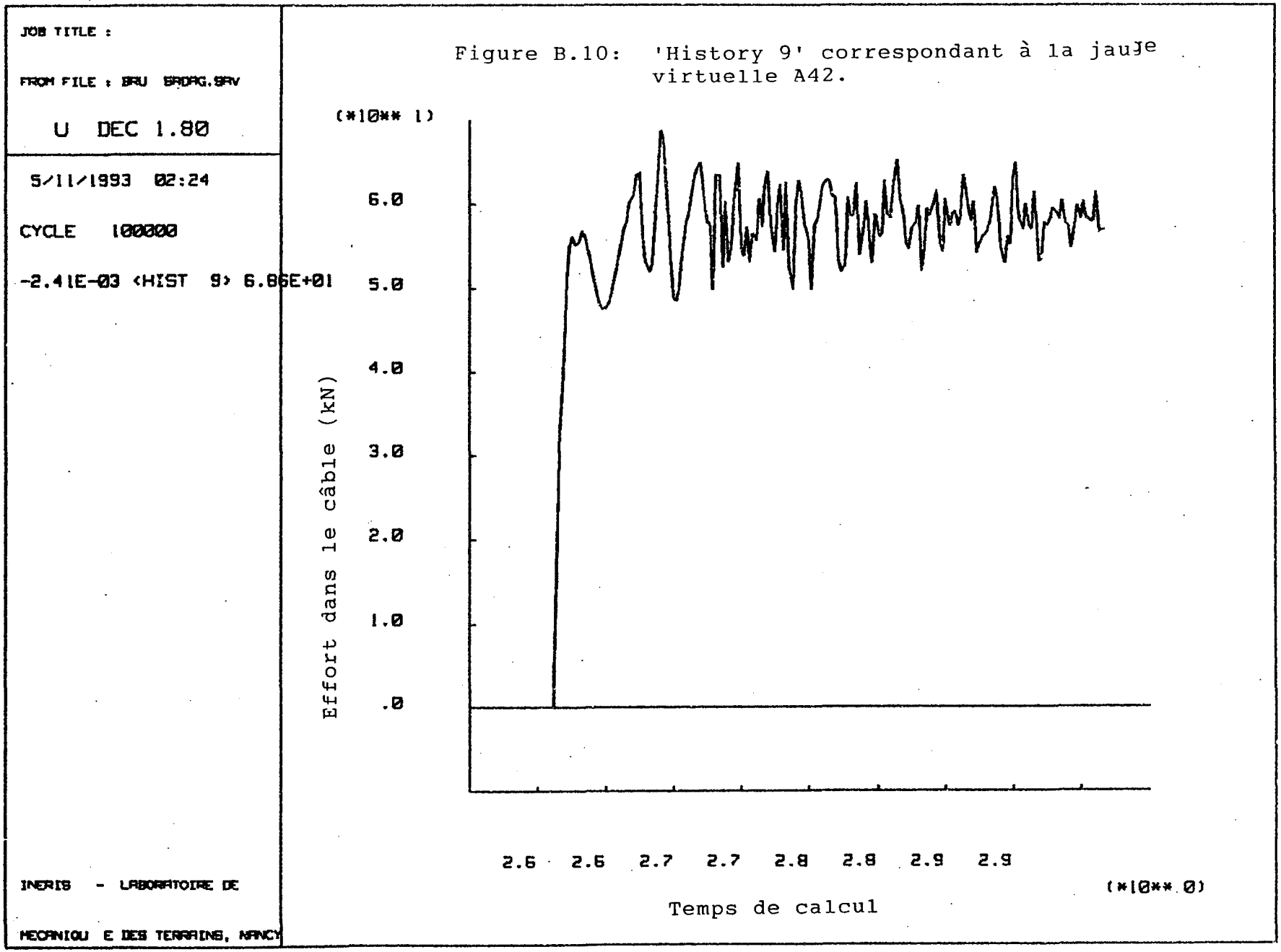


Figure B.9: Suivi de la jauge réelle A42.

Figure B.10: 'History 9' correspondant à la jauge virtuelle A42.



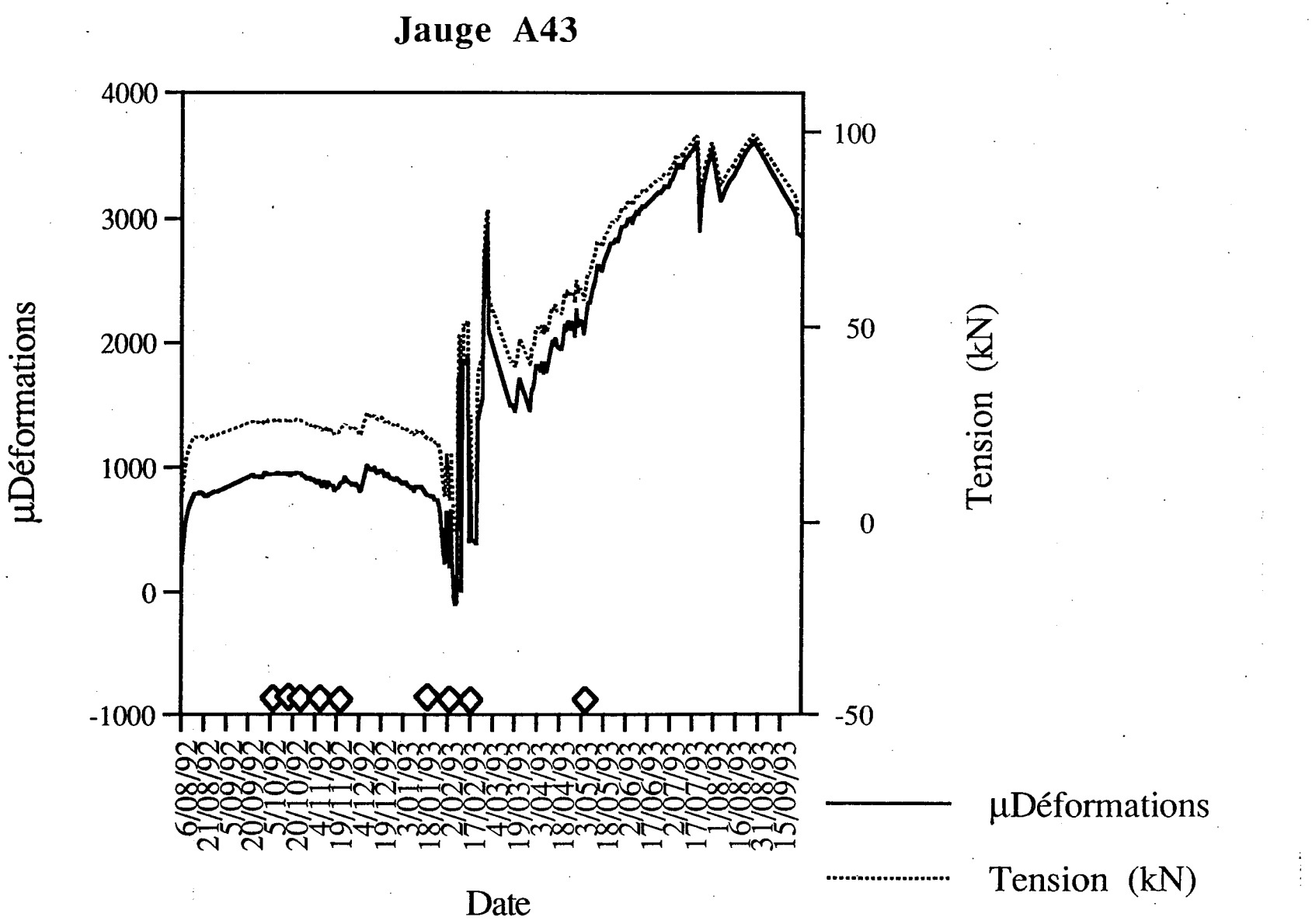


Figure B.11: Suivi de la jauge réelle A43.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU SRDRG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 02:24

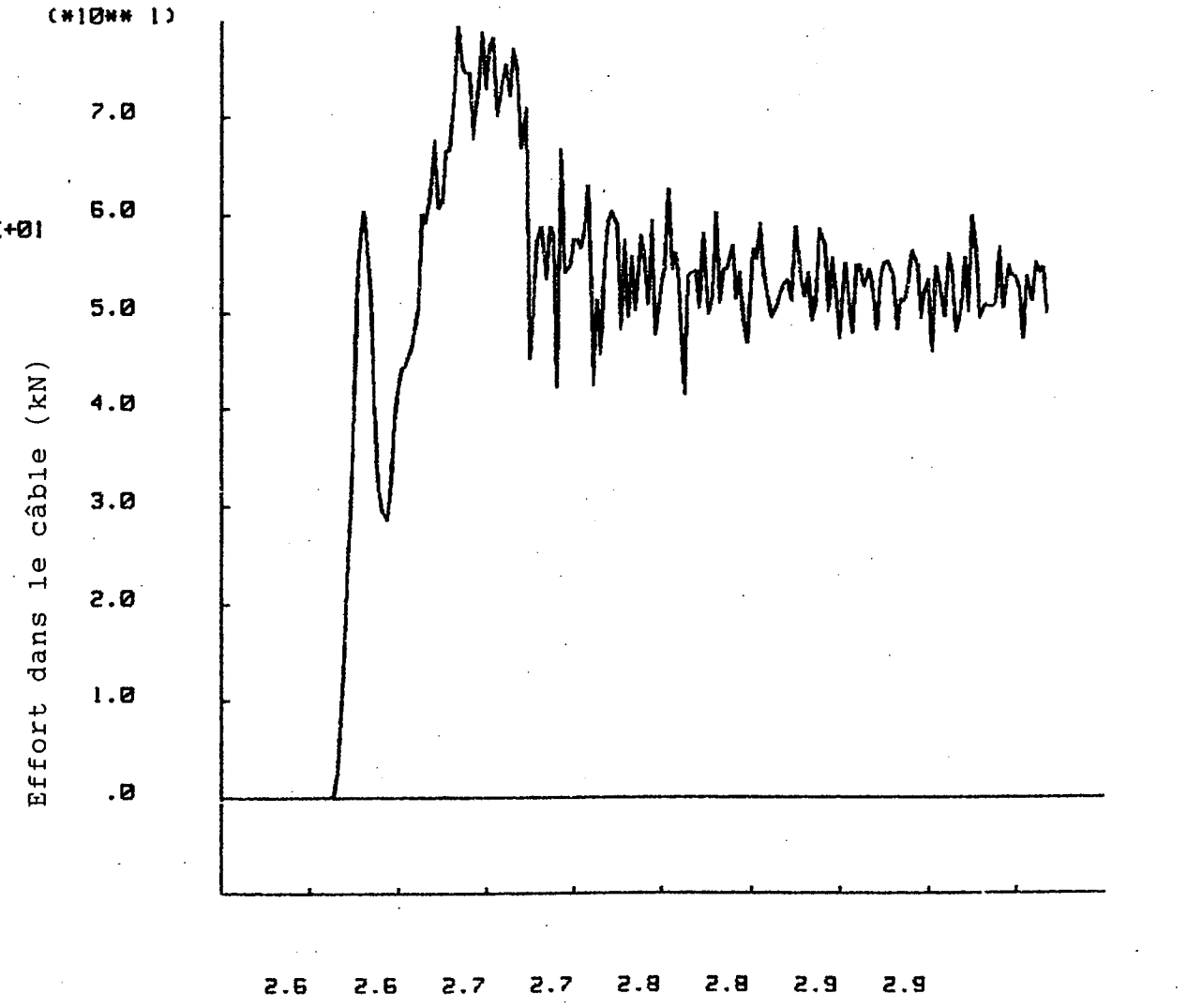
CYCLE 100000

-1.55E-03 <HIST 10> 7.94E+01

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.12: 'History 10' correspondant à la jauge virtuelle A43.



JOB TITLE :

FROM FILE : BRU SPORG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 02:24

CYCLE 100000

-1.21E-01 <HIST 11> 5.00E+02

INERIS - LABORATOIRE DE MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.13: 'History 11'

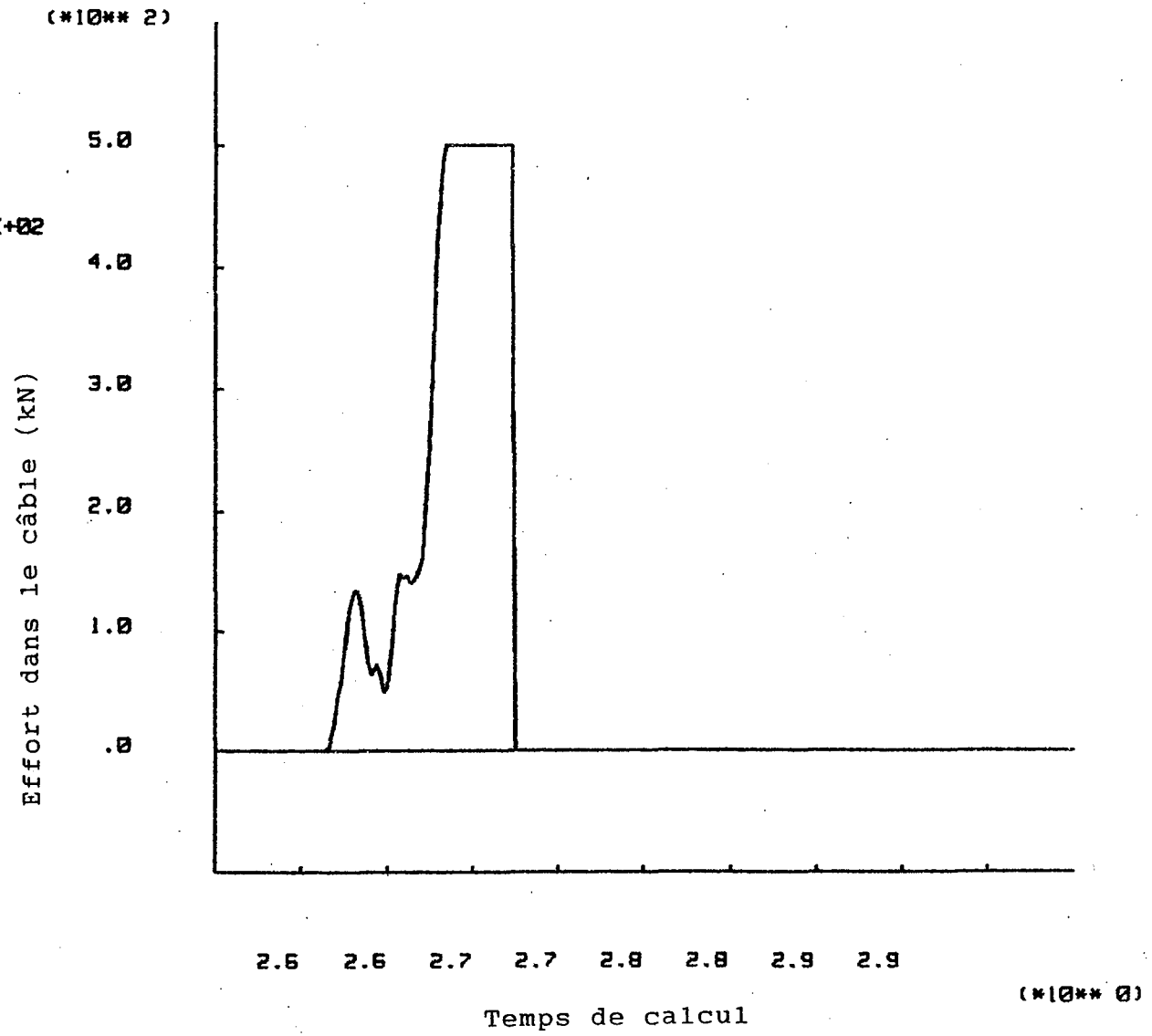
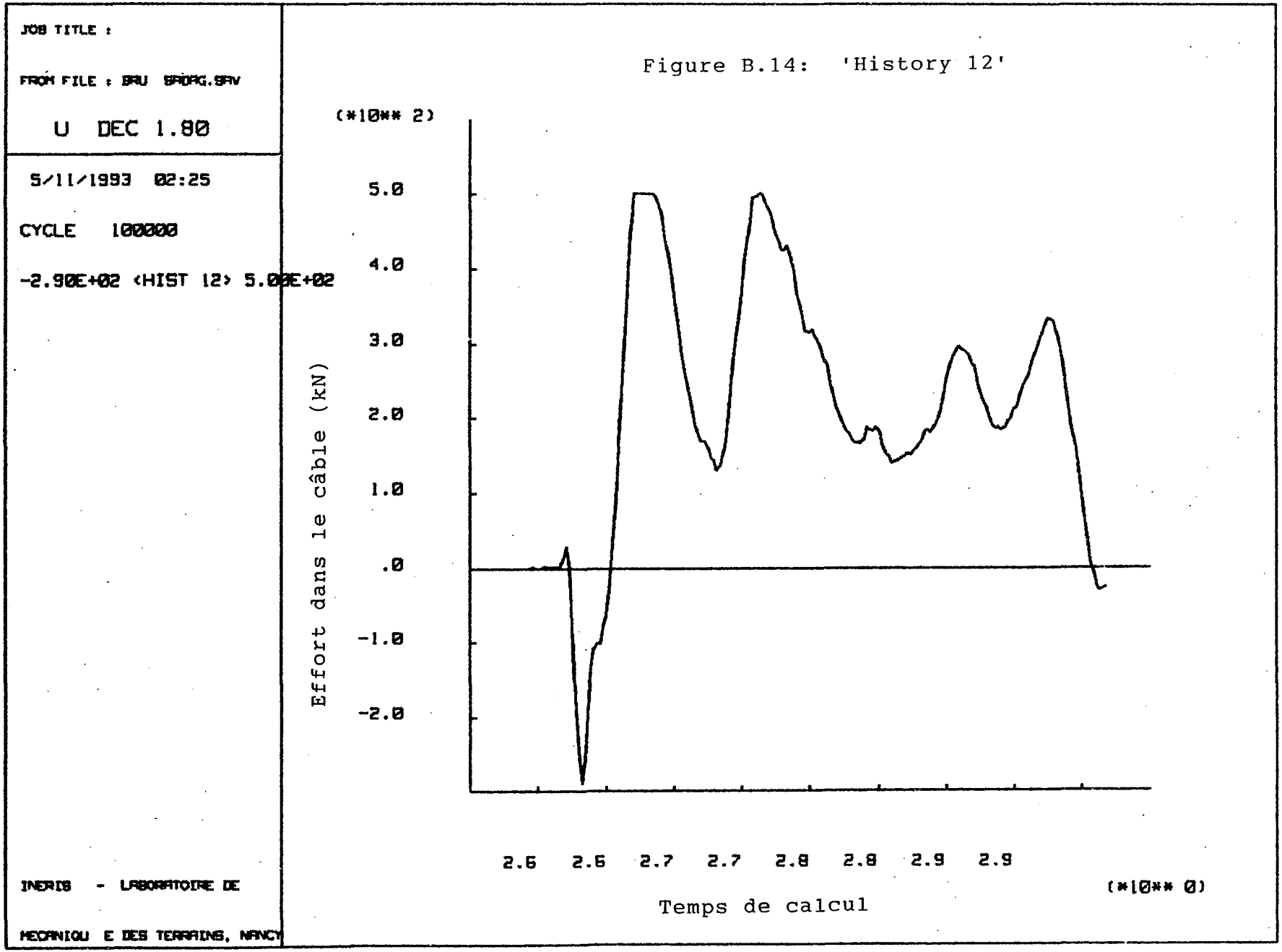


Figure B.14: 'History 12'



JOB TITLE :

FROM FILE : BRU BRDRG.SAV

U DEC 1.80

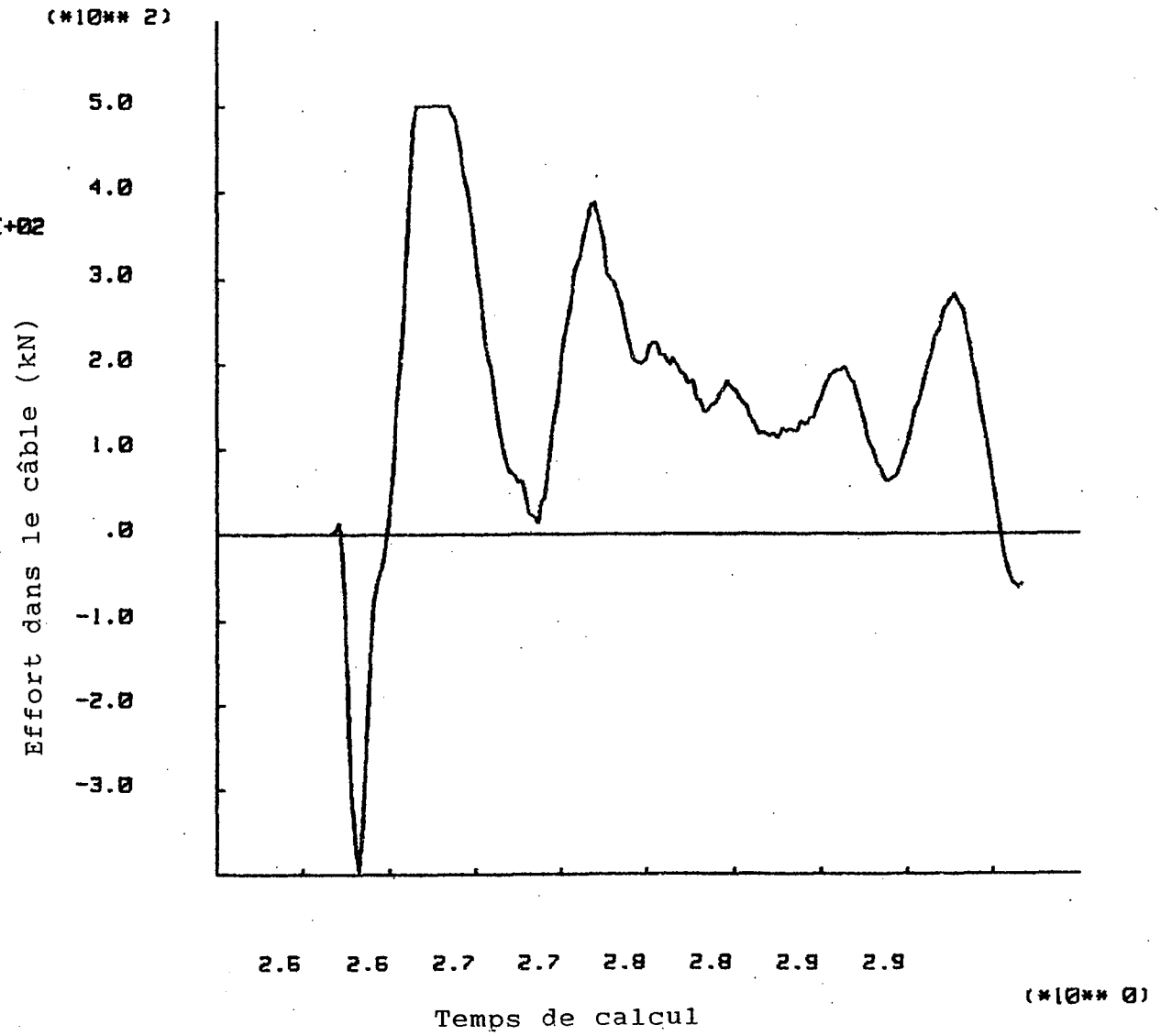
5/11/1993 02:25

CYCLE 100000

-3.97E+02 <HIST 13> 5.00E+02

INERIS - LABORATOIRE DE MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.15: 'History 13'



Profil B

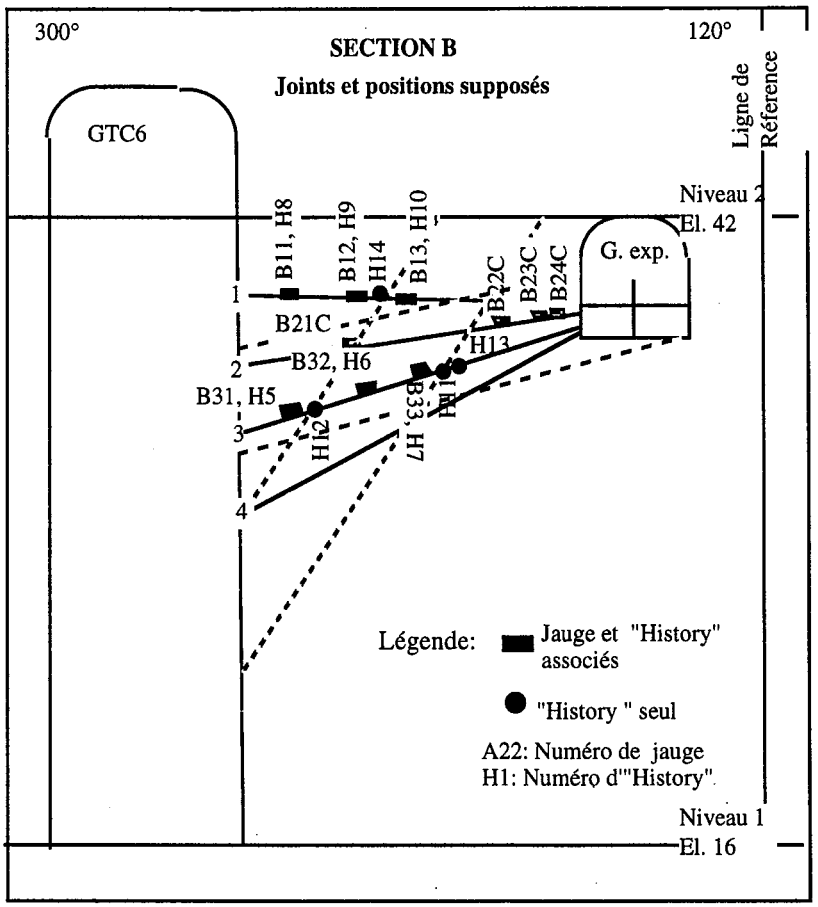


Figure B.16A : Profil B montrant la position des jauges et des "histories"

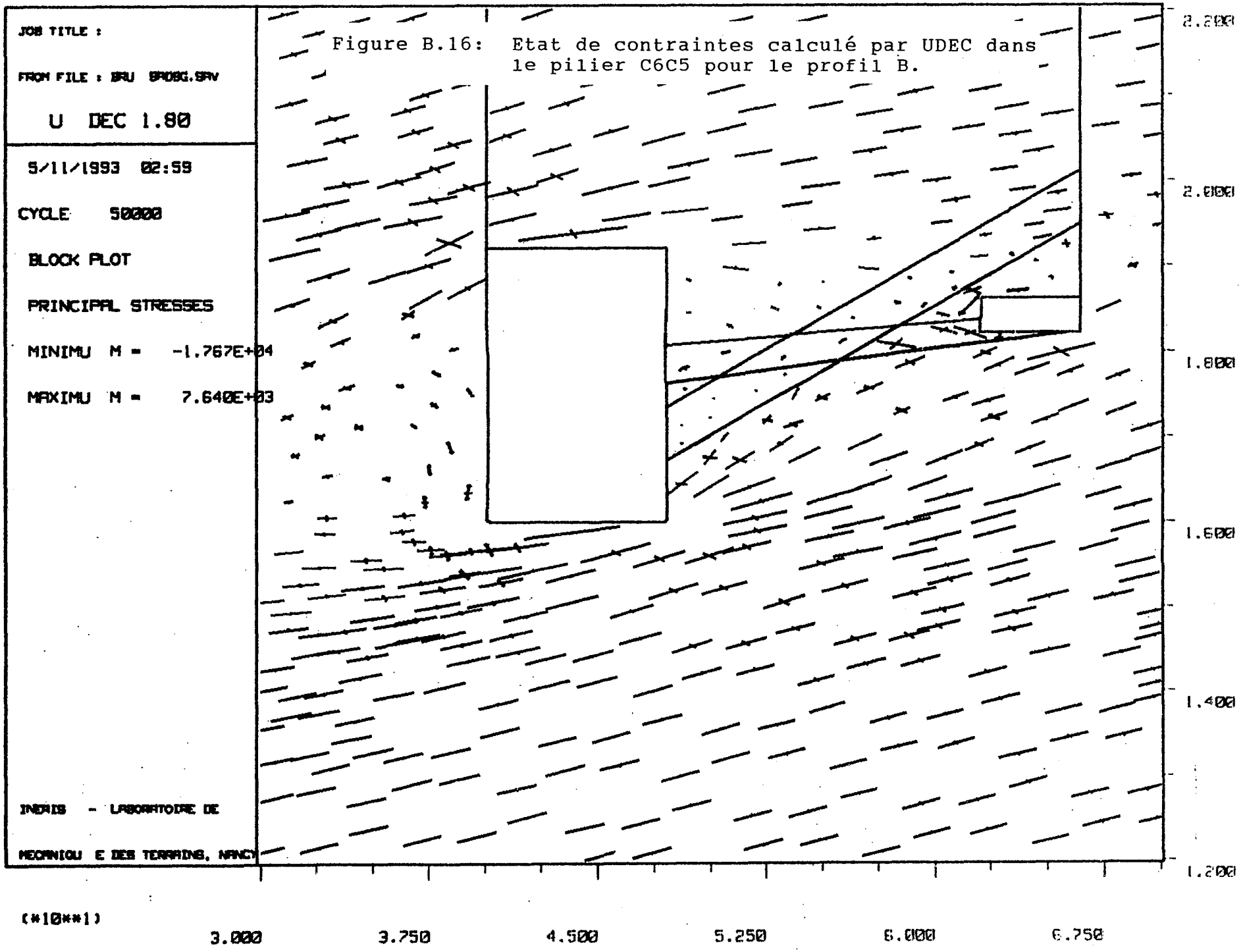


Figure B.16: Etat de contraintes calculé par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil B.

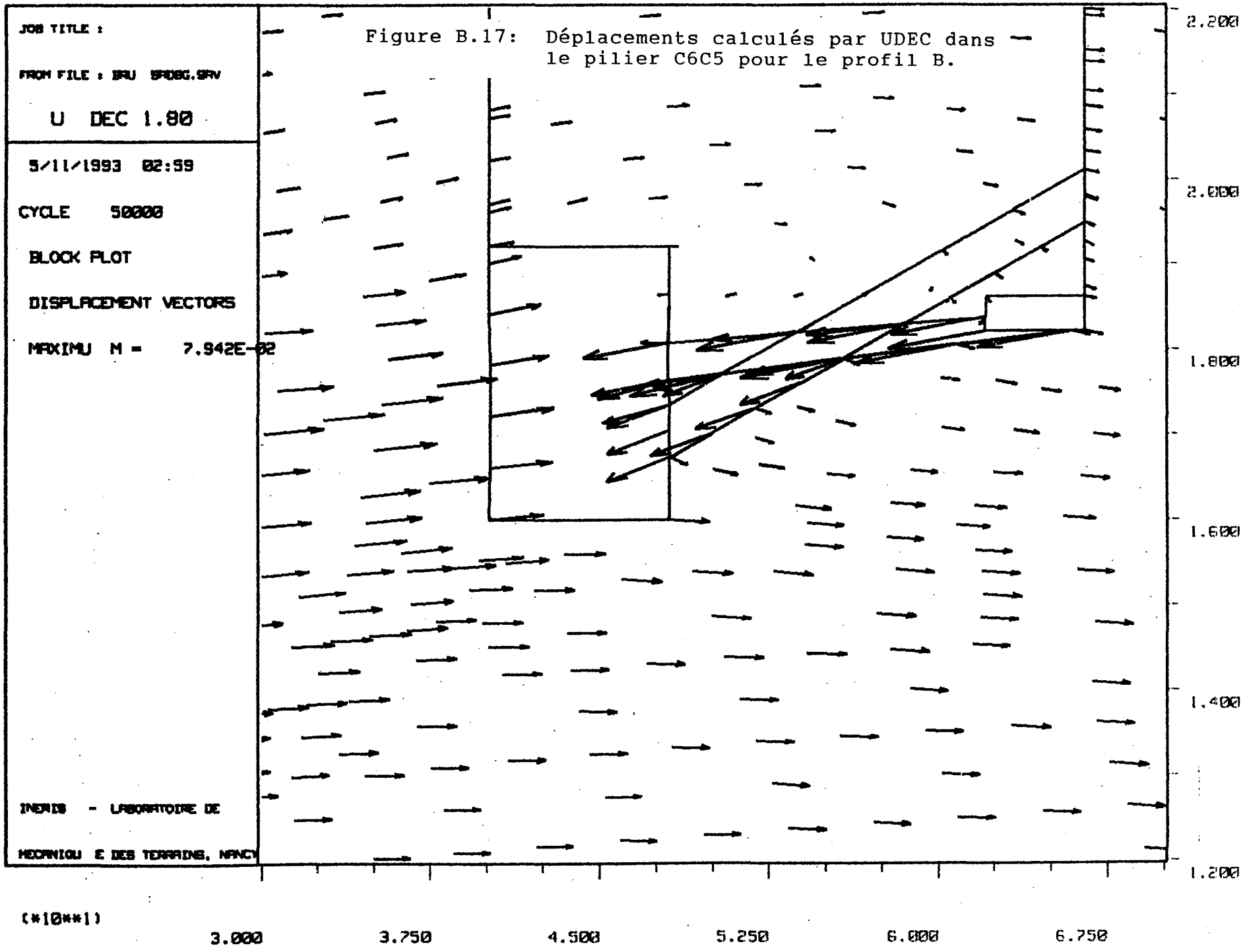


Figure B.17: Déplacements calculés par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil B.

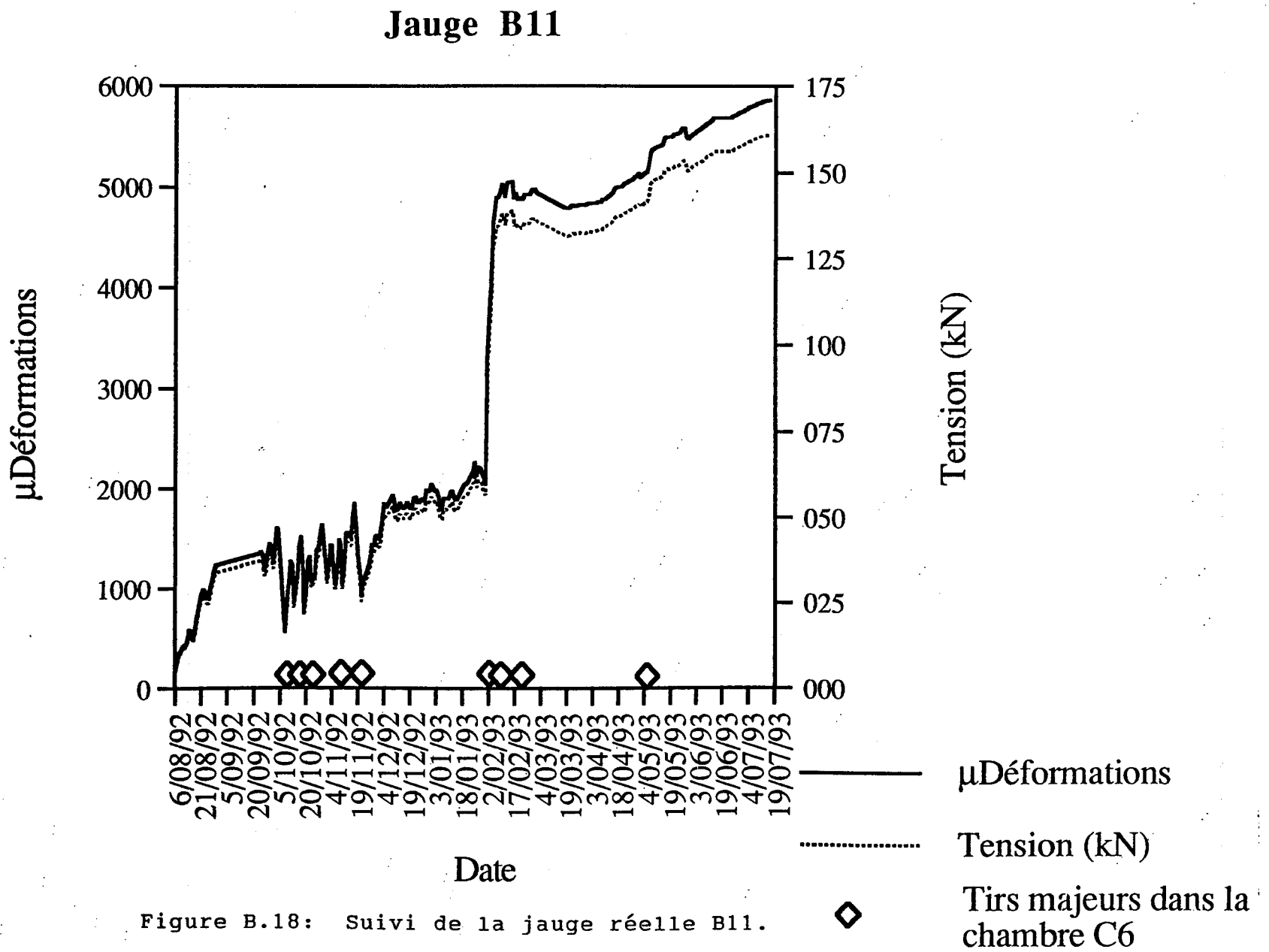


Figure B.18: Suivi de la jauge réelle B11.

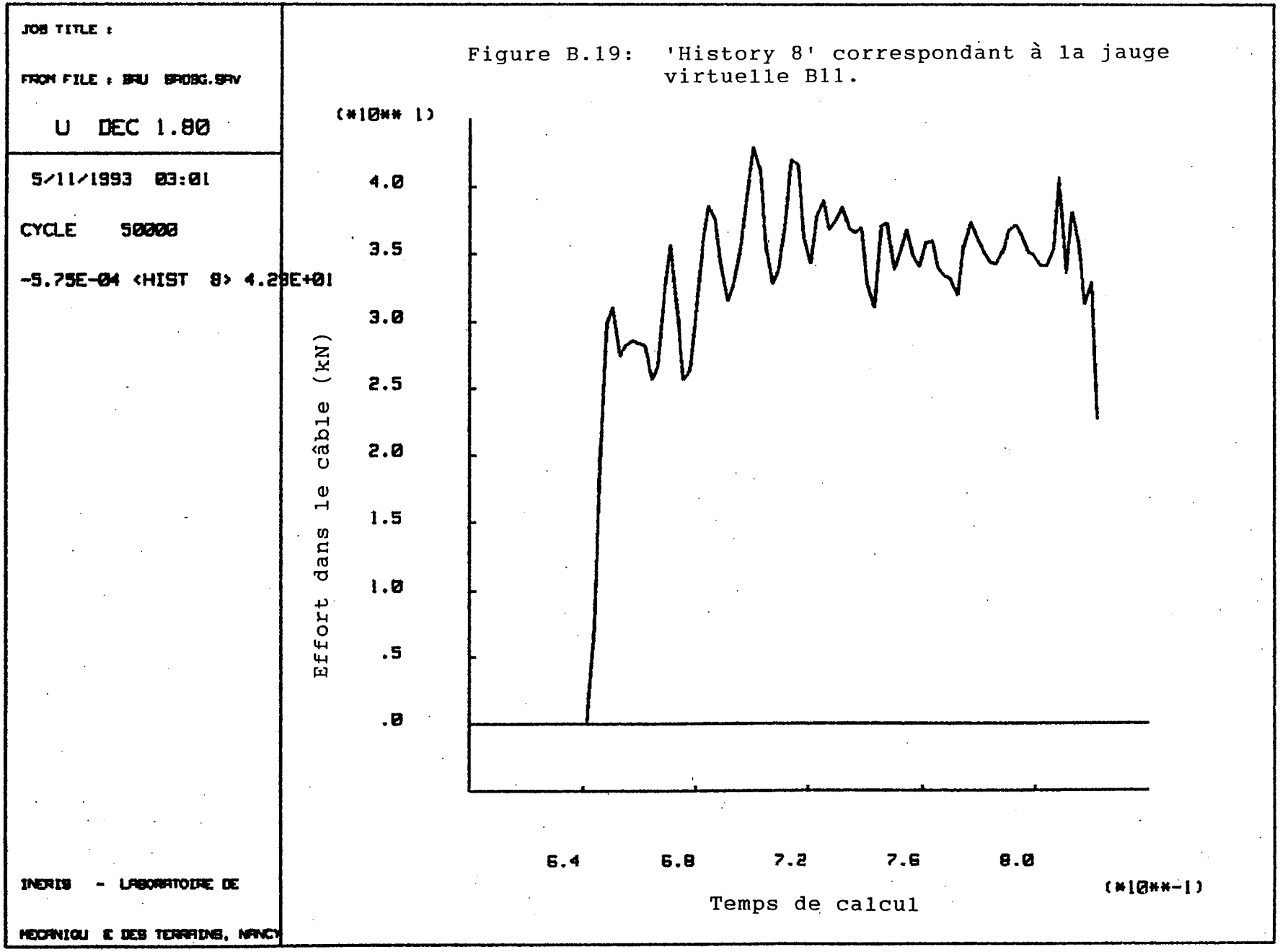


Figure B.19: 'History 8' correspondant à la jauge virtuelle B11.

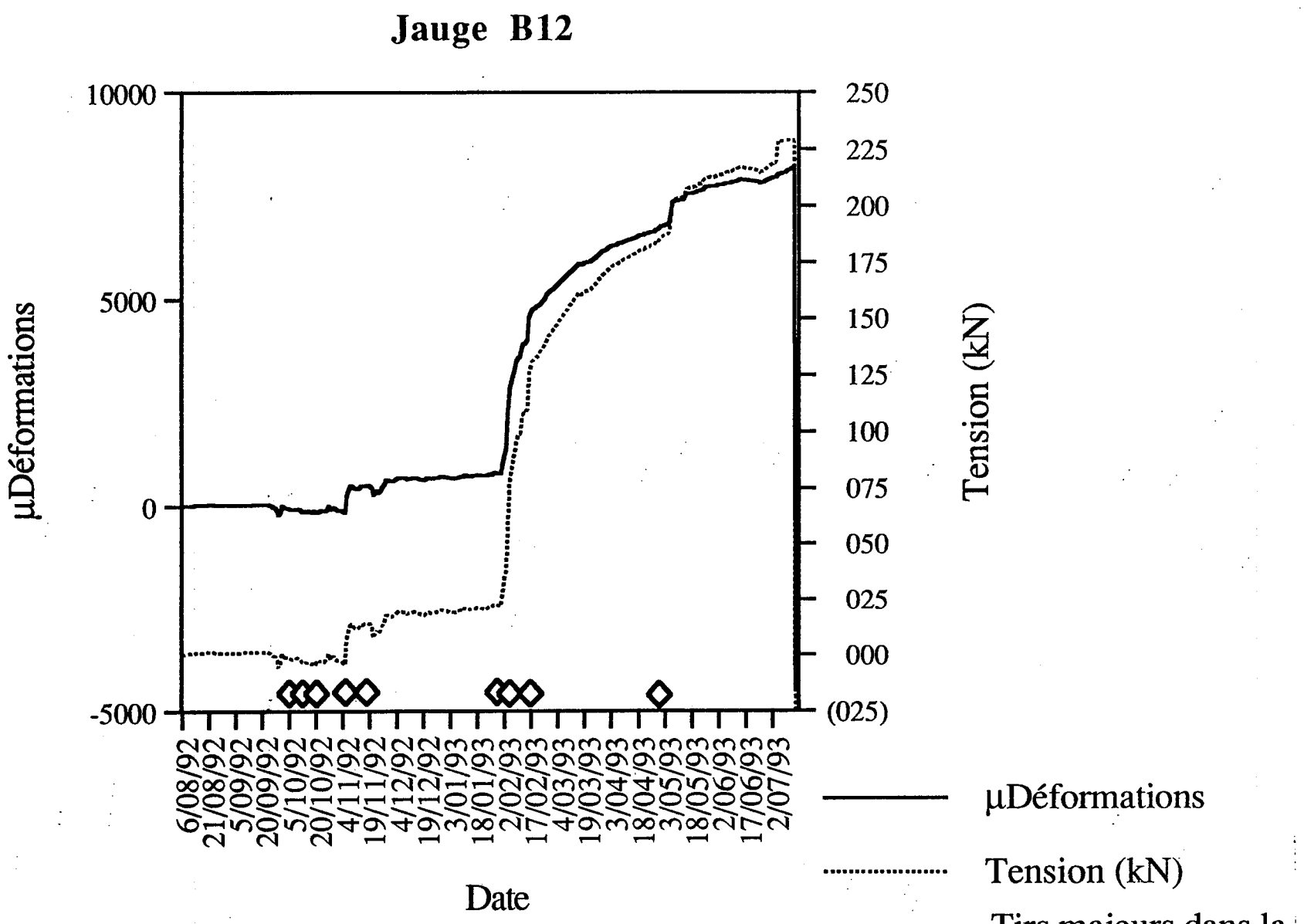


Figure B.20: Suivi de la jauge réelle B12.

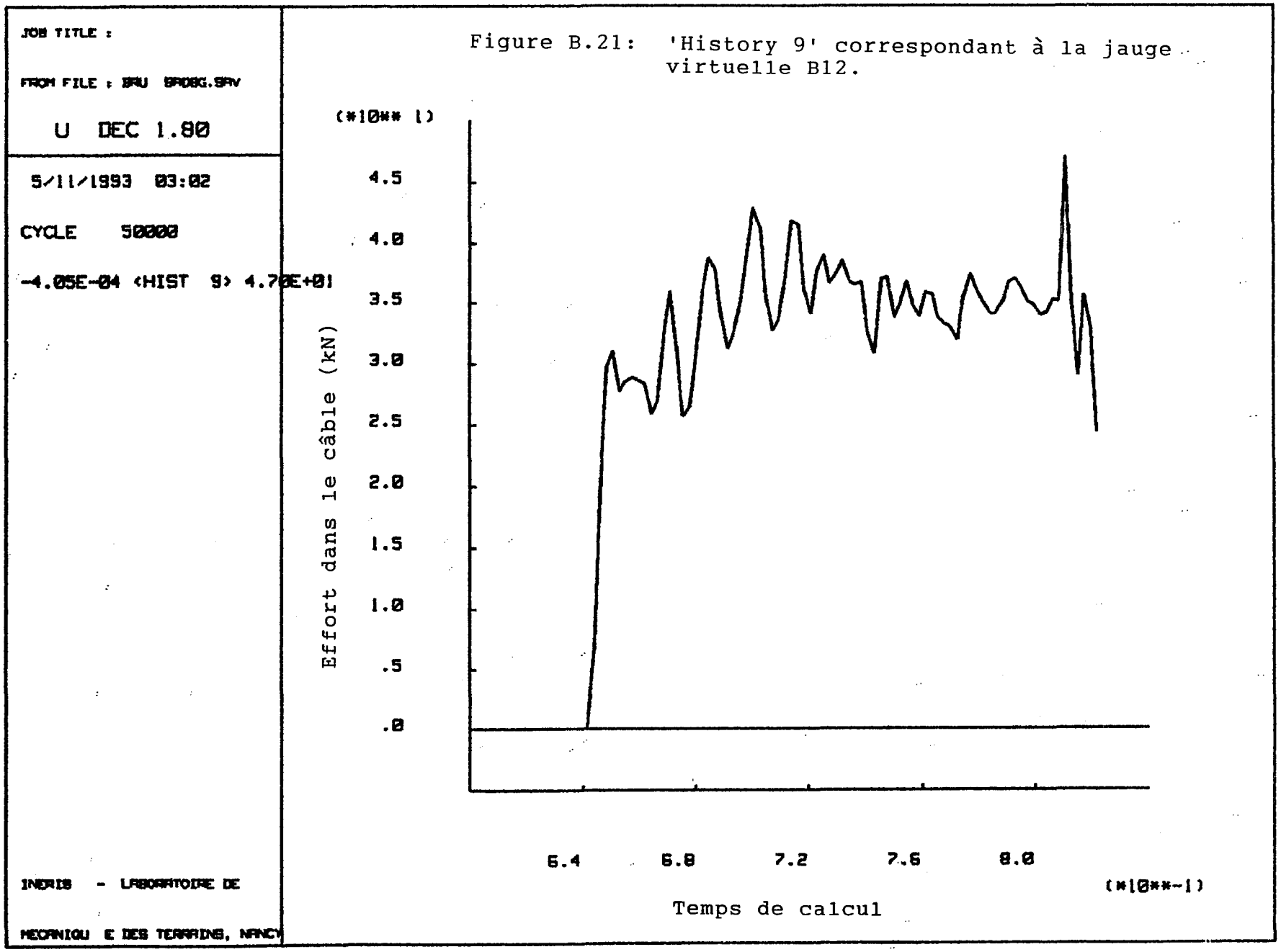


Figure B.21: 'History 9' correspondant à la jauge virtuelle B12.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU BROBG.SRV

U DEC 1.80

5/11/1993 03:05

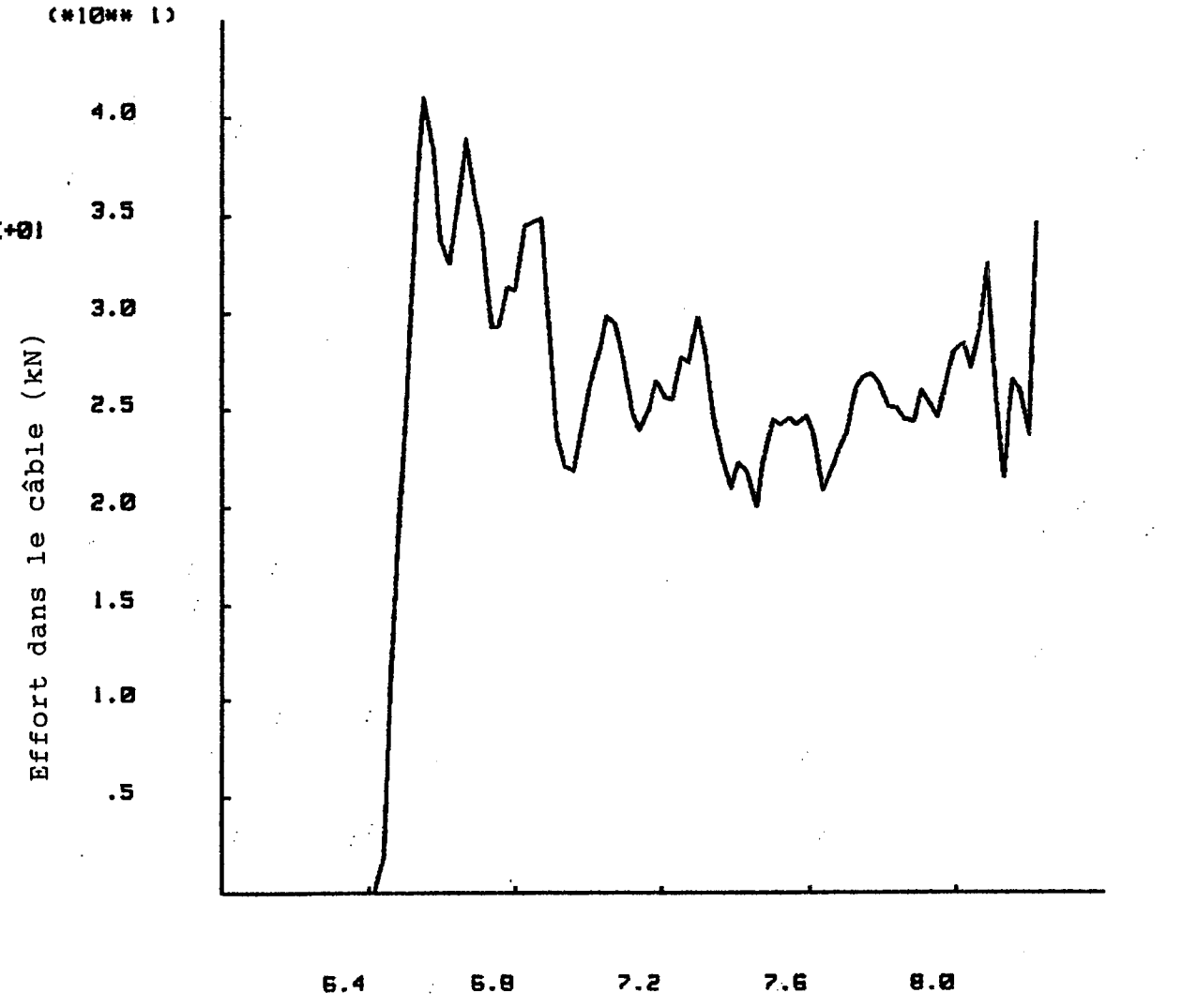
CYCLE 50000

8.16E-06 <HIST 14> 4.11E+01

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.22: 'History 14'



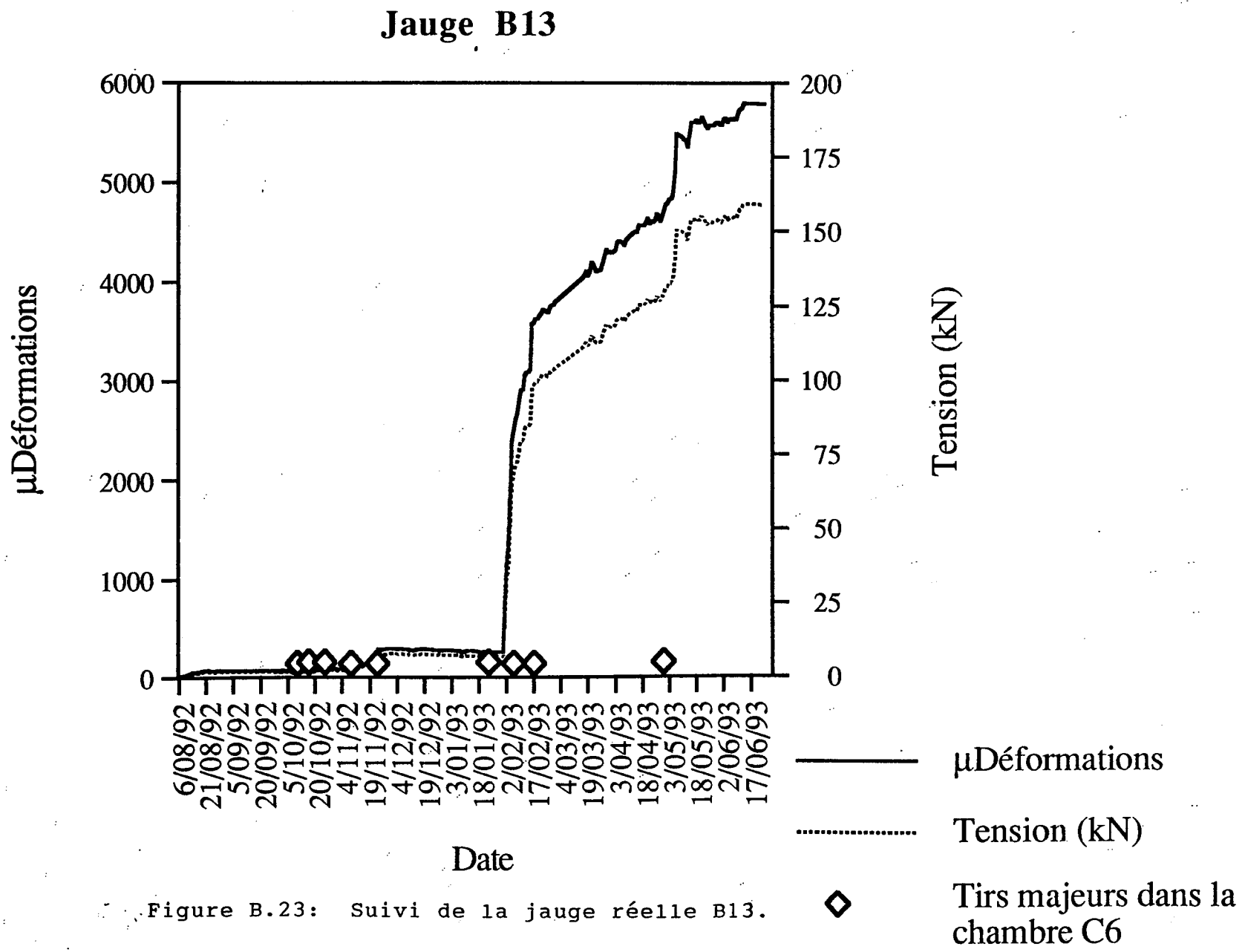


Figure B.23: Suivi de la jauge réelle B13.

Figure B.24: 'History 10' correspondant à la jauge virtuelle B13.

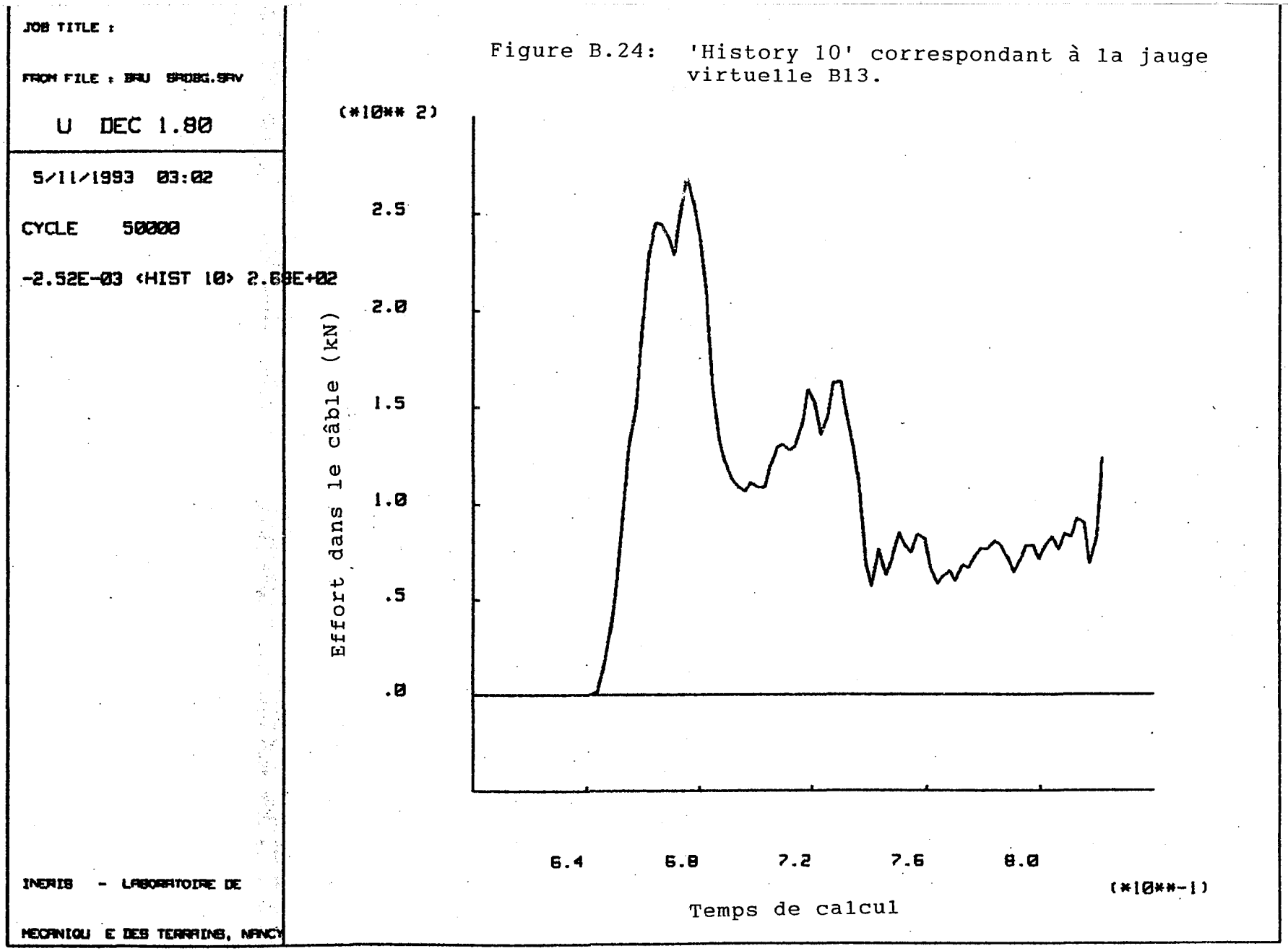
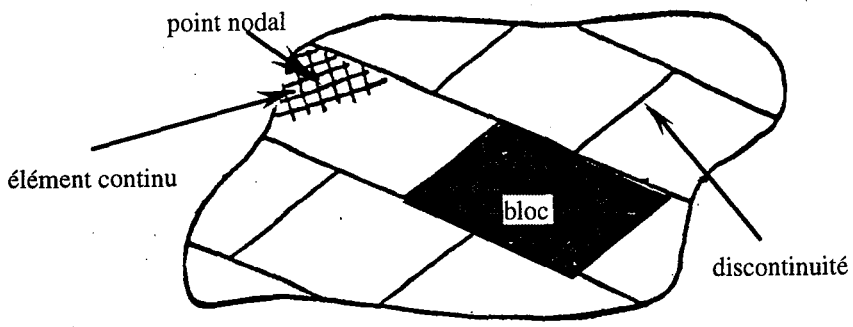
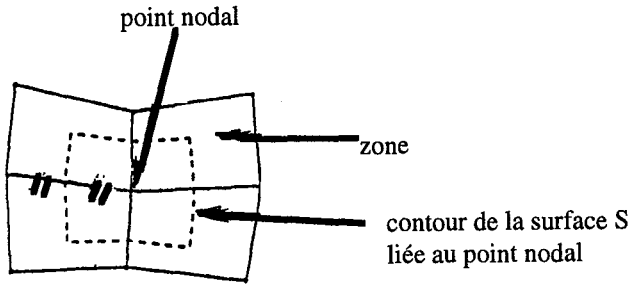


Figure E.3:

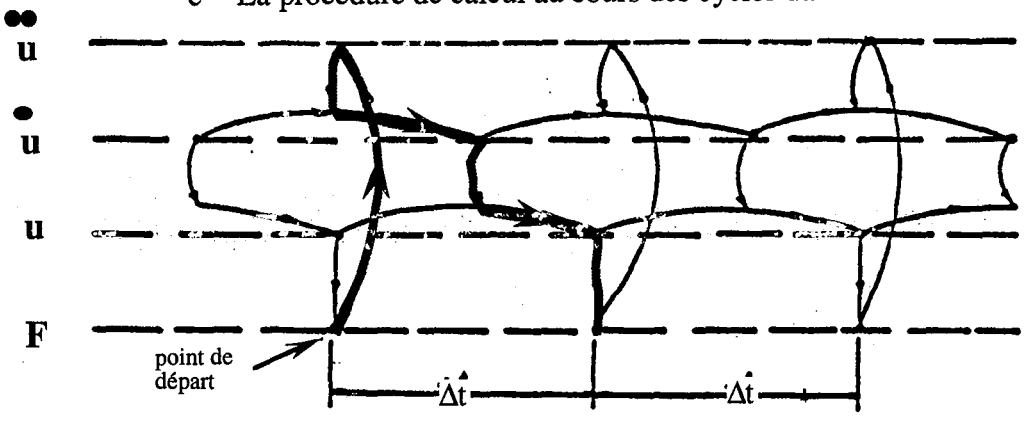


a - Représentation des blocs dans le modéle



b - Représentation de la surface affectée au point noda

c - La procédure de calcul au cours des cycles dans UDEC



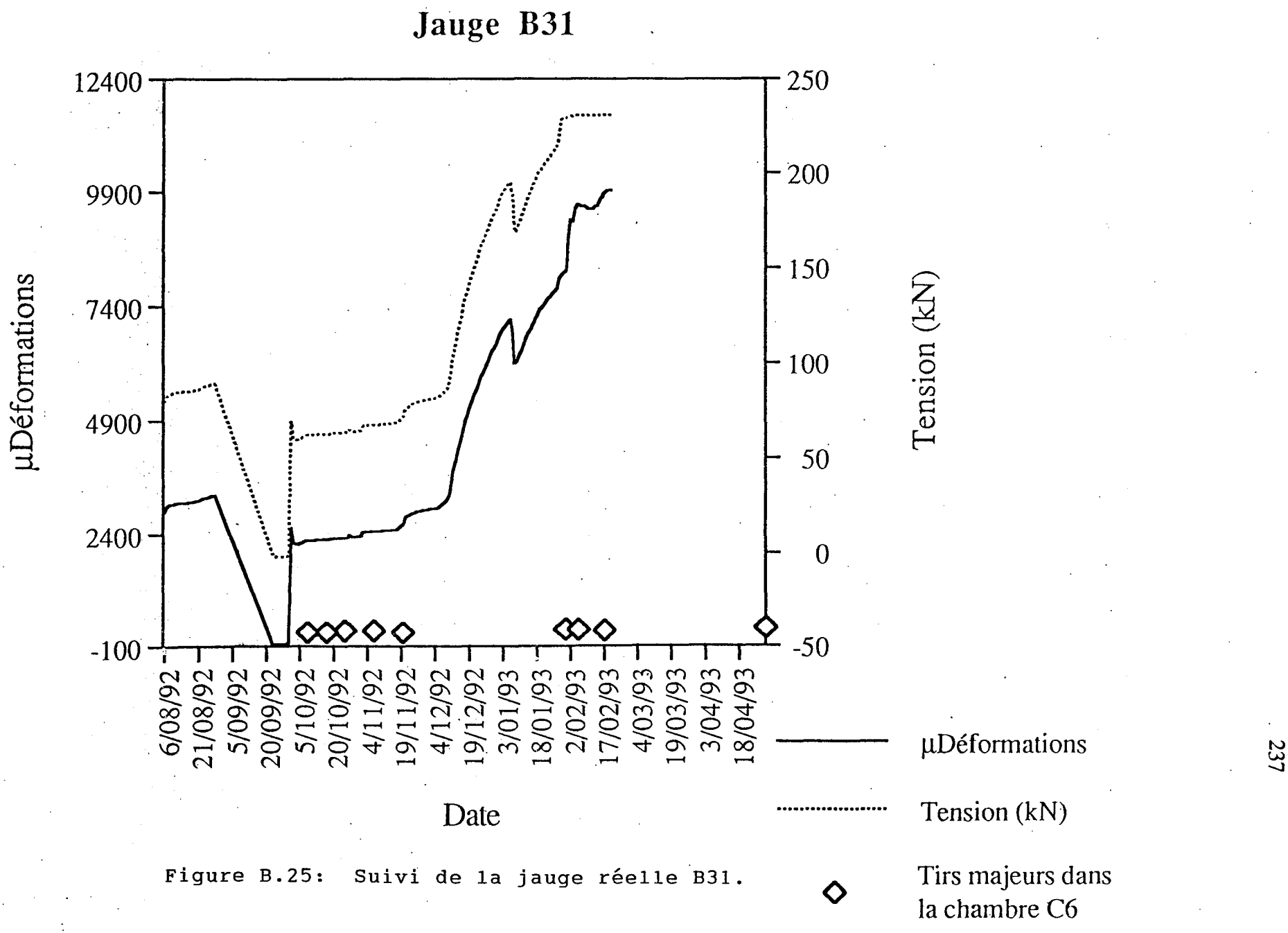


Figure B.25: Suivi de la jauge réelle B31.

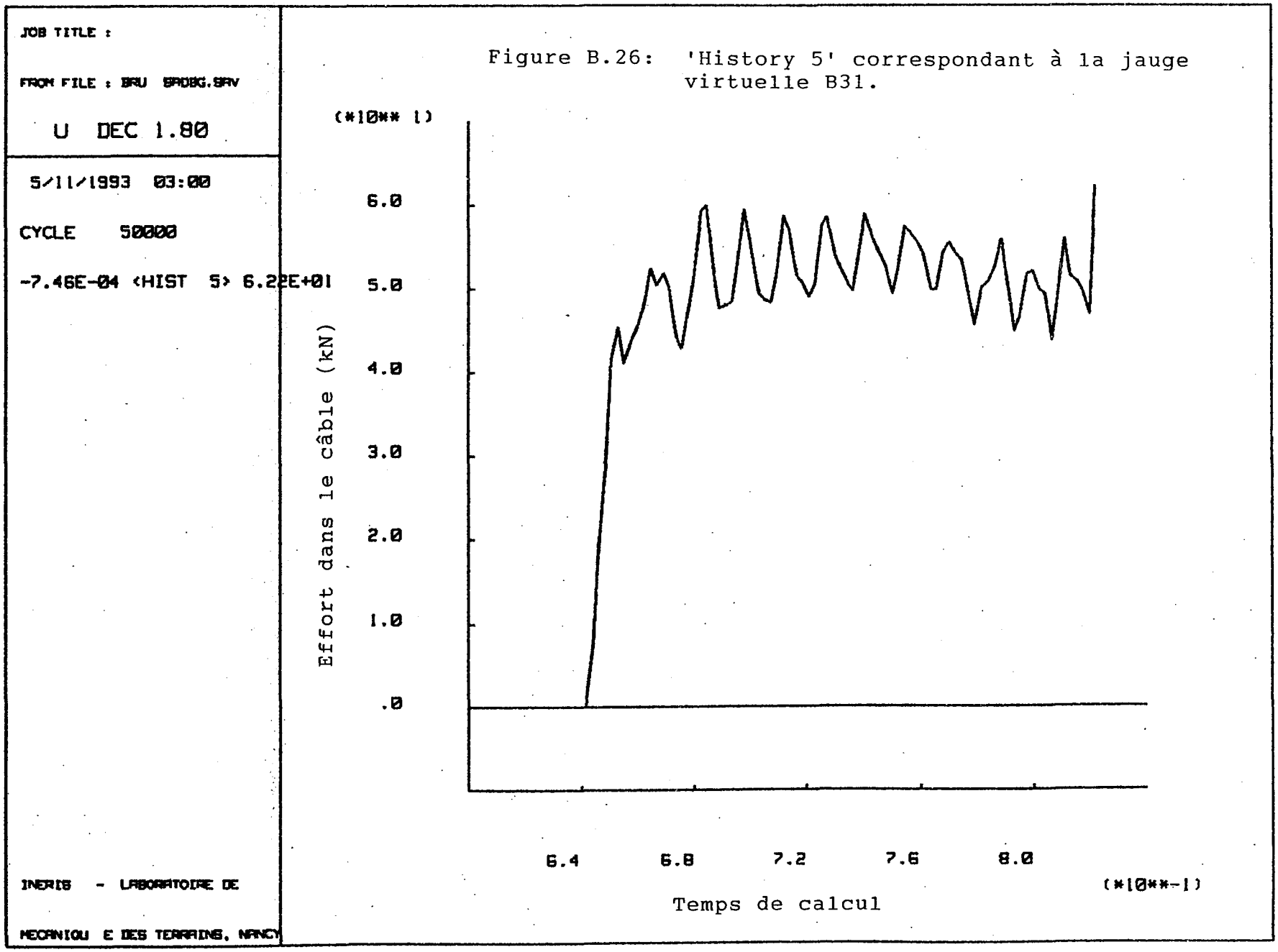


Figure B.26: 'History 5' correspondant à la jauge virtuelle B31.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU SPOBG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 03:02

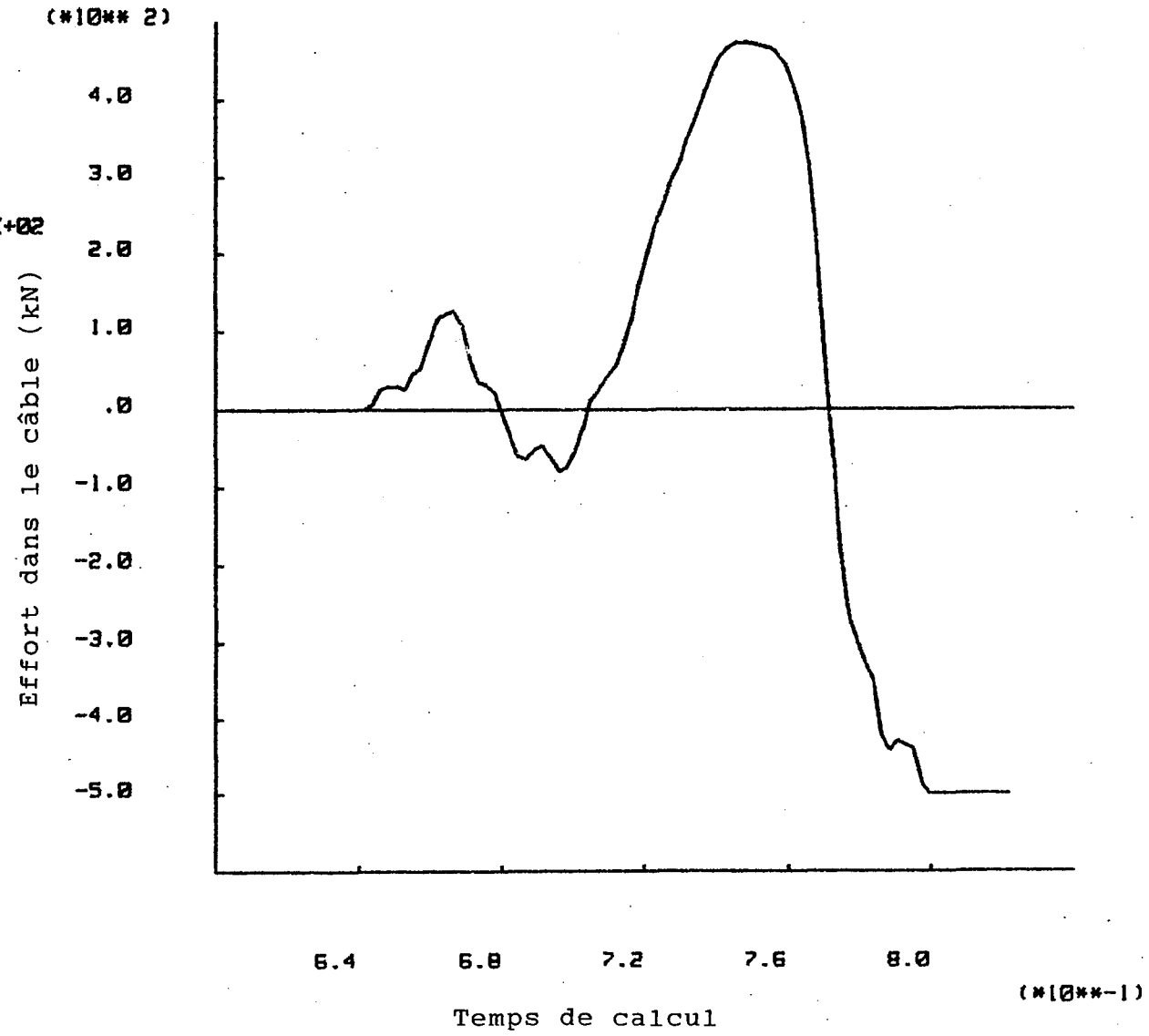
CYCLE 50000

-5.00E+02 <HIST 12> 4.78E+02

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.27: 'History 12'.



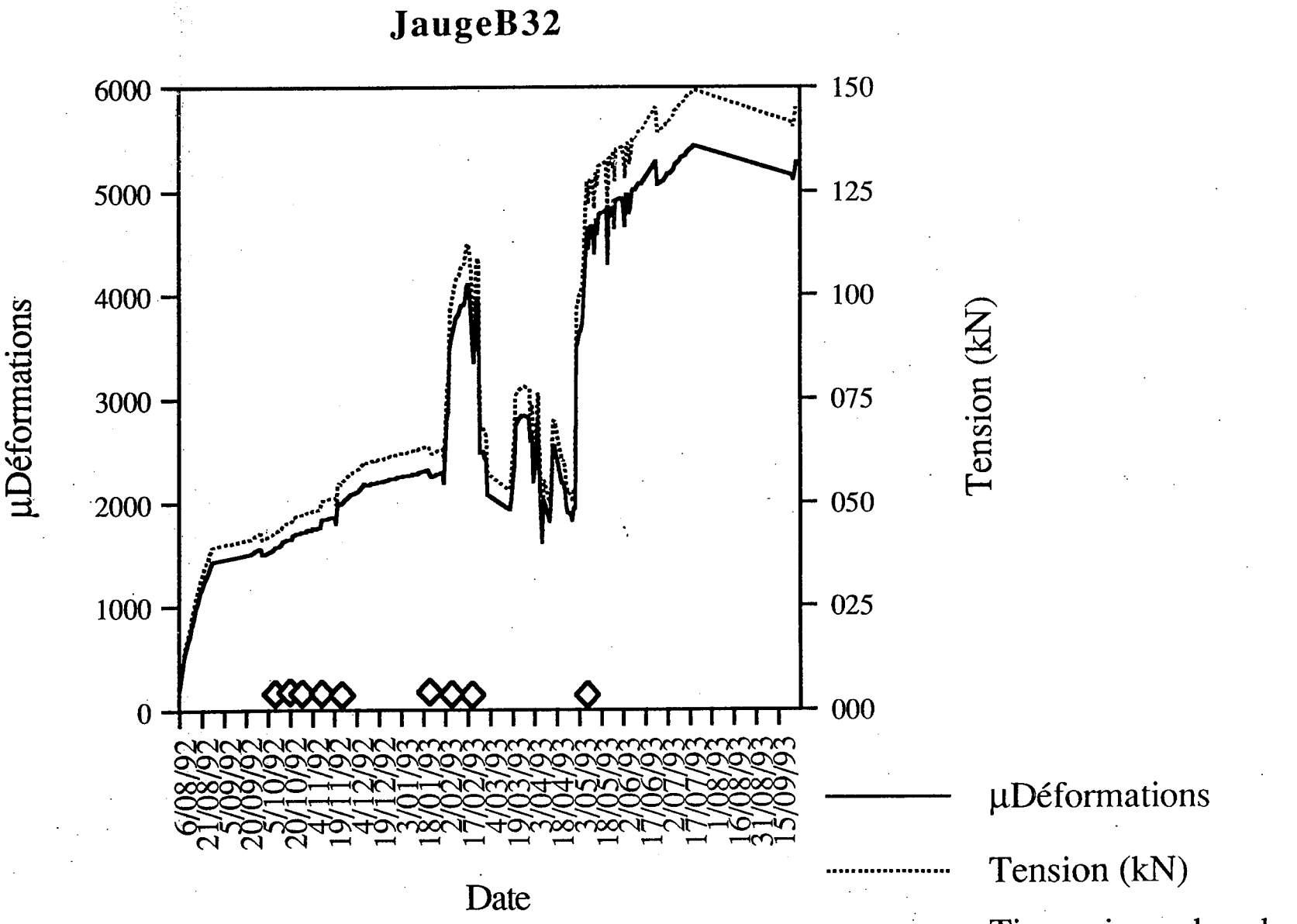
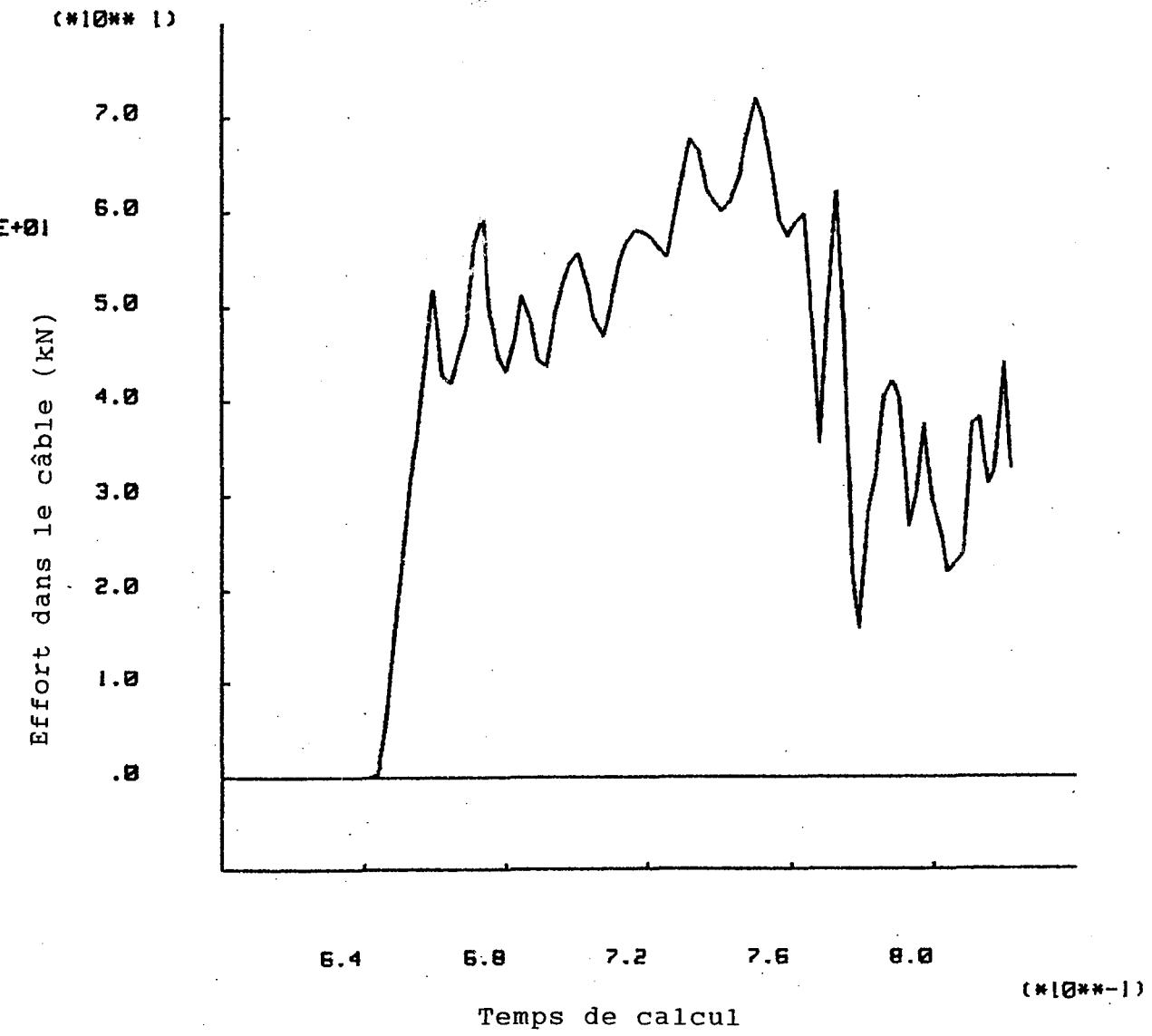


Figure B.28: Suivi de la jauge réelle B32.

Figure B.29: 'History 6' correspondant à la jauge virtuelle B32.



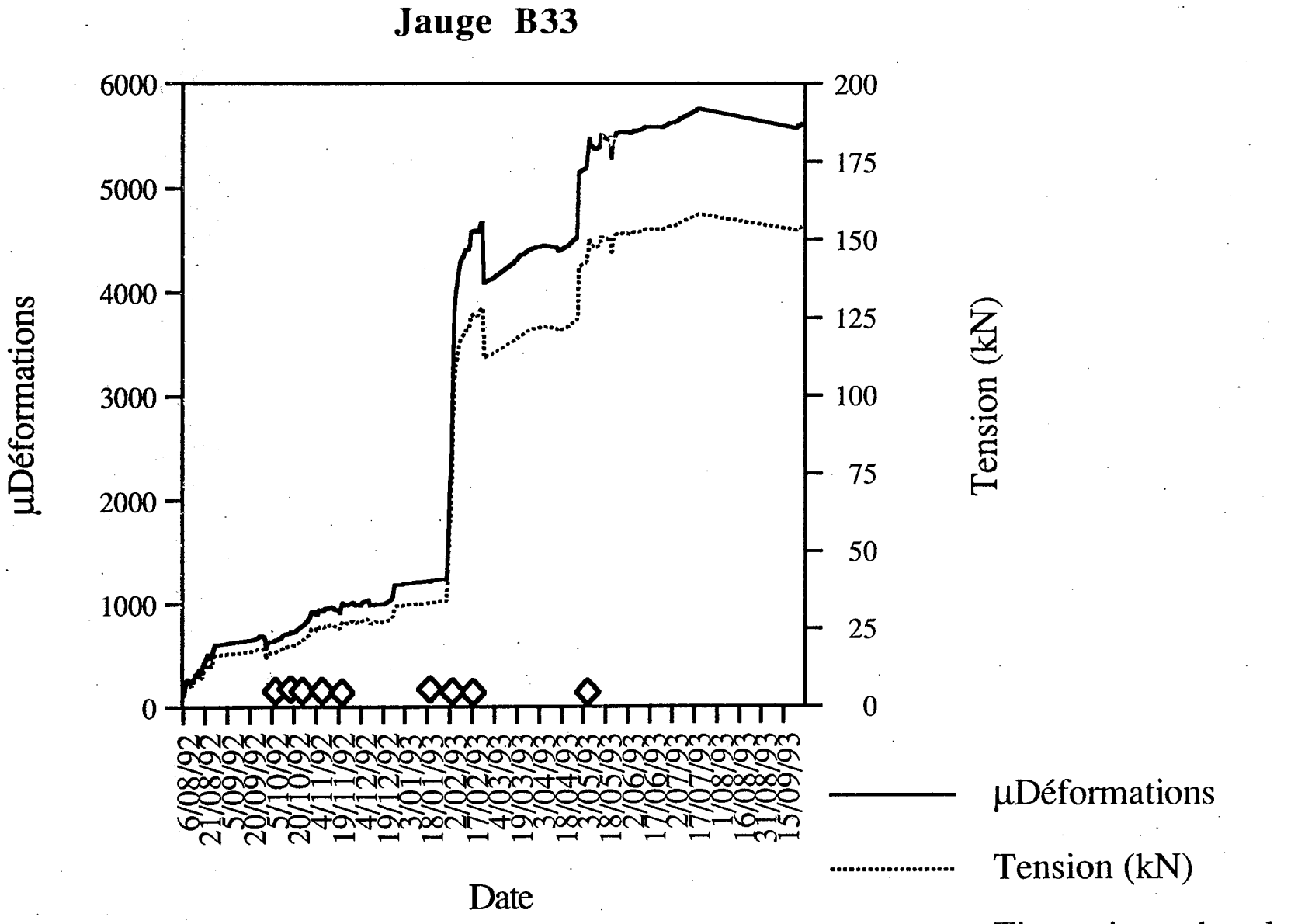
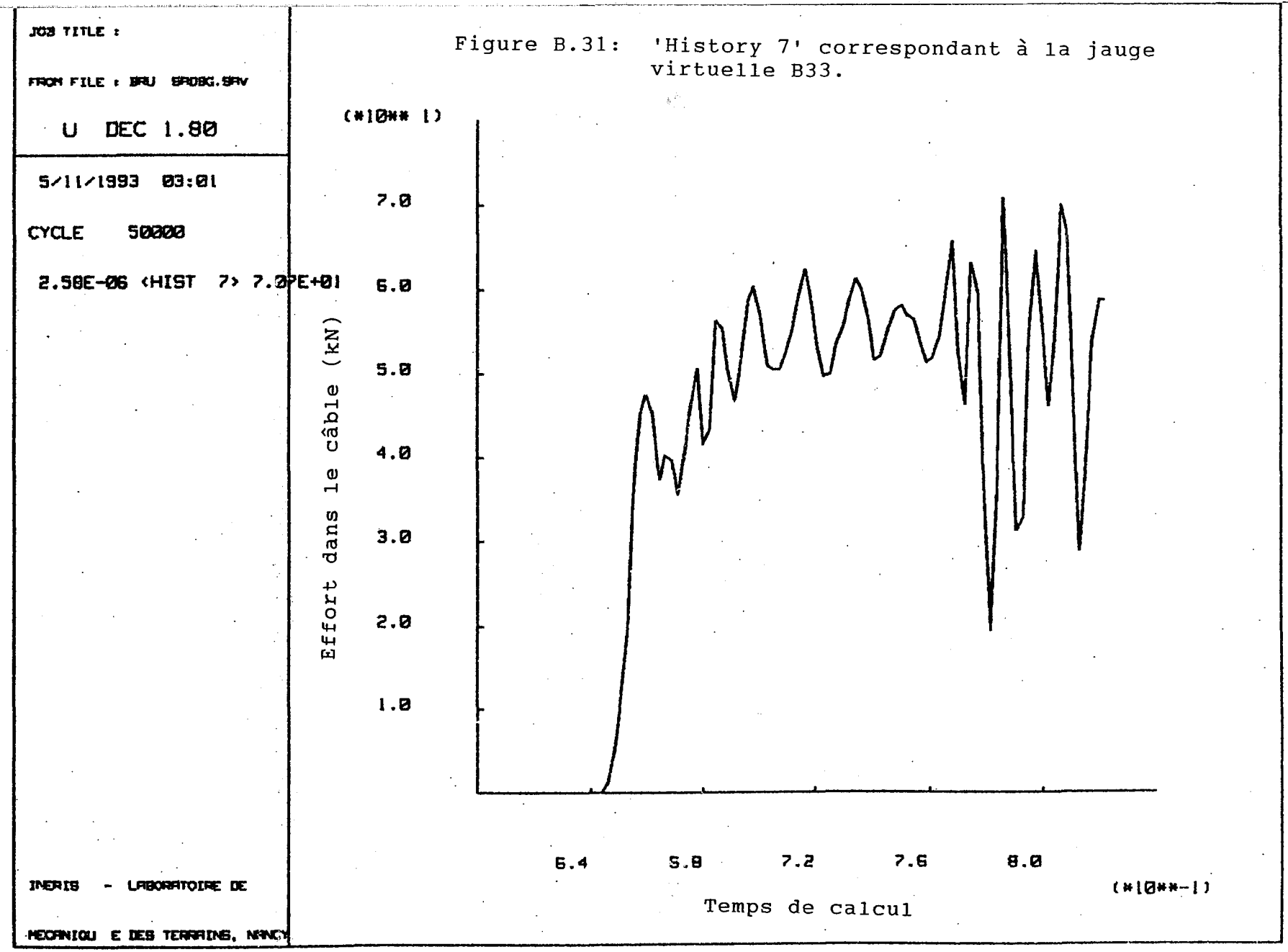


Figure B.30: Suivi de la jauge réelle B33.

Figure B.31: 'History 7' correspondant à la jauge virtuelle B33.



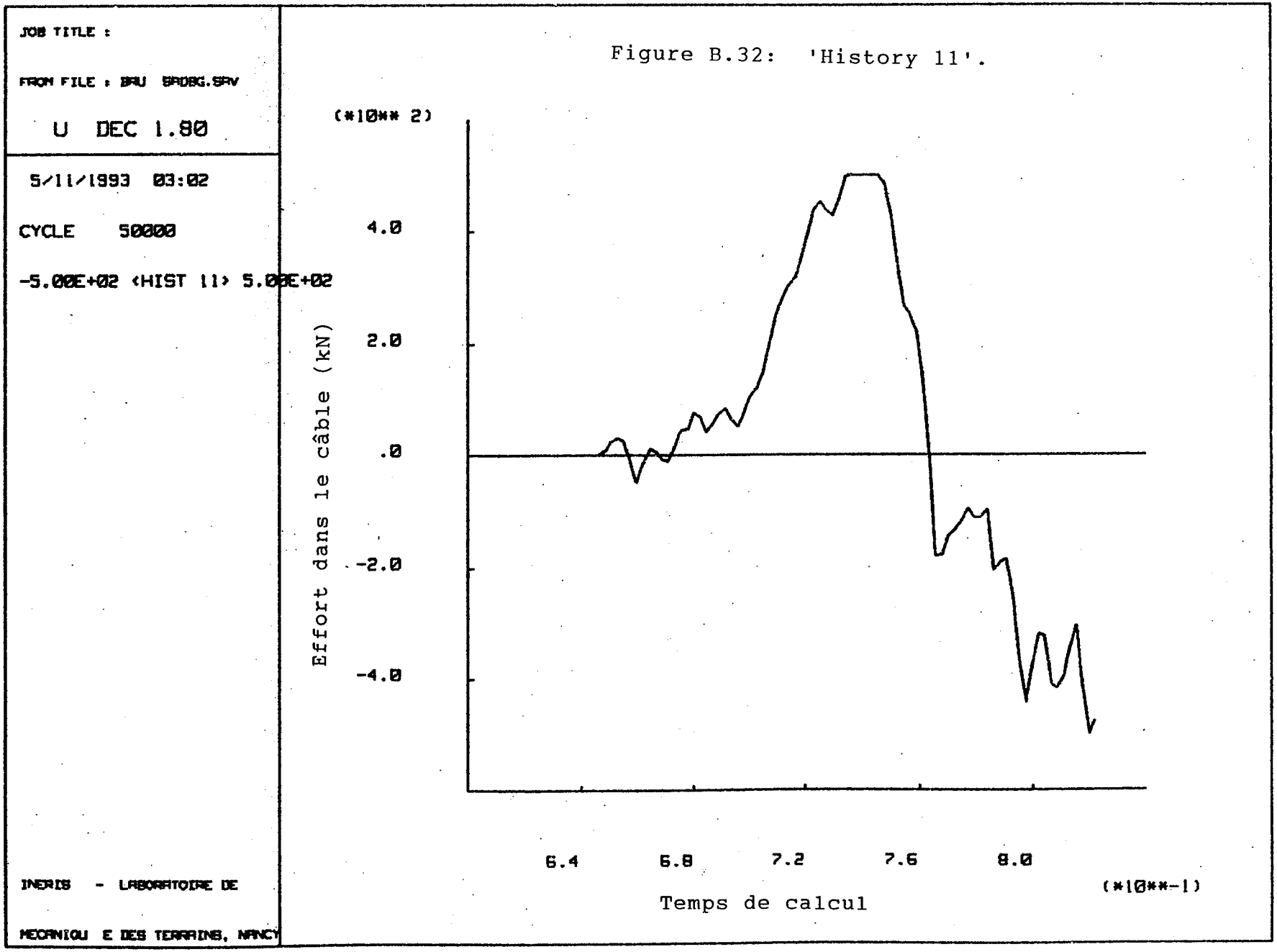
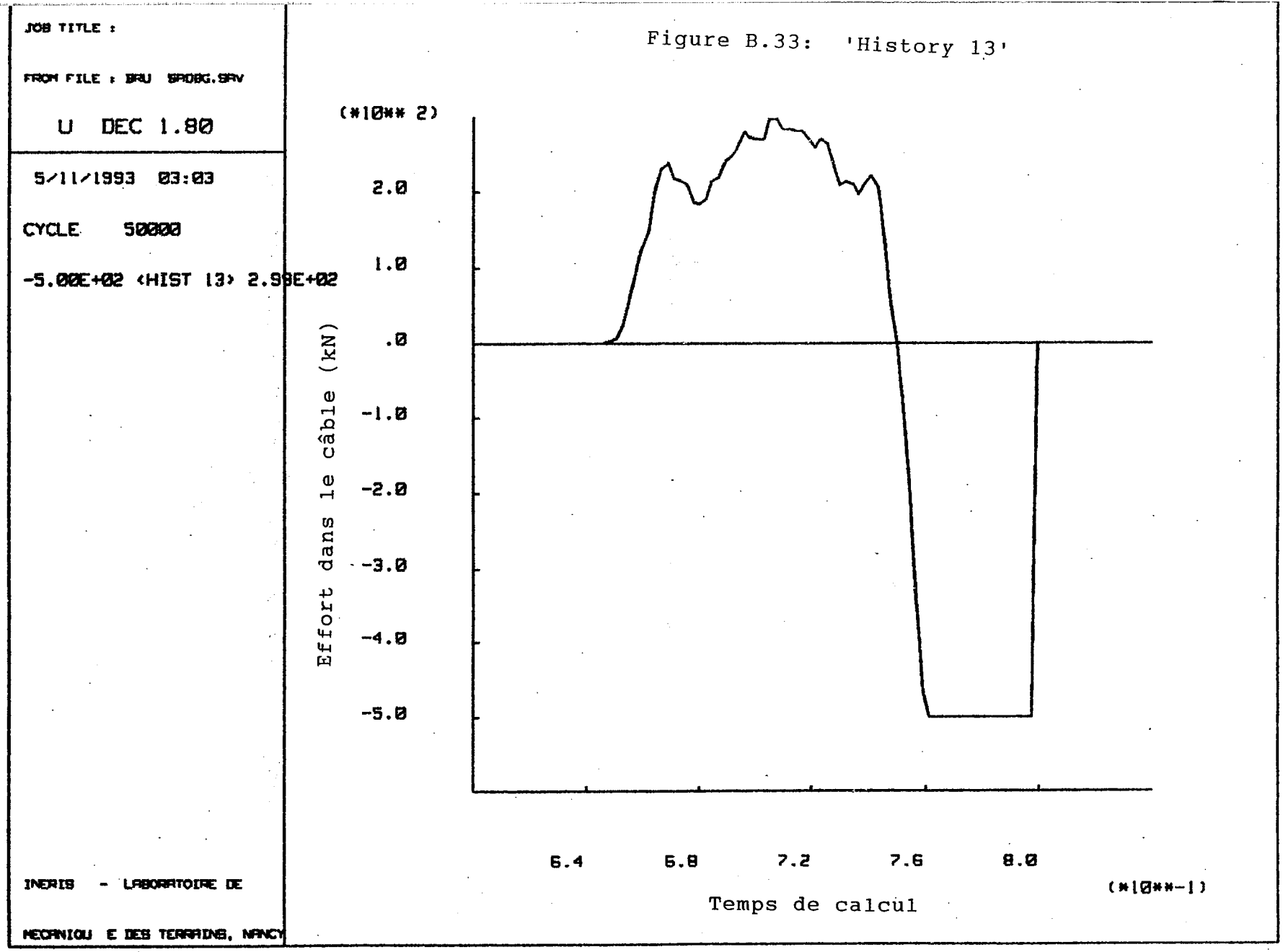


Figure B.32: 'History 11'.

Figure B.33: 'History 13'



Profil C

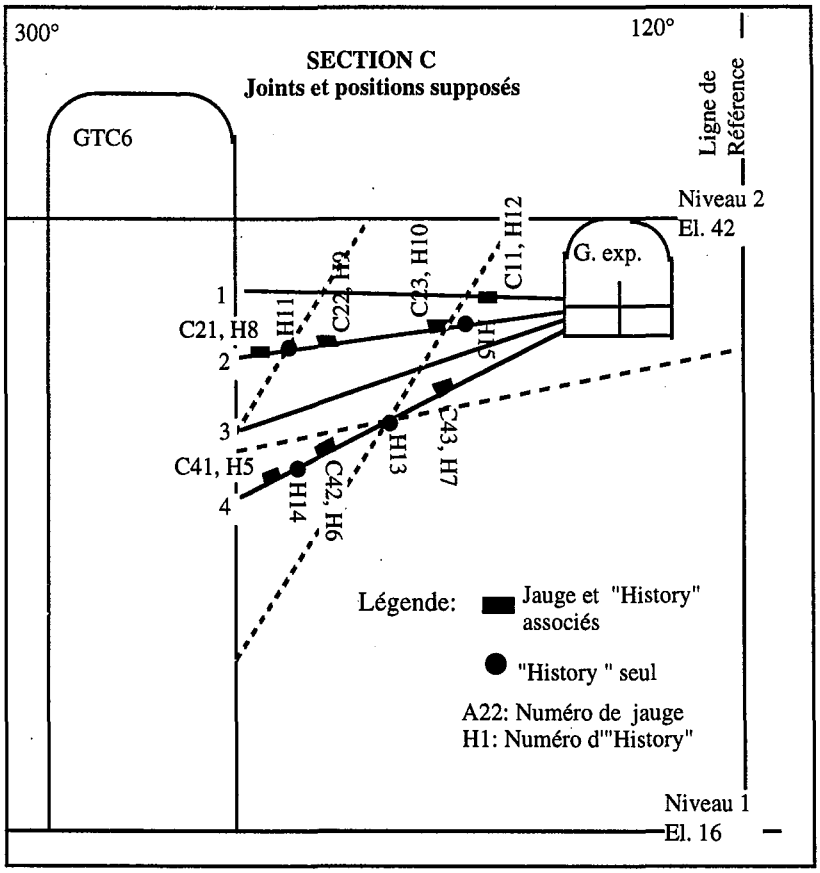
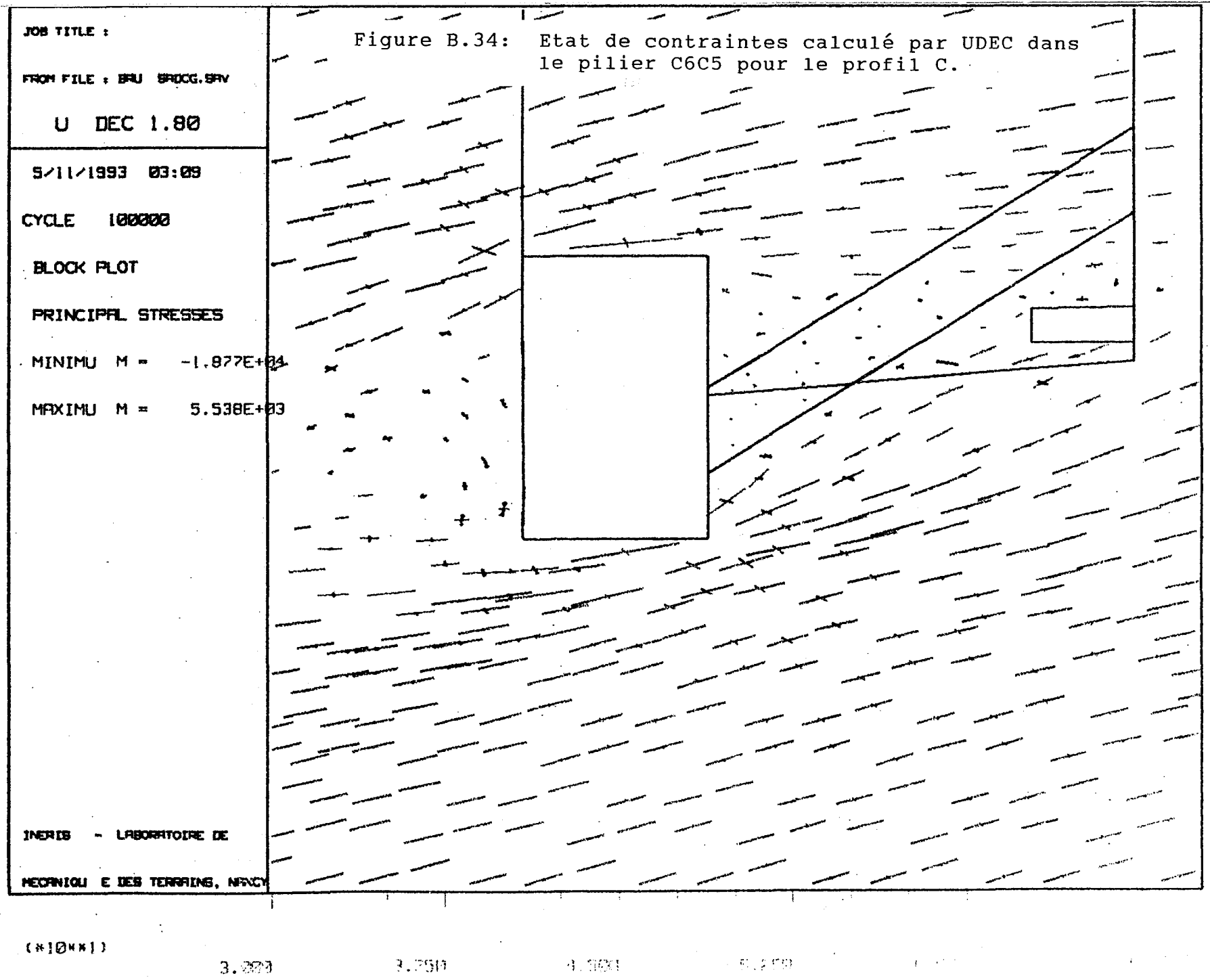


Figure B.34A : Profil C montrant la position des jauges et des "histories"

Figure B.34: Etat de contraintes calculé par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil C.



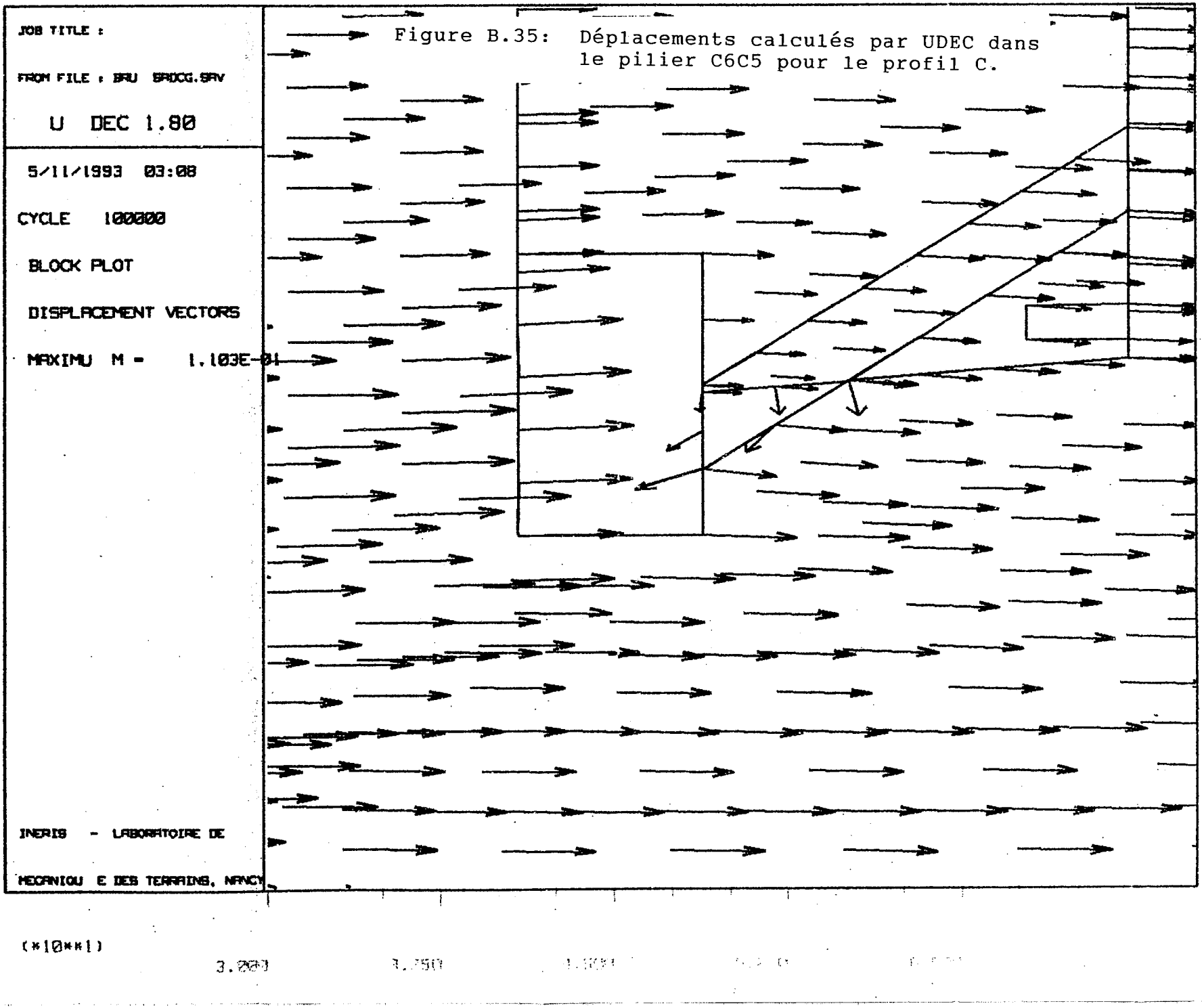


Figure B.35: Déplacements calculés par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil C.

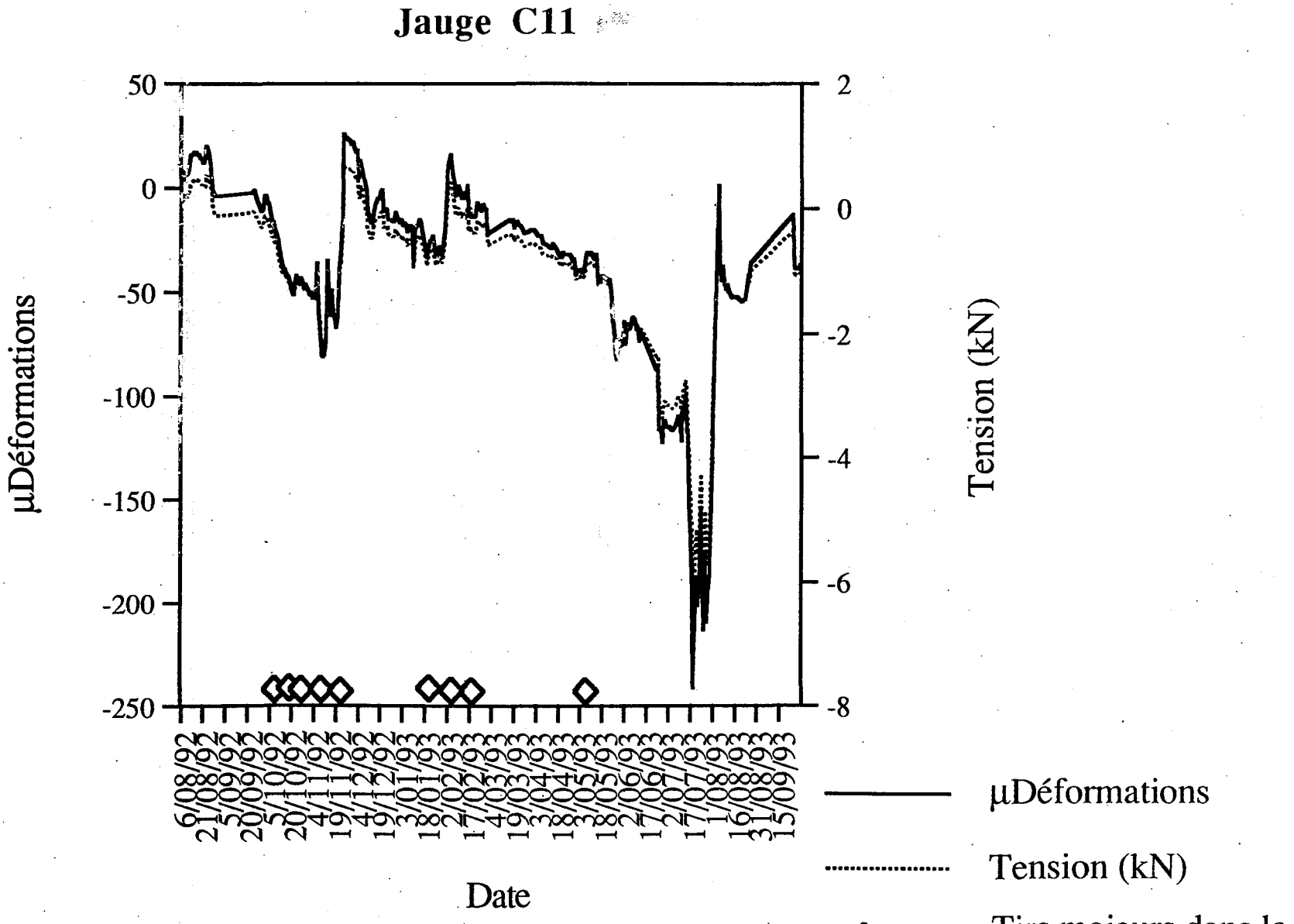
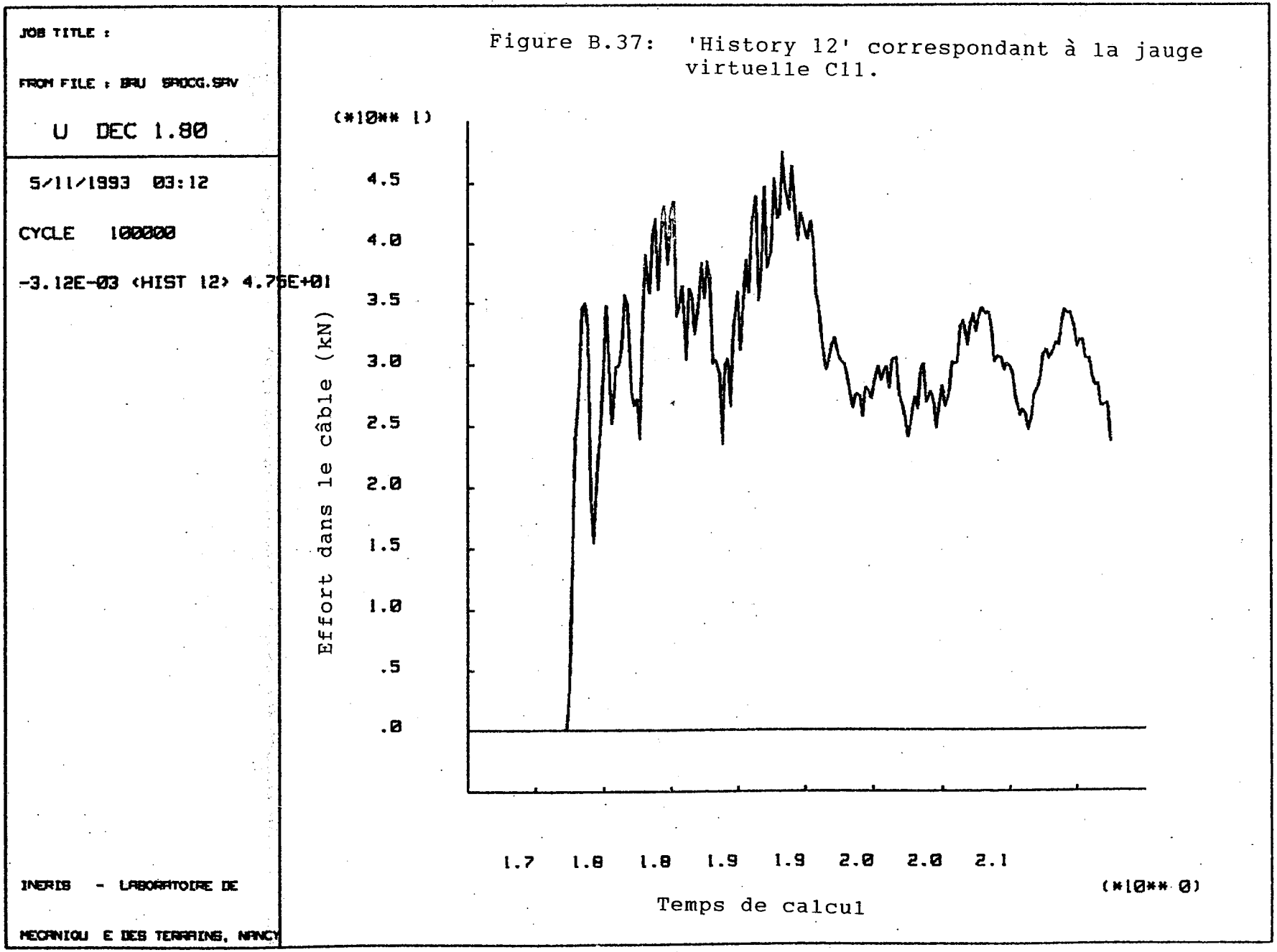


Figure B.36: Suivi de la jauge réelle C11.

Figure B.37: 'History 12' correspondant à la jauge virtuelle C11.



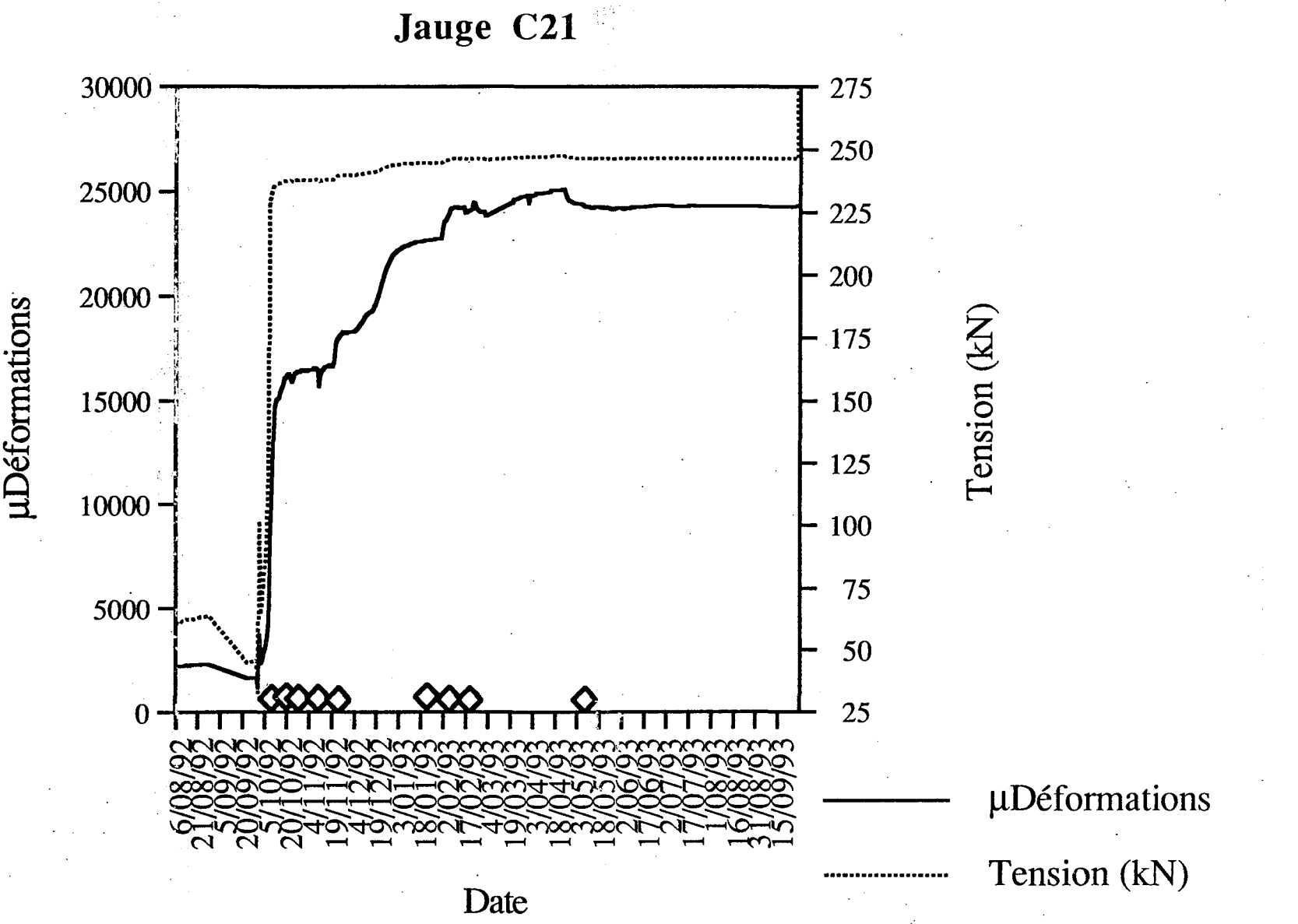


Figure B.38: Suivi de la jauge réelle C21.

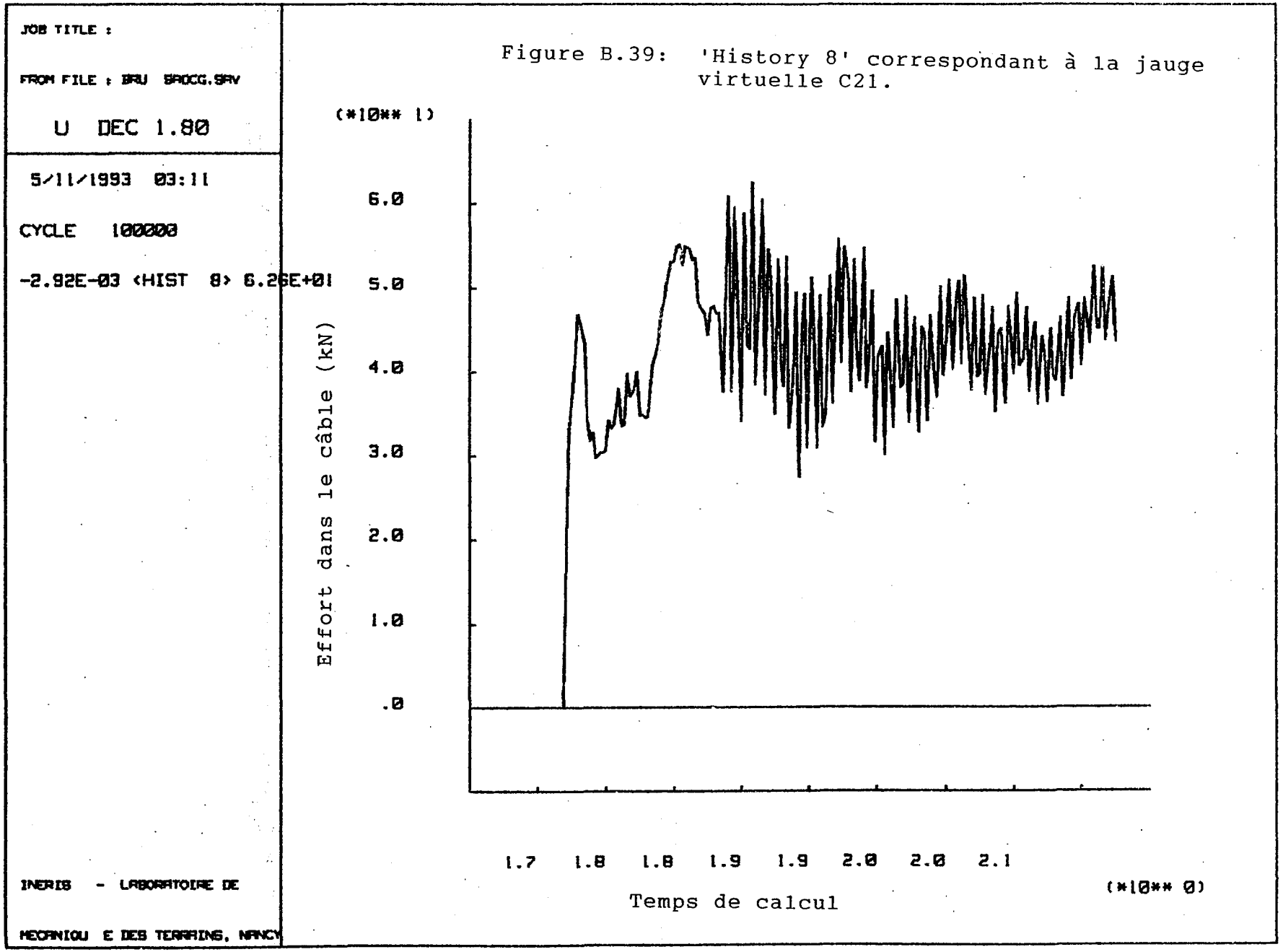


Figure B.39: 'History 8' correspondant à la jauge virtuelle C21.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU BRDCG.SAV

U DEC 1.80

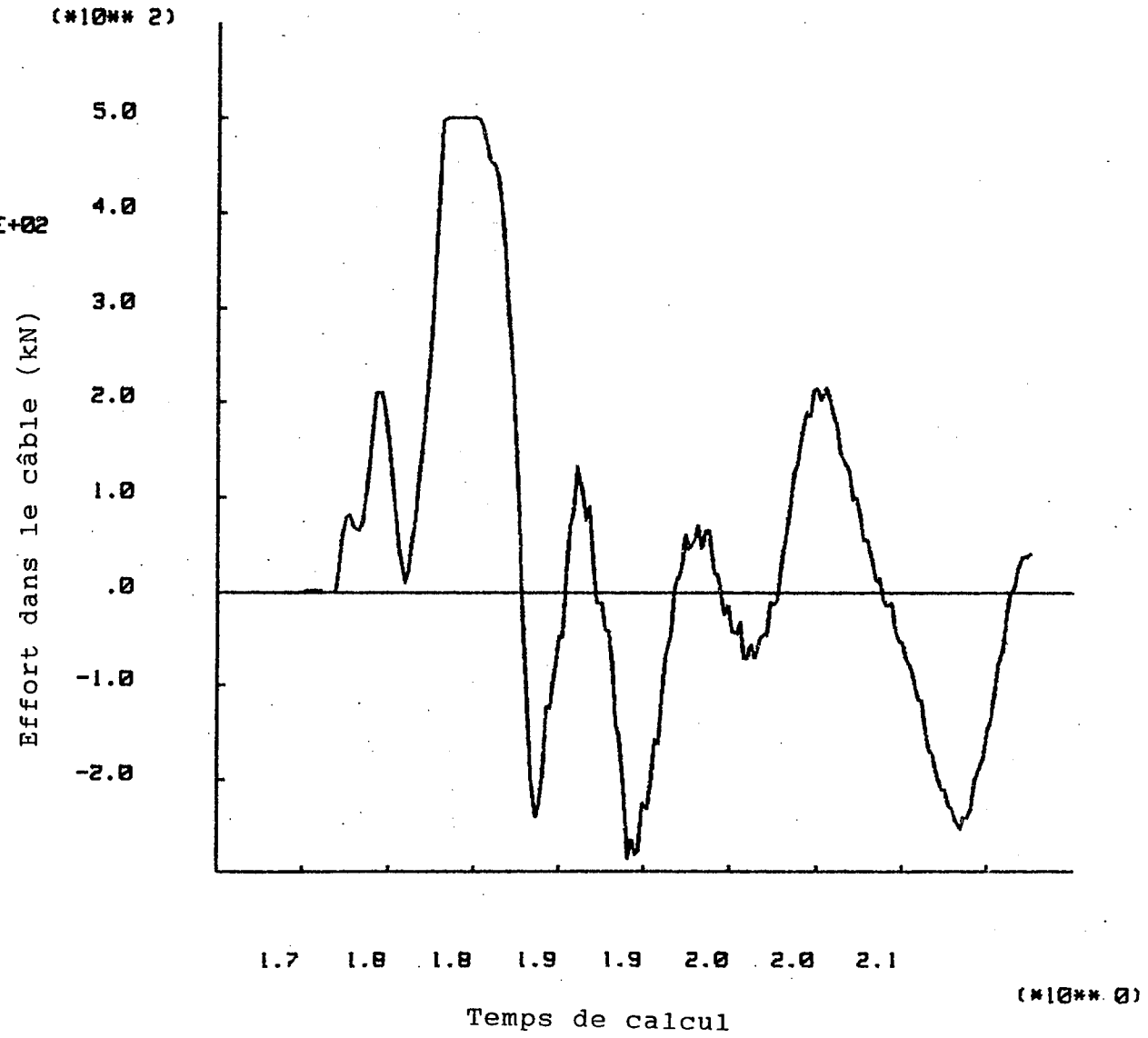
5/11/1993 03:12

CYCLE 100000

-2.87E+02 <HIST 11> 5.00E+02

INERIS - LABORATOIRE DE MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.40: 'History 11'.



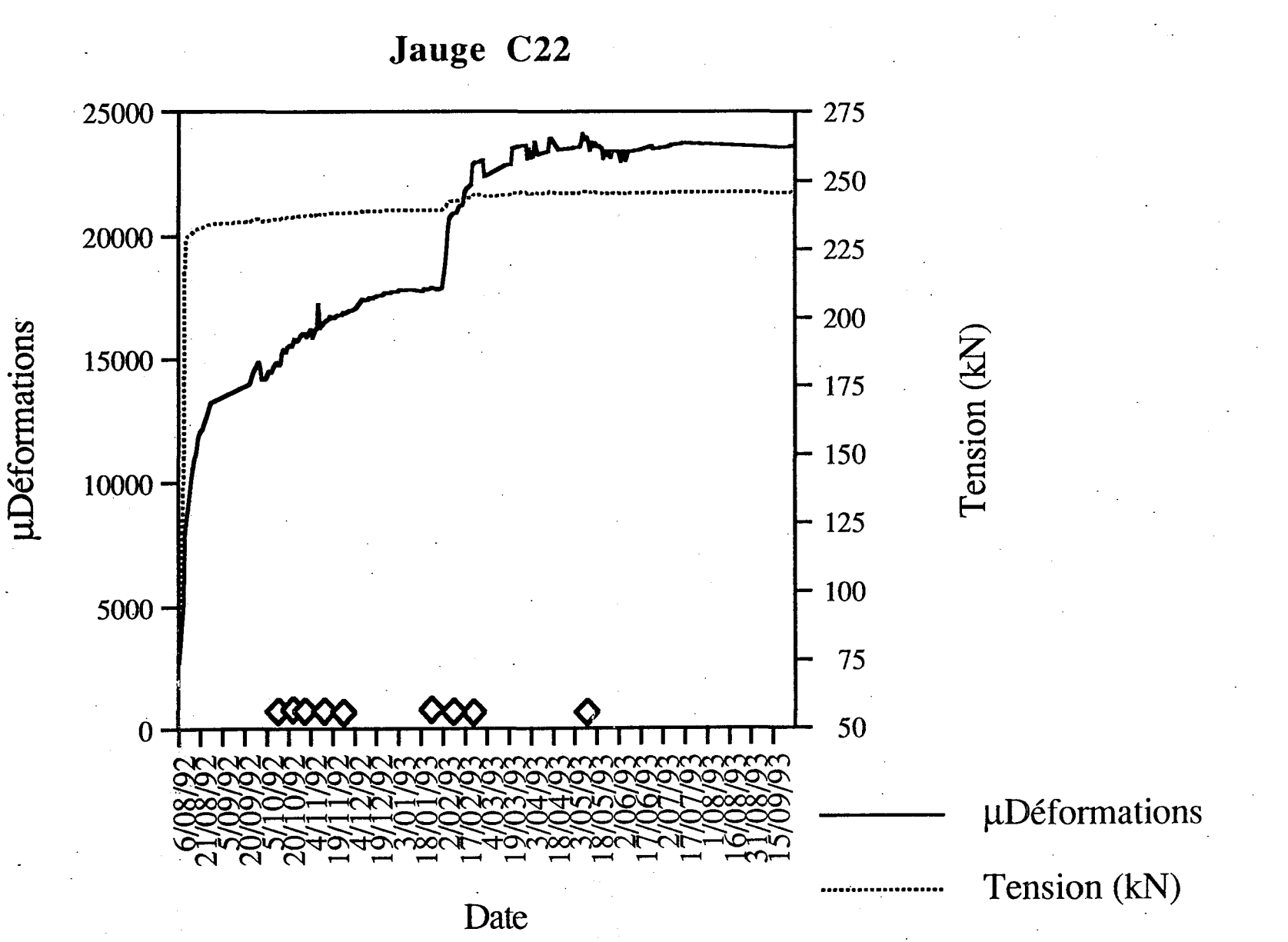


Figure B.41: Suivi de la jauge réelle C22.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU BROCG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 03:11

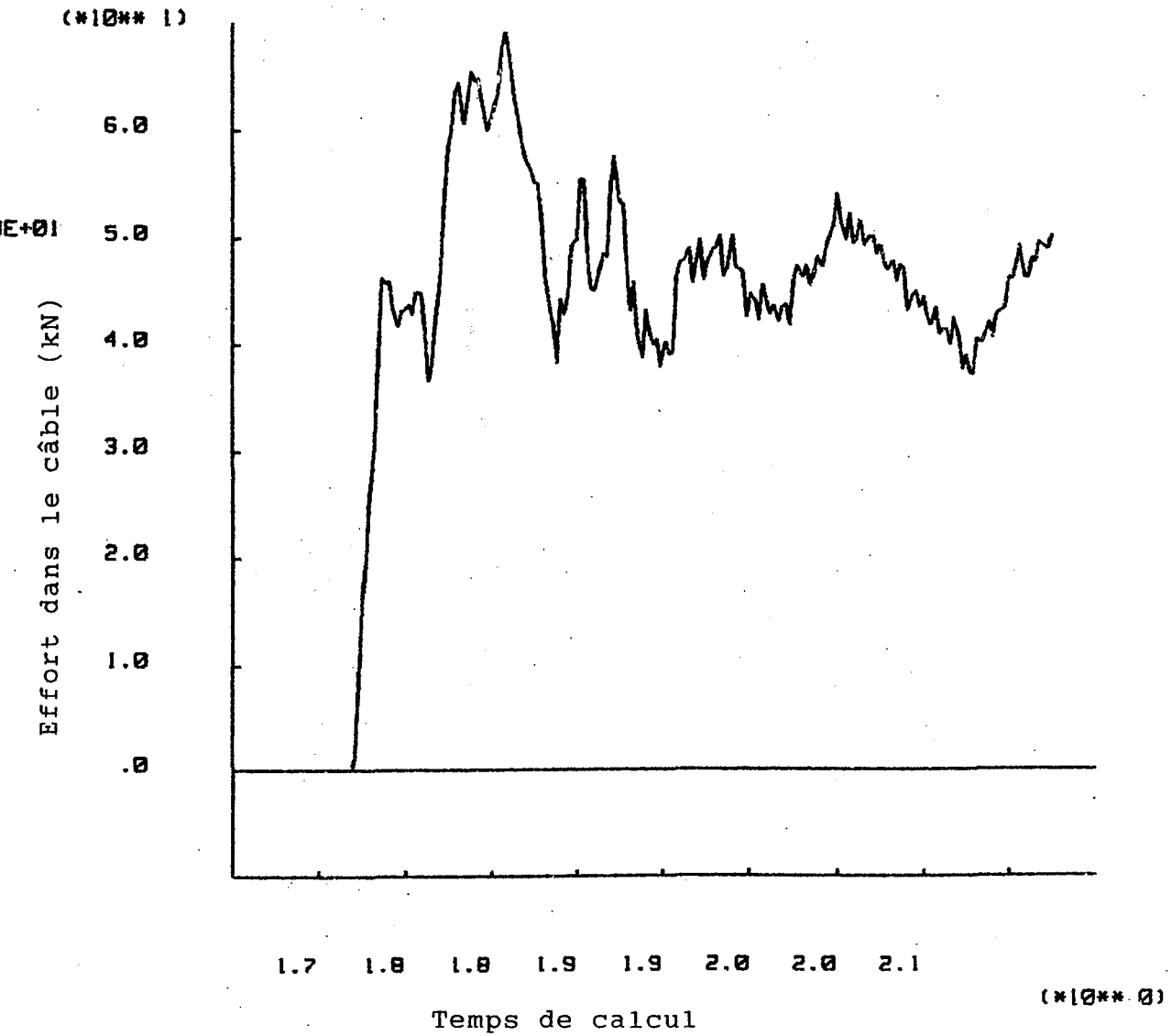
CYCLE 100000

-5.63E-05 <HIST 9> 6.08E+01

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.42: 'History 9' correspondant à la jauge virtuelle C22.



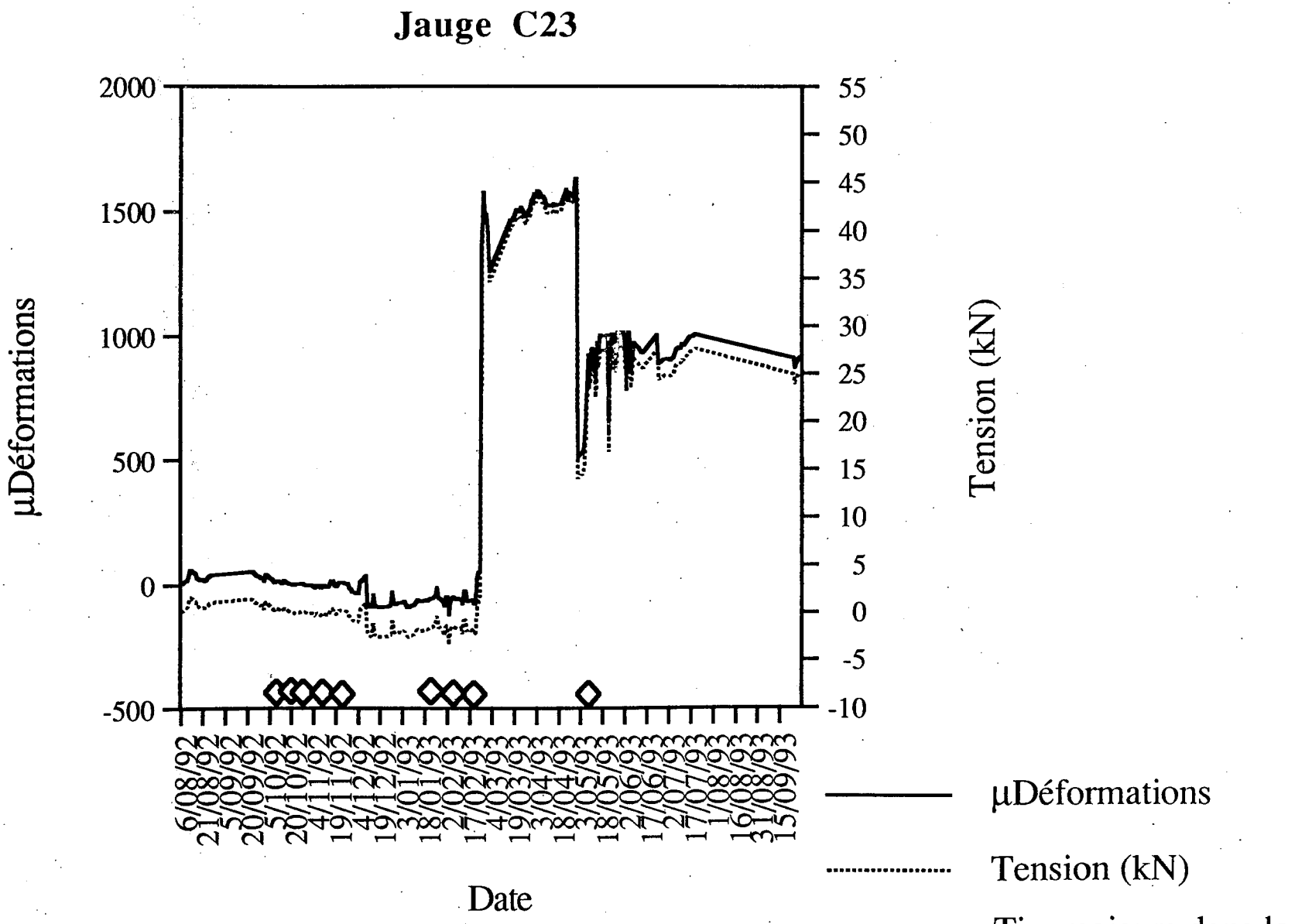


Figure B.43: Suivi de la jauge réelle C23.

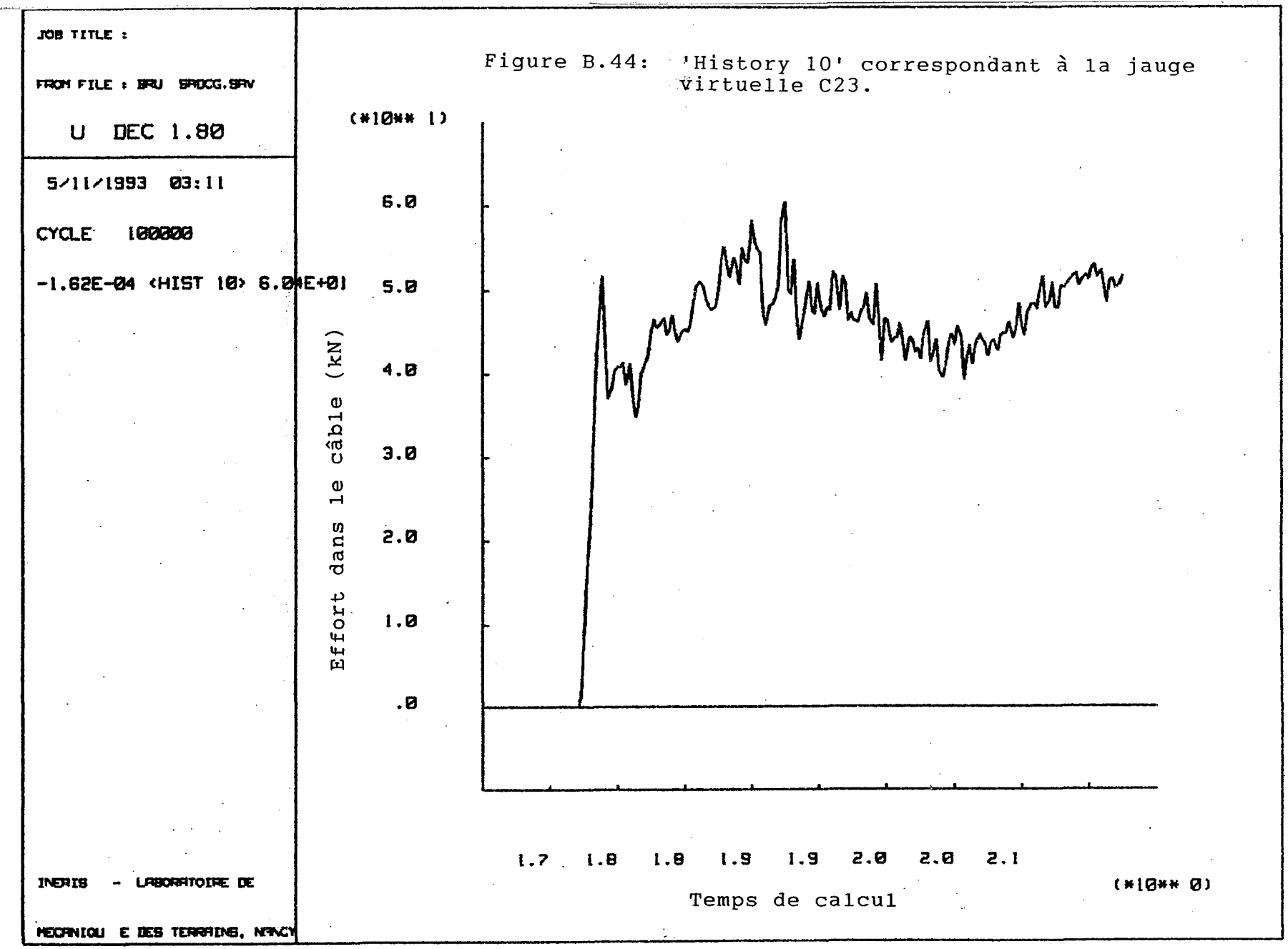


Figure B.44: 'History 10' correspondant à la jauge virtuelle C23.

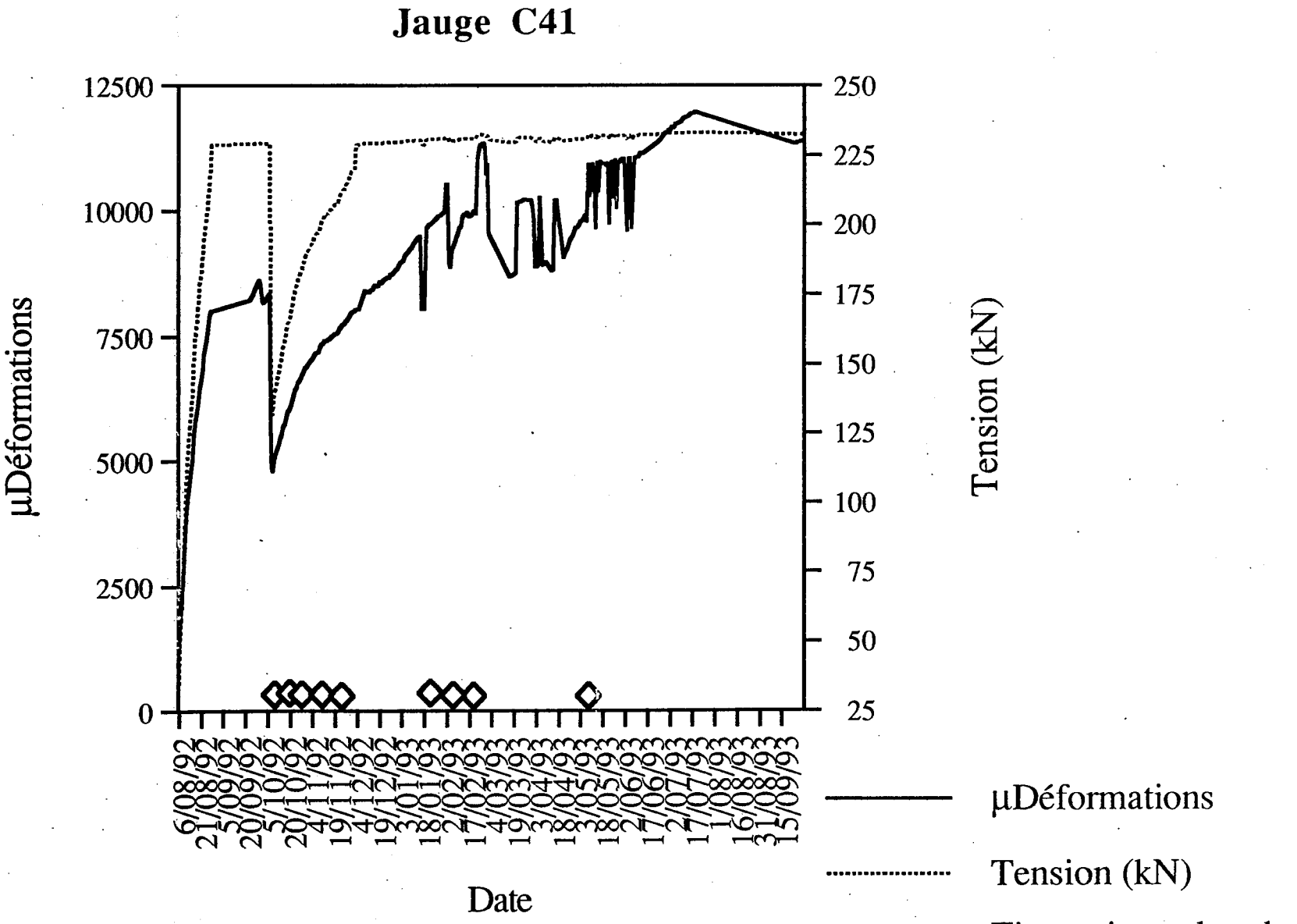


Figure B.45: Suivi de la jauge réelle C41.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU SRDCG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 03:10

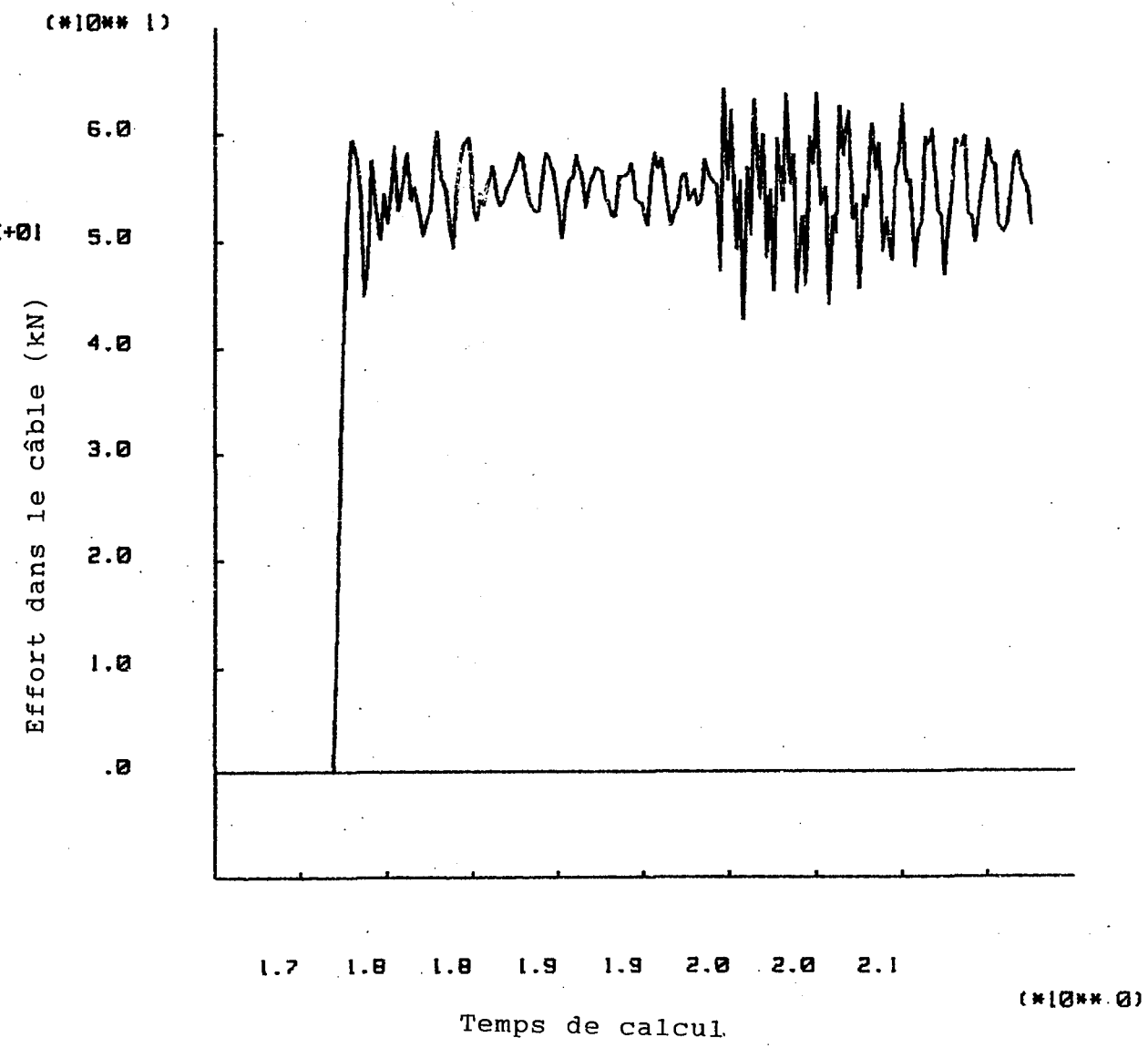
CYCLE 100000

-1.38E-03 <HIST 5> 6.41E+01

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.46: 'History 5' correspondant à la jauge virtuelle C41.



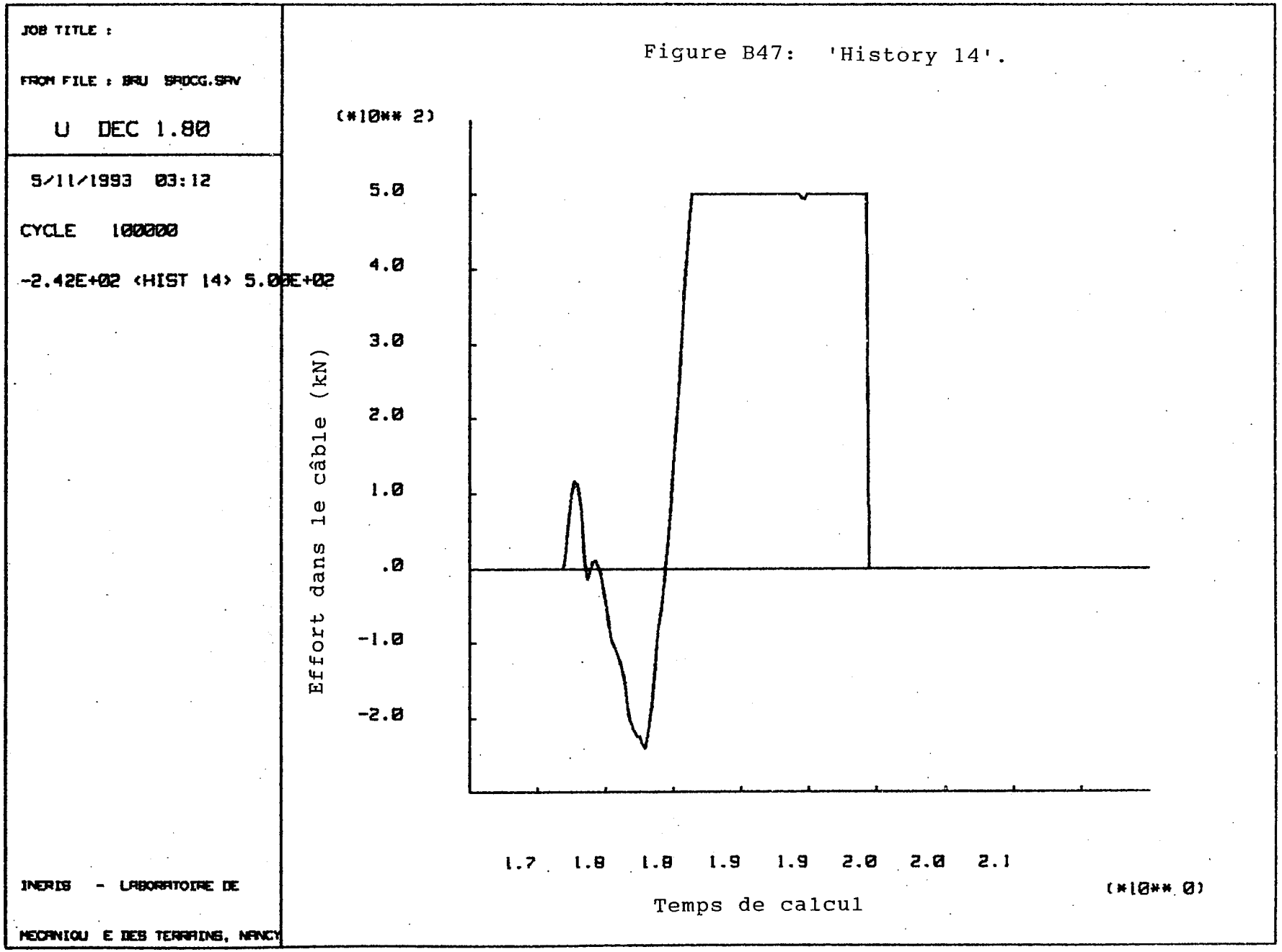


Figure B47: 'History 14'.

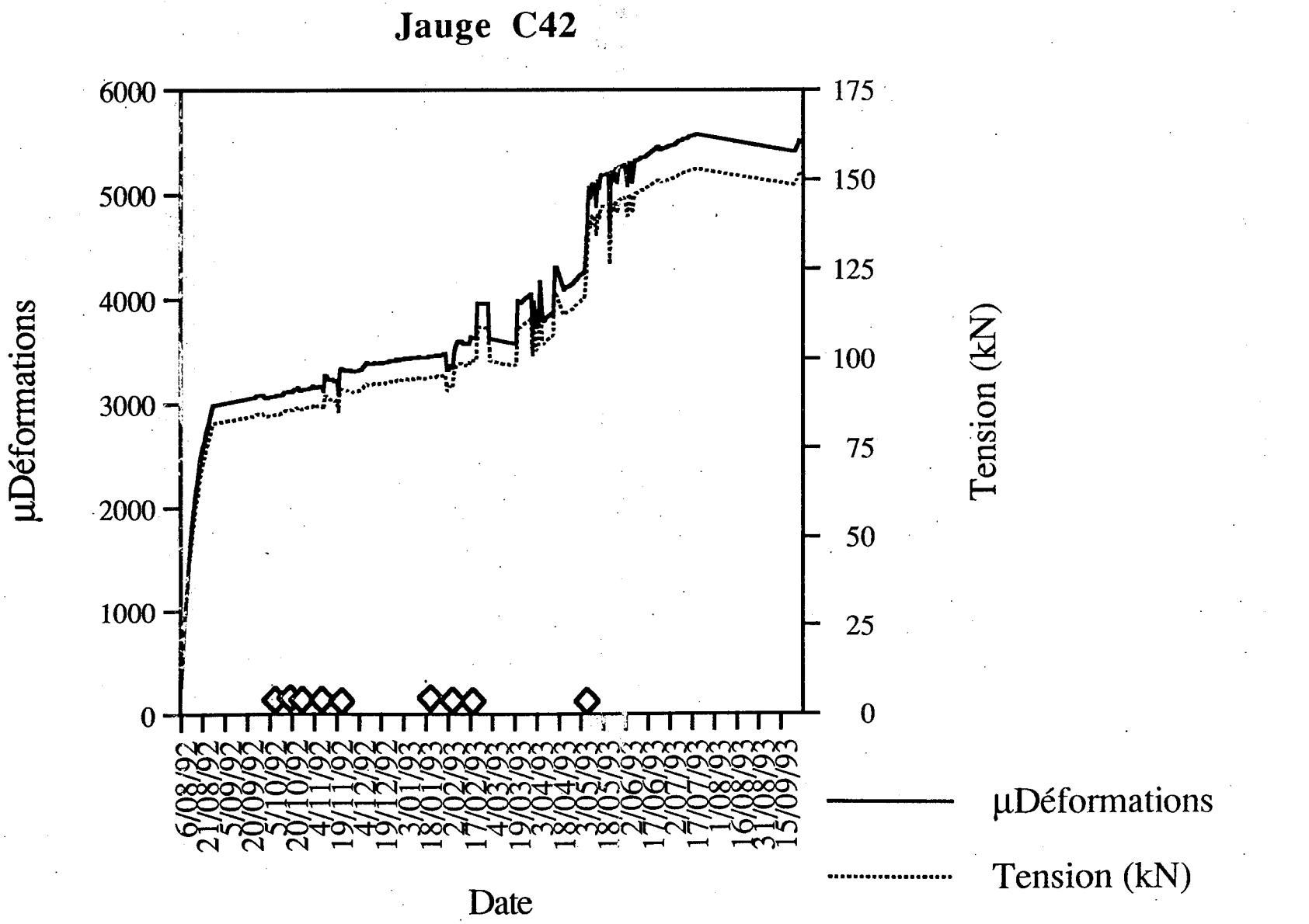
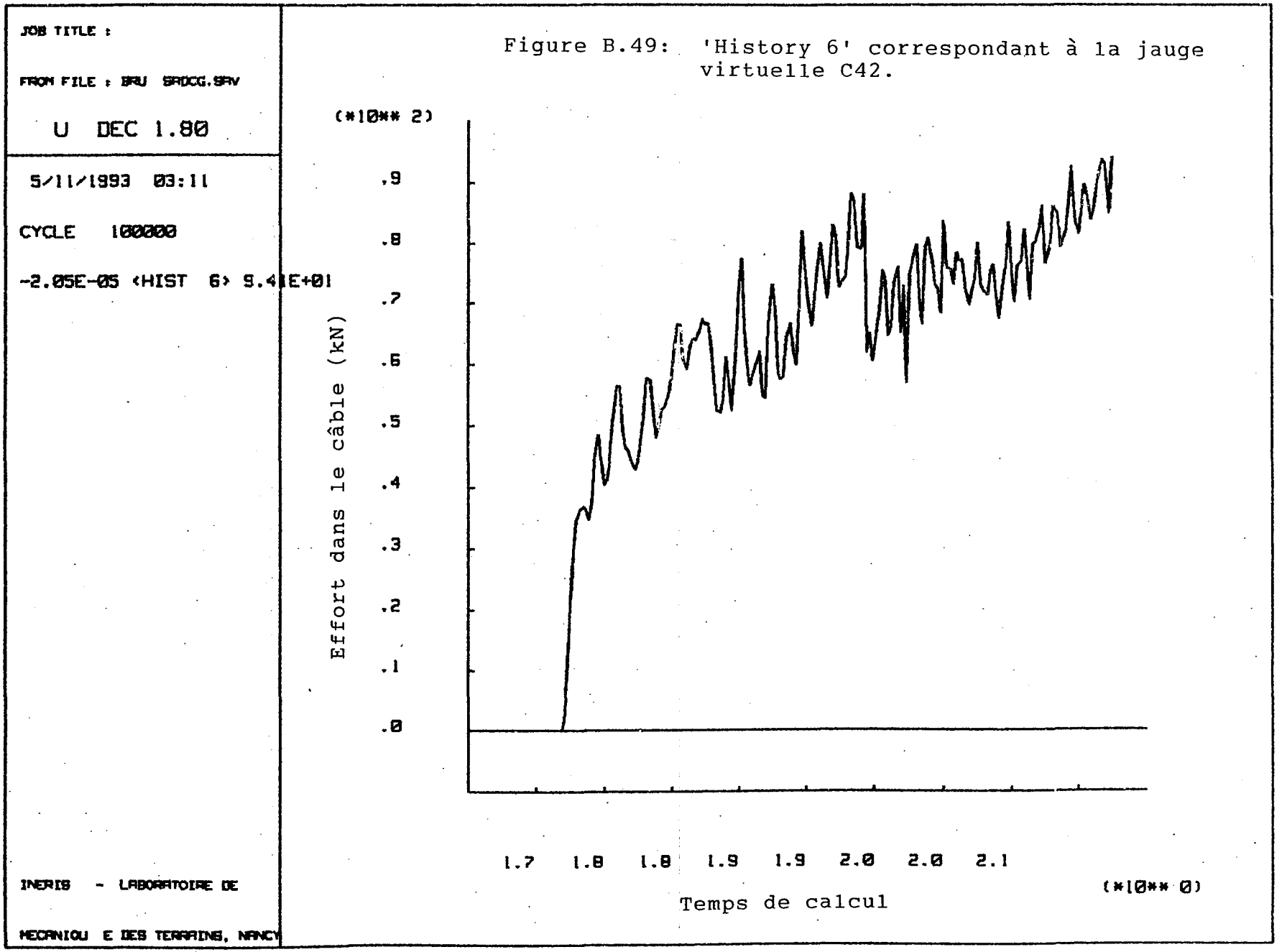


Figure B.48: Suivi de la jauge réelle C42.

Figure B.49: 'History 6' correspondant à la jauge virtuelle C42.



JOB TITLE :

FROM FILE : BRU SRDCG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 03:12

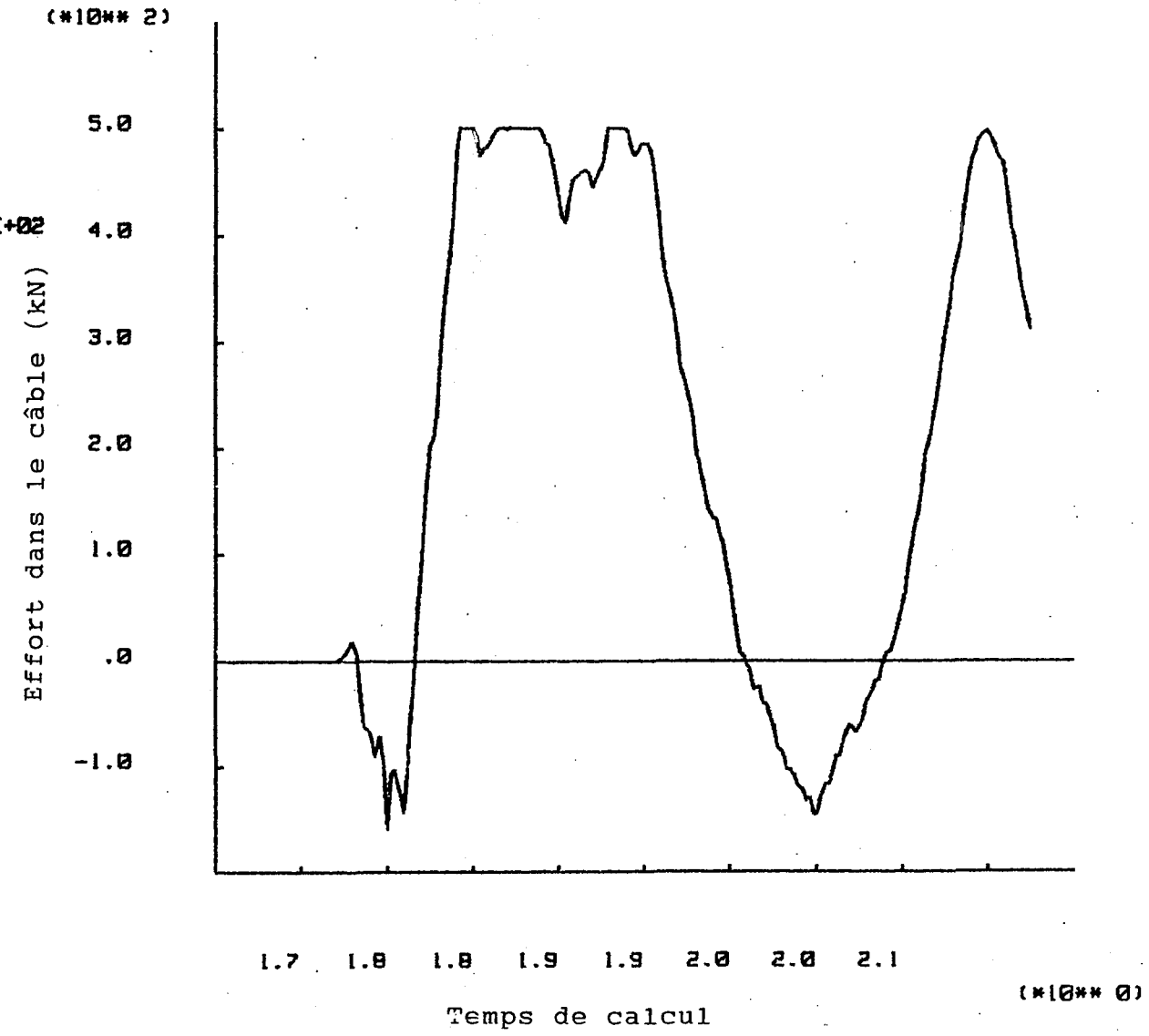
CYCLE 100000

-1.60E+02 <HIST 13> 5.00E+02

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.50: 'History 13'.



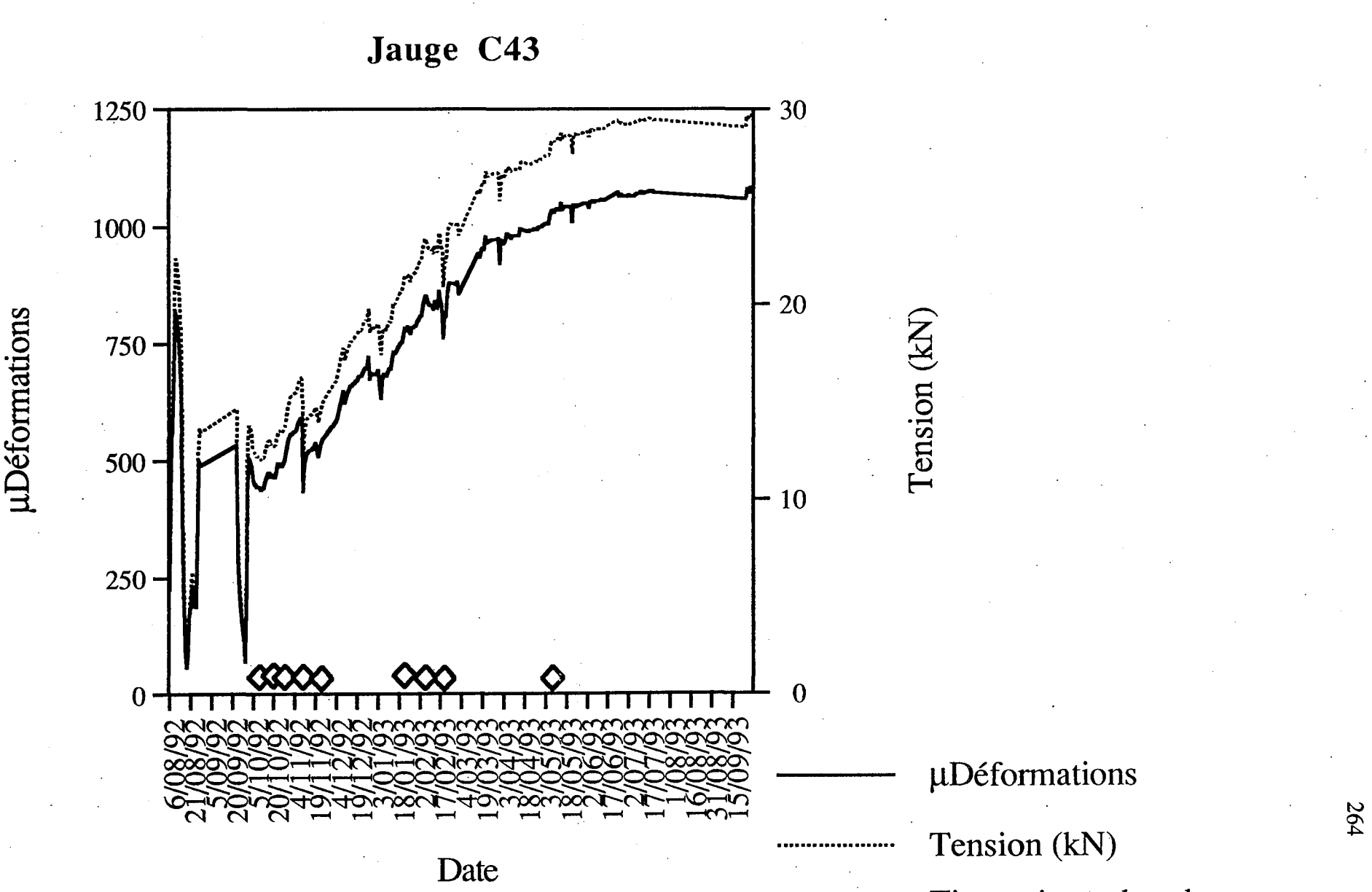


Figure B.51: Suivi de la jauge réelle C43.

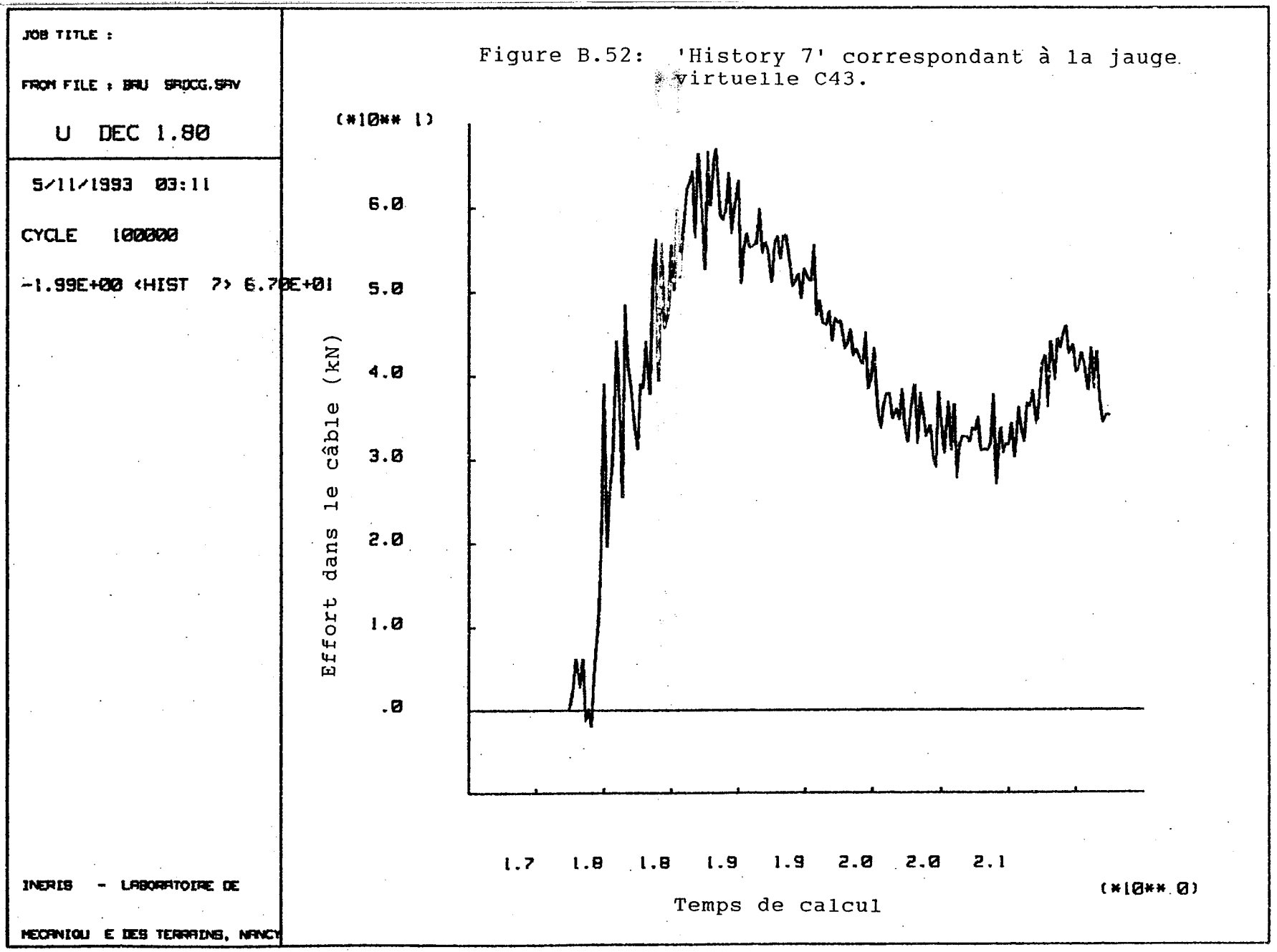


Figure B.52: 'History 7' correspondant à la jauge virtuelle C43.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU BADCG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 03:13

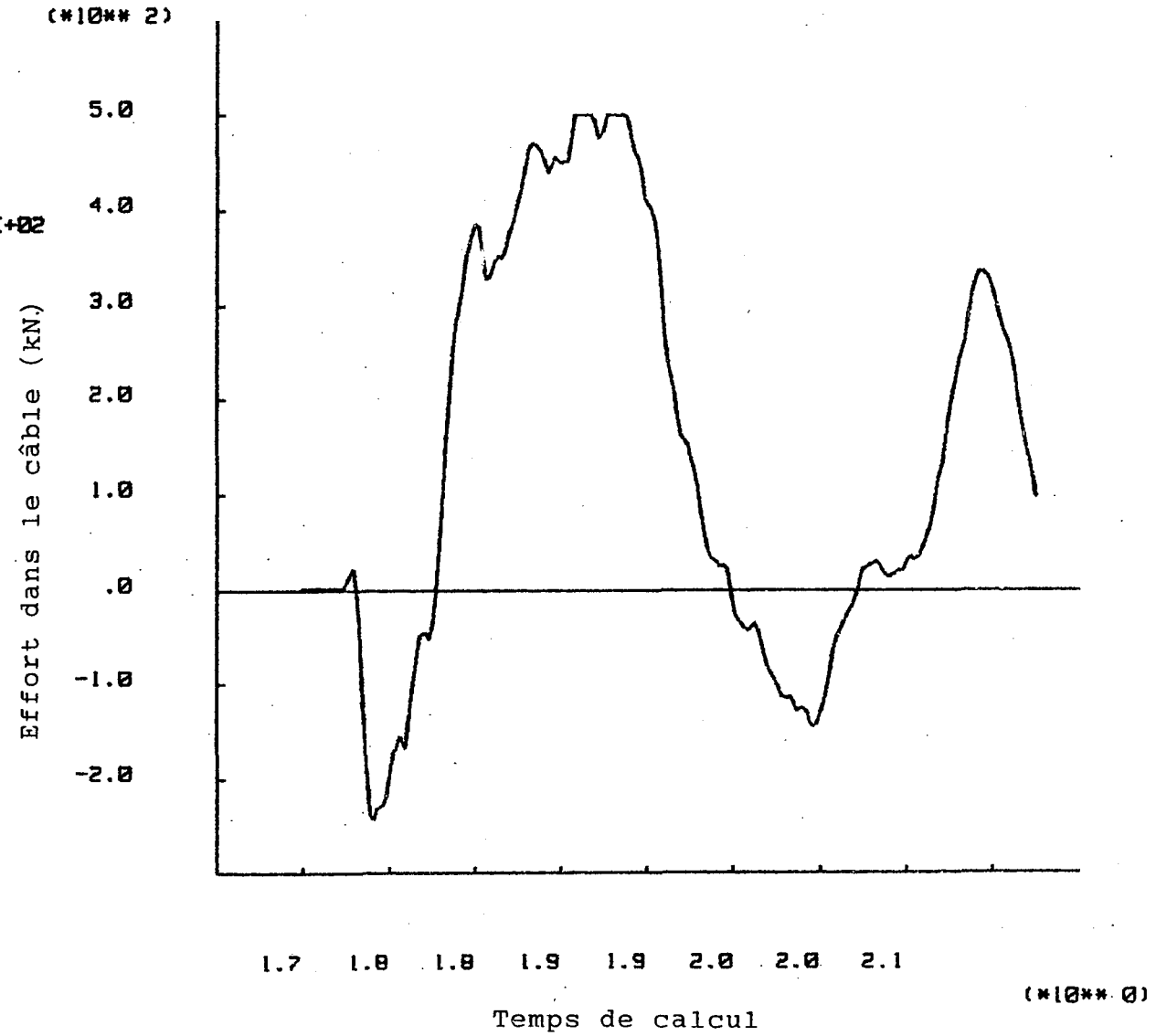
CYCLE 100000

-2.43E+02 <HIST 15> 5.00E+02

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.53: 'History 15'.



Profil D

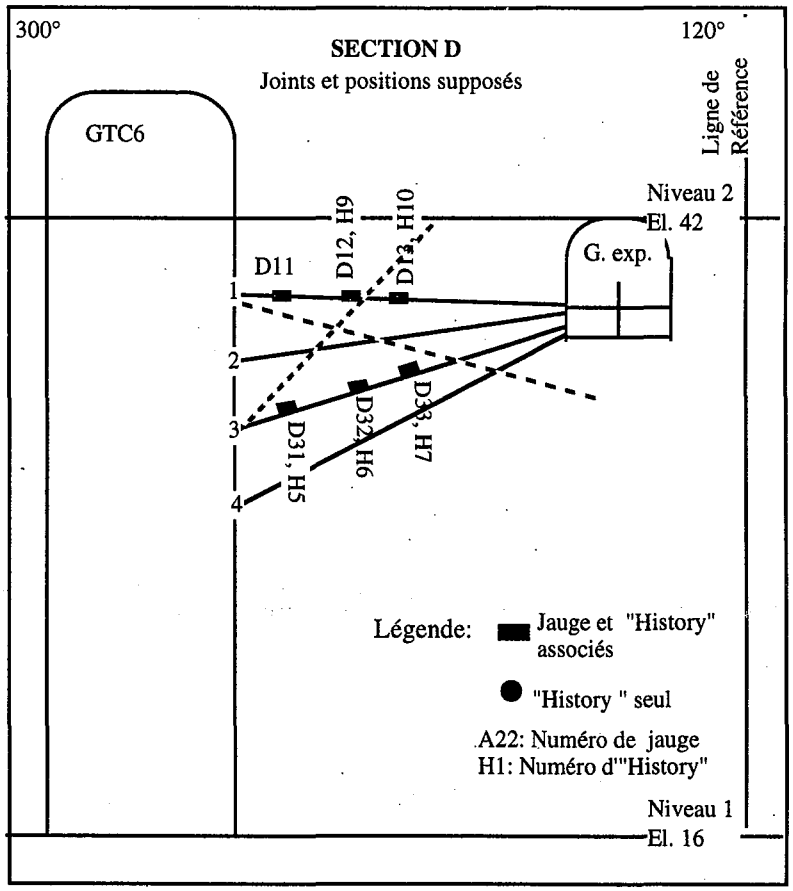


Figure B.54A : Profil D montrant la position des jauges et des "histories

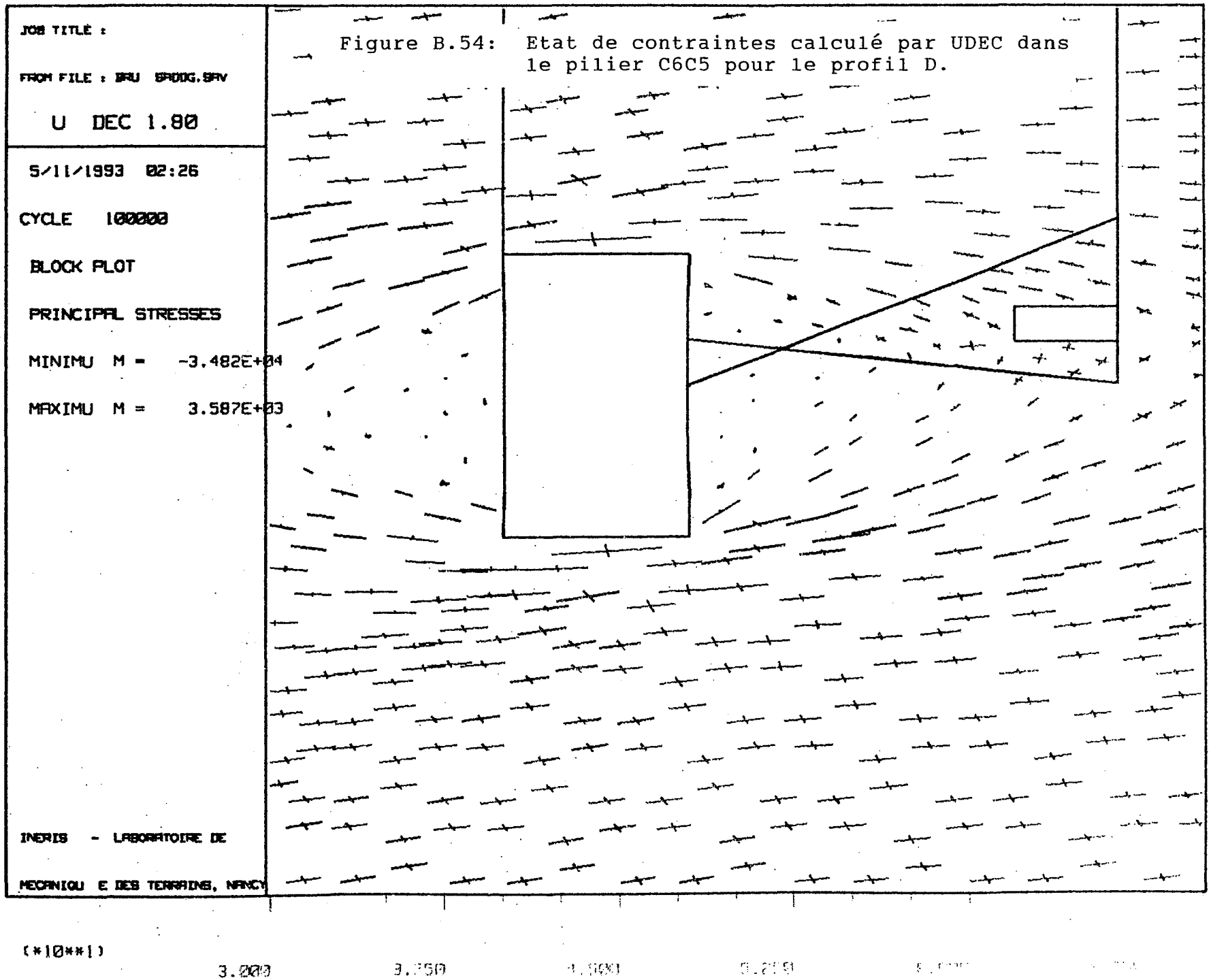


Figure B.54: Etat de contraintes calculé par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil D.

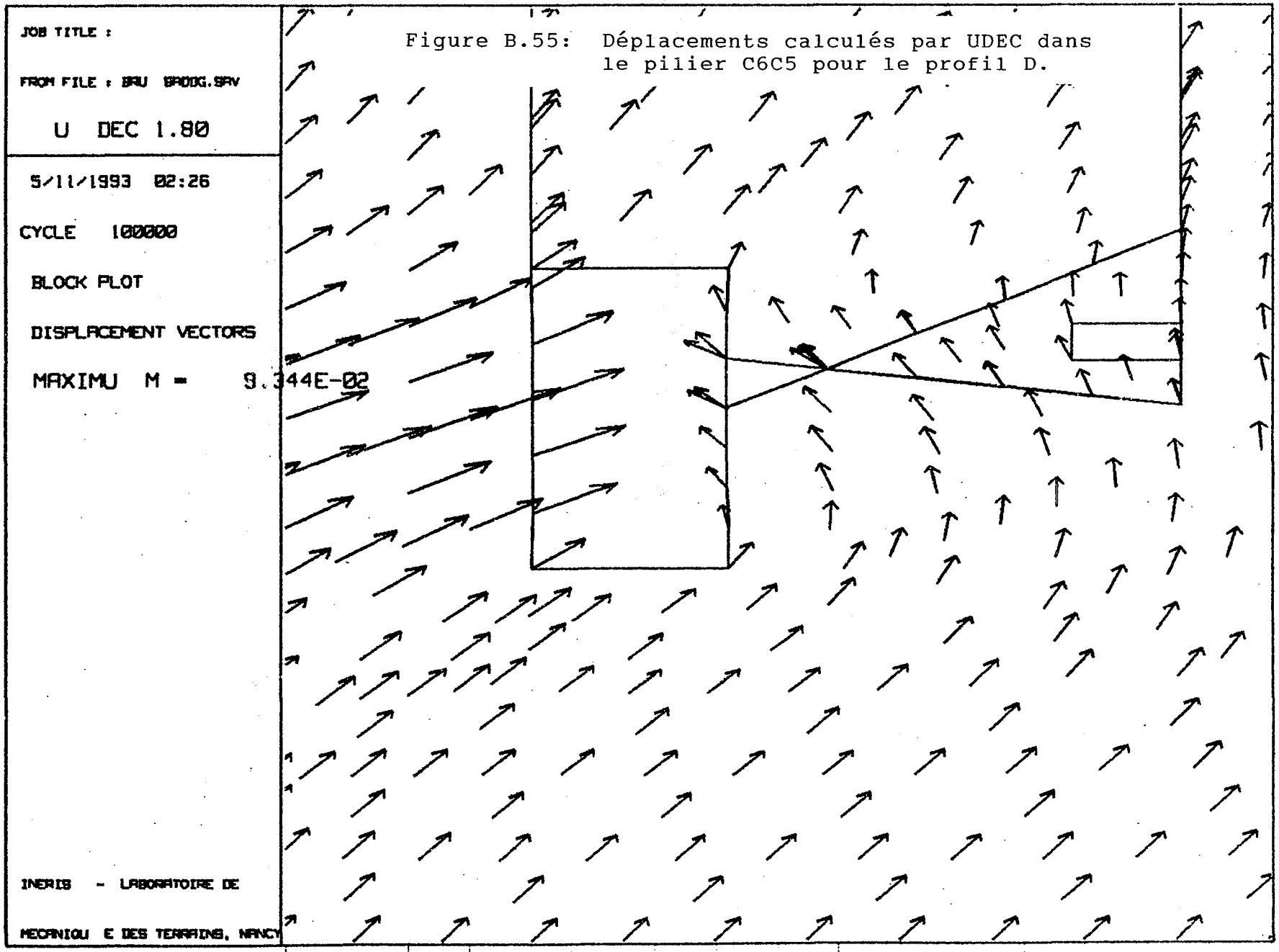


Figure B.55: Déplacements calculés par UDEC dans le pilier C6C5 pour le profil D.

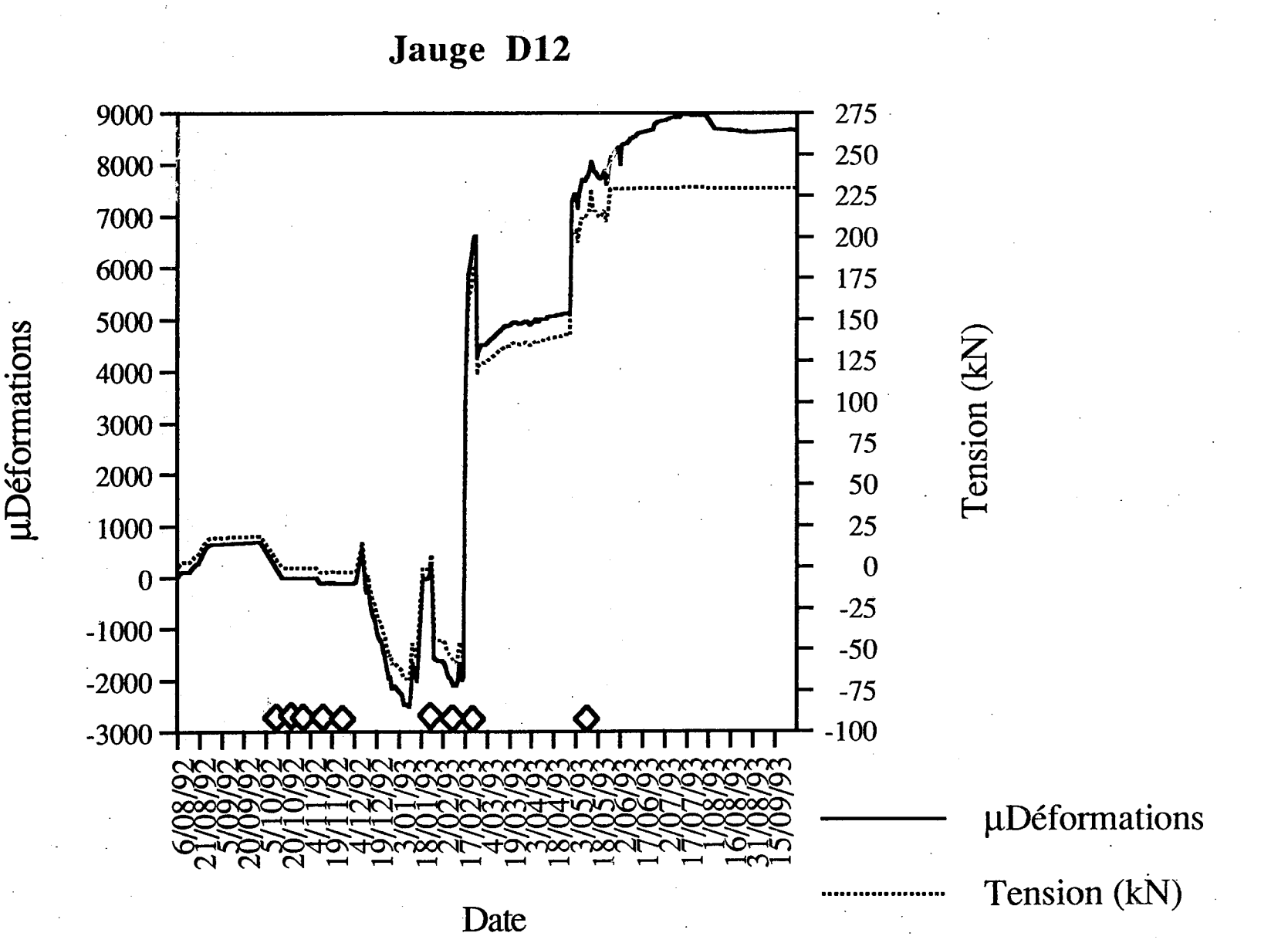
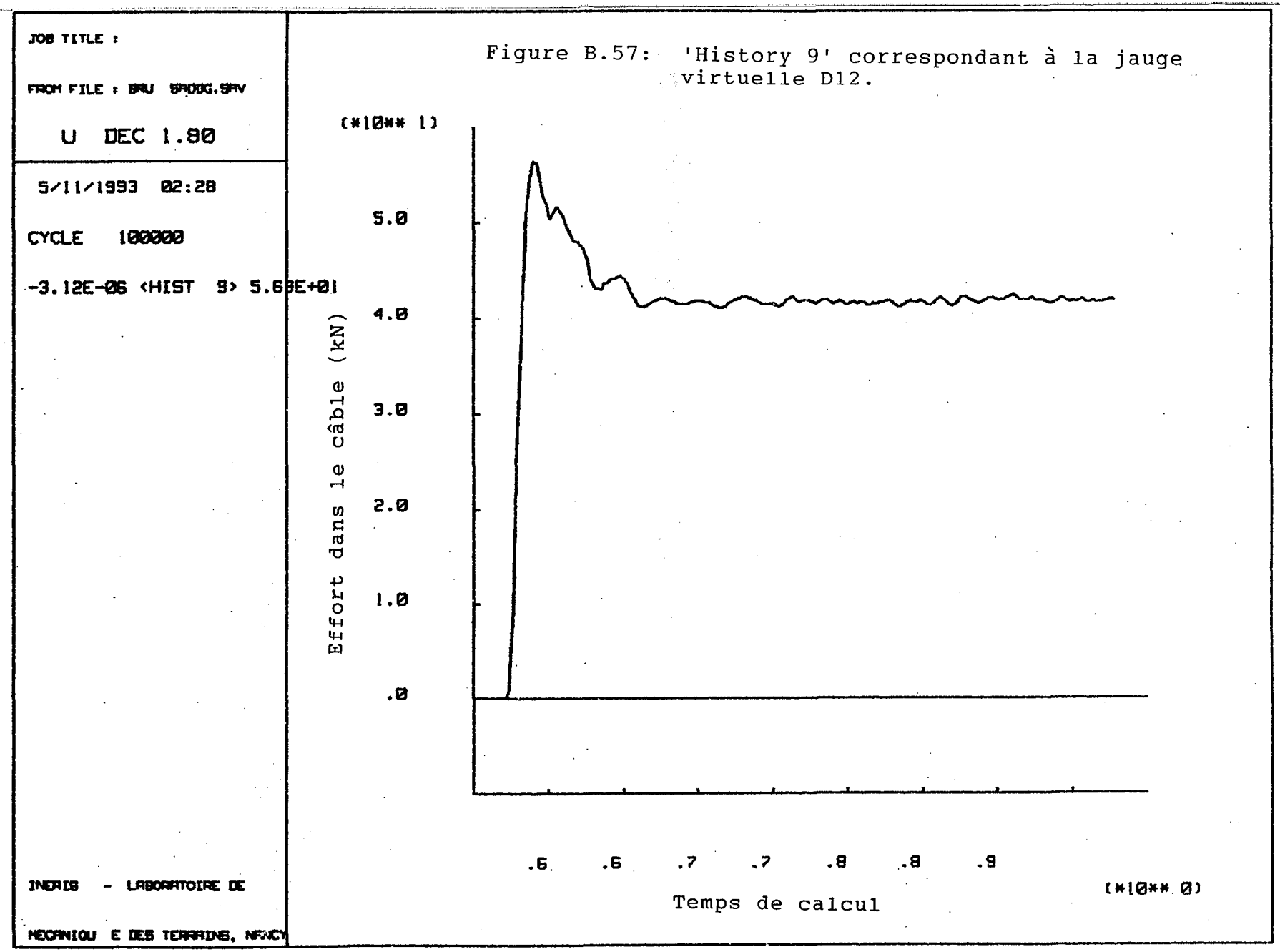


Figure B.56: Suivi de la jauge réelle D12.

Figure B.57: 'History 9' correspondant à la jauge virtuelle D12.



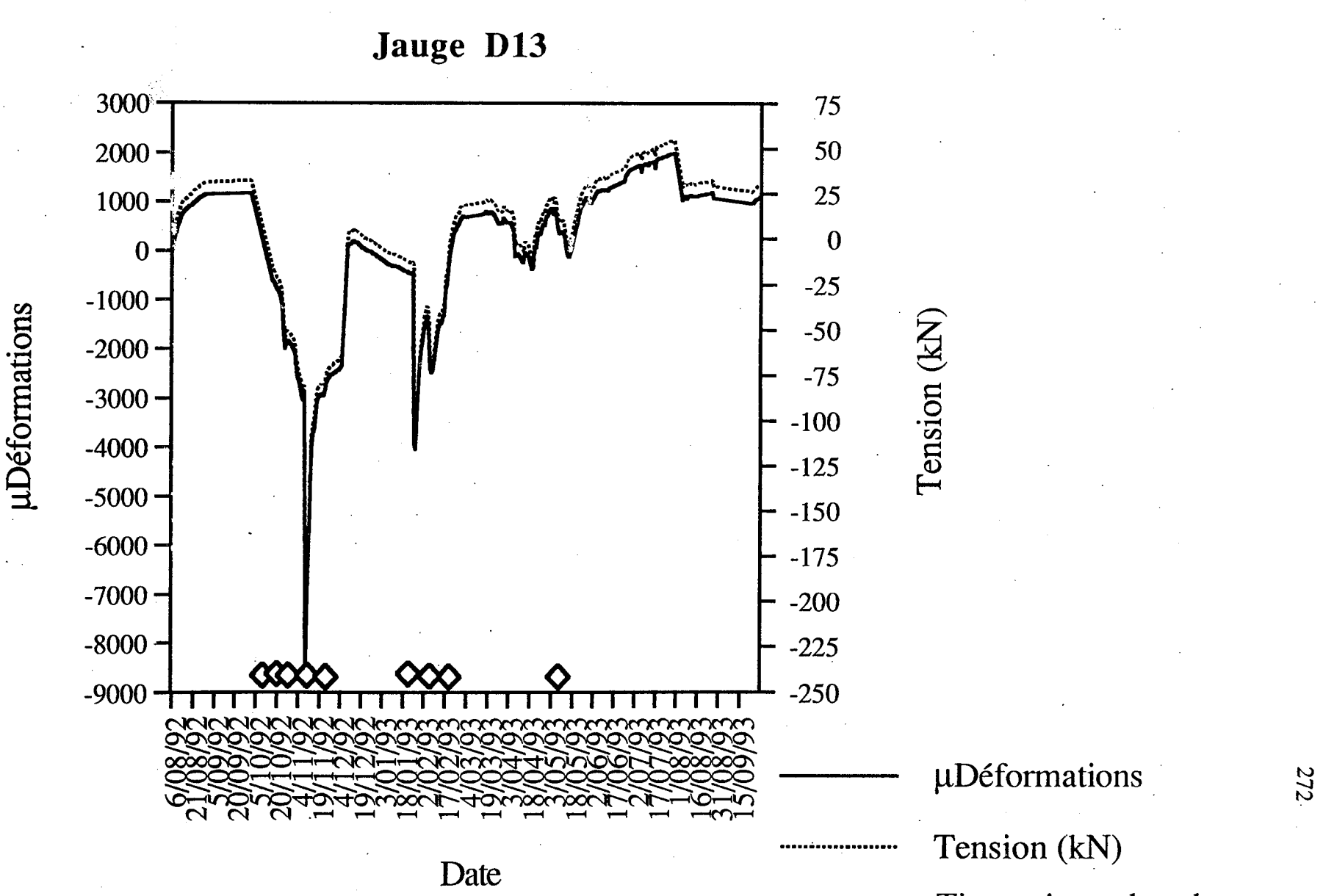
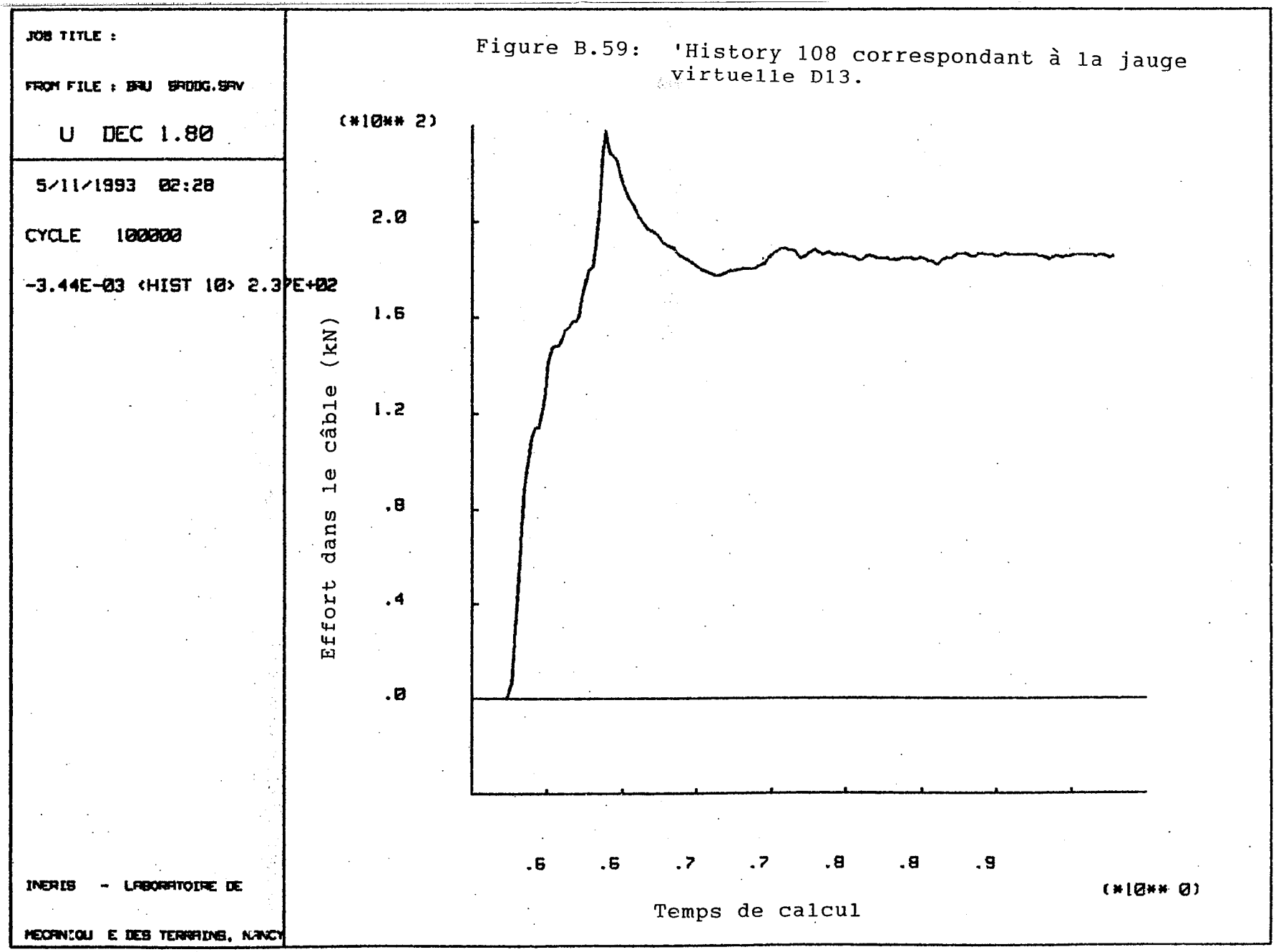


Figure B.58: Suivi de la jauge réelle D13.

Figure B.59: 'History 108 correspondant à la jauge virtuelle D13.



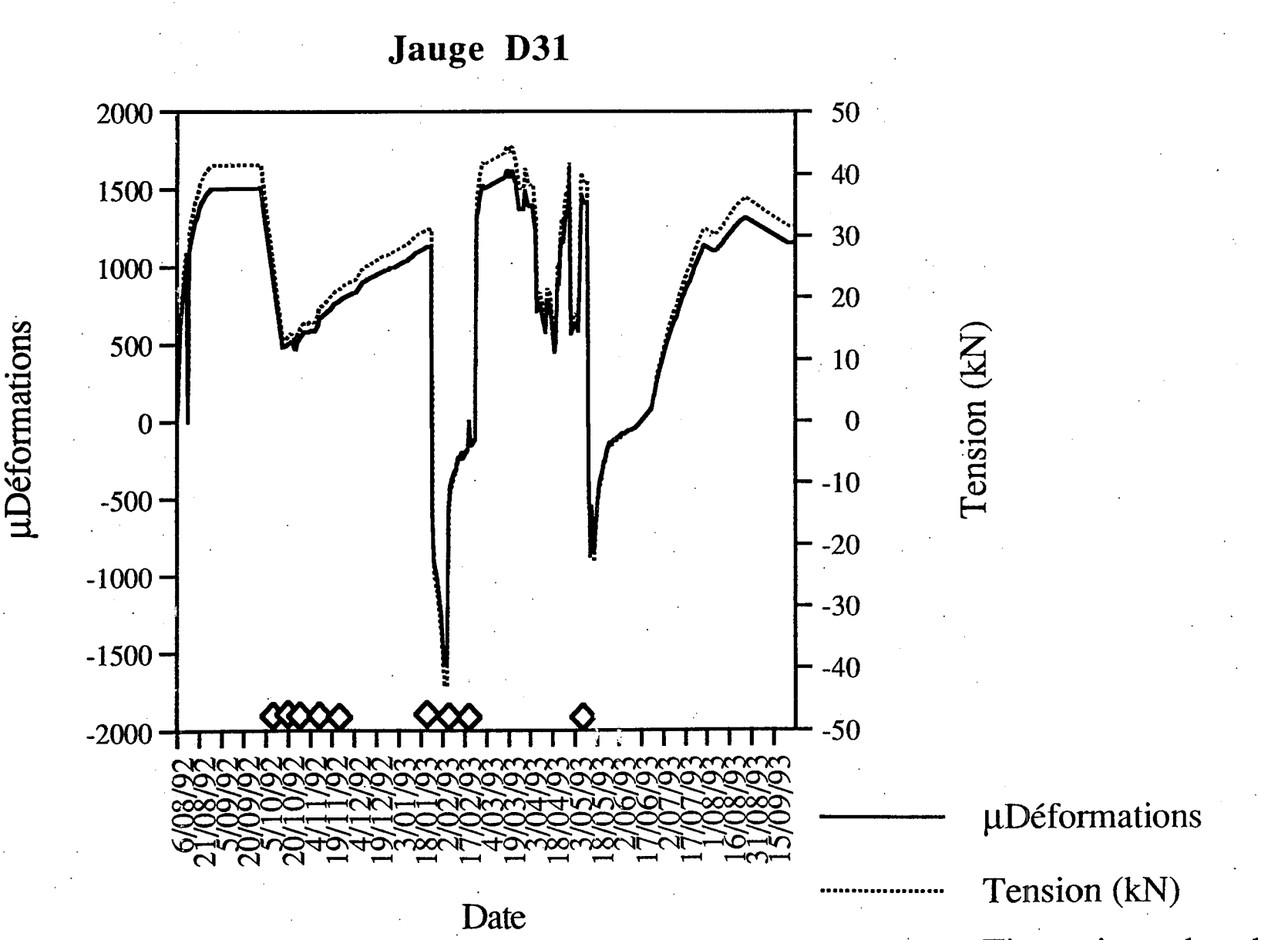
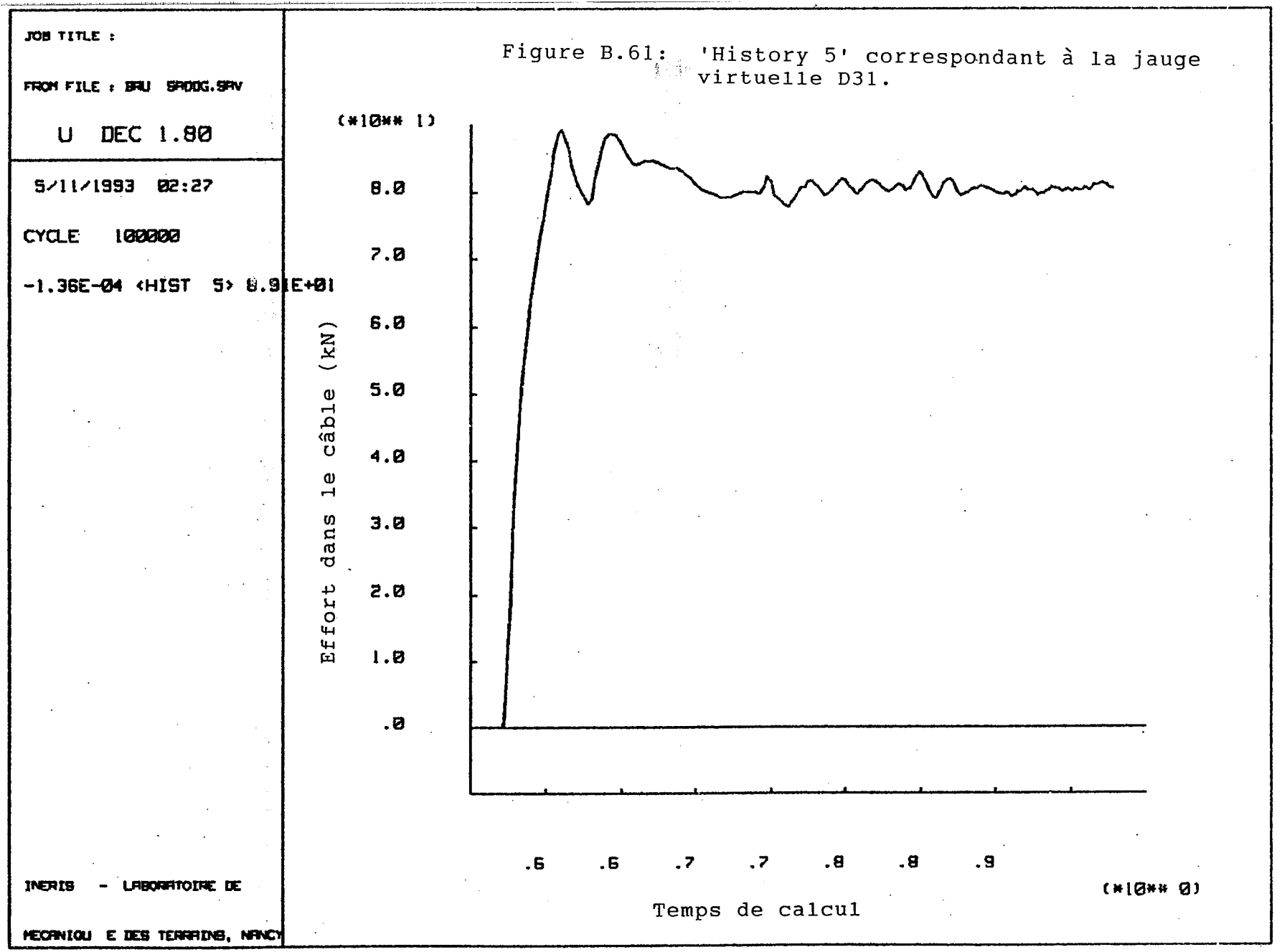


Figure B.60: Suivi de la jauge réelle D31.

Figure B.61: 'History 5' correspondant à la jauge virtuelle D31.



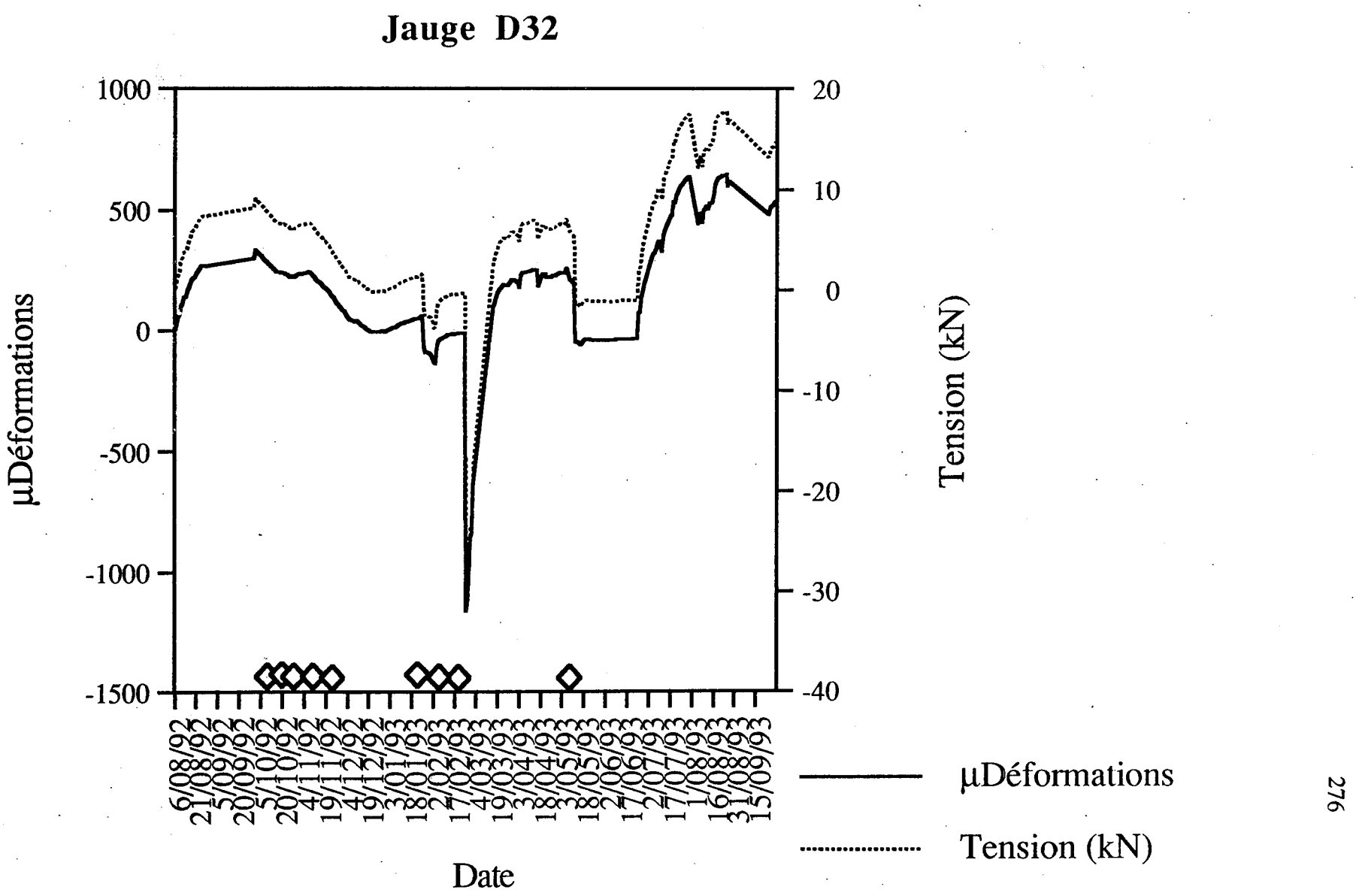


Figure B.62: Suivi de la jauge réelle D32.

JOB TITLE :

FROM FILE : BRU SPOOG.SAV

U DEC 1.80

5/11/1993 02:27

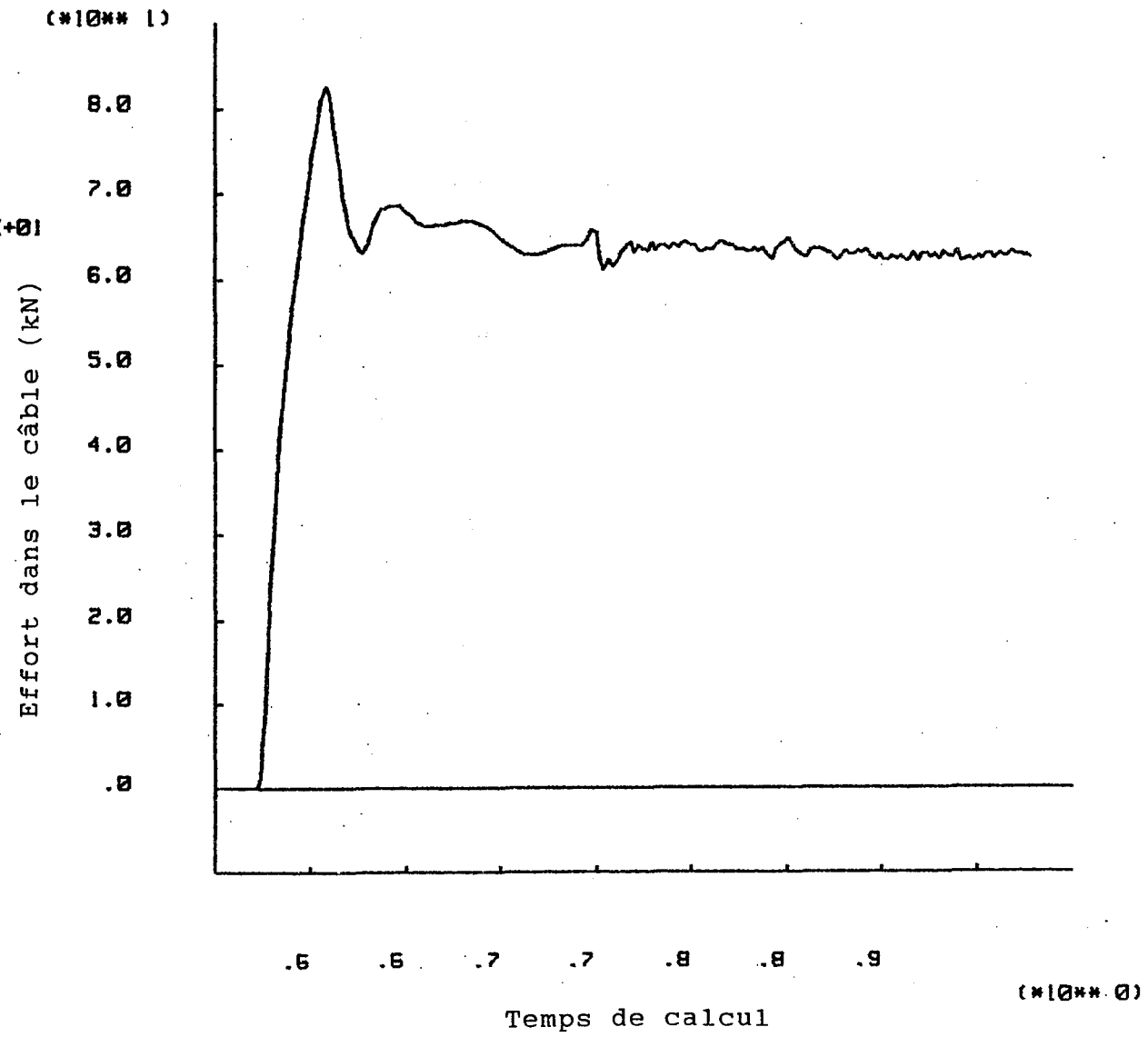
CYCLE 100000

-6.98E-04 <HIST 6> 8.26E+01

INERIS - LABORATOIRE DE

MECANIQU E DES TERRAINS, NANCY

Figure B.63: 'History 6' correspondant à la jauge virtuelle D32.



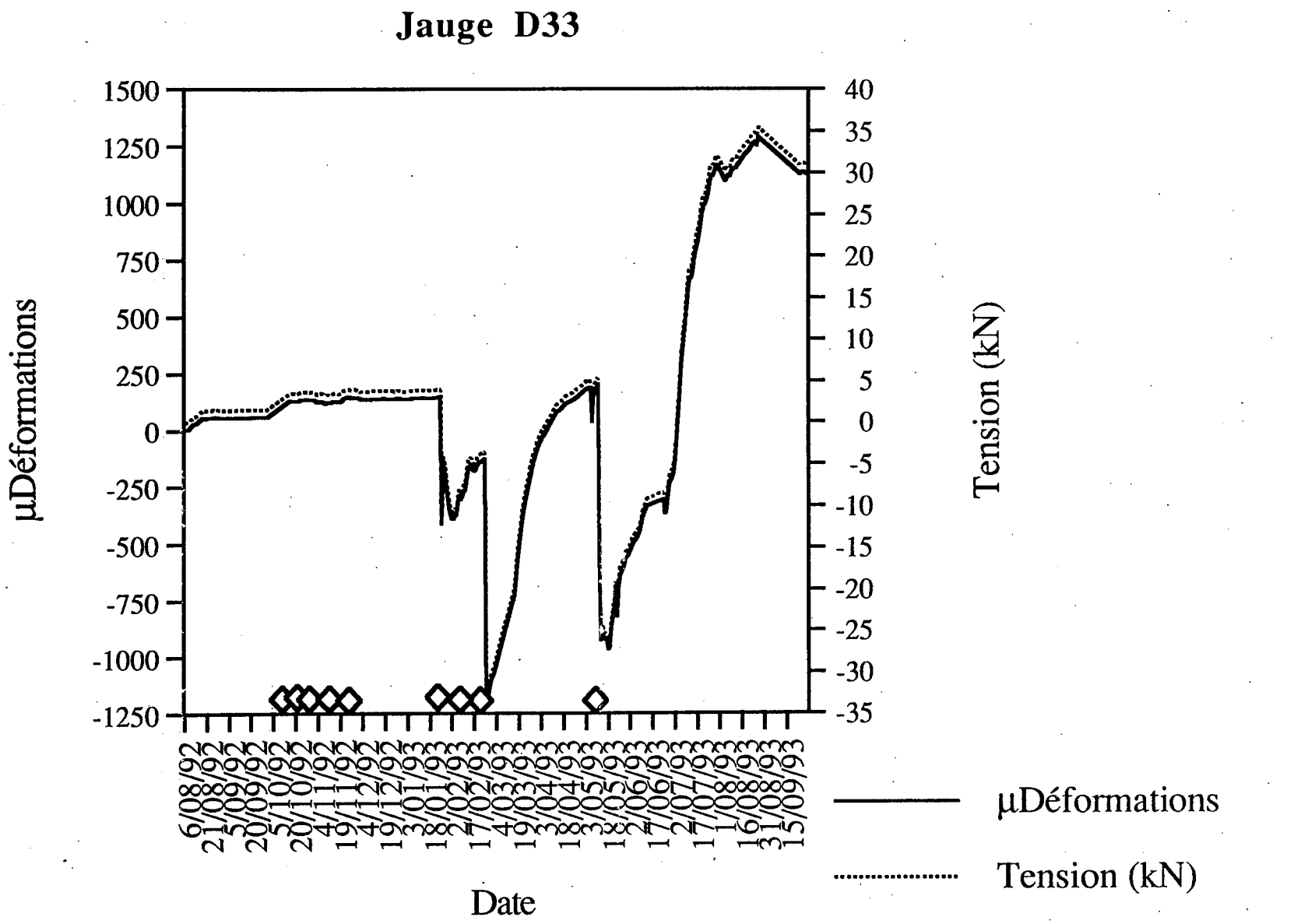
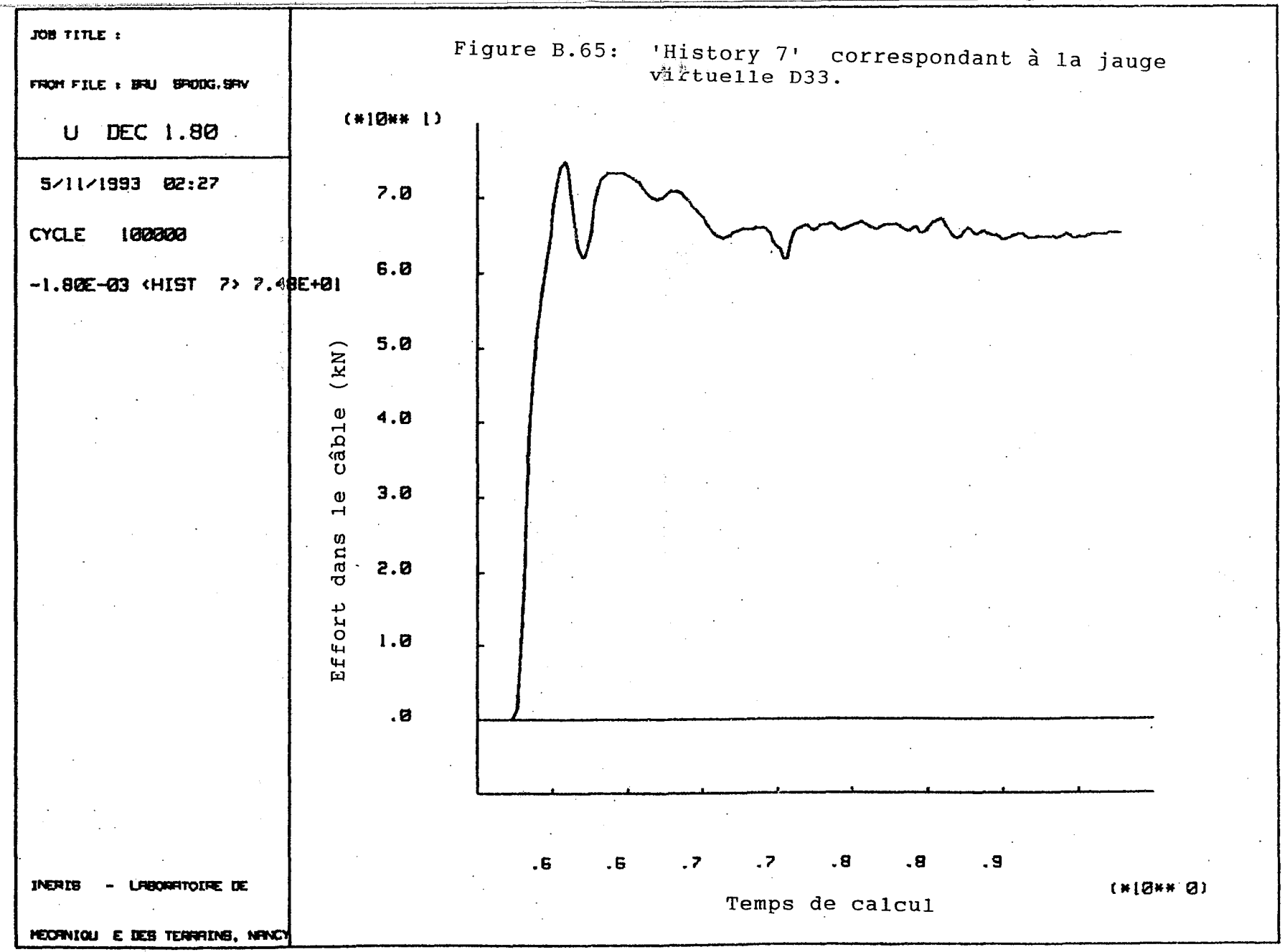


Figure B.64: Suivi de la jauge Réelle D33.

Figure B.65: 'History 7' correspondant à la jauge virtuelle D33.



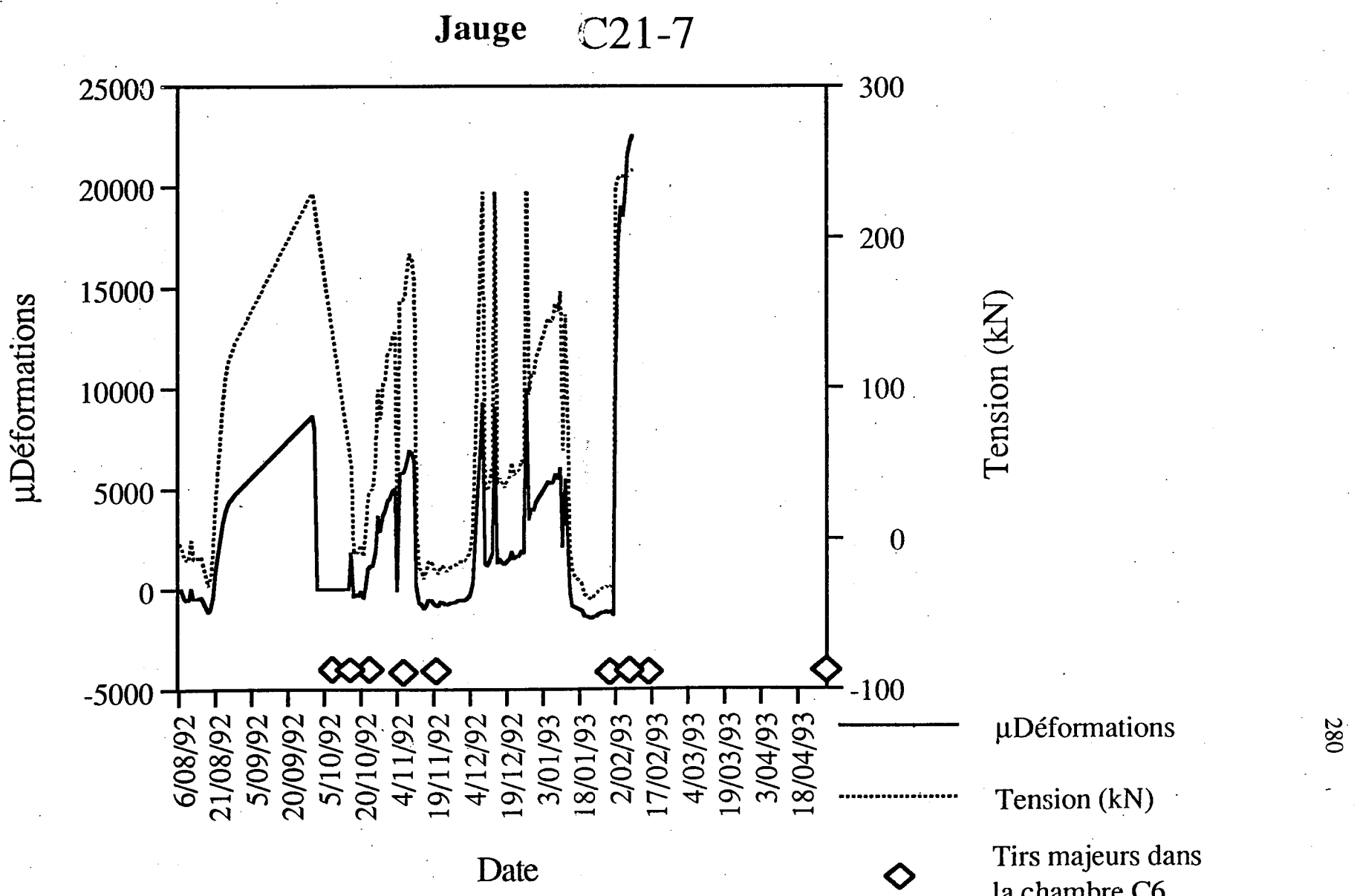


Figure B.66: Suivi de la jauge réelle C21-7

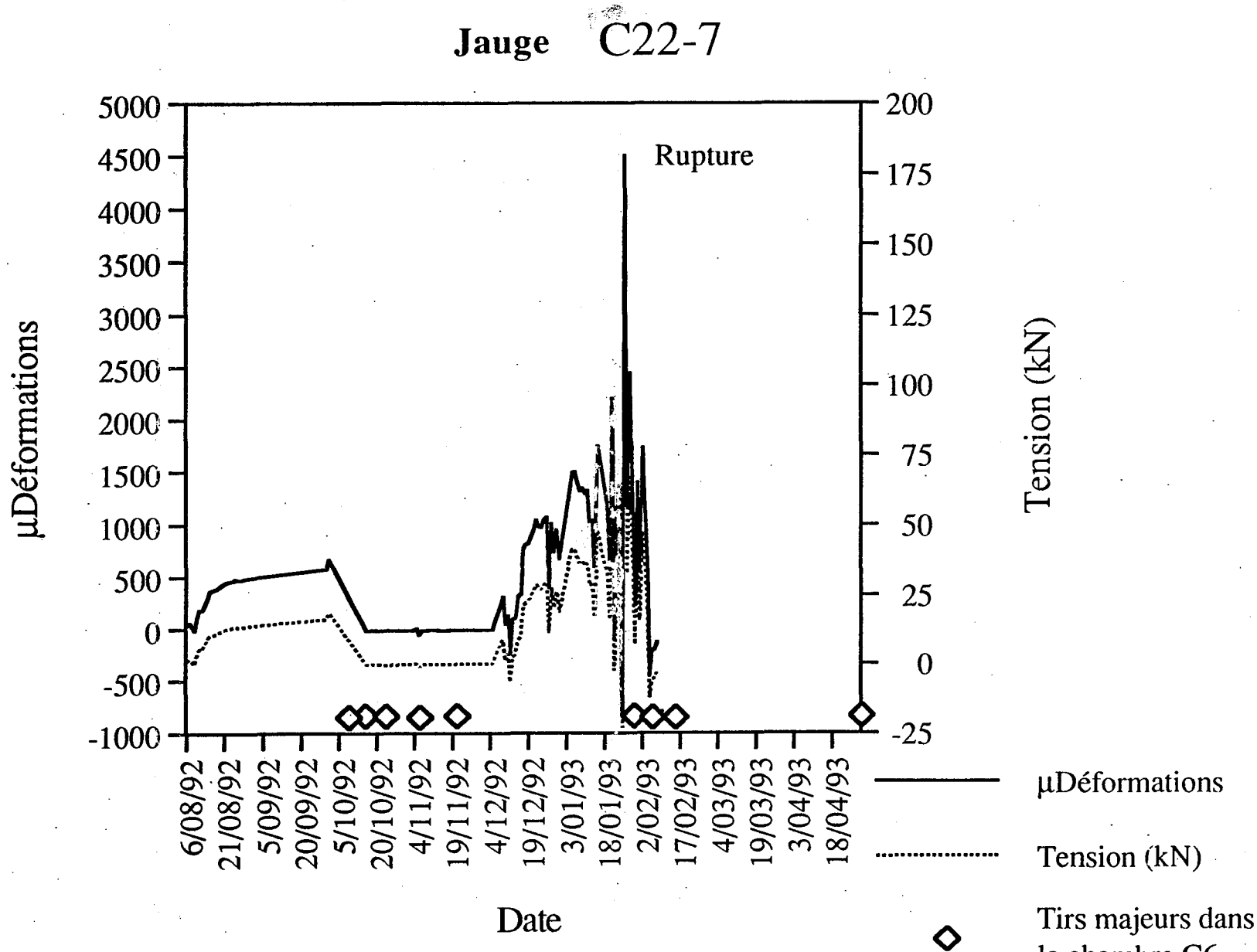


Figure B.67: Suivi de la jauge réelle C22-7

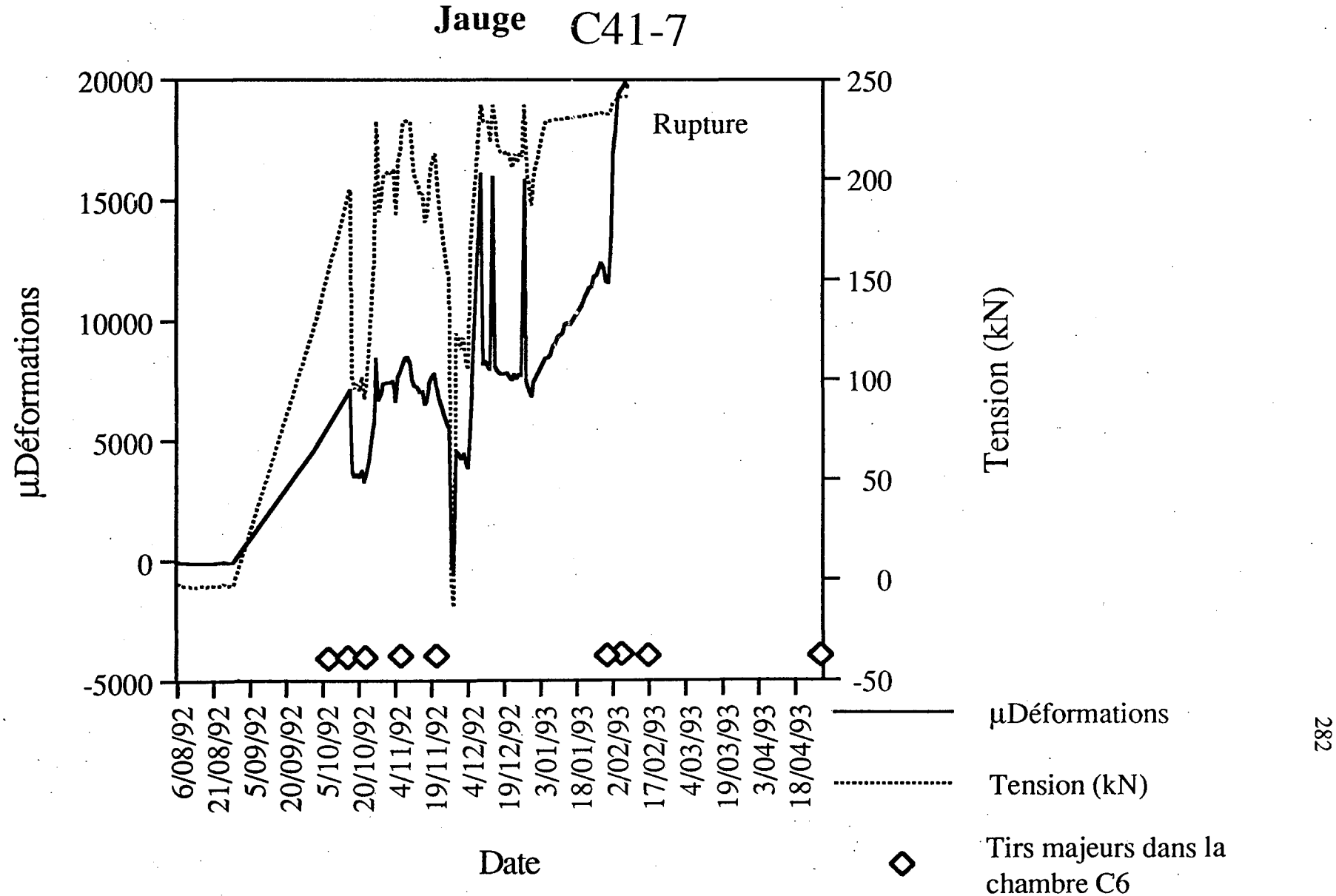


Figure B.68: Suivi de la jauge réelle C41-7

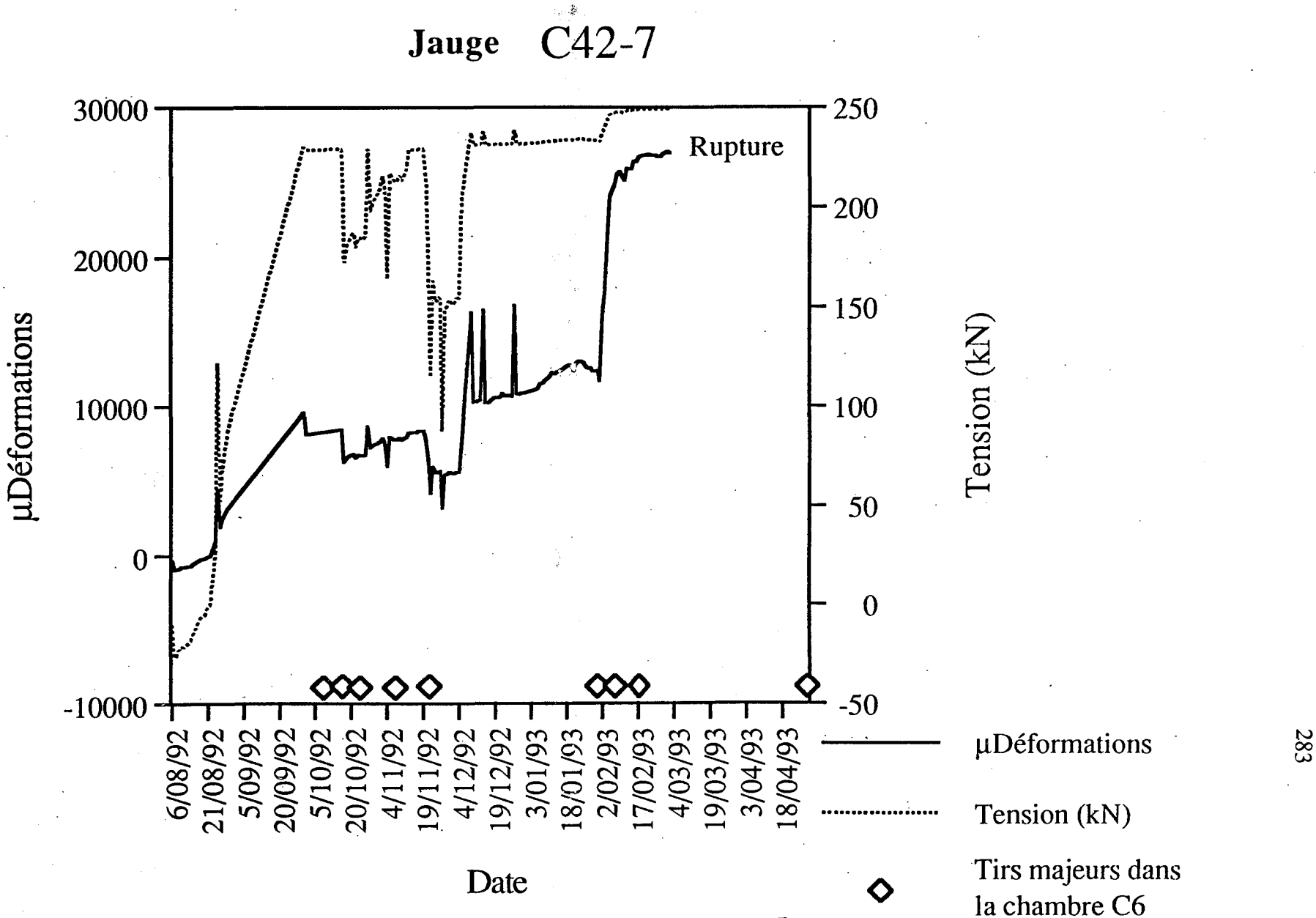


Figure B.69: Suivi de la jauge réelle C42-7

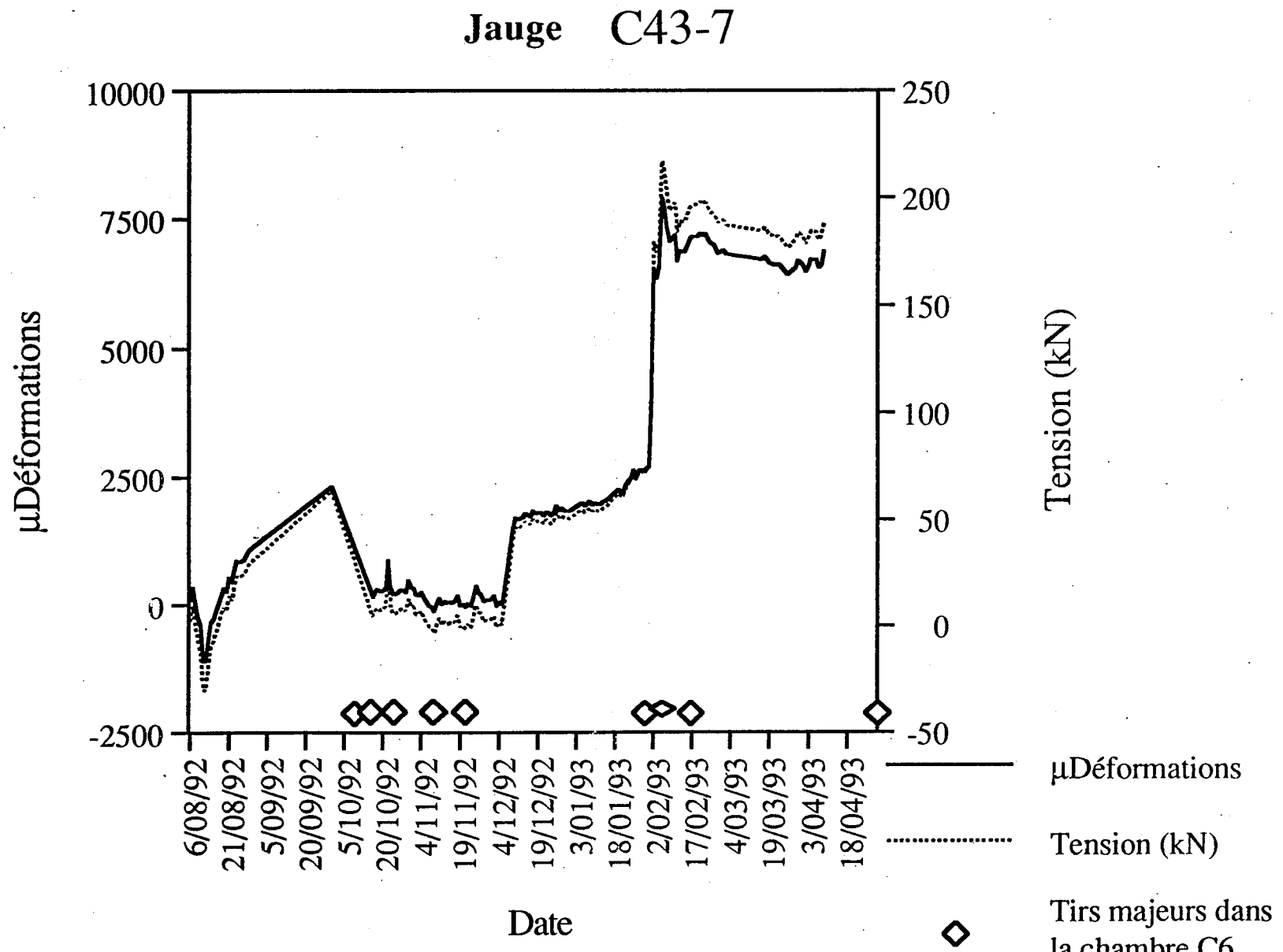
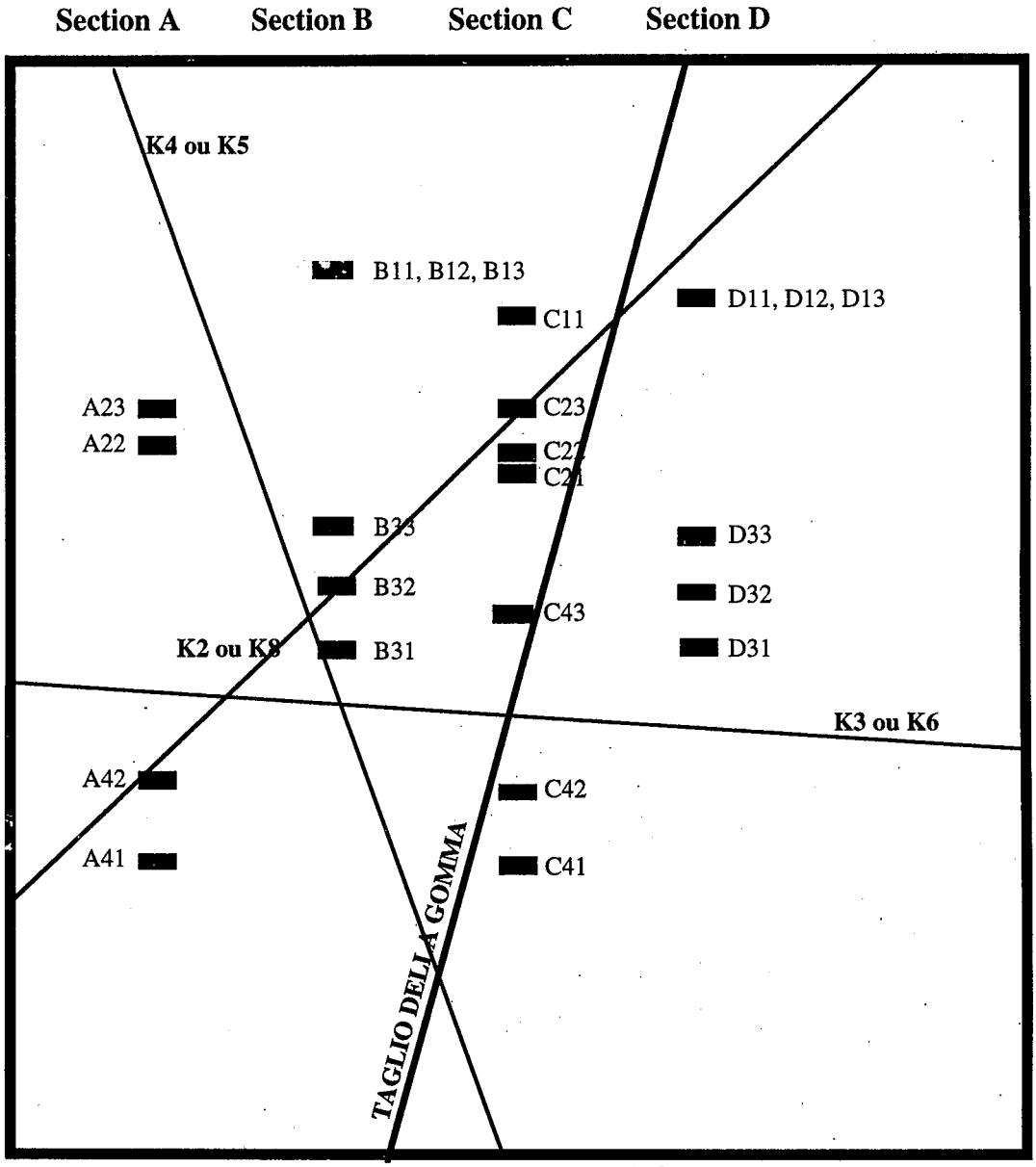


Figure B.70: Suivi de la jauge réelle C43-7

Annexe C

Blocométrie apparente

Figure C1
Trace supposée des joints selon l'allongement de la chambre c6



LEGENDE

Jauge

Trace du joint supposé

Mine	Unitalc
Chantier	Chambre 6
Sujet	Projection des jauges sur le parement de C6
Echelle	1: 100
Date	07/1993 Par F.B.S

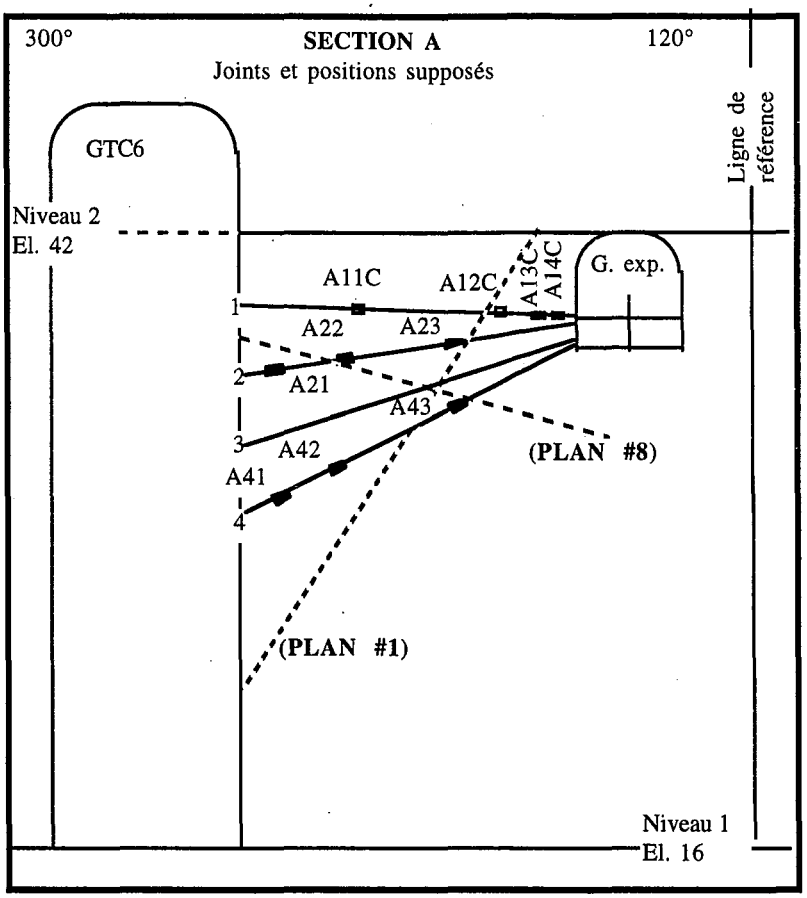


Figure C2 : Trace supposée des joints selon le profil A de câbles de la galerie expérimentale

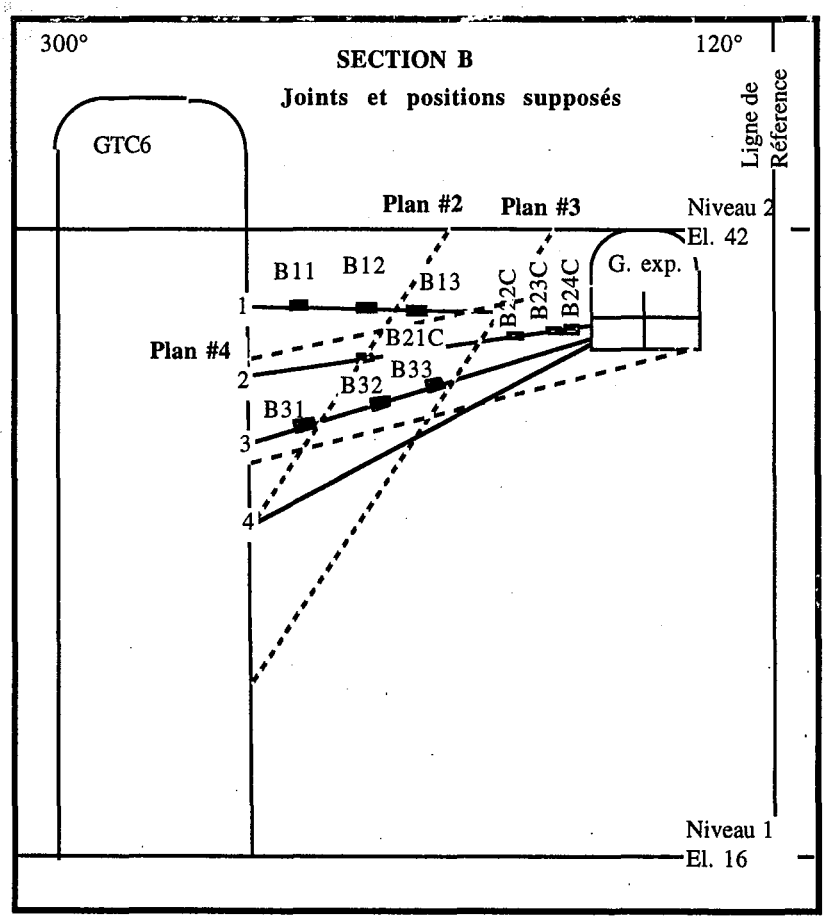


Figure C3 : Trace supposée des joints selon le profil B de câbles de la galerie expérimentale

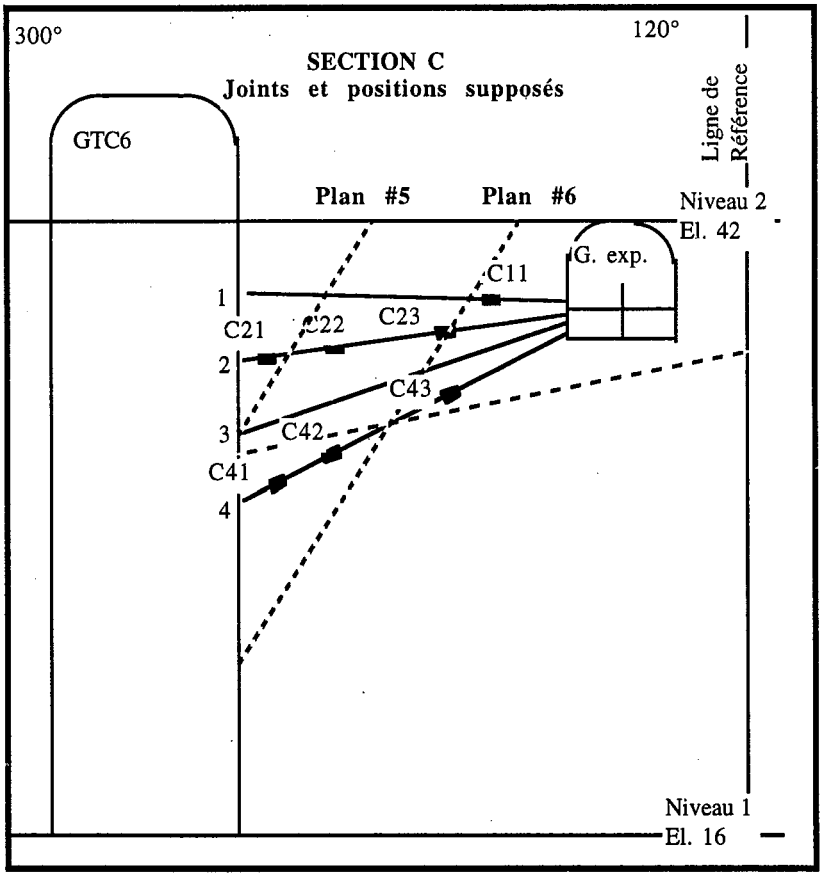


Figure C4 : Trace supposée des joints selon le profil C de câbles de la galerie expérimentale

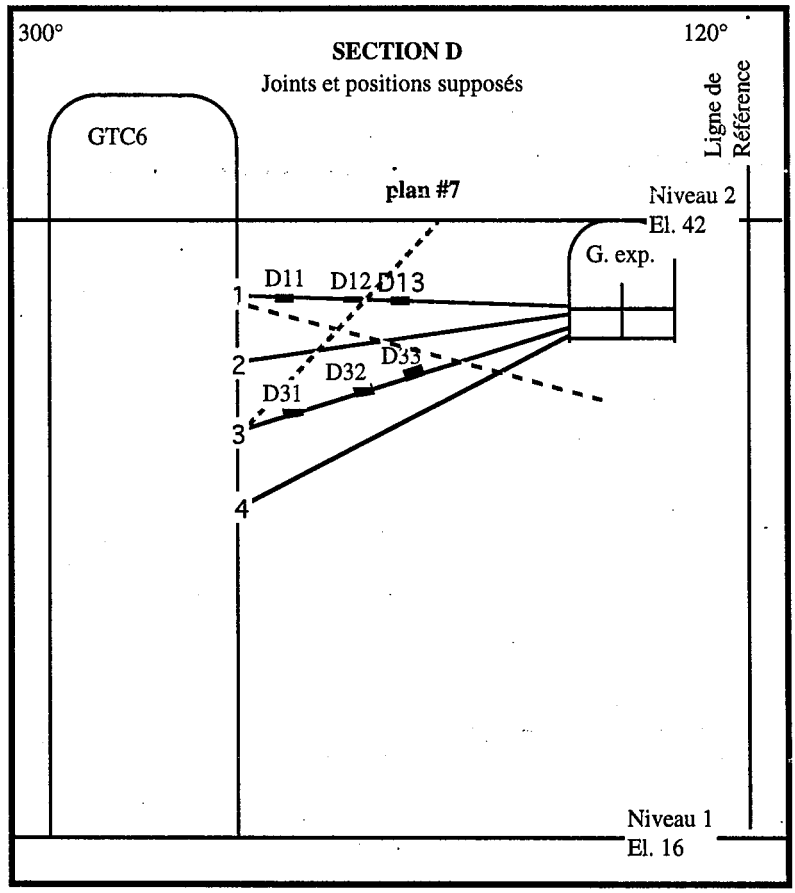


Figure C5 : Trace supposée des joints selon le profil D de câbles de la galerie expérimentale

Volée N° (chambre C6)	Distance des tirs (m)	Quantité d'explosif équival. ANFO (kg)	Vitesse particulaire radiale (m/s)	Surcontrainte radiale (MPa)	Vitesse particulaire verticale (m/s)	Surcontrainte verticale (m/s)	Vitesse particulaire transversale (m/s)	Surcontrainte transversale (MPa)	Date
1 et 2	21,5	535,7	136,97	119,38	96,20	83,84	11,42	9,95	14/10/92
3 et 4	18,0	564,1	192,41	167,69	136,24	118,74	14,40	12,55	22/10/92
5 et 6	16,5	584,1	229,07	199,64	162,87	141,95	16,22	14,14	9/11/92
7 et 8	14,5	611,4	295,28	257,36	211,23	184,10	19,29	16,82	20/11/92
9 et10	12,8	491,8	303,21	264,26	217,04	189,16	19,65	17,12	29/01/93
11	12,3	142,5	115,20	100,40	80,57	70,22	10,15	8,84	4/02/93
12 et13	9,5	304,7	334,49	291,52	239,99	209,17	21,01	18,31	15/02/93
14 et15	7,5	597,8	871,40	759,47	639,73	557,56	40,39	35,20	6/05/93

TENSION DES JAUGES (EN kN)

A22	A23	A41	A42	B11	B12	B13	B31	B32	Date
16,06	26,6	29,9	10,66	31,51	0	2,22	62,7	44,62	14/10/92
17,21	29,7	32,89	29,2	29,12	0	2,49	63,56	46,48	22/10/92
16,73	32,34	38,33	15,49	28,97	12,31	2,87	67,97	50,28	9/11/92
26,57	37,51	45,87	39,37	25,15	7,83	5,86	76,3	54,04	20/11/92
30,06	45,62	56,23	58,44	57,77	22,14	7,09	228,04	62,76	29/01/93
47,5	64,06	56,21	73,53	130,78	78,08	65,47	230,46	95,7	4/02/93
38,4	70,23	rupture	rupture	134,41	125,45	98,18	230,63	111,62	15/02/93
73,65	85,22			154,12	215,61	151,85	rupture	118,83	6/05/93

B33	C11	C21	C22	C23	C41	C42	C43	C21-7	Date
19,3	0	236,67	236,67	0,46	156,25	85,41	12,74	0	14/10/92
20,39	0	237,26	237,04	0,06	176,84	86,13	13,08	28,39	22/10/92
26,03	0	237,03	237,68	0	201,77	85,74	11,91	184,88	9/11/92
26,96	0	239,19	238,21	0,27	208,11	90,87	13,97	0	20/11/92
33,9	0	244,7	239,41	0	230,81	95,58	21,68	0	29/01/93
104,08	0,24	245,96	242,07	0	230,01	92,05	23,14	240,16	4/02/93
125,59	0	246,04	243,65	0	230,73	98,18	23,68	rupture	15/02/93
150,36	0	246,43	245,81	21,56	230,64	130,56	28,34		6/05/93

C22-7	C41-7	C42-7	C43-7	D12	D13	D31	D32	D33	Date
0	195,08	229,18	4,38	0	0	13,15	6,71	3,54	14/10/92
0	98	180,04	23,89	0	0	13,88	6,46	3,63	22/10/92
0	228,95	213,27	1,21	0	0	18,29	6,22	3,39	9/11/92
0	197,52	173,73	0	0	0	20,98	4,41	3,89	20/11/92
6,84	232,62	231,88	73,12	0	0	0	0	0	29/01/93
0	241,27	232,14	217,26	0	0	0	0	0	4/02/93
rupture	rupture	rupture	195,62	0	0	0	0	0	15/02/93
			rupture	211,71	12,94	40,21	6,52	1,09	6/05/93

Tableau C.1 : **Données relatives aux tirs et aux jauges**

Tableau C.2

Matrice de corrélation pour les variables : X_1 ... X_{26}

	Sr	A22	A23	A41	A42	B11	B12	B13
Sr	1							
A22	-.19	1						
A23	-.17	.99	1					
A41	.28	.87	.89	1				
A42	.04	.94	.94	.92	1			
B11	-.48	.93	.94	.7	.83	1		
B12	-.4	.94	.96	.74	.82	.98	1	
B13	-.54	.91	.91	.62	.76	.97	.97	1
B31	1.19E-3	.85	.89	.91	.91	.83	.8	.68
B32	-.33	.98	.99	.8	.88	.98	.99	.96
B33	-.48	.93	.94	.68	.8	.98	.99	1
C11	-.6	.88	.88	.56	.71	.96	.96	1
C21	.02	.92	.94	.95	.96	.85	.83	.74
C22	-.17	.98	1	.89	.93	.94	.97	.91
C23	-.18	-.4	-.52	-.55	-.53	-.43	-.48	-.36
C41	.37	.78	.83	.96	.85	.61	.69	.55

Note : 2 cas supprimés avec val. manquantes.

Matrice de corrélation pour les variables : X_1 ... X_{26}

	Sr	A22	A23	A41	A42	B11	B12	B13
C42	.44	.73	.72	.94	.86	.52	.52	.39
C43	-.06	.9	.91	.9	.94	.86	.83	.74
C21-7	-.49	.51	.59	.31	.32	.66	.75	.72
C22-7	.57	.18	.22	.56	.41	.09	.03	-.14
C41-7	.08	.53	.57	.64	.39	.48	.56	.43
C42-7	-.38	.36	.42	.34	.26	.56	.5	.41
C43-7	-.45	.93	.94	.71	.86	.99	.97	.96
D31	.23	-.71	-.74	-.69	-.77	-.8	-.7	-.63
D32	-.13	-.89	-.9	-.97	-.95	-.79	-.78	-.67
D33	-.13	-.89	-.9	-.97	-.95	-.79	-.78	-.67

Tableau C.2 (suite)

Matrice de corrélation pour les variables : X_1 ... X_{26}

	B31	B32	B33	C11	C21	C22	C23	C41
B31	1							
B32	.83	1						
B33	.74	.98	1					
C11	.64	.94	.99	1				
C21	.98	.88	.79	.69	1			
C22	.88	.99	.94	.88	.93	1		
C23	-.53	-.47	-.42	-.34	-.51	-.53	1	
C41	.81	.74	.62	.49	.85	.83	-.7	1

Matrice de corrélation pour les variables : X_1 ... X_{26}

	B31	B32	B33	C11	C21	C22	C23	C41
C42	.86	.61	.46	.32	.89	.72	-.39	.85
C43	.99	.87	.78	.7	.99	.91	-.48	.78
C21-7	.32	.66	.74	.75	.33	.61	-.56	.41
C22-7	.62	.1	-.07	-.2	.54	.22	-.34	.5
C41-7	.58	.54	.48	.39	.56	.59	-.16	.62
C42-7	.61	.45	.44	.41	.49	.43	-.11	.23
C43-7	.84	.97	.97	.95	.86	.94	-.47	.62
D31	-.93	-.72	-.66	-.6	-.87	-.74	.44	-.55
D32	-.98	-.83	-.72	-.61	-.99	-.9	.5	-.88
D33	-.98	-.83	-.72	-.61	-.99	-.9	.5	-.88

Matrice de corrélation pour les variables : X_1 ... X_{26}

	C42	C43	C21-7	C22-7	C41-7	C42-7	C43-7	D31
C42	1							
C43	.85	1						
C21-7	-.04	.31	1					
C22-7	.74	.55	-.34	1				
C41-7	.5	.52	.45	.31	1			
C42-7	.27	.55	.35	.4	.68	1		
C43-7	.54	.88	.63	.11	.41	.51	1	
D31	-.67	-.92	-.25	-.6	-.39	-.72	-.81	1
D32	-.93	-.98	-.27	-.61	-.59	-.48	-.8	.84
D33	-.93	-.98	-.27	-.61	-.59	-.48	-.8	.84

Matrice de corrélation pour les variables : X_1 ... X_{26}

	D32	D33
D32	1	
D33	1	1

ANALYSE EN COMPOSANTES PRINCIPALES

Tableau C.3 : Coordonnées des variables sur les axes principaux

JAUGES	AXE 1	AXE 2	AXE 3
A22	0,927	0,277	-0,095
A23	0,982	0,129	0,027
A41	-0,188	0,954	0,198
A42	0,252	0,903	0,145
B11	0,954	-0,014	-0,292
B12	0,934	-0,266	-0,218
B13	0,909	-0,277	-0,301
B31	0,943	0,209	0,151
B32	0,969	-0,143	-0,185
B33	0,936	-0,159	-0,303
C21	0,970	0,177	0,147
C22	0,987	-0,097	-0,090
C41	0,837	0,239	0,303
C42	0,890	-0,102	0,440
C43	0,969	0,139	0,108
C21-7	0,162	0,568	-0,646
C41-7	-0,332	0,879	0,044
C42-7	-0,528	0,828	-0,044
C43-7	0,949	0,073	-0,284
D31	-0,858	-0,159	-0,023
D32	-0,942	-0,222	-0,241
D33	-0,942	-0,222	-0,241
Contrainte rad	**AXE 1**	**AXE 2**	**AXE 3**
Sr	0,293	-0,460	0,763

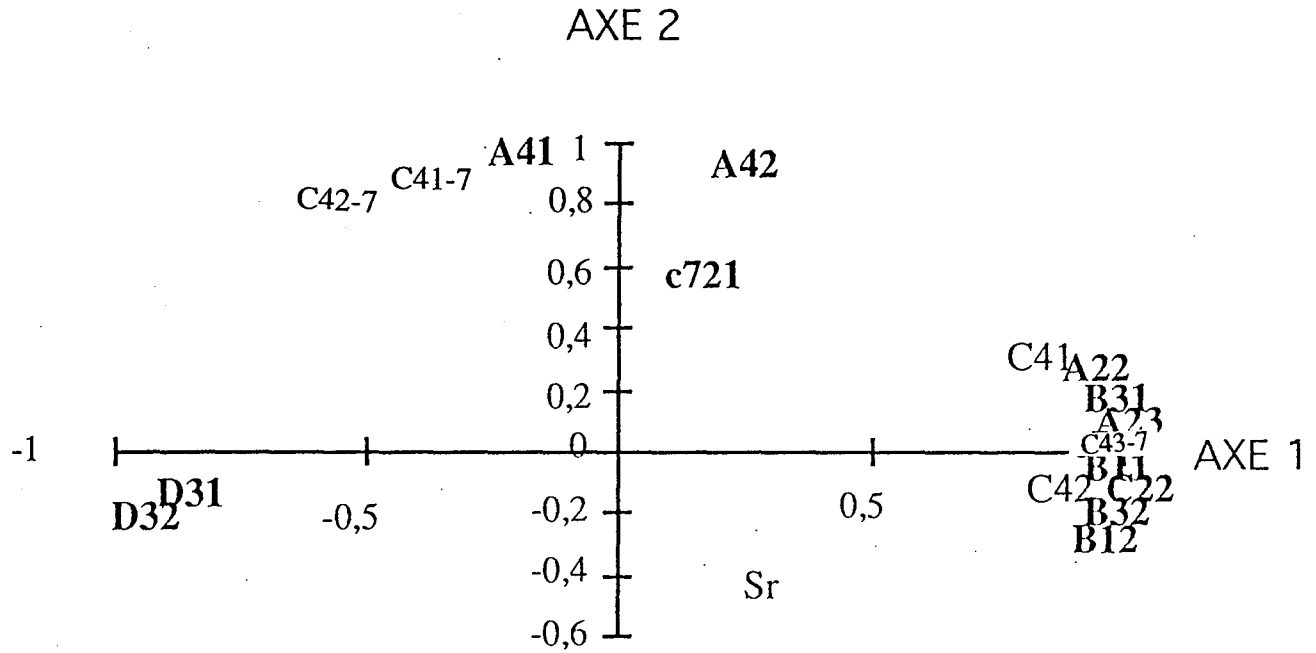


Figure C.6 : ACP pour les jauges TENSMEG des piliers C5-C6 et C6-C7

Contribution des axes :
Axe 1 : 67,4 %
Axe 2 : 18,7 %

Points vus	Points cachés
B12	B13
B32	B33
B31	C21
A23	C43
D32	D33

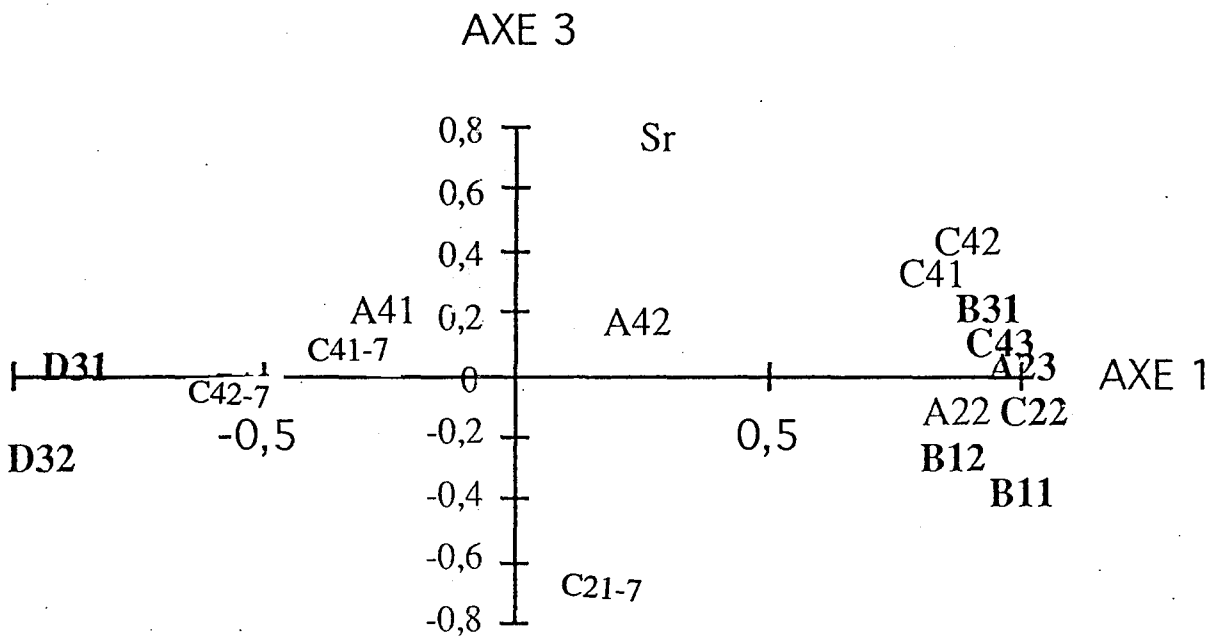


Figure C.7 : ACP pour les jauges TENSMEG des piliers C5-C6 et C6-C7

Contribution des axes :
Axe 1 : 67,4 %
Axe 3 : 8,6 %

Points vus	Points cachés
B11	B13
B12	B32
B11	B33
B31	C21
B11	C43-7
D32	D33

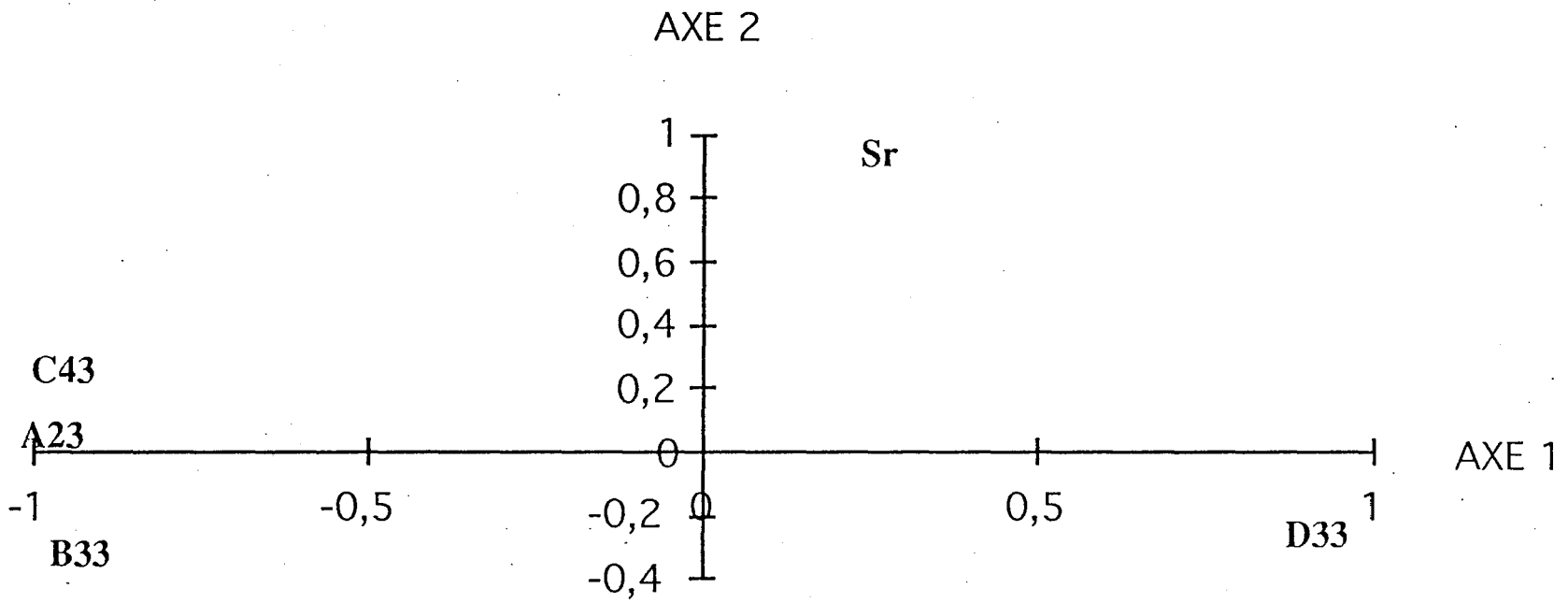


Figure C.8 ACP pour les jauges des sections A, B, C, D

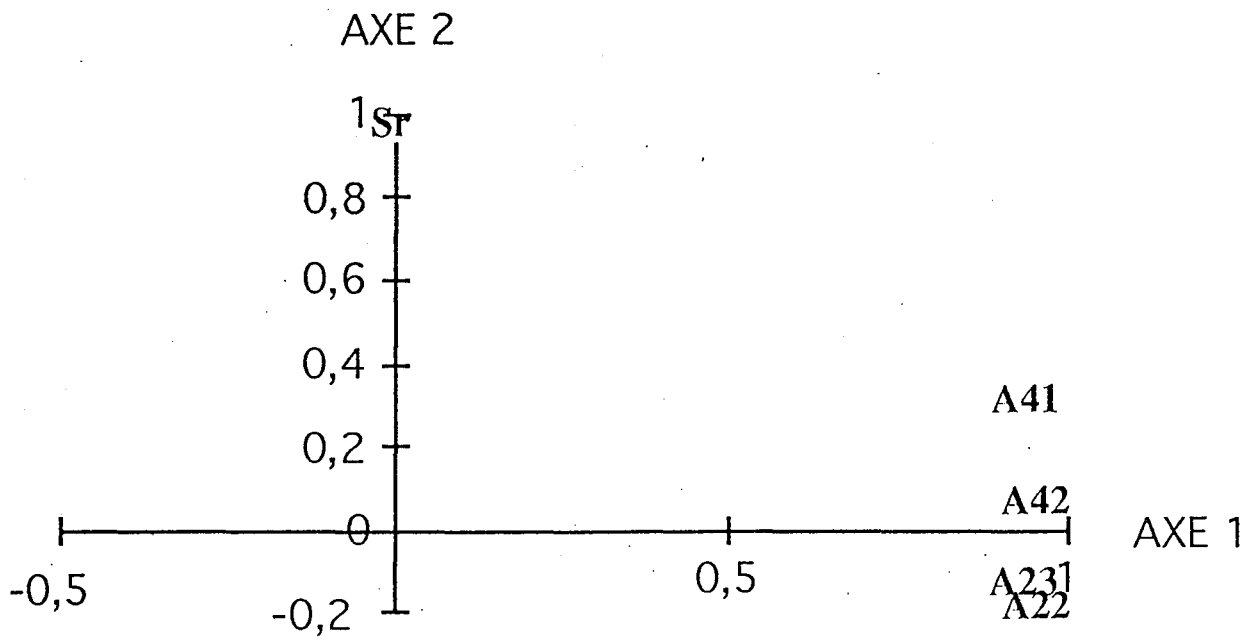


Figure C.9 : ACP pour les jauges de la section A

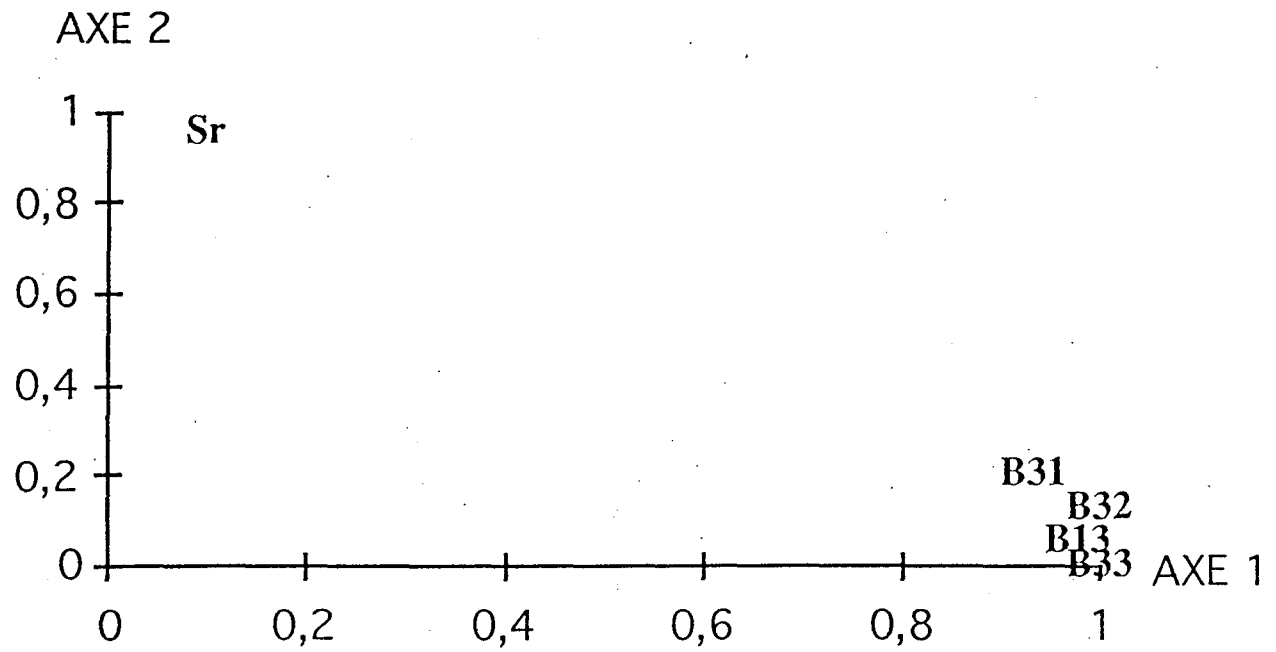
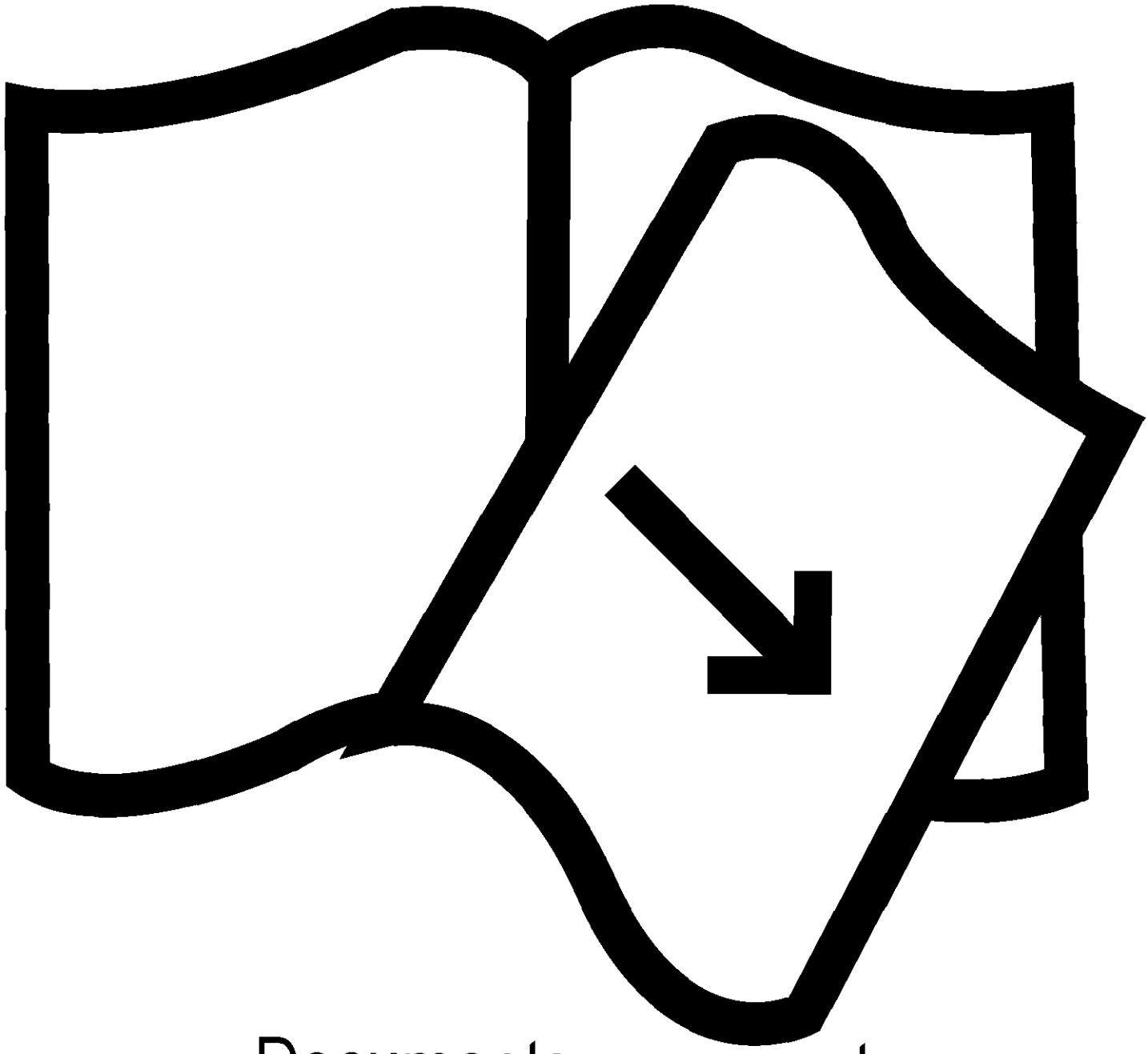


Figure C.10 : ACP pour les jauges de la section B



Documents manquants
(pages, cahiers .....)

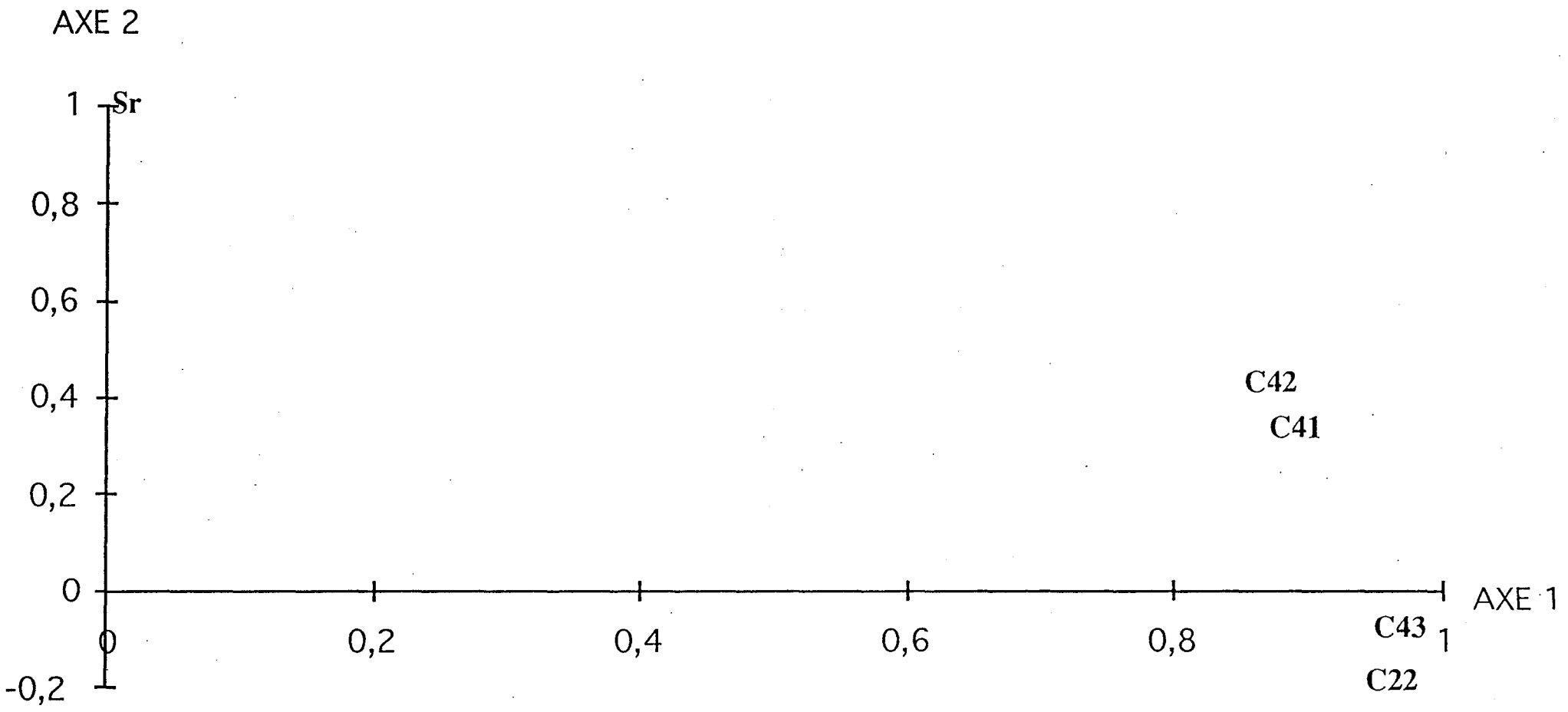


Figure C.11: ACP pour les jauges de la section C

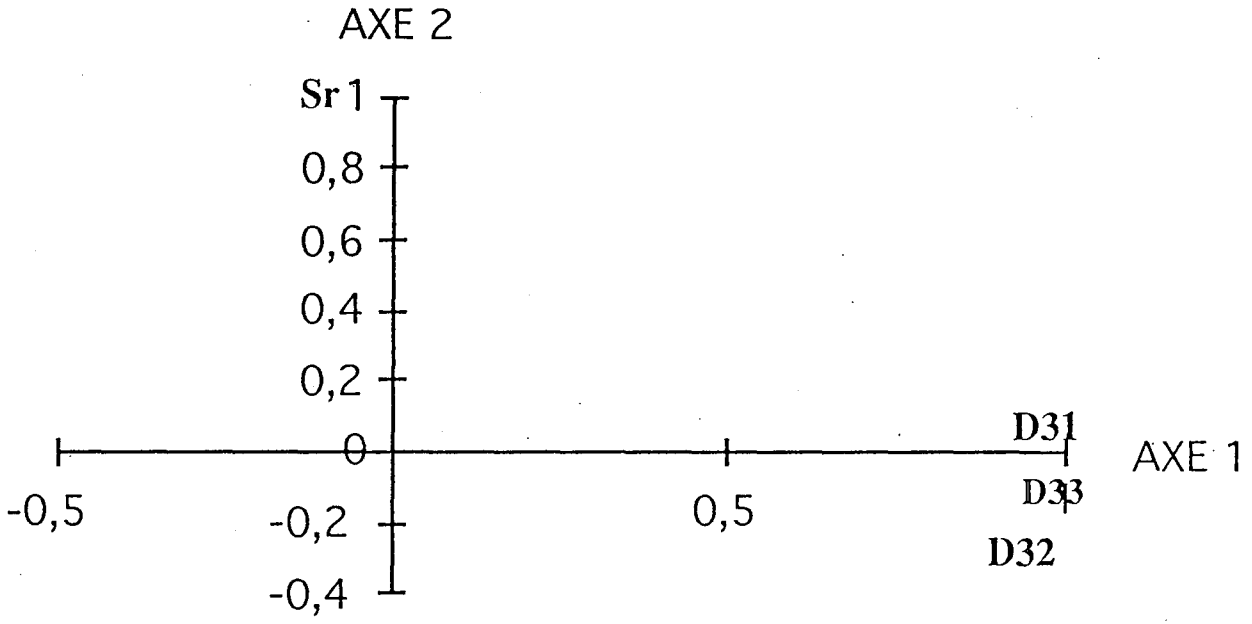


Figure C.12 : ACP pour les jauges de la section D

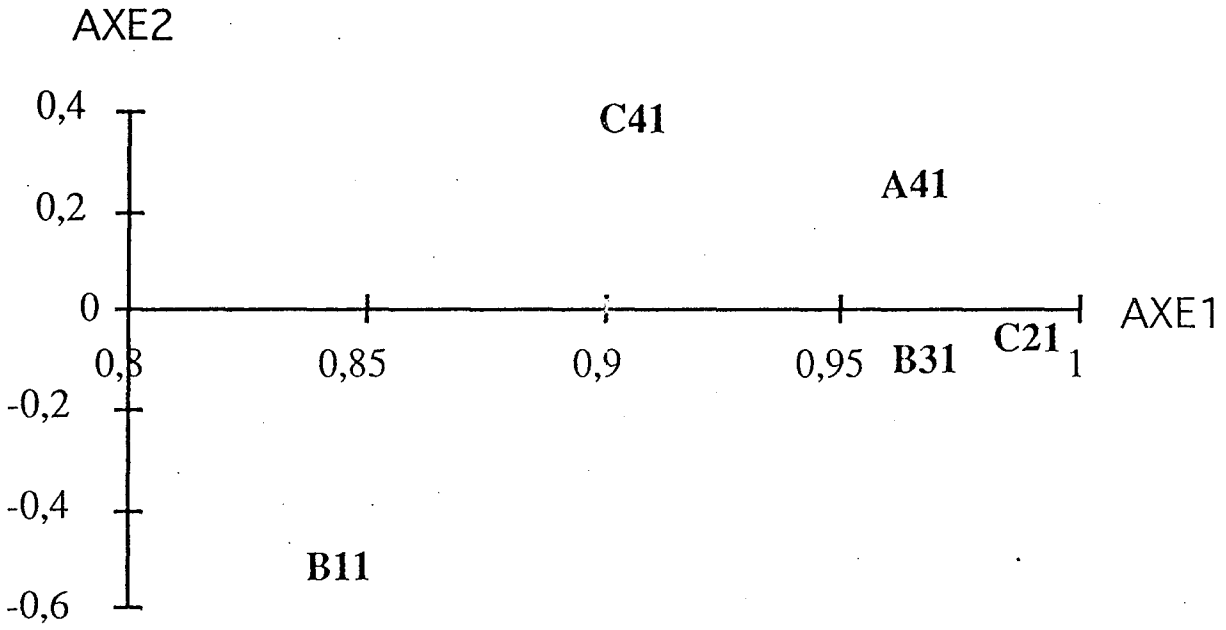


Figure C.13 : ACP pour les jauges 1

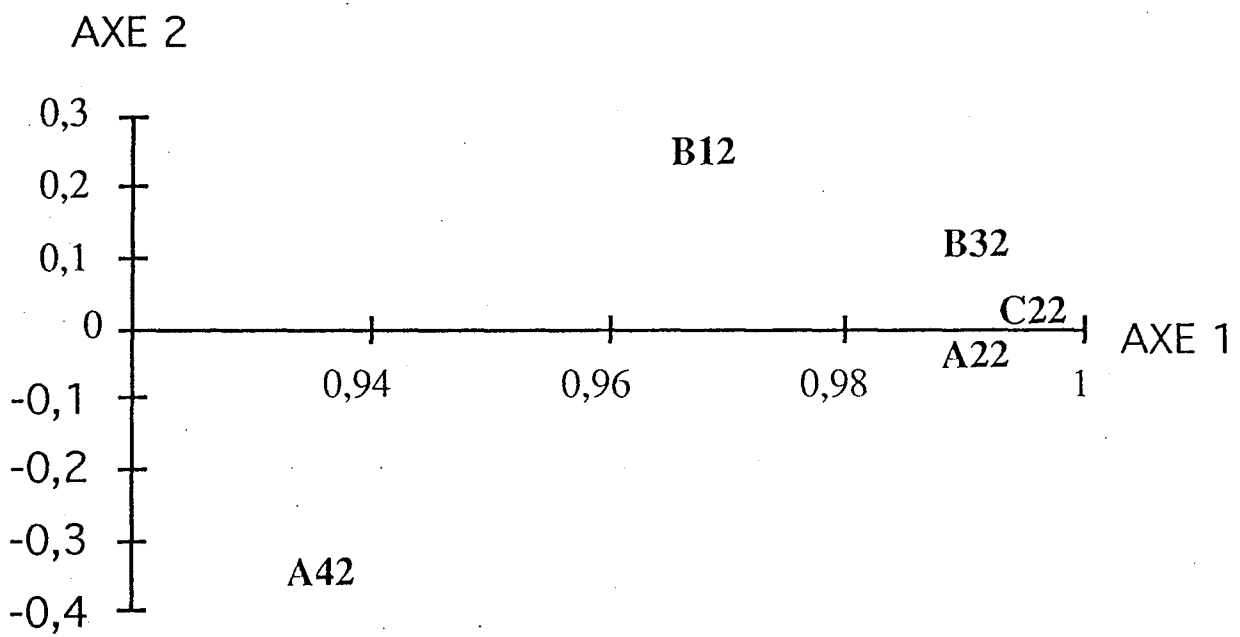


Figure C.14 : ACP pour les jauges 2

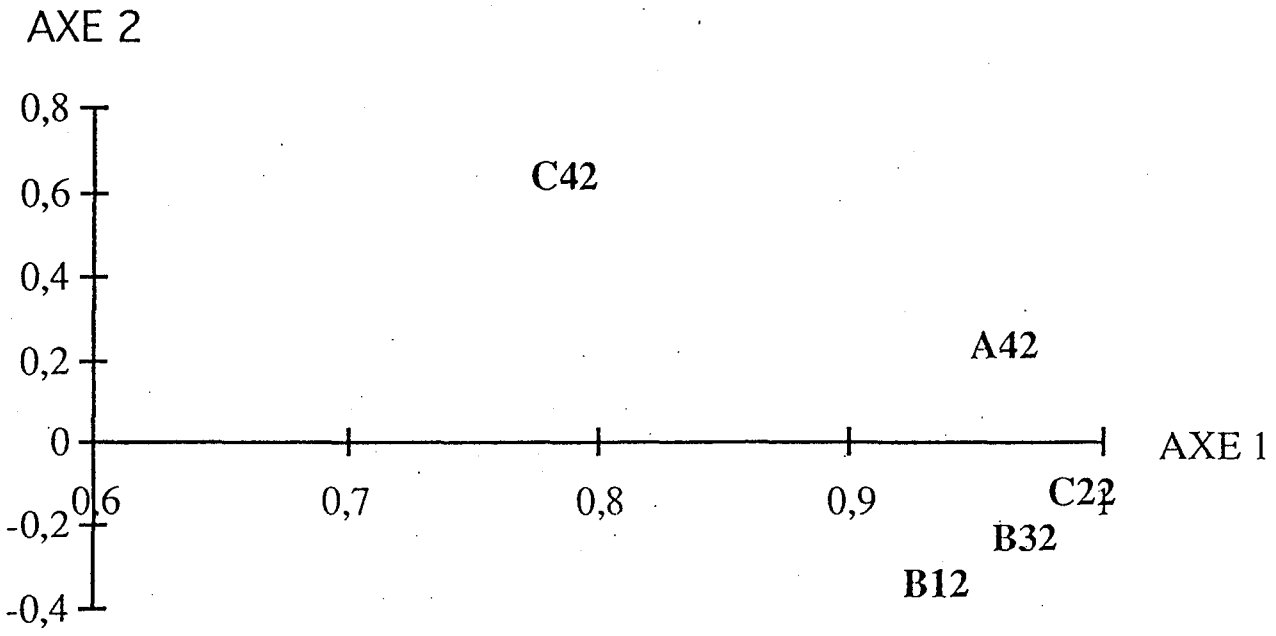


Figure C.15 : ACP pour les jauges 2 bis

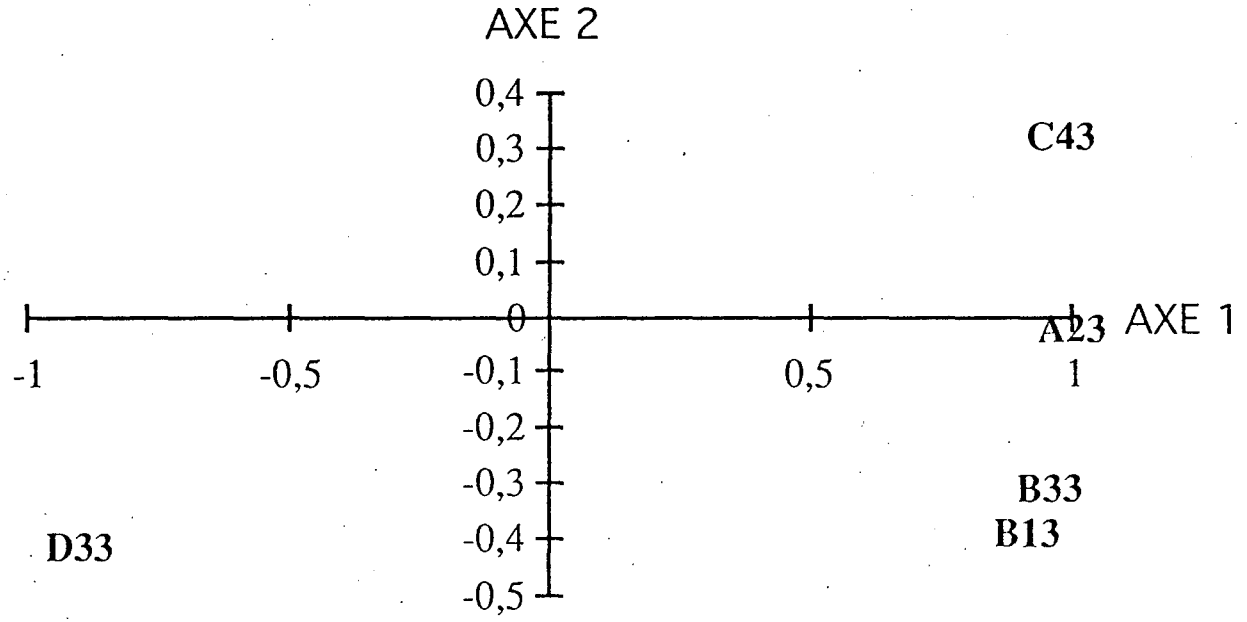
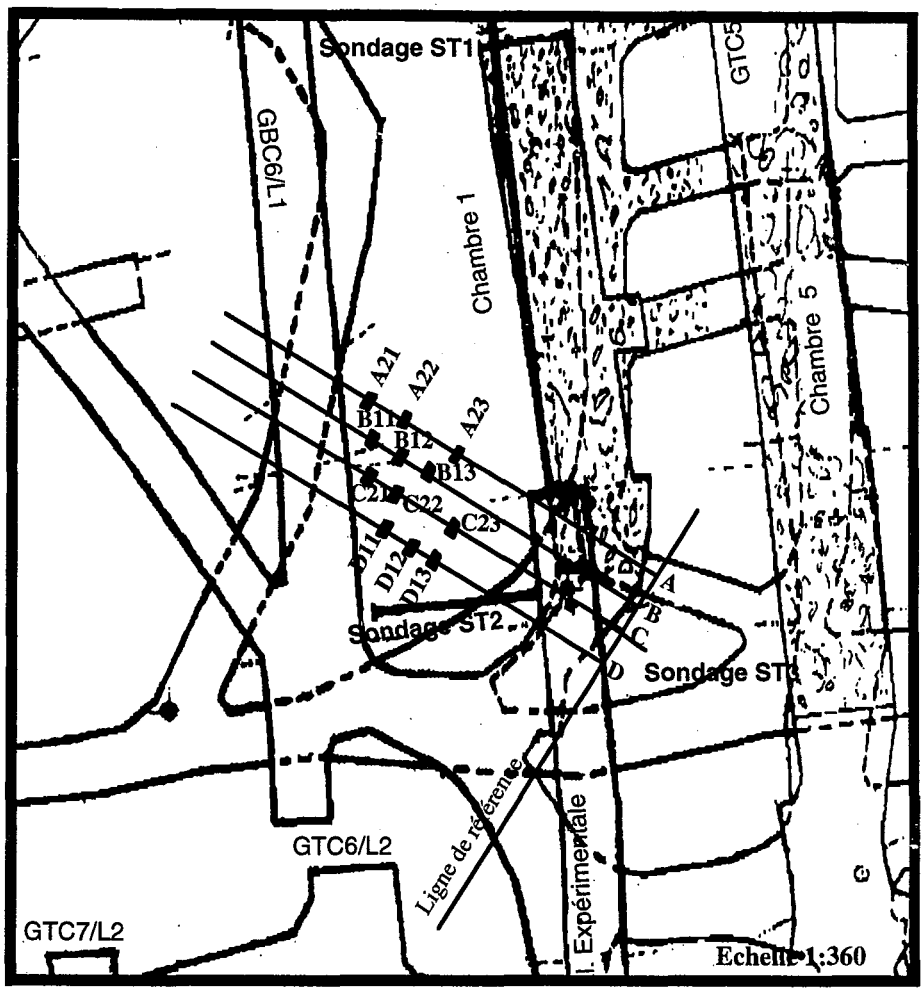
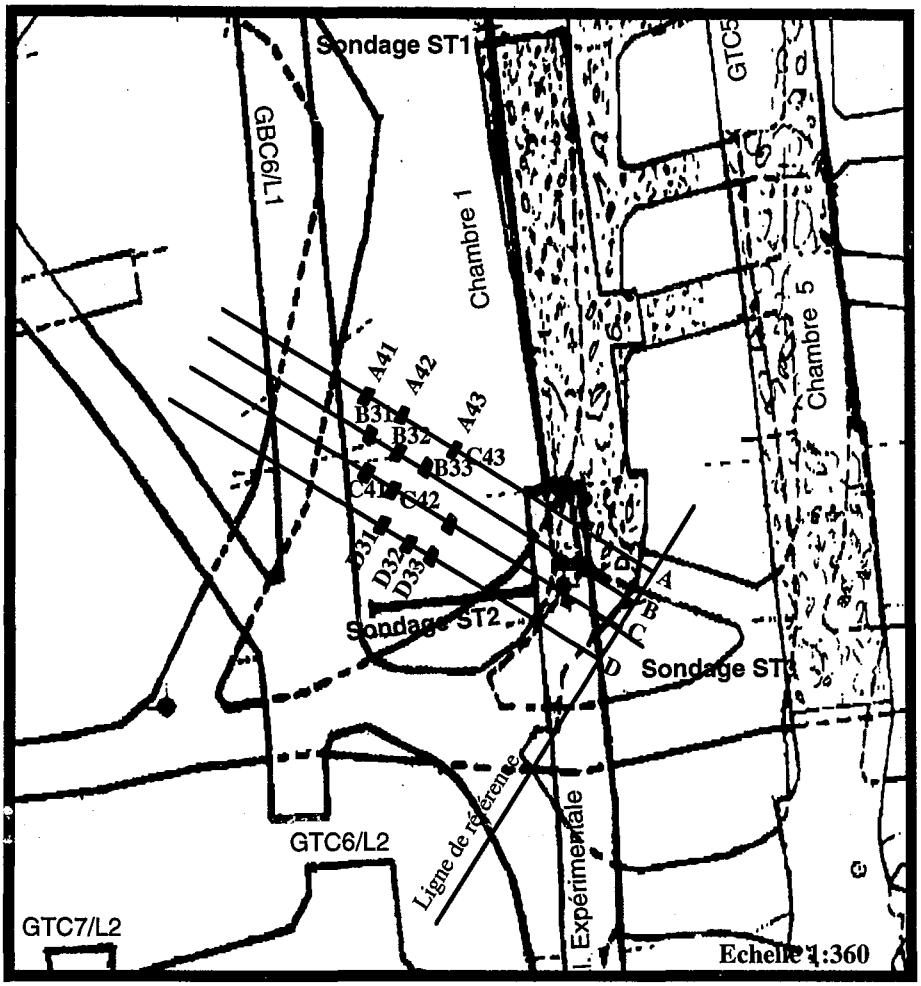


Figure C.16 : ACP pour les jauges 3

PROJECTION DES JAUGES SUR UNE VUE EN PLAN



PROJECTION DES JAUGES SUR UNE VUE EN PLAN



Annexe D

Code RESOBLOK

(EXTRAIT DE KORINI, SOUKATCHOFF ET BENNANI, 1993)

1. Introduction

Les massifs rocheux faisant l'objet d'excavations souterraines ou à ciel ouvert sont traversés par des discontinuités. Par recoupement, ces dernières délimitent dans le massif des domaines (appelés blocs), à l'intérieur desquels la roche peut être considérée comme continue. Le massif rocheux peut donc être considéré comme un assemblage de blocs particuliers qui agissent les uns sur les autres par l'intermédiaire des interfaces définies par les discontinuités.

Les problèmes d'étude et de modélisation du massif rocheux traversé par des discontinuités se posent pendant la réalisation des différentes excavations. Le vide ainsi créé est susceptible de perturber les blocs au contact de celles-ci. Certains de ces blocs, de par leur géométrie défavorable, peuvent être sujet à une instabilité.

Pour assurer la stabilité de cet assemblage de blocs en maintenant les dimensions initiales de l'excavation, il est possible de choisir soit la forme et l'orientation la plus favorable, soit un soutènement (boulonnage, cintres, béton etc...), soit une combinaison des deux.

Pour répondre au problème de stabilité, deux groupes de méthodes de calcul se sont développés :

- des calculs ayant pour objet des blocs isolés,
- des calculs sur un assemblage de blocs avec prise en compte de leur action réciproque.

Le premier groupe de méthodes est principalement lié à la notion de bloc clé développé par Goodman et Shi (1985) et la technique vectorielle de Warburton (1981), tandis que le deuxième a connu un développement grâce aux travaux de Cundall (1971), Belytschko, Plesha et Dowding (1984), etc.

Les modèles de stabilité de blocs isolés font, pratiquement tous, appel à la théorie de l'équilibre limite. L'état de stabilité est défini par les modes suivants :

- chute directe du bloc;
- glissement suivant une des faces;
- glissement suivant l'arête commune de deux faces;
- stabilité.

Les méthodes de résolution aboutissent généralement au calcul d'un facteur de sécurité exprimant le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices. La résolution est effectuée soit par des méthodes graphiques (projection stéréographique), soit par des calculs analytiques.

Les méthodes de calcul mentionnées ci-dessus ont conduit à la réalisation de nombreux codes de calcul, qui se différencient principalement par la réalisation du modèle géométrique, les hypothèses de calcul et le traitement des résultats.

Des progrès importants ont étés réalisés dans le domaine de la modélisation et de l'analyse de stabilité des ouvrages creusés dans un massif rocheux fracturé en blocs, avec la réalisation du logiciel RESOBLOK au sein du Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'Ecole des Mines de Nancy. Dans ce qui suit nous mettrons l'accent sur l'aspect renforcement développé dans le logiciel RESOBLOK.

2. RESOBLOK : Présentation du logiciel.

RESOBLOK dans sa forme actuelle est un ensemble de deux codes distincts. Ces deux codes sont dérivés de l'algorithme de base de Warburton (1981, 1983 et 1987) qui décrit la déformation d'un massif rocheux comme étant un processus qui se passe exclusivement le long des discontinuités et les blocs proprement dit sont rigides et indéformables. Le premier logiciel a pour but de reconstituer la géométrie du massif rocheux. Cette modélisation géométrique est effectuée par l'intermédiaire d'un générateur de blocs bg ("block generator"). Celui-ci utilise en entrée un fichier "scénario", qui regroupe les données caractérisant le massif étudié. Il produit un fichier décrivant l'assemblage de blocs généré. Ce fichier constitue ce que l'on appelle la base de données des blocs et décrit la géométrie des blocs et les différentes propriétés mécaniques associées tant aux joints qu'à la matrice rocheuse.

La subdivision de la zone d'étude (qualifiée de zone d'intérêt) en blocs est effectuée par l'introduction des fractures qui peuvent être mises en place de manière déterministe (failles, stratification etc.) ou statistique. Dans le dernier cas, une famille de fractures est définie par une loi statistique caractérisant l'orientation, et une autre caractérisant l'espacement. L'extension des fractures est prise en compte soit en arrêtant celles-ci les unes sur les autres, selon un scénario géologique plausible, soit en admettant des fractures polygonales (BENNANI 1990). De façon à éviter le travail fastidieux d'entrée des données, ainsi que le développement d'un système de gestion des erreurs lourd et coûteux, HELIOT (1988) a choisi de construire un langage informatique spécifique appelé BGL (Block Generation Language). BGL permet d'écrire un scénario qui sera interprété pour générer l'assemblage de blocs sous forme d'un fichier base de données par l'intermediaire de la commande bg. C'est l'algorithme fondamental de découpe qu'Héliot (1988) définit comme suit : Considérons un bloc ou un ensemble de blocs destiné à être morcelé en sous-bloc par les mêmes fractures de caractéristiques statistiques données.

1 - Partant du point de référence 0 (0,0,0) une série de pas est simulée dans la direction normale à l'orientation moyenne de la famille. La longueur de chacun de ces pas échantillonnée dans la distribution des espacements interfracturaux. A chaque pas on associe une orientation, de fracture, échantillonnée dans la distribution des orientations.

2 - A l'issue de cette première phase, le bloc ou l'ensemble des blocs considérés est projeté sur le réseau de fracture, à une distance aléatoire du point de référence et de telle manière que son centre de gravité coïncide avec la droite d'orientation moyenne.

Chaque bloc est analysé indépendamment et une classe lui est assignée.Dans le cas des données définies statistiquement un même fichier scénario correspond à une infinité de géométries possibles. La commande bg utilise différentes séries de nombres pseudo-aléatoires pour générer des assemblages de blocs différents à partir d'un même fichier scénario. Le choix d'une série particulière de nombres pseudo-aléatoires est spécifié par un paramètre appelé le numéro de simulation. L'exploitation de la base de données ainsi créée est effectué par différents modules (figure D1). Parmi ces derniers on peut distinguer le module bd (Block Display) et le module bsa (Block Stability Analysis) qui permet de mettre en oeuvre les techniques d'analyse de la stabilité des blocs, fondées sur la notion de l'équilibre limite. Le module bsa (ASOF 1991) a été réalisé dans le but de pouvoir effectuer une analyse de stabilité des excavations creusées dans un massif rocheux fracturé en blocs. L'algorithme de base est celui traduisant la méthode vectorielle de WARBURTON et n'est appliqué que dans le cas des blocs isolés. Une fois qu'une découpe est effectuée (ou simulée), le deuxième code, BSA, entre en jeu. Ce logiciel, basé sur la Théorie des blocs clé de Warburton (1981). Ce principe s'explique par le fait que les blocs interagissent entre eux et que les mouvement de blocs ne peuvent avoir lieu que lorsqu'un bloc précis (la clef de voûte) est retiré ou se déplace. La figure D2 montre comment l'algorithme fonctionne dans ces grandes lignes.

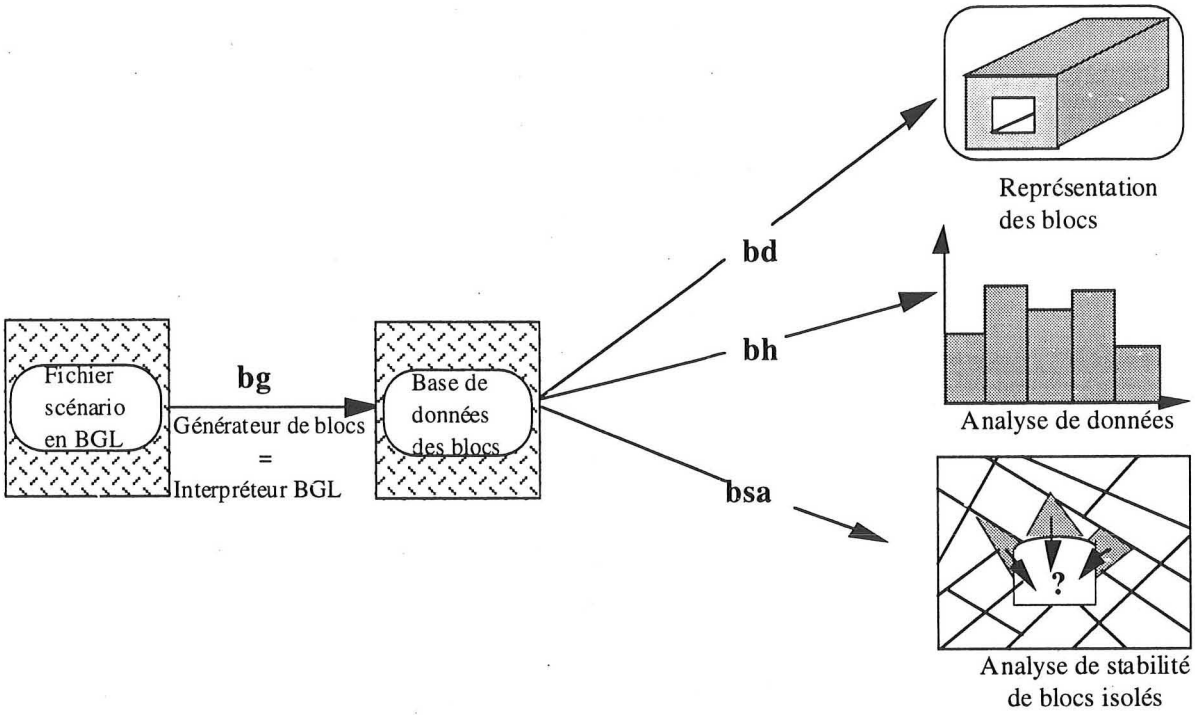


Figure D1: Organisation modulaire de RESOBLOK

ANALYSE DE LA STABILITE DES BLOCS ISOLES

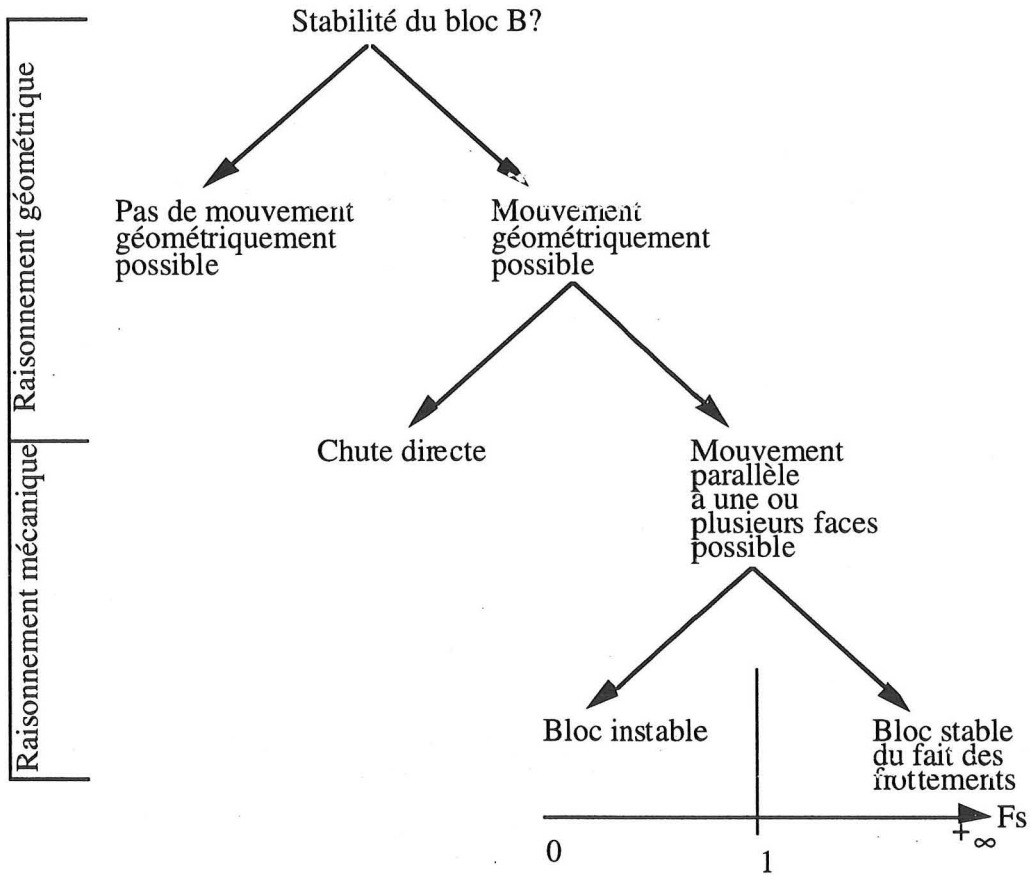


Figure D2 : Algorithme de base

L'exécution de bsa se déroule généralement en trois étapes : la préparation des données, le calcul et la sortie des résultats. A partir de la base de données, la commande bsa permet de déterminer les blocs susceptibles d'être instables autour de l'excavation, de calculer le facteur de sécurité correspondant et de les visualiser. L'analyse peut se poursuivre sur plusieurs itérations : les blocs instables sont enlevés après une première itération et une nouvelle analyse des blocs est reitérée.

Dans le cas où les fractures sont introduites statistiquement et pour le même fichier scénario on aura plusieurs réalisations différentes d'assemblages de blocs (repérés par des numéros de simulations différents). Le module bsa fait une analyse de stabilité pour chaque assemblage de blocs créé et les résultats de l'analyse sont traités statistiquement (nombre et volume de blocs instables etc...).

Pour réduire le nombre de blocs instables et assurer ainsi la stabilité de l'ouvrage, une des solutions possibles consiste à mettre en place un soutènement par boulonnage. Son rôle est d'empêcher la chute ou le glissement des blocs isolés et éventuellement d'éviter la progression de l'instabilité en rendant stables des blocs clés. Le critère de stabilité d'un bloc boulonné sera la valeur du facteur de sécurité.

L'approche globale de RESOBLOK est une approche probabiliste et après 50 simulations (Baroudi et al, 1990) des conclusions peuvent être tirer sur le volume total de blocs instable d'une géométrie donnée.

3. Détermination du facteur de sécurité des blocs isolés renforcés par boulonnage.

Dans le module bsa du logiciel RESOBLOK l'analyse de stabilité effectuée par la méthode vectorielle de Warburton consiste en la détermination, dans un premier temps, du type de mouvement et ensuite, pour les blocs susceptibles de se déplacer, du facteur de sécurité. Pour chaque boulon on peut envisager deux types de comportement qui correspondent à deux types de boulons : le comportement d'un renforcement actif et celui d'un renforcement passif. Le premier correspond plutôt à des boulons précontraints à ancrage ponctuel et le deuxième à des boulons passifs à ancrage réparti (Seegmiller, 1982). Dans les deux cas le boulon est modélisé par une force agissant suivant la direction du boulon avec comme capacité portante maximale, la force correspondant à la résistance en traction du boulon. La force induite par le boulonnage peut se décomposer en :

- une force parallèle à la direction du mouvement et de sens opposé,
- une force perpendiculaire à la direction du mouvement.

Dans le cas de chute libre seule la première force est prise en compte (rôle de suspension). Dans le cas de glissement le long d'une ou deux faces, la force parallèle au mouvement (donc parallèle à la discontinuité) s'ajoute à la résistance au cisaillement de la discontinuité et la force perpendiculaire à la direction du mouvement (donc perpendiculaire à la discontinuité) augmente la contrainte normale, donc la résistance limite au cisaillement. Suivant que le boulonnage sera pris en compte comme un renforcement actif ou passif, le facteur de sécurité sera calculé par :

a) Renforcement actif :

$$f_s = \frac{F_c + F_{nw} \tan \varphi + F_{nb} \tan \varphi}{F_{tw} - F_{tb}}$$

b) Renforcement passif :

$$f_s = \frac{F_c + F_{nw} \tan \varphi + F_{nb} \tan \varphi + F_{tb}}{F_{tw}}$$

avec : f_s - facteur de sécurité;
F_c - force de cohésion sur la surface de glissement;
F_{nw} - composante normale des forces actives;
F_{nb} - composante normale de la force induite par les boulons;
F_{tw} - composante tangentielle des forces actives;
F_{tb} - composante tangentielle de la force induite par les boulons.

Pour les trois cas possibles d'instabilité, la formulation pour le calcul du facteur de sécurité sera la suivante :

Chute libre : (figure D3)

$$f_s = \frac{\sum_{i=1}^{Nb} cp_i \cdot \left[(\hat{f}_{bi} \cdot \hat{f}) \cdot \mathrm{sgn} (\hat{f}_{bi} \cdot \hat{f}) \right]}{|\vec{R}|}$$

avec :

cp_i - capacité portante du boulon i;
$\hat{f}_{bi}$ - vecteur unité de l'orientation du boulon i;
$\hat{f}$ - vecteur unité dirigé suivant la résultante des forces agissant sur le bloc;
$\vec{R}$ - le vecteur des forces actives agissant sur le bloc (poids, éventuellement eau etc...);
N_b - nombre des boulons.

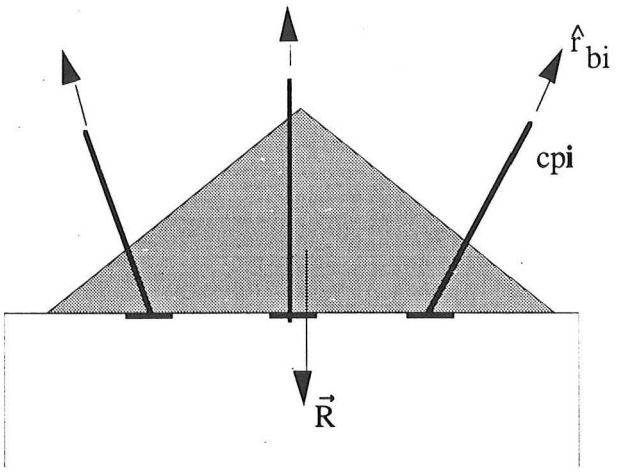


Figure D3 : Schéma du calcul de boulonnage dans le rôle de suspension

Glissement plan : (figure D4)

a) renforcement actif

$$f_{sa} = \frac{C_o \cdot A + (F_N + F_{NB}) \cdot \tan \varphi}{F_T - F_{TB}}$$

b) renforcement passif

$$f_{sp} = \frac{C_o \cdot A + (F_N + F_{NB}) \cdot \tan \varphi + F_{TB}}{F_T}$$

avec :

$$F_N = -\bar{R} \cdot \hat{n}; \qquad F_{NB} = -\sum_{i=1}^{Nb} cp_i \cdot (\hat{f}_{bi} \cdot \hat{n})$$

$$F_T = \left|\vec{R}\right| \cdot \left|\hat{f} - (\hat{f} \cdot \hat{n}) \cdot \hat{n}\right|; \qquad F_{TB} = \sum_{i=1}^{Nb} cp_i \cdot \left|\hat{f}_{bi} - (\hat{f}_{bi} \cdot \hat{n}) \cdot \hat{n}\right|$$

C_O - la cohésion sur la face de glissement;

A - la surface de la face de glissement;

j - l'angle de frottement de la face de glissement;

F_N - composante normale des forces actives (poids, effet d'eau, etc...);

F_T - composante tangentielle des forces actives;

F_{NB} composante normale des forces dues au boulonnage;

F_{TB} composante tangentielle des forces dues au boulonnage;

$\hat{n}$ vecteur unité normal à la face de glissement dirigé vers l'intérieur du bloc

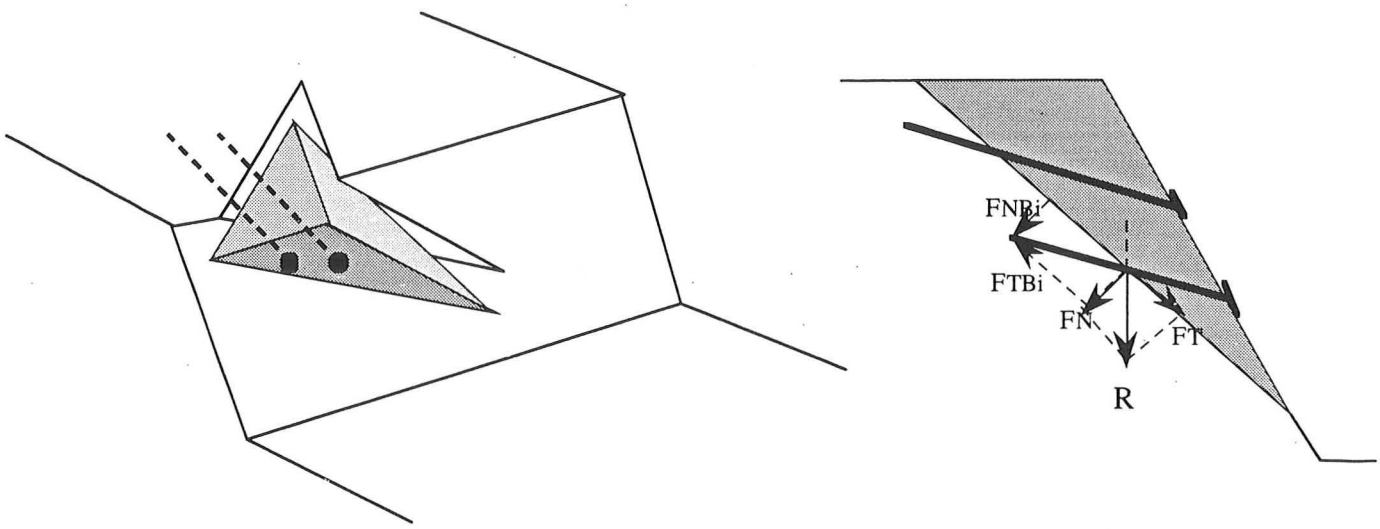


Figure D4 : Bloc boulonné en glissement plan

Glissement dièdre : (figure D5)

a) renforcement actif

$$f_{sa} = \frac{C_{o1} \cdot A_1 + C_{o2} \cdot A_2 + (F_{N1} + F_{NB1}) \tan \varphi_1 + (F_{N2} + F_{NB2}) \tan \varphi_2}{F_{T12} - F_{TB}}$$

b) renforcement passif

$$f_{sp} = \frac{C_{o1} \cdot A_1 + C_{o2} \cdot A_2 + (F_{N1} + F_{NB1}) \tan \varphi_1 + (F_{N2} + F_{NB2}) \tan \varphi_2 + F_{TB}}{F_{T12}}$$

avec :

$$F_{N1} = \frac{-|\bar{R}| \cdot \left[\hat{f} - (\hat{f} \cdot \hat{n}_2) \cdot \hat{n}_2\right] \cdot \hat{n}_1}{|\bar{I}_{12}|^2}; \quad F_{N2} = \frac{-|\bar{R}| \cdot \left[\hat{f} - (\hat{f} \cdot \hat{n}_1) \cdot \hat{n}_1\right] \cdot \hat{n}_2}{|\bar{I}_{12}|^2}$$

$$F_{NB1} = \frac{-\sum_{i=1}^{Nb} cp_i \cdot \left[\hat{f}_{bi} - (\hat{f}_{bi} \cdot \hat{n}_2) \cdot \hat{n}_2\right] \cdot \hat{n}_1}{|\bar{I}_{12}|^2}; \quad F_{NB2} = \frac{-\sum_{i=1}^{Nb} cp_i \cdot \left[\hat{f}_{bi} - (\hat{f}_{bi} \cdot \hat{n}_1) \cdot \hat{n}_1\right] \cdot \hat{n}_2}{|\bar{I}_{12}|^2}$$

$$F_{T12} = (\bar{R} \cdot \hat{I}_{12}) \cdot \mathrm{sgn}(\hat{f} \cdot \hat{I}_{12}); \quad F_{TB} = \sum_{i=1}^{Nb} cp_i \cdot (\hat{f}_{bi} \cdot \hat{I}_{12}) \cdot \mathrm{sgn}(\hat{f}_{bi} \cdot \hat{I}_{12}); \quad \bar{I}_{12} = \hat{n}_1 \wedge \hat{n}_2$$

C_{o1} et C_{o2} - la cohésion, respectivement sur la face de glissement 1et 2;

A_1 et A_2 - la surface de la face de glissement1et 2;

j_1 et j_2 - l'angle de frottement, respectivement de la face de glissement 1 et 2;

$\hat{n}_1$ et $\hat{n}_2$ - vecteurs unité normal aux faces de glissement 1 et 2 dirigés vers l'intérieur du bloc;

F_{N1} et F_{N2} - composante normale des forces actives sur la face de glissement 1 et 2;

F_{NB1} et F_{NB2} - composante normale des forces induites par les boulons sur les faces de glissement 1 et 2;

F_{T12} - composante des forces actives dans la direction de glissement;

F_{TB} - composante des forces dues au boulonnage dans la direction deglissement

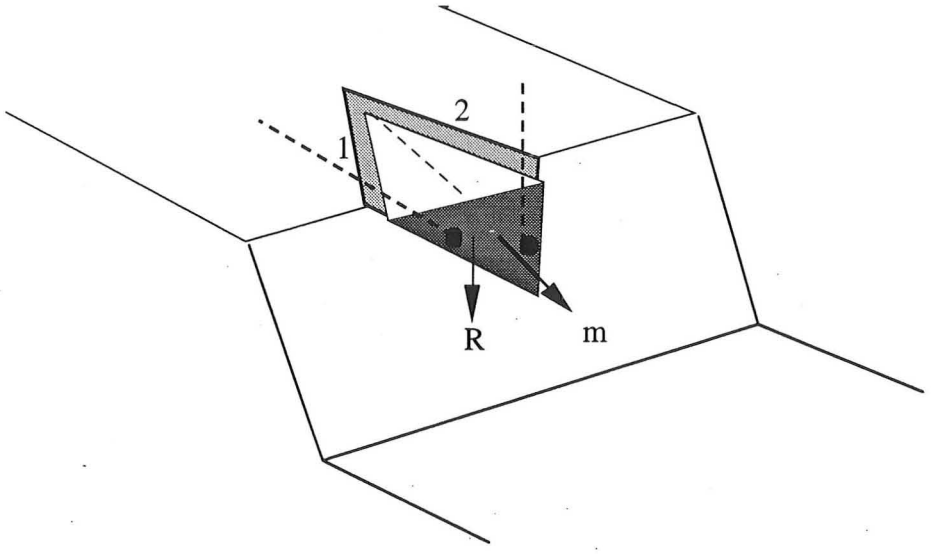


Figure D5 : Bloc boulonné en glissement dièdre

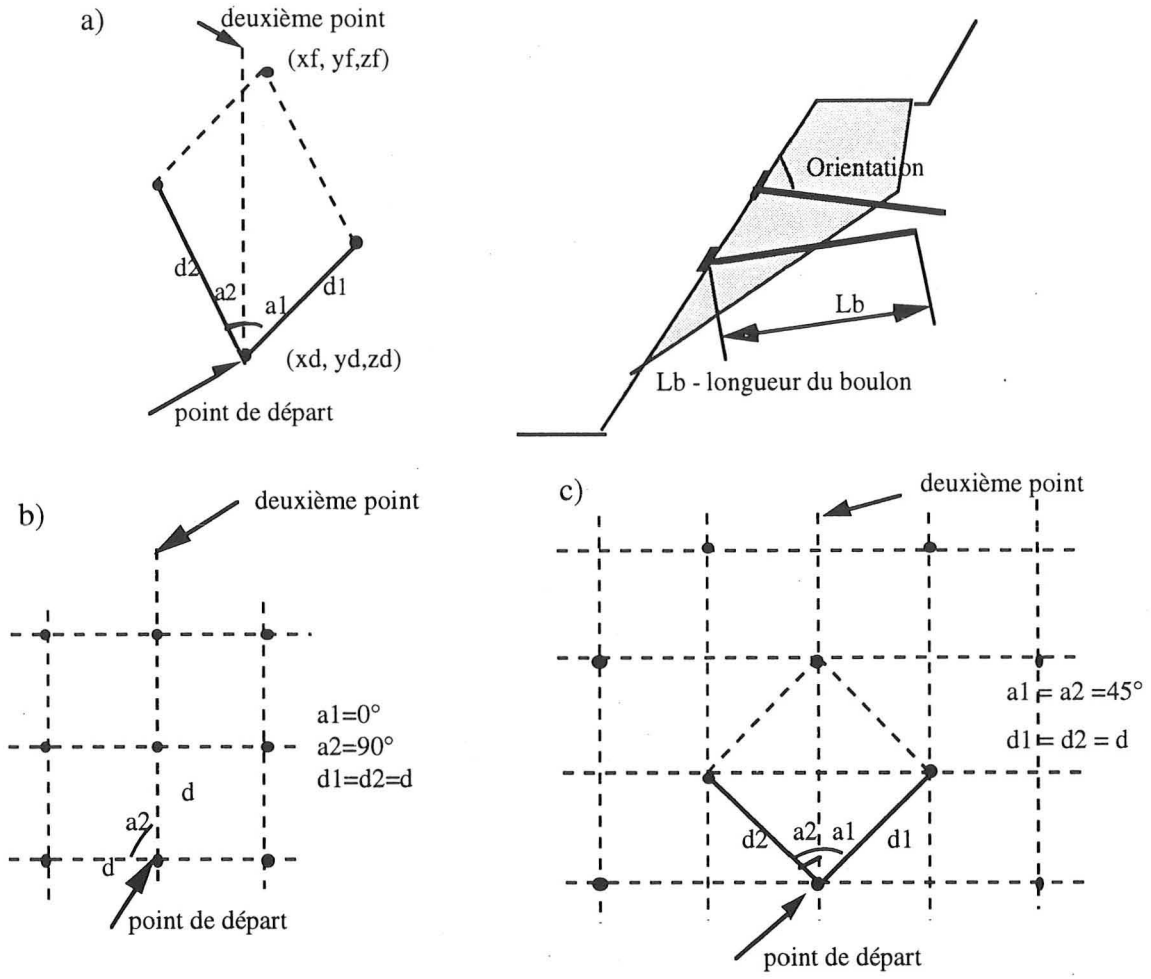


Figure D6 : Données de boulonnage et différents schémas qu'on peut obtenir

a) données pour définir la maille de boulonnage

b) schéma à maille carrée

c) schéma à maille quinconce

4. Implantation d'un schéma de boulonnage

En général, le boulonnage est implanté suivant des schémas réguliers et le problème posé pour une excavation donnée est la détermination d'un schéma de boulonnage empêchant la chute de blocs.

Etant donné que la distribution des fractures n'est connue en général que statistiquement, on obtient, par simulations, des géométries différentes (commande bg), et pour chacune d'elles des calculs de stabilité sont effectués avec différents schémas de boulonnage.

Le schéma de boulonnage est implanté sur une surface donnée, qui correspond à une ou à plusieurs des faces définissant l'excavation. Cela pourrait être le toit d'une chambre ou le toit et les parements d'une galerie en souterrain, ou la pente d'un talus à ciel ouvert.

Les paramètres nécessaires pour définir le schéma d'implantation du boulonnage sont les suivants (figure D6a) :

* équation du plan correspondant à la paroi boulonnée;
* point de départ et deuxième point (pour déterminer l'orientation du schéma);
* angles a_1 et a_2;
* maille d_1 et d_2;
* longueur des boulons;
* orientation des boulons;
* capacité portante de chaque boulon.

Les données ci-dessus permettent d'obtenir les différents schémas rencontrés pendant la pratique d'exploitation (figures D6b, D6c).

Annexe E

Code UDEC
(COMPILÉ PAR AL HEIB, (1993))

1. Introduction

Le logiciel UDEC est un code de calcul fondé sur la méthode des éléments distincts. Cette dernière est une procédure numérique permettant une simulation complète des milieux discontinus en deux dimensions. UDEC est donc en cela bien adapté pour modéliser des massifs rocheux sujets à des conditions quasi-statiques ou dynamiques.

La méthode des éléments distincts se repose essentiellement sur trois caractéristique :

- le massif rocheux est simulé par un assemblage de blocs qui interagissent entre eux par le bais des discontinuités,
- l'allocations des caractéristiques au niveau des joints permet de régir ces interactions,
- l'utilisation d'un algorithme itératif rendant compte de l'évolution temporelle du système. Il permet des déplacements et des rotations importantes pour les blocs, et prend en charge les décollements qui interviennent au niveau des joints.

2. Schéma explicite de calcul

La méthode des éléments distincts repose sur une procédure de calcul explicite. Le schéma explicite est similaire à celui que l'on peut rencontrer dans d'autres procédures de calcul à composantes temporelle (Volumes finis, différences finis, éléments finis). Dans un schéma explicite la résolution se fait localement pour des équations indépendantes. Dans une équation les termes à droite sont tous connus.

Le schéma explicite se base sur le fait que la propagation d'une information à travers un système de blocs prend un temps fini. La corrélation des variables pendant un intervalle de temps peut être négligée si ce dernier est suffisamment petit, de sorte que l'information se propage à une vitesse plus faible que celle physiquement possible. Il en résulte qu'il faut choisir des intervalles de temps faibles qui sont la principale critique que l'on peut émettre, à l'égard de la méthode explicite. En revanche, l'avantage du schéma explicite, puisque des matrices ne sont jamais formées, est de ne pas être encombrant au niveau mémoire.

3. Représentation des contacts

La représentation des contacts consiste à modéliser l'interaction entre les blocs du massif rocheux.

Proposée par TROLLOPE en 1968 puis adoptée par CUNDALL en 1971, l'interaction est représentée par des ressorts orientés perpendiculairement et parallèlement à la surface de contact (fig. E-2a), les forces imobilisées au niveau des contacts sont proportionnelles aux déplacements relatifs entre blocs.

$$\Delta F_n = K_n \Delta U_n \quad (1)$$
$$\Delta F_S = Ks \, \Delta U_S$$

Ou K_n et K_S (F/l^3 exe. : MPa/m) sont la raideur normale et la raideur tangentielle au niveau du contact et U_n et U_S sont les incréments de déplacement normal et tangentiel au niveau du contact.

- A chaque pas de temps Δt seront calculés l'incrément de déplacement et l'incrément de contrainte au niveau de contact correspondant aux sollicitations auxquelles les blocs sont soumis. Les incréments de contrainte ΔF_n et ΔF_S sont additionnés à l'état de contrainte initial pour calculer le nouveau état de contrainte au temps $(t_o + \Delta t)$.

- Un critère de rupture est affecté aux joints selon la direction par rapport à la surface de contact :

Selon la direction perpendiculaire à la surface de contact s'est un critère de décollement :

$$\sigma_n \leq R_t$$

Selon la direction parallèle à la surface de contact :

$$\sigma_S \leq c - \sigma_n \, tg \, j$$

Ou C et j sont la cohésion et l'angle de frottement du joint (d'autres critères plus complexes peuvent être appliqués).

Dans le cas où le contact n'est pas linéaire (côté-sommet) la représentation du contact sous forme d'interpénétration posera un problème fondamental. D'une part des instabilités locales sont introduites par l'angularité des contacts (surface de contact mal définie), d'autre part des différences sensibles peuvent apparaître dans les résultats pour des changements minimes de la géométrie du contact. Ce problème est résolu par CUNDALL 1980 en arrondissant systématiquement les sommets des blocs. En pratique l'arrondissement correspond à un écrasement systématique des sommets des blocs.

3. Présentation de la matrice rocheuse (blocs)

Les blocs constituent l'élément de base des modèles dynamiques par blocs, dans le code UDEC les blocs peuvent être rigides ou déformables.

3.1. Blocs rigides

Tous les déplacements dans le massif rocheux se concentrent au niveau des interfaces entre blocs, le mouvement des blocs est limité à une rotation, un glissement et une translation perpendiculaire à la surface de contact.

Ce genre de modélisation permet un gain considérable au niveau du calcul des déplacements et se justifie lorsque les déformations de la matrice rocheuse sont réellement négligeables. Le cas des talus et des excavations situé à faible profondeur où la contrainte de confinement des blocs est faible.

3.2. Blocs déformables

Dans plusieurs applications il est difficile de négliger la déformation élastique des blocs, notamment à grande profondeur ou pour étudier des phénomènes dynamiques.

Cependant chaque bloc est traité indépendamment comme un milieu continu et supposé totalement déformable. Dans le code UDEC, le bloc est divisé en éléments continus internes pour augmenter le degrés de liberté du bloc, la complexité de déformation dépend du nombre d'éléments contenus dans le blocs (fig.A.4.3.a).

Le bloc est donc automatiquement discrétisé en éléments triangulaires (zone) dans lesquels la déformation est constante, une répartition de déplacement linéaire dans l'élément est assuré.

L'application de la méthode des différences finies au niveau de chaque bloc permet de déterminer les contraintes et les déplacements au niveau de tous les noeuds du maillage.

Les rotations et les déformations sont liées aux déplacements nodaux par les relations suivantes :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = 1/2\left(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}\right)$$

$$\theta_{ij} = 1/2\left(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}\right)$$

La contrainte au niveau des points nodaux est calculée à partir d'une relation linéaire s = Ke ou non linéaire de la forme :

$$\Delta\tau^{e}_{ij} = \lambda\Delta\varepsilon_{v}\,\delta_{ij} + 2\mu\,\Delta\varepsilon_{ij}$$

avec

λ et μ : constantes de Lamé

$\Delta\tau^{e}_{ij}$: incrément du tenseur des contraintes

$\Delta\varepsilon_{ij}$: incrément de déformation non isotrope

$\Delta\varepsilon_{v}$: incrément de déformation volumique isotrope

δ_{ij} : symbole de Kronecker

4. Procédure de calcul

4.1. Calcul de l'effort résultant au cours du temps Δt

Chaque point nodal "i" situé au niveau du contour du bloc est soumis à une force résultante Fi, s'écrivant sous la forme :

$$Fi = Fi^{e} + Fi^{c} + Fi^{z} \qquad (i = 1, 2...)$$

où . Fi^{e} est la force extérieure résultant du chargement

. Fi^{c} est la force de contact résultant de l'interaction entre blocs

. Fi^{z} est la force équivalente à l'état de contrainte dans la zone (élément continu) à proximité du point nodal .

. Fi^{z} est calculé à partir de l'expression suivante :

$$F^{z}_{i} = \int \sigma_{ij}\, n_{j}\, dS$$

où sij est la contrainte au niveau de la zone

nj est la normal unitaire au contour S (fig. E.3.b)

4.2. Détermination du déplacement résultant au cours du temps Δt

L'équation du mouvement au niveau du point nodal découle de la seconde loi de Newton :

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \alpha\, u_i = \frac{F_i}{m} + g_i$$

où $\dot{u}_i$ est la composante du vecteur vitesse au niveau du point nodal i

a constante d'amortissement

m la masse du domaine lié au point nodal i

gi l'accélération due au pesanteur au niveau du point nodal i

L'approximation par différences finies du terme gauche de l'équation précédente donne l'accélération au niveau du point nodal :

$$\frac{\partial}{\partial t}\,\dot{u}(t) = \frac{\dot{u}\,(t + \Delta t / 2) - u_i(t - \Delta t / 2)}{\Delta t} \qquad (4)$$

La vitesse au temps t du point nodal est donnée par l'expression suivante :

$$\dot{u}_i(t) = \frac{\dot{u}_i\,(t + \Delta t / 2) + \dot{u}_i(t - \Delta t / 2)}{2} \qquad (5)$$

Lorsqu'on introduit 4 et 5 dans 3 il ressort :

$$\dot{u}\,(t + \Delta t / 2) = \frac{\dot{u}_i\,(t - \Delta t / 2) + (1 - \alpha\Delta t / 2)\,(Fi / m + gi)}{1 + \alpha\Delta t / 2} \qquad (6)$$

L'équation (6) indique que lorsqu'on connaît le vecteur vitesse au niveau d'un point nodal au temps (t - Δt/2) la vitesse au temps (t + Δt/2) est facilement calculée en connaissant la résultante des forces qui agissent sur le point nodal Fi.

La détermination de la vitesse au temps (t - Δt/2) et (t + Δt/2) permet de calculer l'incrément de déplacement provoqué par la force Fi pendant le pas de temps Δt :

$$\Delta u_i = \dot{u}_i\,\Delta t$$

Par le même raisonnement sera calculé l'incrément de rotation du bloc :

$$\Delta\Theta_i = \dot{\Theta}_i \, \Delta t$$

Tel que $\Delta\Theta$ est l'incrément de rotation provoqué par la résultante des moments pendant le temps Δt. (en tenant compte du moment d'inertie)

4.3 Détermination du nouvel état de contrainte après le temps Δt

Ces deux entités Δu_i et ΔQ_i permettent de localiser la nouvelle position du point nodal "i" ; les nouvelles coordonnées de i deviennent :

$$x_i\,(t + \Delta t / 2) = x_i\,(t) + \dot{u}\,(t + \Delta t / 2)\,\Delta t$$
$$\Theta_i\,(t + \Delta t / 2) = \Theta_i\,(t) + \dot{\Theta}\,(t + \Delta t / 2)\,\Delta t$$

L'incrément de déplacement Δu_i permet de calculer les nouvelles forces de contacts à partir des relation (1) et (2).

L'incrément de déformation correspondant au temps Δt est calculé à partir de l'expression suivante:

$$\Delta\varepsilon_{ij} = 1/2\left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial xj} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial xi}\right]\Delta t$$

En connaissant l'incrément de déformation Δeij correspondant au temps Δt, la relation effort-déformation dans les blocs permet de calculer directement le nouveau état de contrainte au niveau du point nodal i.

La nouvelle position des blocs et le nouvel état de contrainte au niveau des contacts et des blocs permettent de calculer la résultante des forces et des moments qui agissent au cours du prochain cycle de calcul (Δt).

Cette procédure est répétée durant plusieurs cycles jusqu'à l'équilibre ou la rupture du système de blocs (fig. E.3.c).

5. Détermination du pas de temps (Δt)

Le plus petit pas de temps assurant la convergence ou pas de temps critique est liée à la fréquence maximale (ou période minimale) du système considéré.

- Dans le cas de blocs rigides le pas de temps est fonction des raideurs entre blocs et des masses de ces derniers (pour le cas simple d'une seule masse retenue à un ressort de raideur K,

$$\Delta t_b = 2\sqrt{\frac{\text{masse}}{\text{raideur}}}$$

- Dans le cas des blocs déformables ce problème est un peu différent, le pas de temps est lié à la fréquence maximale du maillage discret considéré : le pas de temps critique doit être inférieur au temps que met l'onde "P" pour parcourir la distance entre deux points nodaux.

$$\Delta t_z = \frac{\sqrt{A_z}}{l_{max}}\sqrt{\frac{M_z}{K+(4/3)G}}$$

Az : Surface de l'élément

Mz : Masse de l'élément

l_{max} : longueur maximale de l'élément

K et G : modules d'élasticité

6. Amortissement du mouvement

* Dans les problèmes statiques le coefficient d'amortissement a introduit dans l'équation du mouvement (3) est destiné à absorber l'excédent d'énergie cinétique introduit dans le système pour éviter que celui-ci oscille indéfiniment. Deux formes d'amortissement visqueux sont utilisées dans la méthode des éléments distincts :

- un amortissement proportionnel à la masse du bloc dont l'effet est similaire à celui qui agit sur un bloc immergé dans un liquide visqueux,

- un amortissement proportionnel aux raideurs des contacts équivalents à la viscosité des joints qui amorti le mouvement relatif des blocs.

* Dans les problèmes dynamiques, le terme d'amortissement utilisé dans l'équation du mouvement à une signification physique ; il correspond en partie à une composante visqueuse et en partie à une composante en friction, on peut noter en particulier que la présence de matériaux type argile au niveau des joints contribue au comportement visqueux de ceux ci.

Dans le code UDEC la matrice correspondant à l'amortissement est écrit sous forme linéaire en fonction des matrices de masse et des raideurs des contacts(hypothèse de Rayleigh).

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$$

Lorsque le système est élastique on admet que le rapport critique d'amortissement Vi d'une vibration de fréquence naturelle ω_i est :

$$vi = \left(\frac{\alpha / \omega i + \beta \omega i}{2} \right)$$

Ceci dit, l'amortissement proportionnel à la masse diminue avec la fréquence, par contre l'amortissement proportionnel à la raideur augmente avec la fréquence.

Le rapport d'amortissement minimum correspondant à la fréquence minimale est donné par :

$$v^2_{min} = \alpha \beta$$

$$\omega^2_{min} = \alpha / \beta$$

Les paramètres v_{min} et w_{min} peuvent être définis au choix de l'utilisateur de UDEC et à partir desquels seront calculés les coefficients a et b.

- L'amortissement proportionnel à la masse a est introduit dans l'équation du mouvement.

- L'amortissement proportionnel à la raideur est introduit sous forme de force d'amortissement (visqueux) F_i^v est une contrainte σ_{ij}^v qui s'ajoutent respectivement aux forces de contact et à la contrainte de la zone (éléments continus).

$$F_i^v = \beta \frac{\Delta Fi}{\Delta t}$$

$$\sigma_{ij}^v = \beta \frac{\Delta \sigma ij}{\Delta t}$$

Dans cette présentation de méthode des éléments distincts telle qu'elle est appliquée dans le code UDEC, nous avons évoqué la modélisation dite mécanique sachant que UDEC permet de faire le calcul en hydrodynamique et thermique sur le milieu fissuré.

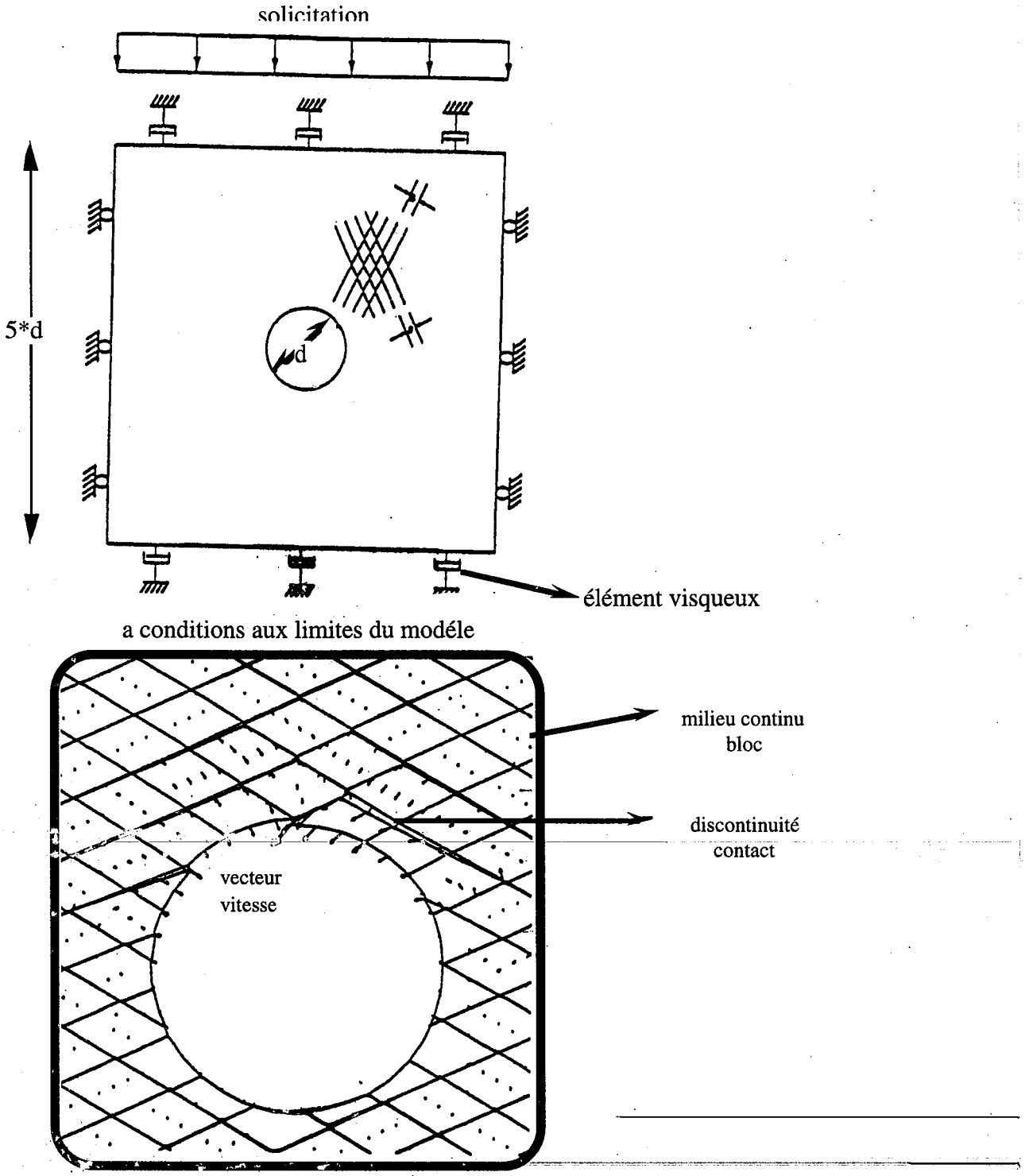
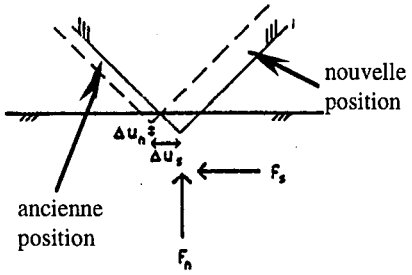
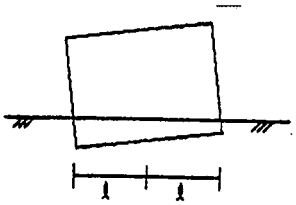


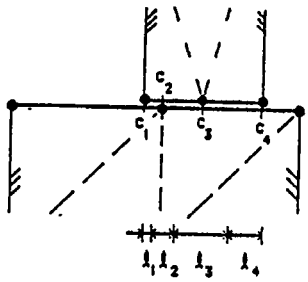
Figure E1 : Modélisation par la méthode des éléments distincs de l'action d'une explosion en surface sur un tunnel



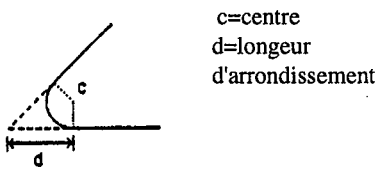
a contact sommet-arrêt



b contact côté-côté

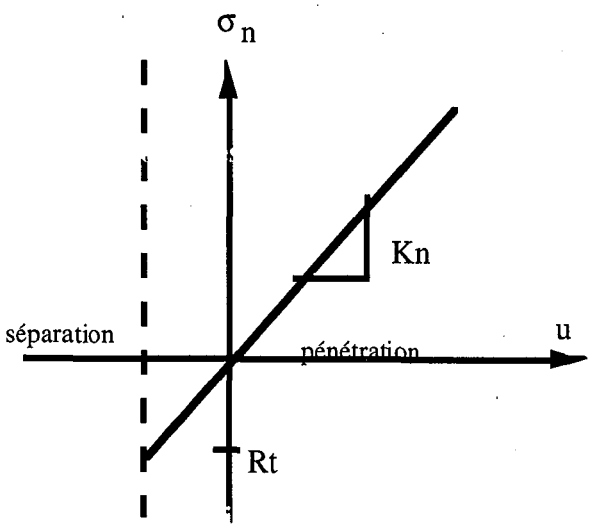


c notion de longueur de contact

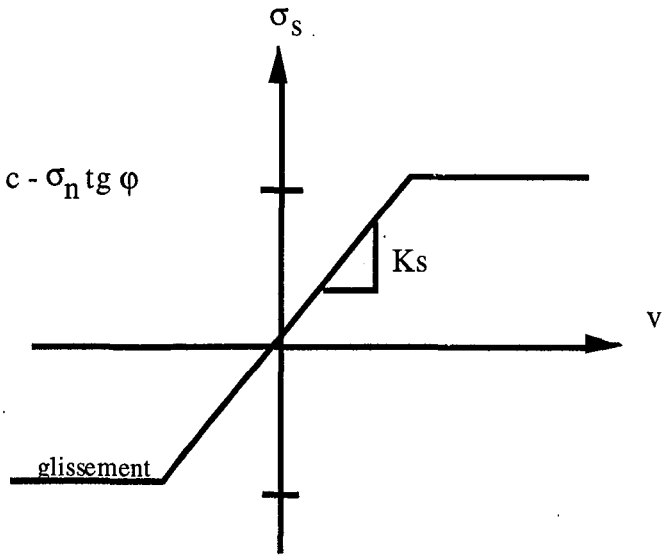


d arrondissement des sommets des blocs

Figure E2 : La modélisation des contacts dans UDEC



e comportement du joint dans la direction normale



f comportement du joint dans la direction tangentielle

Figure E2 (suite) : La modélisation des contacts dans UDEC

Annexe F

Démonstration des équations 6.31 , 6.45 et 6.35

Pour les trois démonstrations, le plan de discontinuité est considéré comme un plan de symétrie. Pour la définition des termes employés, il faut se référer à la figure suivante.

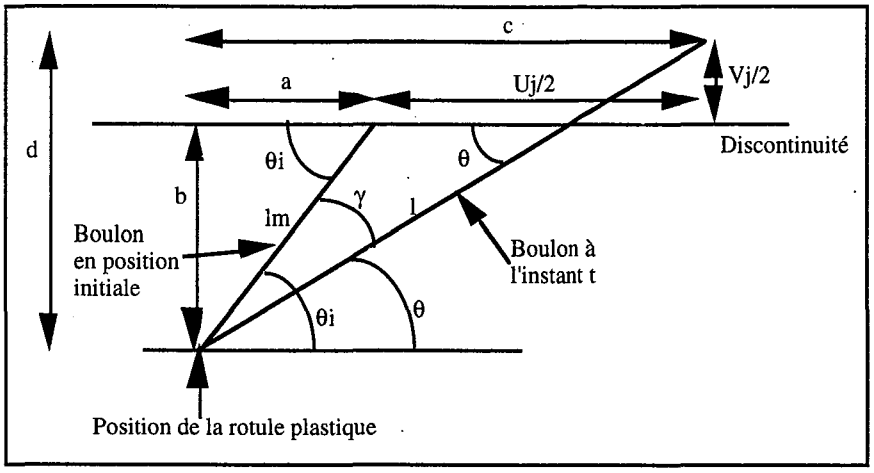


Figure F-1

1 - Démonstration de l'équation 6.31

En posant que :

$$l = \sqrt{c^2 + d^2} \quad (1)$$

$$b = l_m \sin \theta_i \quad (2)$$

$$a = l_m \cos \theta_i \quad (3)$$

$$c = a + \left(\frac{U_j}{2}\right) \quad (4)$$

$$d = b + \left(\frac{V_j}{2}\right) \quad (5)$$

En substituant l'équation 3 dans l'équation 4 et l'équation 2 dans l'équation 5 et en substituant les équations 4 et 5 dans l'équation 1, on obtient :

$$l = \sqrt{\left(l_m \sin \theta_i + \frac{V_j}{2}\right)^2 + \left(l_m \cos \theta_i + \frac{U_j}{2}\right)^2} \quad (6)$$

En dévellopant et en réarrangeant l'équation (6) on obtient :

Sachant que :

$$\left(\sin \theta_i^{\,2} + \cos \theta_i^{\,2}\right) = 1 \quad (7)$$

alors :

$$l = \sqrt{l_m^2 + 2l_m\left(U_j \cos \theta_i + V_j \sin \theta_i\right) + \left(\frac{U_j^{\,2} + V_j^{\,2}}{4}\right)} \quad (8 \text{ ou } 6.31)$$

2 - Démonstration de l'équation 6.45

En posant que :

$$\tan \theta = \frac{d}{c} \quad (9)$$

En substituant les équations 2, 3 et 4 dans l'équation 9 on obtient :

$$\tan \theta = \frac{l_m \sin \theta_i + \left(\frac{V_j}{2}\right)}{l_m \cos \theta_i + \left(\frac{U_j}{2}\right)} \quad (10)$$

alors

$$\theta = \arctan\left(\frac{l_m \sin \theta_i + \left(\frac{V_j}{2}\right)}{l_m \cos \theta_i + \left(\frac{U_j}{2}\right)}\right) \quad (11 \text{ ou } 6.45)$$

2 - Démonstration de l'équation 6.35

Pour la définition des termes employés, il faut se référer à la figure suivante.

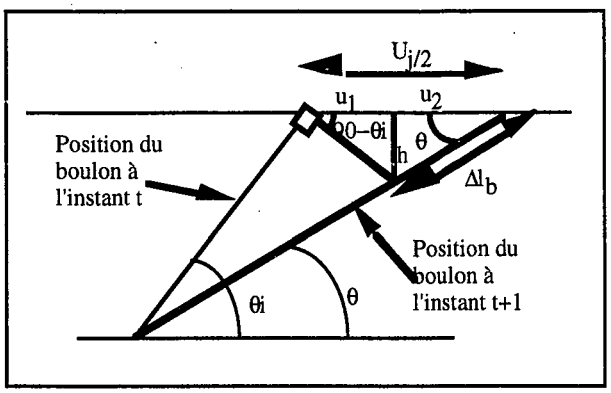


Figure F-2

En posant que :

$$\tan(90 - \theta_i) = \cot an(\theta_i) = \frac{h}{u_1} \quad (12)$$

$$\tan(\theta) = \frac{h}{u_2} \quad (13)$$

$$\frac{U_j}{2} = u_1 + u_2 \quad (14)$$

$$\Delta l_b \cos(\theta) = u_2 \quad (15)$$

alors :

$$u_2 \tan(\theta) = u_1 \cot an(\theta_i) \quad (17)$$

$$\frac{\tan(\theta)}{\cot an(\theta_i)} = \frac{u_1}{u_2} \quad (18)$$

$$1 + \frac{\tan(\theta)}{\cot an(\theta_i)} = 1 + \frac{u_1}{u_2} \quad (19)$$

$$\frac{\cot an(\theta_i) + \tan(\theta)}{\cot an(\theta_i)} = \frac{u_2 + u_1}{u_2} \quad (20)$$

$$u_2 = \frac{U_j \cot an(\theta_i)}{2(\cot an(\theta_i) + \tan(\theta))} \quad (21)$$

$$\Delta l_b = \frac{U_j \cot an(\theta_i)}{2\cos(\theta)(\cot an(\theta_i) + \tan(\theta))} \quad (22)$$

$$\Delta l_b = \frac{U_j \cos(\theta_i)}{2(\cos(\theta_i)\cos(\theta) + \sin(\theta_i)\sin(\theta))} \quad (23)$$

$$\Delta l_b = \frac{U_j \cos(\theta_i)}{2\cos(\theta_i - \theta)} \quad (24 \text{ ou } 6.35)$$

Annexe G

Programme du modèle

1 - Démarche

Il faut d'abord dire que le modèle tient compte de plusieurs facteurs interdépendants tels que l'endommagement de l'acier et de l'encaissant (scellement) lors du passage de l'élasticité à la plasticité, la rupture de l'acier en cisaillement et en traction, la rupture du coulis et de la roche, rupture du joint, etc....

Il est évident qu'une fois le câble en action, après que le joint ait subi un déplacement critique, les caractéristiques mécaniques de la discontinuité sont modifiées, et ces facteurs agissent en fonction de l'évolution du système, ce qui implique des itérations jusqu'à la stabilité ou la rupture du boulon ou du système.

En premier lieu, on calcule les contraintes normales et tangentielles agissant sur la discontinuité (on suppose que l'état de contrainte autour de l'excavation est connu), ce qui nous permet de déterminer le déplacement normal et tangentiel de la discontinuité du boulon et du scellement.

En second lieu, on détermine la phase dans laquelle se trouve le boulon (élastique ou plastique). Au départ il est dans la première phase, et au fur et à mesure des itérations, il peut évoluer jusqu'à la quatrième phase.

Les différentes phases correspondent aux situations suivantes :

- phase 1 : le boulon et l'encaissant sont tous les deux dans le domaine élastique.

- phase 2 : le boulon se trouve dans le domaine élastique et l'encaissant dans le domaine plastique.

- phase 3 : le boulon et l'encaissant sont tous les deux dans le domaine plastique.

- phase 4 : le boulon atteint la rupture.

Une fois la phase déterminée, on calcule les efforts correspondant à cette phase (le calcul des efforts se fait avec des équations qui diffèrent).

La détermination de phase et le calcul des efforts se poursuivent jusqu'à la stabilité du système ou la rupture de tous les boulons.

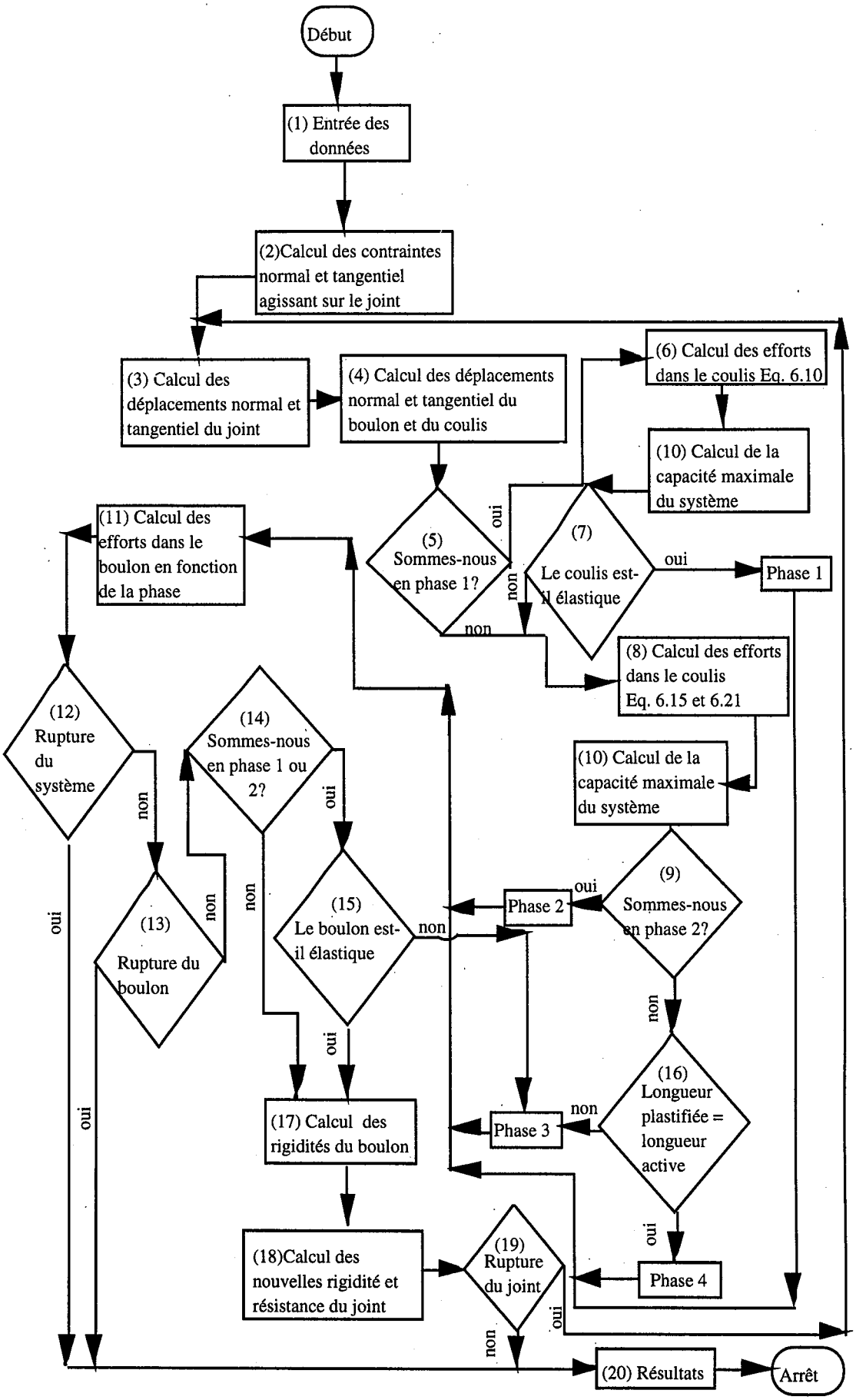


Figure G.1: Organigramme simplifié du modèle

2 - Analyse

Dans cette partie, il y a d'abord une présentation des données, qui doivent être saisies par l'utilisateur, une description des variables utilisées, l'analyse du programme et un listage de celui-ci.

Les données géométriques telles que les angles que font les boulons avec les plans de discontinuité (θ_i) pourraient être calculées automatiquement au lieu d'être saisies au clavier, en couplant le programme avec le logiciel RESOBLOK.

Pour alléger l'analyse et la rendre plus claire, les calculs n'y sont pas développés, il donc est nécessaire de se référer au listage du programme pour voir leurs développements.

Analyse

:

Début

$ Entrée de données concernant les plans $

Pour j de 1 à np

boucle = vrai

Calcul de En, tauj, taujt, taupic.

Fpour

Pour j de 1 à np

Si taupic [j] >= tauj [j]

alors boucle =faux

sinon faire $1 (Entrée des autres données, détermination de phases et leurs traitements)

Fsi

Si boucle = vrai

alors { Edition des résultats }

Afficher Tca, Tta, Cm, phase, Tauarm, Tauj, Uj, Vj, Tc, Tt, eu, ev.

sinon Afficher ' Tauarm ≥ Tauj '

Fsi

Fpour

FIN

```
$1:        { Traitement plan }

   $Entrée d'autres données$

   Pour i de 1 à nb          { Initialisations }
   |
   |        res[ i ] = vrai
   |        phase [ i ] = 1
   |        att [ i ] = vrai
   |        teta [ i ] = tetai [ i ]
   |        Lj[ i ] = Lm[ i ]
   |
   Fpour

   Kn = Kn0 [ j ]
   Kt = Kt0 [ j ]
   Sn1 = 0
   Sn2 = 0
   St1 = 0
   St2 = 0
   Lplj = 0
   Lpl = 0
   cpt = nb

   Calcul de taujta, Enta, taujt, Ent, Vj, Uj, V, U.

   Répeter
   |
   |     $1.1      { Traitement de tous les boulons pour un plan }
   |
   Jusqu'à     ( cpt = 0 )

:1$
```

$1.1: { Traitement des boulons pour un plan }

```
Fi = 0
Pour i de 1 à nb
|  Tta[i] = Tt[i]
|  Tca[i] = Tc[i]          { Sauvgarde des valeurs de Tt, Tc et Lj dans  Tta, Tca et Ljt }
|  Ljt[i] = Lj[i]
Fpour
Pour i de 1 à nb
|  Si res [i] = vrai
|     alors   Calcul des déplacements : Dj, D, kapa, lambda, Ub, Uc, Ubt, Vb, Vc, Vbt.
|     sinon   rien
|  fsi
Fpour
Pour i de 1 à nb
|     faire $ 1.1.1        { Détermination des phases }
Fpour
Pour i de 1 à nb
|     faire $ 1.1.2        { Traitement  des phases 1 et 2 avec un changement
|                            de  phase possible de la phase 1 ou 2 à la phase 3 }
Fpour
Pour i de 1 à nb
|     faire $ 1.1.3        { Traitement  des phases 3 et 4 }
Fpour

faire $2
```

Remaque : Les boulons sont traités par lots, ce explique la présence de plusieurs boucles de 1 à nb
(nb étant le nombre de boulons)

$ 1.1.1 : {Détermination des phases}

```
si  res [ i ] = vrai
|
|   alors   si   phase [ i ] = 1
|           |
|           |     alors   calcul de r0, Kb, Kg, alpha, tauy, taub, cm
|           |
|           |           si   taub [ i ] ≤ tauy [ i ]      { Test d'élasticité du coulis }
|           |           |
|           |           |     alors   phase [ i ] = 1
|           |           |
|           |           |     sinon   phase [ i ] = 2
|           |           |
|           |           fsi
|           |
|           |     sinon  rien
|           |
|           fsi
|           |
|           si  phase [ i ] ≠ 1
|           |
|           |   alors   calcul de Pu, Put, taub, taubw, wb, cm
|           |           |
|           |           si   phase [ i ] ≠ 2
|           |           |
|           |           |     alors  calcul de Lj, Lplj
|           |           |           |
|           |           |           si  (lm [ i ] - lplj ) / lm [ i ] ≤ 0,05
|           |           |           |
|           |           |           |     alors   phase [ i ] = 4
|           |           |           |
|           |           |           |     sinon   phase [ i ] = 3
|           |           |           |
|           |           |           fsi
|           |           |
|           |           |     sinon   phase [ i ] = 2
|           |           |
|           |           fsi
|           |
|           |   sinon  rien
|           |
|           fsi
|
|   sinon  rien
|
fsi
```

: 1.1.1 $

$1.1.2 : { Traitement des phases 1 et 2 }

```
si ( phase [ i ] = 1 ou phase [ i ] =2 ) et ( res [ i ] = vrai )
|   alors   si  phase [ i ] = 1
|           |   alors   Calcul de Tt, Ib, Lo, Tc, ev, eu.
|           |   sinon   Calcul de Lpl, ks,Ib,Lo,ro, kb, kg,
|           |            alpha, Tt, Tc, ev, eu.
|           |                                                  { phase [ i ] = 2 }
|           fsi
|
|           Calcul de Mpl, Mz, Tce.
|
|           si  ( ( Tt [ i ] / Tte [ i ] ) 2+ ( Mz / Mpl ) = 1 ) et ( Tt [ i ] < Tte [ i ] ) )
|           |    et ( Tc [ i ] < Tce [ i ] )
|           |              { Test d'élasticité du boulon }
|           |   alors  si  ( Cm [ i ] ≤ Tt [ i ] )          { Test de rupture du système }
|           |          |   alors   res [ i ] = faux
|           |          |   sinon   att [ i ] = faux
|           |          fsi
|           |   sinon   phase [ i ] = 3
|           fsi
|
|       sinon  rien
|
fsi
```

: 1.1.2$

$1.1.3 : { Traitement des phases 3 et 4 }

```
si ( phase [ i ] = 3 ou phase [ i ] =4 ) et ( res [ i ] = vrai )
|  alors   Calcul de Lj, Lplj, ro, kb, kg, alpha, Pu.
|           si  phase [ i ] = 3
|           |   alors  Calcul de Tt, Tc, ev, eu.
|           |   sinon  Calcul de  Lb, Tt, L, ev, eu.
|           fsi                                          { phase [ i ] = 4 }
|
|           si  ( Cm [ i ] ≤ Tt [ i ] ) et ( Cm [ i ] < Ttl [ i ] )   { Test de rupture du système
|           |   alors  res [ i ] = faux
|           |   sinon  si  ((Tt [ i ] / Ttl [ i ] ) +2(2*Tc [ i ] / Ttl [ i ]) = 1 ) ou
|           |          |     ( ev [ i ] ≥ evl [ i ] ) ou ( Tt [ i ] ≥ Ttl [ i ] ) ou
|           |          |     ( eu [ i ] ≥ eul [ i ] ) ou ( Tc [ i ] ≥ Tcl [ i ] ) et
|           |          |     ( phase [ i ] = 4 )
|           |          |
|           |          |     alors   res [ i ] = faux { Test de rupture du boulon }
|           |          |     sinon   att [ i ] = faux
|           |          fsi
|           fsi
|
|  sinon  rien
fsi
```

: 1.1.3$

$2 :

```
Pour k de 1 à nb
|     Calcul de Ktb, Knb, Sn1, Sn2, St1, St2.
fpour
Calcul de Kn, Kt, Vj, Uj, U.
Pour i de 1 à nb
|     Calcul de Teta, Fi.
fpour
Calcul de Tauarm.
pour i de 1 à nb
|     si ( res [ i ] = vrai ) et ( att [ i ] = faux )
|        alors si tauarm < tauj [ j ]
|                 |     alors res [ i ] = vrai
|                 |     sinon res [ i ] = faux
|                 fsi
|        sinon rien
|     fsi
fpour
cptt = 0
pour k de 1 à nb
|     si res [ i ] = vrai
|        |     alors cptt = cptt + 1
|        |     sinon rien
|     fsi
fpour
cpt =cptt
```

:2$

DONNEES

e1, e2, e3 : Contraintes autour de l'excavation.

np : Nombre de plans de discontinuité

B : Angle que fait les plans de dicontinuité avec e3.

C : Cohésion du plan de discontinuité.

Sj : Surface active du plan de discontinuité.

Phij : Angle de frottement du plan de discontinuité.

Gr : Module de cisaillement de la roche.

Kt0 : Raideur tangentielle initiale des plans de discontinuité.

Kn0 : Raideur normale initiale des plans de discontinuité.

nb : Nombre de boulons.

db : Diamètre du boulon.

dt : Diamètre du trou de forage.

Lm : longueur active du boulon (lm=2db).

La : Longueur ancrée.

Tetai : Angle que fait le boulon avec le plan de discontinuité.

Cpb : Coefficient de poisson du boulon.

Ee : Limite élastique du boulon.

Eb : Module d' élasticité du boulon.

Gc : Module de cisaillement du coulis.

Phic : Angle de frottement entre le boulon et le coulis.

Ec : Résistance à la compression simple du coulis.

Ttl : Résistance à la traction simple du boulon.

Tcl : Résistance au cisaillement du boulon.

Evl : Déformation axiale limite du boulon.

Eul : Déformation radiale limite du boulon.

Remarque : Toutes les données sont saisies et stockées dans des tableaux sauf e1, e2 et e3.

VARIABLES UTILISEES

En, tauj : Contraintes normales et tangentielles agissant sur les plans de discontinuité.

Vj, Uj : Déplacements normals et tangentiels des plan de discontinuité.

Uc, Ub, Vb, Vc, Ubt,Vbt : Déplacements normals et tangentiels du boulon et du coulis.

Dj : Déplacement total du joint.

tauy, taub : Efforts dans le coulis.

Phase : Etat d'élasticité et/ou de plasticité. Elle prend la valeur de 1, 2, 3 ou 4.

Cm : Capacité maximale du système.

Wb : Force d'ancrage.

Tt, Tc : Efforts axial et normal dans le boulon.

Ib : Moment d'inertie de la section du boulon.

Lo : Longueur caractéristique Hetény (1961).

Ks : Module de réaction de l'encaissant.

ev, eu : Déformations axiale et radiale du boulon.

Ttx : Traction dans le boulon.

Mz : Moment fléchissant dans le boulon.

Mpl : moment plastique maximum du boulon.

Ktb, Knb : Rigidités tangentielle et normale du boulon.

Kt, Kn : Rigidités tangentielle et normale du joint.

F : Contribution d'un boulon à la résistance au cisaillement d'un joint.

tauarm : Résistance du joint armé.

taupic : Résistance au pic du joint non armé.

remarque : La plupart de ces variables sont rangées dans des tableaux.
Il existe d'autres variables non mentionnées et qui servent aux calculs intermédiaires.
Pour plus de details, se référer au listage du programme .

INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE
DE LORRAINE

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

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur BOULON Marc, Professeur, Université J.Fournier St Martin d'Hères,

Monsieur CHOQUET Pierre, Professeur, Université Laval Québec (Canada).

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

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

Monsieur THIBODEAU Denis

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

"Comportement et méthodes de dimensionnement des câbles d'ancrage utilisés dans les mines souterraines"

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : **"GENIE CIVIL & MINIER"**

Fait à Vandoeuvre le, **1° Février 1994**

Le Président de l'I.N.P.L.,

M. LUCIEN

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE NANCY

TEL. 33/83.59.59.59
FAX. 33/83.59.59.55