

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

10x

DEPARTEMENT : **GENIE CIVIL**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ETUDE DE LA DETERMINATION DES
MODES D'EXECUTION DES TUNNELS
CAS DU METRO D'ALGER (1ère LIGNE)**

Proposé par :
D.R.M.A. (S.N.T.F.)

Etudié par :
Zohra DERRICHE

Dirigé par :
K. THIEL



PROMOTION : **JUIN 84**

SUJET

**ETUDE DE LA DETERMINATION DES
MODES D'EXECUTION DES TUNNELS
CAS DU METRO D'ALGER (1ère LIGNE)**



DEDICACES

Les travailleurs face aux transports



A TOUS CEUX QUI ATTENDENT QUE LE METRO D'ALGER VIENNE ATTENUER
LEURS SOUFFRANCES QUOTIDIENNES

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont tout droit à Monsieur K. THIEL qui durant tout le semestre, n'a ménagé aucun effort pour me venir en aide.

Je n'oublierai pas de remercier Mademoiselle Khalida HADJ-HAMDI (secrétaire) qui était toujours présente pour me sortir d'embarras.

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet, trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

T A B L E D E S M A T I E R E S

	Page
CHAPITRE I : PRESENTATION DU METRO D'ALGER	
1 - Introduction	2
2 - Plan de situation	2
3 - Profil en long	4
4 - Sections types	4
CHAPITRE II : METHODES D'EXECUTION INITIALEMENT PREVUES	
1 - Terminologie	6
2 - Methode traditionnelle	6
3 - Methodes d'exécution à ciel ouvert	9
CHAPITRE III : CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE	
1 - Gradation des études	13
2 - Contexte géologique	14
3 - Exécution de la galerie de reconnaissance	16
4 - Programme d'essais	17
CHAPITRE IV : TRAITEMENT DES RESULTATS	
1 - Conditions hydrogéologiques	19
2 - Propriétés physico-mécaniques des terrains	20
3 - Comparaison des propriétés essentielles des terrains	30
CHAPITRE V : CHOIX PRELIMINAIRE DES MODES D'EXECUTION	
1 - Choix d'un mode de soutènement	32
1.1 - Critères de la classification	32
1.2 - Application de la classification au cas du Metro d'Alger	35
2 - Présentation de la N.M.A	35
3 - Modes de creusement	45
CHAPITRE VI : TEST DES METHODES DE SOUTENEMENT	
1 - Chambres d'essais	48
2 - Essais, Auscultations, resultats, Interprétation	49
2.1 - Mesures de convergence	49
2.2 - Auscultations (chambre 2)	62
2.3 - Mesures tassométriques	72
2.4 - Auscultations (galerie)	75
2.5 - Mesure des efforts en pied de cintre	75
3 - Conclusion	
CHAPITRE VII / REMARQUES - CONCLUSIONS	
CHAPITRE VIII : METHODE CONVERGENCE - CONFINEMENT	
1 - Reflexions sur les methodes usuelles du calcul du soutènement d'un tunnel	88
2 - Methode Convergence - Confinement	89
2.1 - Description de la méthode	89
2.2 - Traitement d'un exemple	91

PRESENTATION DU SUJET

Le sujet traite de la détermination des méthodes d'excavation de soutènement applicables au cas METRO D'ALGER.

Il s'agira dans ce qui va suivre, de s'informer de tous les essais effectués, en laboratoire et in-situ, rassembler tous les résultats, les interpréter pour connaître les caractéristiques intrinsèques des terrains et essayer de comprendre leur comportement vis-à-vis du futur ouvrage.

De là, investis de ces deux connaissances, on pourra porter son choix sur un mode d'exécution approprié. Sous le vocable "mode d'exécution nous englobons :

- Mode de creusement
- Mode de soutènement

En termes clairs, ce projet se doit de répondre aux deux questions suivantes :

1- En tenant compte des critères résistance et environnement, quel est le meilleur moyen pour percer le tunnel sans trop de "dépôts": mode de creusement

2- Ce creusement, selon les terrains peut provoquer des instabilités (éboulements, chutes de pierres) plus ou moins importantes, comment donc retenir les parois de ce tunnel, pour pouvoir continuer les travaux en toute sécurité d'abord, limiter les déformations à des valeurs acceptables telles que, la pose du revêtement définitif soit efficace : mode de soutènement.

Le soutènement qu'on appelle aussi revêtement à court terme, maintient la stabilité de l'ouverture dès son excavation au moment de la pose du revêtement définitif.

Le revêtement définitif marque la fin des travaux, il devra contrarier les déplacements différés dans le temps : Il doit assurer la pérennité de l'ouvrage.

chapitre

1

CHAPITRE I

PRESENTATION DU METRO D'ALGER

1- Introduction

Capitale administrative et économique, ALGER a vu le nombre de ses habitants doublé en moins de vingt ans. Il est passé d'un million en 1966, à plus de deux millions actuellement.

Cette croissance excessive est à l'origine des GRANDS problèmes de circulation et de transport collectif. N'ayant pas été suivie par un accroissement des infrastructures, le développement de la population ne pouvait que mener à cet état des choses.

L'analyse de l'ensemble des moyens existants d'une part et de la demande d'une autre part a révélé un état critique pour les transports. Les carences sont telles que seul, un moyen de grande capacité pourrait les résorber.

C'est dans cet état d'esprit qu'est né le METRO D'ALGER.

2- Plan de situation.

La première phase de la première ligne du METRO D'ALGER s'inscrit dans le corridor BAB EL OUED, HUSSEIN-DEY, où a été localisée la plus forte demande. Cette ligne prendra son origine sur les hauteurs de OUED - KORICHE au Nord-Ouest, desservir sur son passage :

- BAB EL OUED par 2 stations
- LA CASBAH par 2 stations
- ALGER CENTRE par 3 stations
- SIDI M'HAMED par 5 stations
- HUSSEIN-DEY par 4 stations

pour rejoindre finalement le terminus fixé à BADJARAHA.
 Cette première ligne aura une longueur de 11,5 Kilomètres et comptera 17 stations.

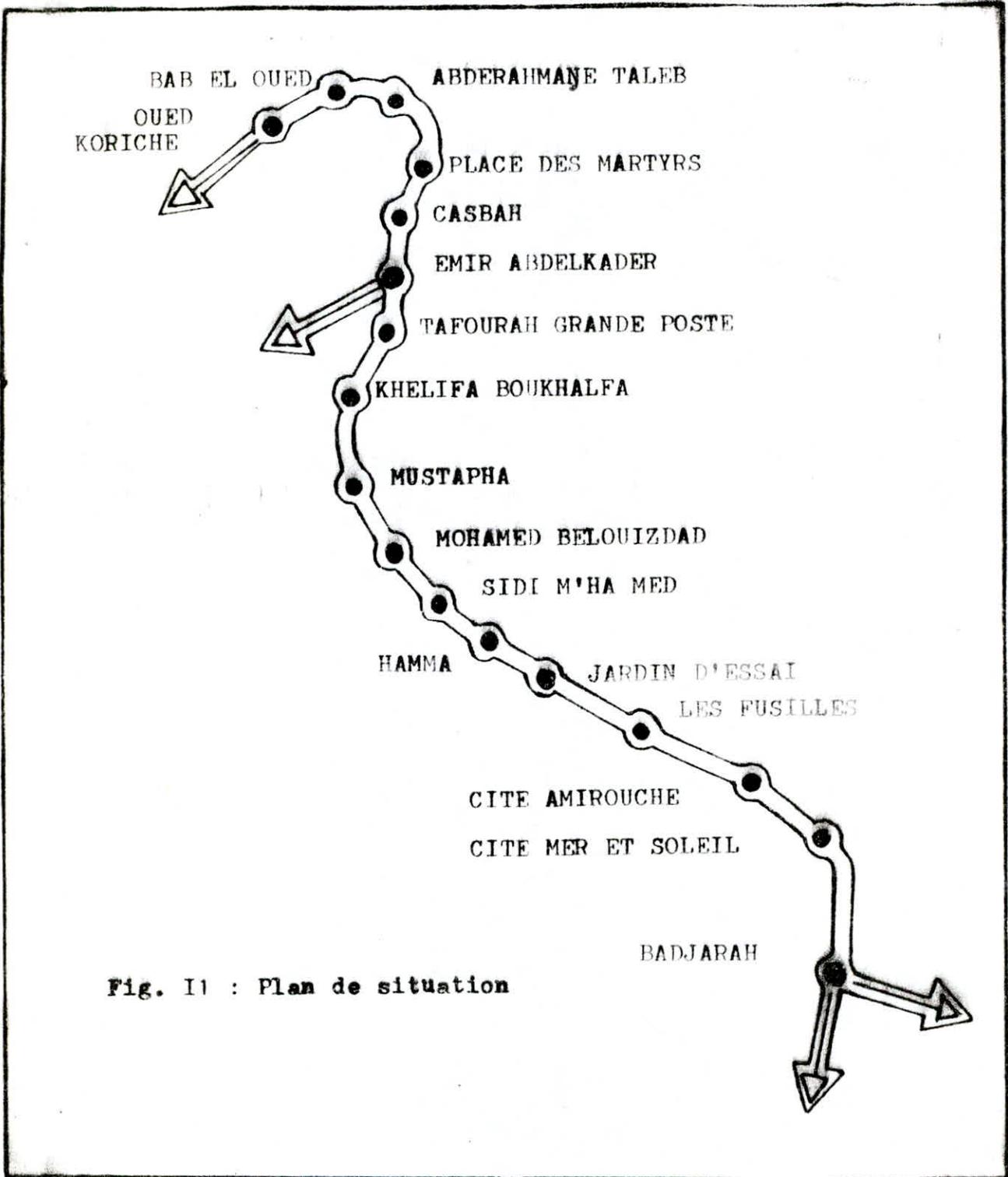


Fig. II : Plan de situation

3- Profil en long

De part sa situation, le tunnel du METRO D'ALGER se développera en souterrain dans une grande majorité. Il aura à traverser les parties les plus encombrées de la ville.

C'est l'environnement qui dicte en premier lieu le profil en long d'un tunnel. Sa profondeur du tunnel est en relation directe avec la densité urbaine. Elle est choisie telle que ce tunnel ne perturbe pas les fondations des constructions avoisinantes.

On remarque à cet effet, en analysant le profil en long, que le tunnel se rapproche de la surface du sol à partir de la station Les Fusillés, c'est à dire dès qu'on commence à s'éloigner des secteurs denses.

4- Sections types

Section et forme d'un tunnel doivent être déterminées sur la base des facteurs suivants :

- le Volume libre minimal, nécessaire pour le passage des trains, l'implantation des équipements et de la voie, l'entretien et la réparation des ouvrages.
- le Mode de réalisation des ouvrages.
- les effets de la sismicité.

Partant de là, les sections types retenues pour le tunnel du METRO D'ALGER sont :

- Section CADRE : exécutée à Ciel Ouvert à faible profondeur.
- Section Voûtée: exécutée à Ciel Ouvert à moyenne profondeur ou exécutée en souterrain.
- Section Caquoïde: exécutée en souterrain en terrain hétérogène.

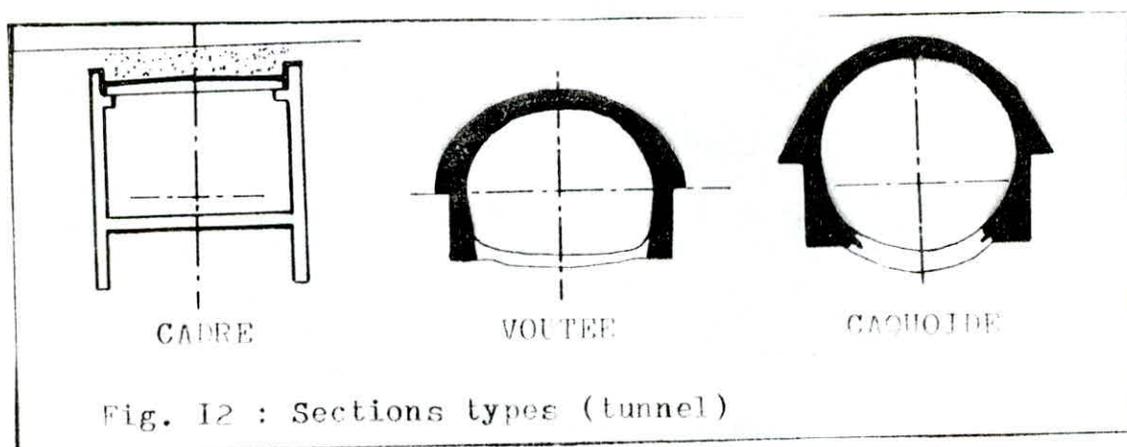


Fig. 12 : Sections types (tunnel)

Note

La section d'une station est fixée plus particulièrement par sujétions architecturales, que par son implantation par rapport à la surface du sol.

Elle présentera deux niveaux séparés par une dalle intermédiaire :

- 1- Salle des billets
- 2- Niveau des Quais.

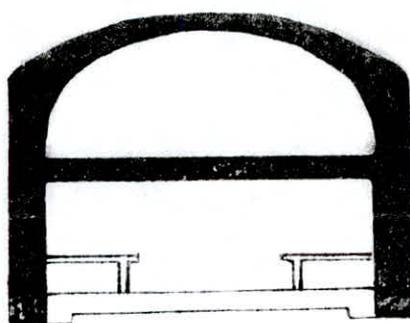


Fig. 13 : Coupe d'une station

chapitre

2

CHAPITRE II

METHODES D'EXECUTION INITIALEMENT
PREVUES.

1- Terminologie

Considérons un tunnel de section en "fer à cheval", et envisageons successivement la section déroctée puis revêtue. Les parois latérales sont désignées comme les parements, la surface supérieure les rejoignant comme la Couronne, la surface inférieure est appelée la Sole.

En section revêtue les piedroits et la calotte correspondent aux parements et à la Couronne. Le Radier désigne la partie inférieure du revêtement qui repose sur la sole.

Dans le langage courant des chantiers, cette dernière terminologie est la plus utilisée, y compris pour désigner les surfaces déroctées.

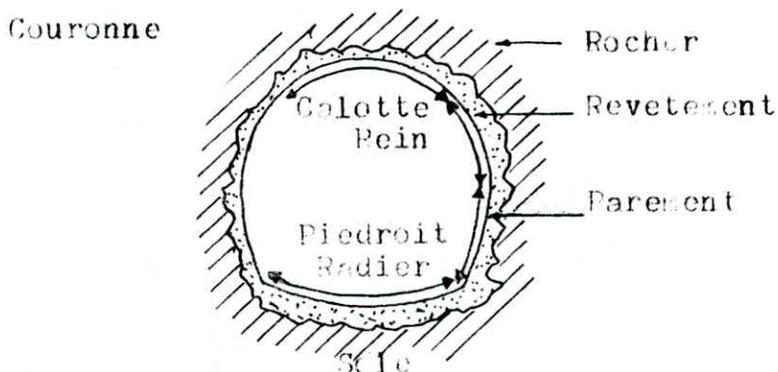


Fig. III : Terminologie

2- Méthode traditionnelle

Les couches du terrain naturel sont soumises, d'une part à leur poids propre, d'autre part, au poids des couches supérieures. Ces charges engendrent les contraintes à l'intérieur du terrain, ces contraintes sont appelées contraintes naturelles.

L'excavation d'un tunnel perturbe cet état de contraintes et, toute variation dans les contraintes occasionne des déformations qui tendent à déplacer les particules du massif par rapport à leur place initiale. Ce déplacement nécessite évidemment de la place libre en direction de laquelle le mouvement sera dirigé.

De là, il va sans dire, que plus la section du tunnel est importante, plus ces déplacements sont favorisés.

En effet, il a été prouvé expérimentalement, que les tunnels de faibles sections sont bien stables devant les tunnels de grandes sections qui le sont moins.

2a- Définitions

Les méthodes classiques consistent à excaver le profil du tunnel en plusieurs tranches. Cette exécution en plusieurs phases implique la mise en place du soutènement en plusieurs étages, ce qui revient en claire, à faire reporter les charges de la série précédente, par les éléments suivants.

En fait, il est plus juste de dire qu'il y'a une seule méthode traditionnelle qui se caractérise par un phasage dans l'exécution du tunnel et qui, au fur et à mesure de son utilisation a connu des aménagements très divers.

Et, c'est exactement ces différents aménagements qu'on qualifie de "classiques". Il est bien entendu, que chacun de ces aménagements a puisé sa spécificité des caractéristiques propres des terrains il a trouvé son domaine d'application.

Partant de là, et selon la tenue du terrain on parlera d'utiliser la méthode Anglaise, autrichienne, allemande ou belge.

Néanmoins, dans tous ces aménagements, trois phases de dérochement se retrouvent quoique suivant des combinaisons variables. Ce sont : la Galerie d'avancement, les puits de liaison et les excavations en tranchée.

- Galerie d'avancement

Comme son nom l'indique, elle se définit comme le point de départ des travaux d'abattage, elle sert à l'exécution des diverses parties du tunnel, et ce fait constitue la partie essentielle du système d'excavation.

Entre autres tâches qu'elle peut remplir, mentionnons la reconnaissance géologique, l'évacuation des débris (marinage) et transport des matériaux.

Selon la nature du terrain, l'aménagement adopte, elle peut être faitière, Centrale, de bascon, latérale.

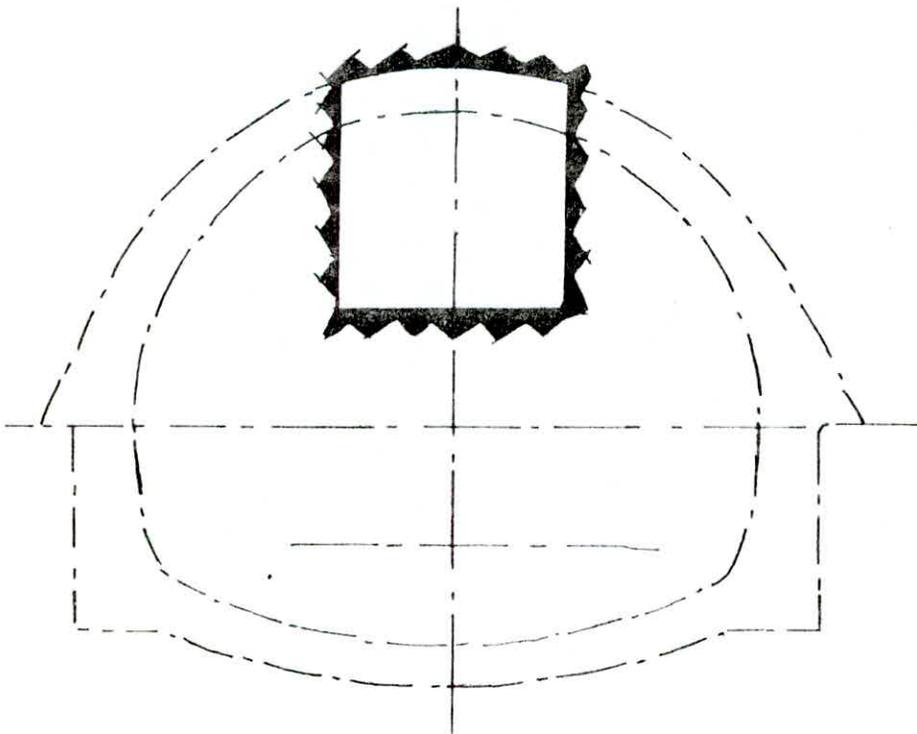


Fig. II2 : Galerie d'avancement
(faitière)

- Puits de liaison (ou cheminée)

Son but essentiel : assurer la liaison entre les différentes galeries d'avancement. Permet le transport entre ces galeries des déblais d'excavation et du matériel nécessaire pour l'exécution des soutènements.

- Tranchée en Radier

Elle est semblable en tout à la tranchée extérieure, conception, réalisation et etayage. Ce genre de tranchée sert surtout à l'exécution des parois latérales des tunnels (piedroits), pour cela elle est excavée par tronçons successifs.

b- Aménagements prévus pour le METRO D'ALGER.

Les variantes de la méthode traditionnelle, prévues pour le METRO D'ALGER se sont inspirées de l'aménagement belge.

- Description de la méthode belge.

Peut-être adoptée dans les terrains de bonne tenue. Elle démarre avec une ou deux galeries d'avancement. Dans cette méthode, excavation et revêtement sont menés simultanément de manière alternée. De la galerie de faite, on procède à l'abattage du rocher à la calotte, et, de part et d'autre de cette galerie sera excavée la section supérieure du profil, l'étayage étant réalisé à l'aide de planches de blindage posées perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage.

Ces planches sont supportées par une longrine, laquelle longrine sera soutenue par des étançons qui prennent appui sur les stross. Ainsi l'approfondissement de la section se poursuivra jusqu'au niveau des naissances.

Ici l'excavation sera provisoirement interrompue. La mise en place des cuitres de coffrage sera suivie par l'exécution du revêtement, depuis le bas jusqu'au sommet du profil.

Après décoffrage, le stross sera attaqué en vue de l'exécution des piedroits par plots alternés.

Cette méthode sera à chaque fois ajustée de façon à pallier à l'hétérogénéité du terrain. Ainsi les travaux pourront être entrepris à l'abri d'une couronne traitée, à partir de la galerie d'avancement.

(dans les sols peu cohesifs : traitement de consolidation ou terrains baignés par la nappe : injection d'étanchement)

- Dans les zones rocheuses, on peut procéder à un boulonnage de la voûte au fur et à mesure de son terrassement.
- Si le terrain est faillé, on adopte un profil circulaire.
- L'exécution des piedroits se fait avec précautions (toujours par plots alternés).

c- Inconvénients de la Méthode traditionnelle.
(telle qu'elle a été présentée).

Cette méthode offre l'avantage de s'adapter à toutes les situations. Néanmoins, ses inconvénients font d'elle une méthode lente et coûteuse, soit peu performante. En effet :

- Elle suppose un emploi excessif de matériaux et de main-d'oeuvre.

- Les réponses successives des points du soutènement provoquent des mouvements de tassement du terrain, ce qui a pour effet, d'augmenter continuellement les poussées de celui-ci, et d'engendrer des tassements de surface très dangereuse pour un site urbain comme ALGER.

Les deux premiers points auront pour commune conséquence allonger considérablement les délais d'exécution et d'augmenter le coût des ouvrages. Pour cela, cette méthode a été écartée pour laisser place à une autre qui est comparée à celle-ci, serait "expéditive".

3- Méthode d'exécution à ciel ouvert.

Quand le tunnel se trouve à proximité immédiate de la surface du sol, il devient plus judicieux de l'attaquer à ciel-ouvert.

En effet, il est plus indiqué de travailler en tranchée couverte, qu'en souterrain dans le cas de petites couvertures.

a- Méthode des parois "Berlinoises".

Cette méthode se caractérise par le phasage suivant :

- mise en place, dans les forages préalablement exécutés à la tarière, de profilés métalliques scellés à leur base par un béton maigre, la partie haute étant remplie de grave-ciment.

- terrassement de la fouille exécuté à ciel-ouvert ou sous platelages, suivant les cas, avec pose de lits de butons intermédiaires. Au cours de la descente du terrassement, le blindage entre les profilés est constitué par du béton armé à l'aide de treillis soudé. Ce béton peut être mis en place derrière un coffrage léger prenant appui sur les profilés ou par la technique du béton projeté sur les premiers mètres de la fouille, un blindage bois peut être utilisé si les poussées ne sont pas importantes : il présente l'avantage de pouvoir être enlevé rapidement lors du remblaiement.

- Construction de l'ouvrage, commençant par la réalisation du radier, en fond de fouille. Les piedroits sont ensuite bétonnés à l'avancement.

La voûte est bétonnée sur un coffrage métallique.

- Remblaiement de la fouille. Lorsque le béton de l'ouvrage est suffisamment résistant, le remblaiement peut-être entrepris. Il s'effectue par couches successives après enlèvement, au fur et à mesure, des différents niveaux de bétons. L'opération finale consiste à rétablir les lieux dans leur état initial.

b- Méthode des parois moulées.

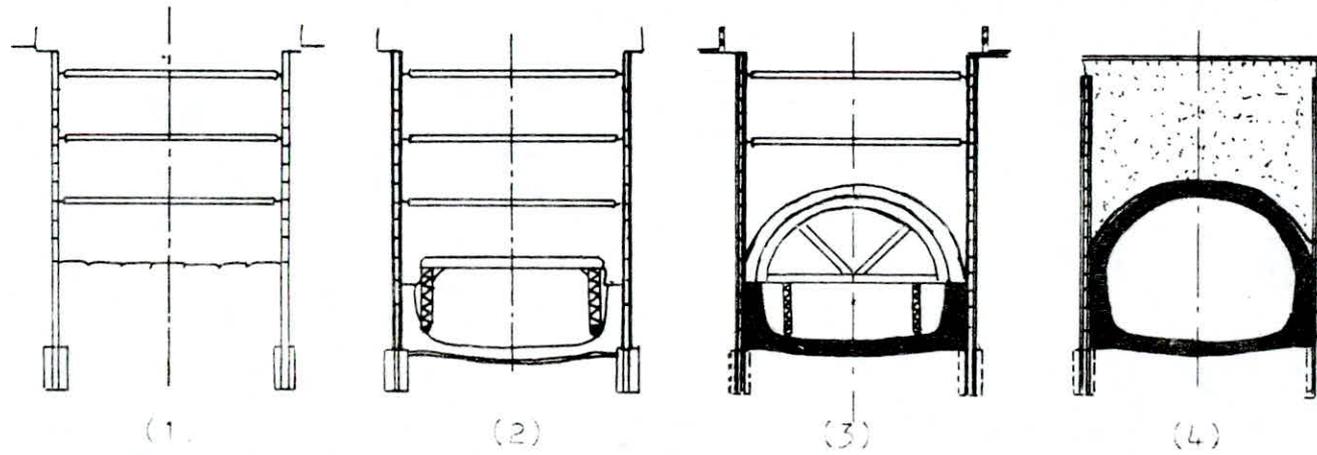
Dans l'éventualité où le niveau et l'activité de la nappe interdirait une exécution à ciel ouvert à l'abri de paroi berlinoises, la méthode des parois moulées pourrait être retenue :
Méthode dont voici le phasage :

- exécution des murettes guidées au niveau du sol de part et d'autre des piedroits.
- terrassement sous boue bentonitique, des piedroits à la benne, plot par plot, jusqu'au niveau nécessaire pour assurer la sécurité avant bétonnage du radier.
- bétonnage plot par plot, des parois moulées (piedroits) après mise en place des cages d'armatures.
- Une fois les deux piedroits exécutés, terrassement de la fouille, avec pose de butons intermédiaires provisoires.
- exécution du radier et de la dalle de couverture

Le terrassement de l'ouvrage lui-même et la construction du radier sont ensuite exécutés en sous-oeuvre de la dalle de couverture, une fois la circulation de surface rétablie.

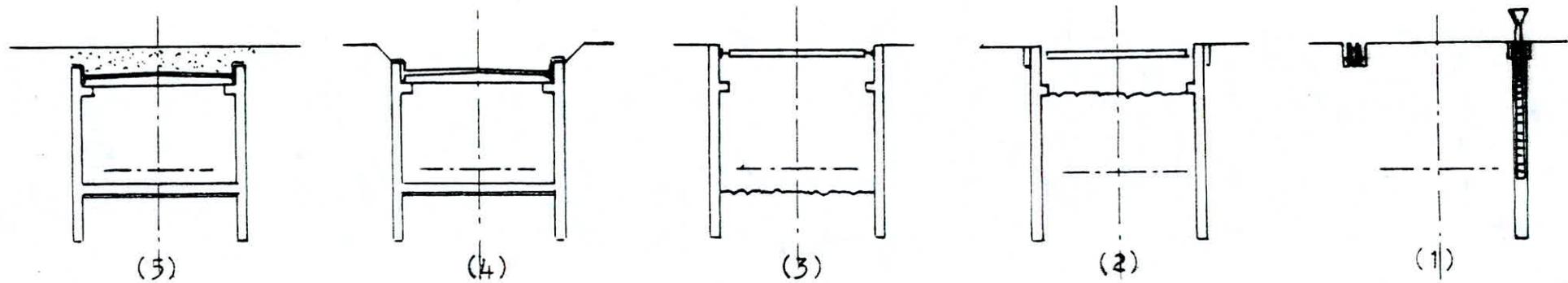
Note : Les méthodes utilisées pour l'exécution des stations s'inspirent de celles employées pour la construction des tunnels, leur adaptation aux cas des stations n'est liée qu'aux caractéristiques dimensionnelles des ouvrages.

Fig. 113 : Exécution en tranchée couverte (Méthode Berlinoise)



- (1) Terrassement et blindage de la tranchée
- (2) Bétonnage du radier et des piedroits
- (3) Bétonnage de la voute
- (4) Remblaiement et rétablissement de la chaussée

Fig.II4 : Exécution en tranchée couverte
(Paroi moulée)



- (1) Exécution des murettes guides
Terrassement de la tranchée et bétonnage
- (2) Terrassement
Exécution des corbeaux
- (3) Terrassement général
- (4) Bétonnage du radier et de la dalle de couverture
- (5) Remblais sur dalle

chapitre

3

CHAPITRE III

CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

"La situation générale du tunnel est déterminée sur la base des intérêts de la circulation et des conditions de transports, tandis que son implantation exacte sera imposée par les exigences géologiques".
(CZECHY 1971).

Aussi, le METRO D'ALGER necessitait pour son exécution, une parfaite connaissance des terrains dans lesquels il allait s'implanter.
D'où la grande campagne de reconnaissance qui a été lancée au mois d'avril 1982.

III.1. Gradation des Etudes.

Dans les figures 1 et 2, on représente le planning des études effectuées dans le cadre de cette campagne de reconnaissance.

- Etude préliminaire.

A ce stade, il est procédé à la collecte des documents existants. Ces documents pouvant se présenter sous deux formes.

- . Cartes et photographies aériennes.

- . Documentation écrite sur les expériences diverses entreprises dans la région d'ALGER.

- Phase APS (Avant Projet Sommaire).

L'Analyse de cette documentation nous fixe l'implantation de quelques sondages prévus pour l'établissement des conditions géologiques générales.

Ces sondages sont positionnés de façon à toucher toute la zone dont on veut étudier la géologie.

Durant cette phase, ont été établis le tracé et la position des ouvrages.

- Phase APD (Avant Projet détaillé)

L'essentiel de la reconnaissance se fait à ce stade. Les sondages sont plus nombreux, donc plus rapprochés ils permettent une reconnaissance géologique plus poussée. Lors de ces sondages, on a prélevé des carottes pour essais de laboratoire, comme on s'est servi des trous de forages pour effectuer les essais *in situ* suivants.

- . Essais d'eau (relevés prézométriques, LUGEON).

- . Essai CROSS HOLE.

Toujours durant la phase APD, on remarque que les 137 sondages effectués laissent subsister encore quelques inconnues.

Sous la rubrique investigations profondes, on regroupe, les tranchées, les puits et les Galeries de reconnaissance.

III.2. Contexte Géologique (Document APD)

- Description des formations.

Le sous-sol de la ville d'Alger est constitué de deux unités géologiques de nature et d'âge très différents : au Nord, le massif cristallophyllien de la Bouzaréah, d'âge primaire, forme un relief allongé d'est en ouest sur 20 Km de long la largeur est d'environ 6 Km; au Sud le Sahel d'Alger dessine un anticlinal orienté NE.SW, oblique par rapport au domaine cristallophyllien, formé de séries sédimentaires d'âge Tertiaire qui se prolongent le Sud-Est, en position synclinale, dans le bassin de la Mitidja. Localement ces deux ensembles sont recouverts par les formations plus récentes du Quaternaire :

. Le massif cristallophyllien primaire.

Il comprend, au Nord, des schistes ardoisiers (S) gris-bleu à noirâtres, très fracturés dans lesquels s'intercalent des quartzites clairs, des bancs de calcaires métamorphiques très durs ainsi que des filonnets de pyrite et de quartz; il passe du sud à des gneiss (G) plus ou moins ocillés, de teinte gris-clair, très durs, également fracturés dans lesquels on rencontre localement des bancs de quartzite, des passées de micaschistes des filons de pégnatites riches en mica et en quartz et des passées de pyrite.

Toutes ces formations présentent en surface, une zone d'altération (SA.GA) dont les limites sont imprécises. L'épaisseur de cette zone varie de 1 à 11 mètres; les produits d'altération sont constitués d'argile de sable et de cailloutis.

. Les terrains sédimentaires du tertiaire du Sahel.

On rencontre de bas en haut :

* Surmontant le massif primaire, des Gres (GR) grossiers et tendres, grisâtres, localement sableuse et des conglomérats à éléments.

provement du massif ancien; cette assise d'âge Burdigalien à Pontien, qui n'a été traversée que par deux sondages, a ici une épaisseur apparente de 10m environ.

* Viennent ensuite des marnes (MB) argileuses gris bleu ou gris foncé, très compactes; à partir de "Jardin d'essai" elles deviennent de plus en plus gresueuses en allant vers l'est avec parfois d'importants passages de calcaires gresueux, épais de plusieurs mètres; elles sont détées du Plaisaucien; l'épaisseur maximum reconnue par les sondages est de 50 m, mais elle va en augmentant vers le sud-est et atteindrait plusieurs centaines de mètres dans le bassin de la mitidja.

* Au dessus de ces marnes, les sondages ont rencontrés un ensemble de formations de teinte jaunâtre, d'âge Astien, que nous avons regroupées sous le terme "Molasse" (MO) qui comprend les gres calcaires, des sables, des calcaires en plaquettes, des marnes sableuses; l'épaisseur maximum reconnue est d'environ 15m au voisinage de la station "Mer et Soleil".

. Le Quaternaire.

Les différentes assises géologiques décrites cidessus peuvent être recouvertes indifféremment par les couches quaternaires suivantes :

* Les Alluvions et Coluvions (AL) : nous avons regroupé sous cette appellation des formations d'âge Calabrien à Quaternaire récent dont l'épaisseur varie de 0 à 13m et qui comprennent le plus souvent, des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux, mais aussi des sables, des graviers, des marnes jaunâtres.

* Les Eboulis (EB) : ils n'ont été rencontrés, sur 3 à 6m d'épaisseur, qu'au voisinage de la station "Mustapha" sous la forme de marnes argileuses noires, jaunes, bleues ou vertes, très plastiques, à graviers et semblent correspondre au débouché de ravins entaillant le plateau molassique.

* Les Remblais (R) : dont la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer, sont le plus souvent constitués d'éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris divers; ils forment une couche pratiquement continue sur tout le site concerné par la ligne 1, leur épaisseur maximum est d'environ 12m.

- Profil en long géologique.

La ligne 1, du fait de son tracé sensiblement parallèle à la côte, recoupe toutes les formations décrites précédemment. On est ainsi amené à distinguer 4 sections :

. de la station "Martyrs" (PK 0,00) à la rue des frères Adder, les ouvrages sont calés dans les schistes ardoisiers peu ou pas altérés; la distance minimum entre l'extrados du tunnel et la base de la zone d'altération étant supérieure à 5m sauf au droit du sondage 138 où elle se réduit à environ 1,50m. La limite de ce secteur est soulignée par un contact anormal important, marquant le chevauchement des schistes par "l'écaille" de gneiss de l'Agha, résultat d'une tectonique complexe (étudiée en détail dans la thèse de SAADALLAH) subie par le massif primaire qui serait également parcouru par des failles de moindre importance. Ce contact anormal est masqué en surface par une lentille d'alluvions, elle-même recouverte par les remblais qui forment une couche continue.

. du P.K 0,980 au P.K 2,6 les ouvrages se développent d'abord dans les gneiss jusqu'aux alentours du Boulevard Victor-Hugo (P.K 2,435) où ils recoupent des formations schisteuses qui se prolongent jusqu'au niveau de la rue des frères Meslem (P.K 2,6)

Elles sont surmontées d'un épais manteau d'alluvions. Il est actuellement impossible de définir la nature du contact entre schistes et gneiss. La limite de cette section correspond au contact primaire-Tertiaire qui peut être considéré soit comme un accident tectonique, soit comme un contact normal transgressif avec discordance angulaire. La galerie de reconnaissance devrait nous apporter des informations d'une part, sur le contact schistes-gneiss, d'autre part sur le contact Primaire-Tertiaire. En général, la couverture de gneiss "sains" au dessus du tunnel est supérieure à 5m sauf au voisinage du tympan sud de la station "Emir Abdelkader" et du tympan nord de la station "Tafourah" où elle est nulle;

d'autre part, les voûtes hautes des 3 stations incluses dans ce secteur s'inscrivent soit dans la zone d'altération des gneiss, soit dans les remblais qui l'a aussi forment une couverture continue.

. du (P.K 2,6) à la station "Les Fusillés" (PK. 6,5) le tunnel, après avoir traversé sur environ 20m la couche de grès et conglomérats, reste calé dans les marnes bleues plaisanciennes avec une couverture minimum de marne de 2m. Les voûtes hautes ou les dalles supérieures des stations se trouvent le plus souvent dans les alluvions ou dans la couche de molasse sous-jacente qui, du fait de sa position au pied de falaise, peut-être constituée pour partie de blocs glissés sur les marnes bleues.

. Au delà de la station "Les Fusillés" le tunnel, en se rapprochant du sol, quitte les marnes bleues et va s'inscrire en radier dans les formations molassiques et en voûte dans les alluvions jusqu'à la station "Amirouche" (P.K. 7,6) qui, du fait de la topographie et d'un léger bombement des couches, recoupe les formations allant des marnes bleues aux remblais. Ensuite, le tunnel traverse les marnes bleues puis se cale en radier dans la molasse et en voûte dans les alluvions pour rejoindre la station "Cité Mex et Soleil".

III.3. Exécution de la galerie de reconnaissance.

3.1. Introduction.

- Galerie de reconnaissance.

Devait apporter des informations sur le contact schistes-gneiss d'une part, et sur le contact Primaire-tertiaire d'une autre part.

Prevue longue de 2 Kilomètres, elle s'inscrit dans le volume des futurs ouvrages et est positionnée au dessus du niveau des nappes.

section rectangulaire 3m X 3,20m (hauteur X Largeur)

- Puits de service.

Pour la réalisation de cette galerie de reconnaissance, cinq puits de service ont été creusés.

Ultérieurement ces puits de service serviront à la ventilation et à l'épuisement des eaux.

Des rameaux de fonction démarrant des puits relient la galerie à ces derniers.

Dans cet ordre on a exécuté.

* Le puits.

* Le rameau (attaqué à partir du puits).

* La galerie (percée de part et d'autre du rameau).

3.2. Exécution de la galerie.

L'exécution du puits est exécutée à l'aide de pelle mécanique, la fouille étant blindée et britonnée au fur et à mesure du terrassement, ceci jusqu'à une profondeur de 6m. Au delà de 6m, on a adopté la pelle araignée avec emploi éventuel d'explosifs pour les points durs.

Le rameau a été attaqué à l'aide d'un outil pneumatique.

La galerie a été effectuée à partir de 4 puits (au lieu de 5). Pour chaque puits a été prévue une attaque à gauche et une à droite simultanément.

Pour un souci d'économie, l'excavation Nord du puits 4 a été stoppée après quelques travées, cela parce que les résultats escomptés de ce côté de la galerie ont été trouvés ailleurs.

L'abatage s'est effectué manuellement dans un premier temps, puis à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle pour les marnes, à l'explosif dans les terrains rocheux.

Selon la tenue des terrains, le soutènement de cette galerie était:

- . Cadrage par profilés métalliques.

- . Cadrage par HEB plus blindage à l'avancement par planches de bois.

La galerie livrée en fin de travaux de reconnaissance avait une longueur de 1500m. seulement.

III.4. Programme d'essais.

À l'exécution de cette galerie de reconnaissance, a été associé un large programme d'essais.

Il a été procédé à une prise d'échantillons qui ont fait l'objet d'une étude en laboratoire.

Une étude géologique détaillée a permis de faire une corrélation avec la campagne de sondages carottes.

Et, pour cerner le comportement du terrain face au futur ouvrage, il a été procédé à la construction de chambres d'essais (décrites au chapitre VI).

Au nombre de deux, ces chambres ont été le siège spécifiques aux tunnels (Mesures de convergence, mesures tassométriques effort repris par un soutènement) décrits dans les annexes.

On aura l'occasion de revenir à ces essais lors de l'interprétation de leurs résultats.

Répartition des SONDAGES le long du tracé

TRONCONS	Long (m)	Nbre de Sonds /	Espacesments (m)		profon- leur (m)	Essais In-Situ /
			St	I-St		
AVANT	405	04	25	142	20/26	-
OUED-KORICHE	954	12	35	155	30/51	-
BAB-EL-OUED	466	07	45	90	15/36	11 E.U.
A-RAH TALEB	662	09	50	65	30/43	10 E.U.
PLACE DES MARTYRS	492	06	40	90	30/36	03 P 03 E.U.
CASBAH	550	08	40	145	30/40	1 P 2 E.U.
EMIR ABDEL- KADER	535	08	45	76	25/46	01.P + 11EL
TA FOURAH GDE POSTE	740	09	70	95	26/40	05.P + 11EL
KHELIFA BOUKHALEA	748	11	35	100	27/39	05.P
MUSTAPHA	687	06	50	108	25/38	02.P
MD BELOUIZDAD	406	06	35	225	20/30	02.P
SIDI M-HAMED	578	03	53	190	25/31	02.P
HAMI A	526	04	33	220	15/40	02.P
JARDIN D'ESSAI	1130	10	75	125	20/35	04.P
LES FUSILLES	1154	13	15	85	20/32	05.P
COTE AMIROU HE	755	09	45	125	20/35	01.P
C MER ET SOLEIL	1037	05	75	100	28/51	6
HAI EL-BADR	470	03	145	170	15/35	--
BADJARA						

Au total, il a été effectué 137 sondages. Cette répartition révèle une nette concentration de ces sondages dans les zones des Stations (espacement : 15/75 m). En dehors des stations, ils deviennent plus éloignés les uns des autres (espacement : 65/20 m). En somme, la répartition est telle qu'elle couvre toute la ligne de façon régulière.

chapitre

4

CHAPITRE IV

TRAITEMENT DES RESULTATS

VI.1. Conditions hydrogéologiques

Les résultats bruts de la reconnaissance hydrogéologique sont trop dispersés pour pouvoir être traités pour la détermination des conditions hydrologiques. Pour cela, on se rabattra sur les conclusions qu'on en a tirés au niveau de la S.N.T.F .

"Les dix séries de relevés piézométriques, bien que couvrant un laps de temps relativement court, permettent de faire les observations suivantes :

- En novembre 1982, on constate une tendance presque générale à la remontée du plan d'eau,
- La disparité des niveaux d'eau dans les piézomètres du massif d'Alger semble indiquer qu'il n'y a pas une nappe unique dans les formations primaires mais plutôt une série de petites nappes probablement peu actives,
- Le niveau élevé du plan d'eau dans le sondage 8 pourrait correspondre à une nappe contenue dans les grès miocènes et mise en charge par les marnes bleues imperméables,
- Les niveaux observés dans la molasse et les alluvions sont relativement homogènes,
- Les plans d'eau portés sur le profil en long géologique montrent que les ouvrages du projet seront en général baignés par la nappe.

Les paramètres hydrodynamiques sont :

- - Dans les Schistes : Six essais Lugeon répartis sur 3 sondages (131, 138, 161) donnent des valeurs de perméabilités comprises entre 1 et 45 UL.
- - Dans les Gneiss : 24 essais Lugeon répartis sur 9 sondages entre les stations "Emir Abdelkader" et "Khelifa Boukhalifa" donnent une perméabilité comprise entre 1 et 20 UL.
- - Dans les marnes bleues : Ces marnes forment le mur imperméable de la nappe aquifère astienne, cependant la présence de niveaux fortement gréseux à partir de la station "Jardin d'Essai" n'exclut pas l'existence de zones aquifères dans cette formation.
- - Dans la Molasse : 2 essais Lefranc ont été réalisés dans les sondages (SB1 et 4) exécutés sur le terrain des bâtiments des Annasers, donnent $1,5 \cdot 10^{-3}$ K $2,6 \cdot 10^{-3}$ m/s
- - Dans les alluvions : L'essai de pompage de longue durée exécuté sur le puits A indique pour ces formations une perméabilité de l'ordre de $5 \cdot 10^{-5}$ m/s.

VI.2. Propriétés physiques et mécaniques des terrains.

2.a. Résultats d'essais de laboratoire.

Avant de présenter les résultats, on rappelle qu'on a testé des échantillons de :

gneiss, schistes (Schistes altérés, Micashistes) et marnes bleues. On rappelle aussi que l'on dispose de 2 lots de résultats :

- . Résultats d'essais effectués sur carottes de sondages.
- . Résultats d'essais sur échantillons prélevés dans la galerie.

Les résultats sont tabulés et seront suivis d'un modeste commentaire, qui aidera à affiner la description des formations rencontrées.

- Densité sèche - teneur en eau.

Tableau n° 1 (Densité sèche t/m³)

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type
Schistes	Micaschistes	29	2,49	2,72	0,1	07	2,72 2,84	2,81	0,04
	Schis. Alteres		08			2,56 2,66	2,58		
Gneiss		11	2,61 2,68	2,62	0,04	10	2,55 2,64	2,60	0,03
Marnes		52	1,41 1,76	1,56	0,09	09	1,49 1,64	1,58	0,13

Tableau n° 2 (Teneur en eau %)

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type.
Schistes	Micaschistes	29	0,2	0,95	0,8	07	0,0 0,05	0,03	0,025
	Schis. Alteres		3,7			08	0,2 0,5		
Gneiss		07	0,00 0,7	0,37	0,23	10	0,15 0,4	0,28	0,09
Marnes		49	17,53 35,40	27,6	4,03	09	21,8 29,6	25,1	2,55

Schistes et Gneiss se caractérisent par une densité très forte. Cette densité apparaît homogène sur tout le tronçon (les écarts types sont très faibles).

On ne s'explique pas le grand nombre d'essais effectués sur les marnes (52 sur les carottes de sondages). La teneur en eau est faible pour les Gneiss et schistes, quand elle est de 28% pour les marnes. Cette valeur nous amène à ranger ces marnes dans la famille des sols.

- Résistance à la Compression (Rc).

On notera d'abord le nombre relativement faible de ces essais sur : les schistes (7), les Gneiss (6) ceci pour les éprouvettes de sondages. S'ajoutant à une anisotropie marquée de ces massifs, cela conduit à une dispersion élevée des résultats (écart type Gneiss 35,3MPa).

Tableau n° 3 (Resistance à la compression MPa)

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type
Schistes	Micaschistes	07	16,8 103,3	61,3	28,3	20	24,2 72,3	47,7	17,2
	Schis. Alteres					10	8,8 36,1		
Gneiss		06	4,1 130,4	77,05	35,3	28	20 115,7	55,2	20,57
Marnes		41	0,09 1,39	0,46	0,3	10	0,1 0,4	0,27	0,09

Aussi, la dispersion est beaucoup plus élevée, en ce qui concerne les essais réalisés sur les carottes de sondages que sur les échantillons prélevés dans la galerie. Chose normale, les résultats de la galerie correspondent à une distribution latérale et en profondeur ainsi qu'à un degré de remaniement sûrement moins élevé.

Les marnes testées présentent une résistance moyenne de 0,27MPa, valeur faible qui ne correspond pas à la résistance générale des marnes qui se situe entre 10,4 et 101 bars.

- Resistance à la traction (Rt)

Tableau n° 4 (Resistance à la traction MPa)

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type
Schistes	Micaschistes	23	0,4 23	5,08	4,59	23	1,5 7,9	3,4	1,67
	Schis. Alteres					17	0,2 3,8		
Gneiss		05	0,9 9,9	5,54	2,89	31	0,7 12,0	4,44	2,30
Marnes		/	/	/	/	/	/	/	/

Très peu d'essais de traction ont été réalisés sur les Gneiss, 5 en tout pour les carottes de sondages. Les résultats de galerie présentent quand même une grande dispersion, malgré le nombre d'échantillons testés.

Les valeurs sont plutôt faibles, ce qui attesterait l'existence au sein de la roche (gneiss et schistes) d'une fracturation intense.

- Module de young, Coefficient de Poisson.

Tableau n° 5 (Module de young $E \cdot 10^3$ bars).

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type.
Schistes	Micaschistes	/	/	/	/	06	182 370	263	69,1
	Schis. Alteres					/	/	/	/
Gneiss		/	/	/	/	10	143 335	236	53,2
Marnes		35	0,03 0,4	0,15	0,12	/	/	/	/

Tableau n° 6 (Coefficient de Poisson ν)

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type
Schistes	Micaschistes	/	/	/	/	06	0,08 0,14	0,10	0,02
	Schis. Alteres					/	/	/	/
Gneiss		/	/	/	/	10	0,03 0,34	0,14	0,07
Marnes		/	/	/	/	/	/	/	/

Parmi les 28 éprouvettes sur lesquelles on a testé la résistance à la compression pour les Gneiss, 10 ont été équipées de jauges pour détermination du module de young (E). Pour les micaschistes sur 20 échantillons, 6 ont subi le même sort.

Les Gneiss sont généralement plus résistants que les schistes, donc moins déformables. Malheureusement ceci ne ressort pas de nos résultats.

(E, ν) = (263; 0,10) schistes; (E, ν) = (236; 0,14) Gneiss. On est presque amené à conclure que dans notre cas Schistes et Gneiss présentent les mêmes caractéristiques mécaniques, constatation qui peut-être confirmée par les résistances (compression et traction) les résultats sont proches.

- Module de young, coefficient de poisson dynamiques.

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type
Schistes	Micaschistes	/	/	/	/	/	123 623	282	/
	Schis. Alteres	/	/	/	/	/	94,3 270,5	185,7	/
Gneiss		/	/	/	/	/	169,3 352,9	294,5	/
Marnes		/	/	/	/	/	/	/	/

Resultats		Sondages				Galerie			
Nature des terrains		Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type	Nombre d'essais	Valeurs de - à	Valeur moyenne	Ecart type
Schistes	Micaschistes	/	/	/	/	/	0,245 0,404	0,34	/
	Schis. Alteres	/	/	/	/	/	0,27 0,41	0,37	/
Gneiss		/	/	/	/	/	0,36 0,431	0,40	/
Marnes		/	/	/	/	/	/	/	/

-Essais sur les marnes
(essais de mécanique des sols).

* Granulométrie.

Six analyses granulométriques et sédimentométriques ont été réalisées. Cinq (5) d'entre elles donnent des résultats voisins qui confirment que le matériau est une marne; pourcentages d'éléments passant à :

- . à 20 microns 79% (compris entre 75 et 82%)
- . à 2 microns 44% (compris entre 42 et 46%).

La sixième analyse fait état d'un matériau beaucoup plus sableuse, ce qui prouve la présence de couches gréseuses.

* Essais oedométriques.

Les 4 essais de compression oedométrique donnent également des résultats de même ordre de grandeur pour les modules. Les pressions de gonflement mesurées sont plutôt faibles (0; 0,125; 0,250). La perméabilité des marnes a été estimée à 10^{-11} m/s.

* Essai de cisaillement

Les résultats seront très différents selon que l'échantillon présente ou non des plans de cisaillement préférentiels, du fait de la schistosité ou de la fissuration. Toutefois deux types de comportements apparaissent 0° .

. Un comportement plutôt sableux sur cinq échantillons avec des angles de frottement compris entre 24 et 35° (moyenne 28°) et des cohésions faibles comprises entre 0 et $0,6 \cdot 10^5$ Pa (moyenne $0,28 \cdot 10^5$ Pa malgré une valeur de $1,55 \cdot 10^5$ Pa). Ceci correspond à un cisaillement suivant les couches gréseuses.

. Un comportement plus argileux sur 5 échantillons également avec des angles de frottement plus faibles (entre 7 et 17° moyenne 12°) et des cohésions plus élevées (entre $0,53$ et $1,35 \cdot 10^5$ Pa, moyenne $0,96 \cdot 10^5$ Pa).

Ces essais mettent donc en évidence l'hétérogénéité de ces marnes.

Une analyse diffractométrique viendra appuyer cette constatation.

* Essais triaxiaux.

Trois essais triaxiaux non consolidés, non drainés (UU) ont été effectués. Ils ont donné pour un angle nul, des cohésions 1; 2,8; $2,8 \cdot 10^5$ Pa, valeurs élevées qui correspondent certainement à la véritable cohésion de la partie argileuse de ces marnes.

Tous les essais effectués sur les marnes confirment que ces dernières s'apparentent mieux à une sol qu'à une roche (les teneurs en eau sont importantes, les résistances sont "insignifiantes").

Teneur en eau - Résistance à la compression.

Telles qu'elles apparaissent sur les parois de la galerie, (sèches) les marnes sont très compactes. Lors d'une visite de cette galerie, on a ramassé des échantillons de marne saturée. Au toucher, on a remarqué que cette marne "s'effritait" au moindre effort. Conclusion, la résistance chute avec l'augmentation de la teneur en eau.

On a essayé de vérifier cette constatation par la représentation de la relation, teneur en eau - Résistance à la compression. On a obtenu le nuage de points figurant sur le graphe n° IV.1 nuage qu'on n'arrive pas à approximer par une courbe à cause de la grande dispersion des résultats. Dispersion que l'on ne s'explique pas. Est-ce une hétérogénéité de ces marnes,

Resistance a la compression (KPa)

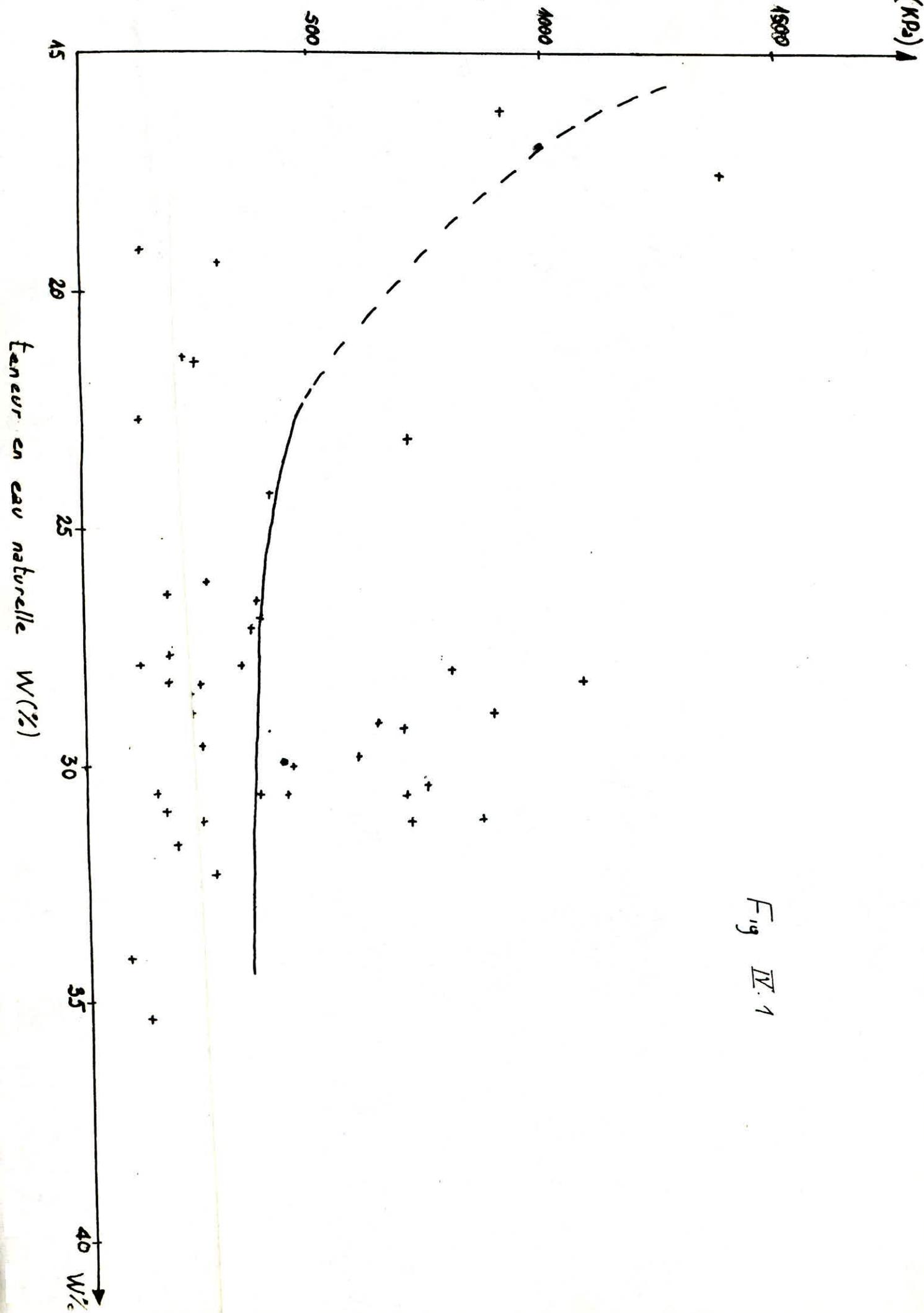


Fig. IV.1

ou est-ce un comportement special dû à sa composition minéralogique.

Pour éclaircir ce point, Monsieur DESCHAMPS, (Géologue) nous a effectué une analyse diffractométrique sur échantillon (roche totale).

L'analyse du diffractogramme a montré :

- Des Carbonates abondants : Calcite CO_3Ca mise en évidence avec les réflexions 3,88-3,01-2,84-2,49 A° .

- Du Quartz : 4,26-3,34-2,46 A°

- Des feldspaths résiduels en petite quantité auxquels on attribue la réflexion observée à 3,20 A° .

- Une phase argileuse abondante et complexe.

. De l'Illite (hydromicas) caractérisée par des réflexions à 10-4,98-4,49 A° , la réflexion du second ordre à 3,35 A° est confondue avec la réflexion principale du quartz.

. De la chlorite avec une réflexion caractéristique assez nette à 14 A° puis les réflexions à 7,09-4,73-3,54-2,9 et 2,51.

. De la Kaolinite doit exister mais en plus faible quantité. Les réflexions doivent être masquées par celles de la chlorite (7,09 A° : 002 chlorite superposée à 001 Kaolinite)-4,49 A° . (superposition avec Illite)- 3,54 A° (chlorite + Kaolinite)...

* Recherche de la Kaolinite éventuelle.

La réflexion à 7,10 A° a été étudiée de plus près pour mettre en évidence la coexistence chlorite - Kaolinite.

Une première mesure de la réflexion à 7,10 A° a été faite a été faite avec un échantillon séché sur lame à 100° - Profil (1). Ce même échantillon a été maintenu à 550° pendant 2 heures puis à nouveau analysé. A cette température la Kaolinite est détruite, la chlorite est inchangée.

Le profil de la raie n° 2 montre (dans les mêmes conditions expérimentales) une nette diminution d'intensité. On peut en conclure qu'une fraction de Kaolinite est existante a été détruite par calcination et que reste seulement la réflexion de la chlorite.

Cette composition minéralogique n'explique pas la dispersion des résultats. En conclusion on l'attribuera au traitement des échantillons entre l'instant de leur prélèvement et l'exécution de l'essai.

PL05084
Apr 1954 P. 27

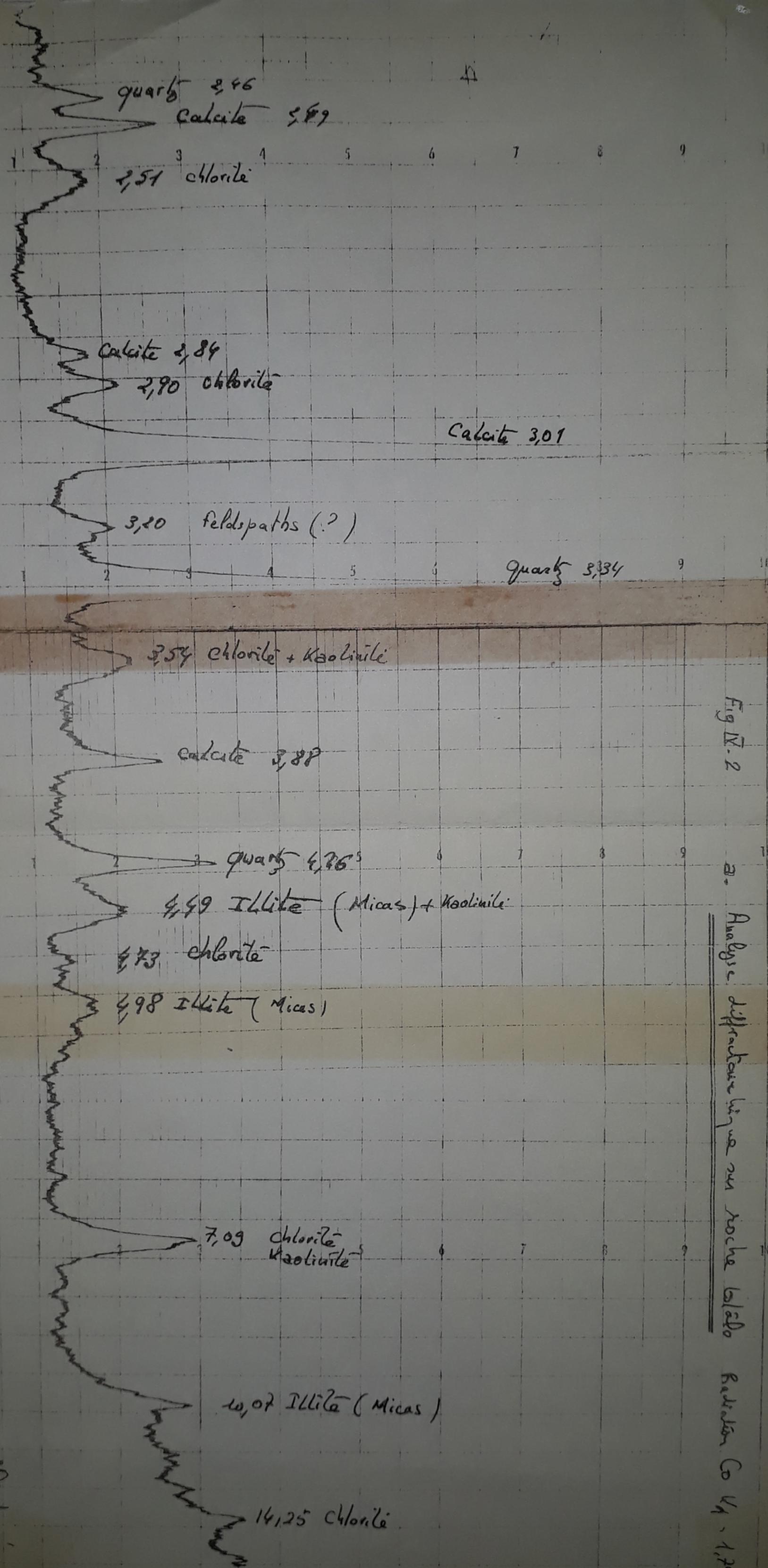
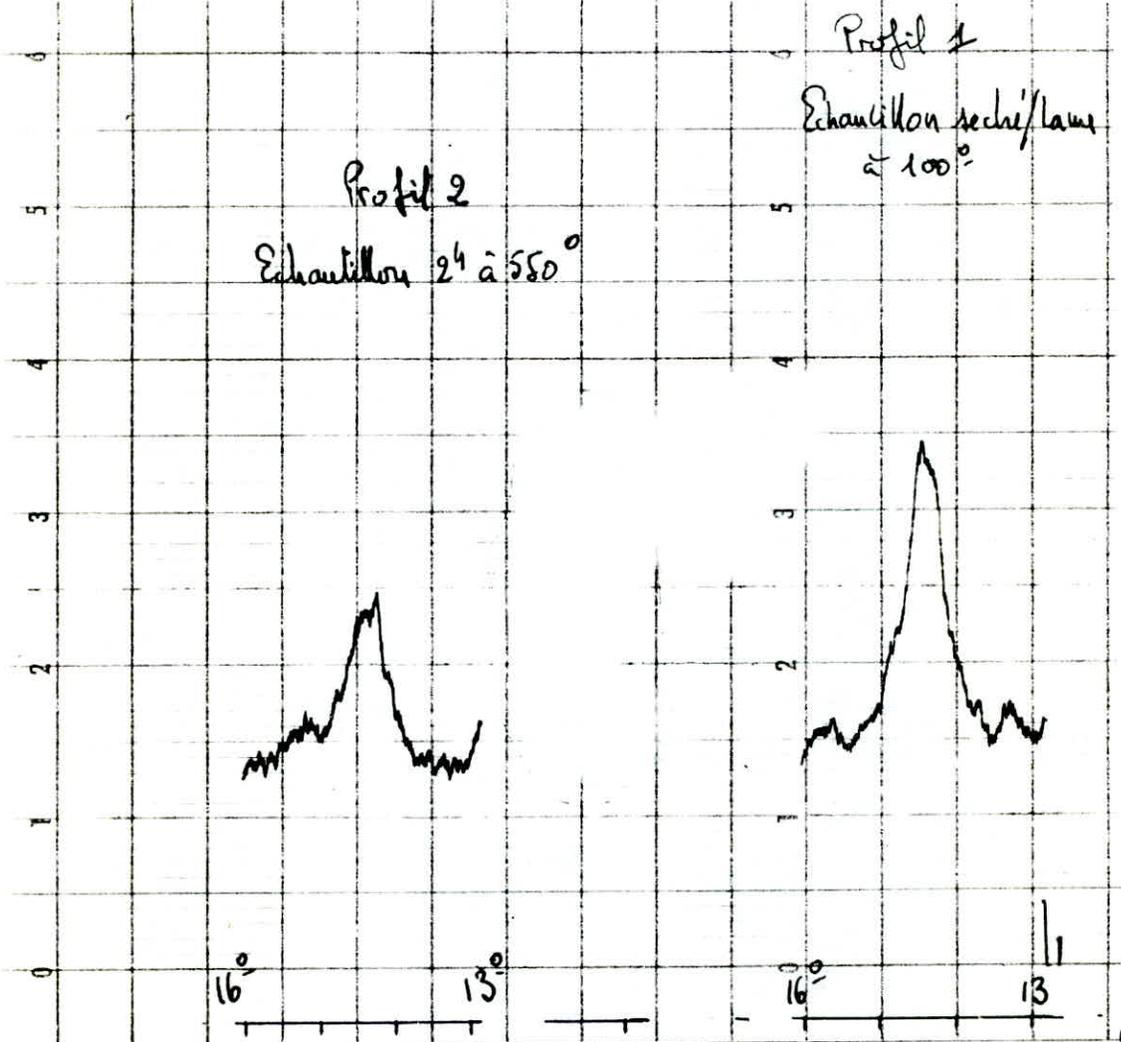


Fig IV-2
Analysis of diffraction line on rock sample
Burlington Co Va. 1954

← 2θ degree

Fig IV.2 b. Analyse particulière de la réflexion
à $7, 10 \text{ \AA}$ par la distinction de
la fraction associée à la chlorite



IV.3. Comparaison des propriétés essentielles des terrains.

Il est difficile de retenir une valeur pour telle ou telle propriété quand la dispersion des résultats est aussi grande.

On se hasarderait quand même à se fixer les valeurs moyennes, quoiqu'elles ne soient pas représentatives à 100% des propriétés des différents terrains.

Et, même si elles étaient représentatives, elles le seraient seulement pour le terrain directement voisin de ou des endroits où ont été prélevées les carottes, et le même problème se posera au moment où il faudra étendre cette valeur retenue à un tronçon de quelques kilomètres quand l'échantillonnage n'a touché qu'une zone de 2 à 3 mètres.

Donc, quel qu'il soit le choix des valeurs et sa rigueur, il reste néanmoins largement critiquable. On prend donc ce risque et on fixe les valeurs moyennes comme valeurs du projet. (Voir tableau récapitulatif du projet).

Tableau Récapitulatif des propriétés.

Tableau IV.9

Propriétés	Schistes Altérés	Micaschis	Gneiss	Marnes
Densité sèche (g/cm)	2,58	2,81	2,60	1,58
Teneur en eau W(%)	0,24	0,03	0,28	27,60
Resistance Compression (MPa)	20,60	47,7	55,2	0,27
Resistance Traction (MPa)	1,22	3,4	4,44	/
Module de Young st (MPa)	/	26300	23600	0,15
Coef de Poisson	/	0,10	0,14	/
Module de Young dyn (MPa)	18570	28200	29455	/
Coef de Poisson dyn	0,37	0,34	0,40	/
Abrasivité (Pts)	2,7	2,22	3,6	/

Le tableau montre un comportement presque identique pour le Schistes (Micaschistes) et les gneiss. Les résultats les classent dans la catégorie des roches à résistance moyenne ce qui est conforme à ce type de terrain. Tandis que notre marne, elle semble abandonner la définition de marne qui est un terrain intermédiaire entre sol et roche pour venir se caser dans les sols en présentant le comportement d'une argile raide.

chapitre

5

CHOIX PRELIMINAIRE DES MODES D'EXECUTION.

V.1. Choix d'un mode de soutènement.

1.1 Critères de la classification AFTES.

Le choix du mode de soutènement approprié à un ouvrage souterrain est un problème particulièrement complexe en raison du nombre considérable de critères qui commandent ce choix et de la difficulté de quantification de la plupart d'entre eux.

- Classification des modes de soutènement

Si l'on entend par soutènement tout dispositif (ou procédé) permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui s'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif, on peut, on fait distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain.

* Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant, ce sont essentiellement.

- . le béton projeté seul
- * le béton projeté associé à des cintres légers.

* Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant, il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- . boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à résine)
- . boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier)
- . barres foncées.

* Les soutènements agissant par supportage.

- . cintres lourds
- . cintres légers
- . plaques métalliques assemblées
- . voussoirs en béton
- . tubes perforés (voûte parapluie)
- . bouchiers.

* Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques.

- . injections de consolidation
- . air comprimé
- . congélation.

- Les critères.

Les critères à prendre en compte peuvent être classés en

deux grandes catégories suivant qu'ils concernent le terrain encaissant ou l'ouvrage lui-même et ses conditions d'exécution.

* Critères relatifs au terrain encaissant.

Les critères à considérer sont ceux du terrain compris à l'intérieur d'un volume dont le pourtour extérieur est situé à une distance de la paroi de la cavité telle que l'influence du comportement du terrain situé au delà de ce volume soit négligeable vis à vis de la stabilité de l'ensemble.

Parmi les critères retenus pour le choix de soutènement :

- . La résistance de la roche
- . Les discontinuités
- . L'Altérabilité
- . Les conditions hydrologiques
- . Les contraintes naturelles.

* Critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution ce sont essentiellement :

- . Les dimensions et la forme de la cavité
- . Le procédé d'abattage qui peut-être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du découpage soigné ou du prédécoupage, soit purement mécanique.

* Critères relatifs à l'environnement.

Il s'agit plus particulièrement :

- . de la plus ou moins grande nocivité des tassements vis à vis de l'environnement.
- . des effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.
- . des conséquences éventuelles de la mise en oeuvre de procédés spéciaux et consolidation (traitement de terrains air comprimé, congélation).

- Choix de soutènement.

Chacun des critères énoncés est successivement examiné et fait l'objet d'un tableau à 2 entrées où, en fonction des différents cas qui peuvent se présenter pour le critère étudié, on indique pour chacun des modes de soutènement possibles, une tendance nettement favorable (.), plutôt défavorable (), plutôt défavorable (X) ou nettement défavorable (X).

Le tableau V.1. donne l'exemple de l'un de ces tableaux qui concerne le critère de comportement mécanique du terrain.

Les recommandations de l'AFTES comportent au total 9 tableaux de ce type relatif chacun à l'un des critères étudiés.

Lorsqu'ont été passés en revue tous les critères, il est possible de dresser un tableau de synthèse d'où l'on conclut à l'élimination de certains types de soutènement et à une tendance nettement favorable pour certains autres.

Tableau V.4
Comportement mécanique

	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			a ancrage ponctuel	a ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	beton			Injection	Air comprimé	Congélation
	MPa													
ROCHES	R1	200	•	•	•								X	X
	R2a	120	•	•	•								X	X
	R2b	60		•	•								X	X
	R3a	40		•	•								X	
	R3b	20		•	•								X	
	R4	6	X	•	X		•	•						
SOLS	R5a	0.5	X	•	X	•	•	•						
	R5b		X	X	X	•	•	•	•	•	•	•		
	R6a		X	X	X	X	Enf	Enf	Enf	Bcl	•	•		
	R6b		X	X	X	X	Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bcl Bif	Bif	•	•	

LEGENDE
 Enf : avec enfilage
 Bif : avec blindage du front
 Bcl : avec bouclier

1.2. Application de la Classification AFTES. au cas des tunnels du METRO D'ALGER.

Pour le cas du METRO D'ALGER, on a été amené à considérer trois sections pour lesquelles on a étudié tous les critères cités dans les recommandations.

Pour cette étude, on s'est servi des éléments suivants :

- tableau récapitulatif des propriétés (ch4)
- Courbe donnant les variations de la couverture h le long de la ligne figure V.1.
- Courbe donnant la charge hydrolique H figure V.2.
- tableau des "Relevés Géologiques" tab. V.2.

Les synthèses de résultats sont données dans les tableaux (tab. V.3a, V.3b, V.4b, V.5). Pour les gneiss et schistes, on a considéré successivement le creusement à l'explosif puis le creusement mécanique.

Il apparait clairement, dans ces synthèses, une tendance nettement favorable pour un soutènement à base de béton projeté (3). Ce soutènement pourrait éventuellement être associé à des cintres légers boulonnés au terrain (2). Il s'agit de la nouvelle méthode autrichienne (NMA) méthode qui révolutionnera la construction des tunnels depuis une vingtaine d'années.

En seconde position, vient un soutènement par cintres lourds (2), en raison de la grande nocivité des tassements en milieu urbain.

A présent, il est question de porter son choix sur l'un de ces deux soutènements. Pour bien le faire, il faudra connaître à fond ces 2 modes de soutènement.

Le soutènement par cintres lourds est traditionnel donc bien connu, la NMA est toute récente.

V.2. Présentation de la Nouvelle Méthode Autrichienne par comparaison avec la méthode traditionnelle. (C. LOUIS 1972).

A l'état initial, le terrain se trouve dans un état de très-contraintes naturelles.

Cet état se trouve notablement bouleversé pendant le creusement du tunnel qui a pour effet de décompresser le terrain. Il s'est donc avéré nécessaire d'adopter des méthodes de construction de tunnels permettant d'éviter, ou de limiter au maximum, la très néfaste dé-compression des terrains au voisinage de l'excavation.

Cette décompression interne s'accompagne en effet d'une dilatance et d'une chute irrémédiable des caractéristiques du milieu, à tel point que dans un terrain décomprimé, la stabilité de l'ensemble ne peut-être assurée qu'aux ^{prix} de la mise en oeuvre d'un soutènement très important.

Une première limitation bien que limitée des perturbations et de la décompression dans le milieu naturel par excavation sans explosif à la pelle mécanique ou machine foreuse.

Cependant c'est surtout par le soutènement qu'il est possible de limiter au maximum la décompression et ses effets néfastes.

La nouvelle méthode autrichienne abandonne le soutènement provisoire,

Charge Hydraulique H (m) ! Hauteur de Couverture h (m).

-2,34

-2

-1

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

-2,34

-2

-1

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

SCHISTES ALTERES

SCHISTES ARDOISIERS

GNEISS

MARNES BLEUES

MOLASSE

MARNES BLEUES
MOLASSE

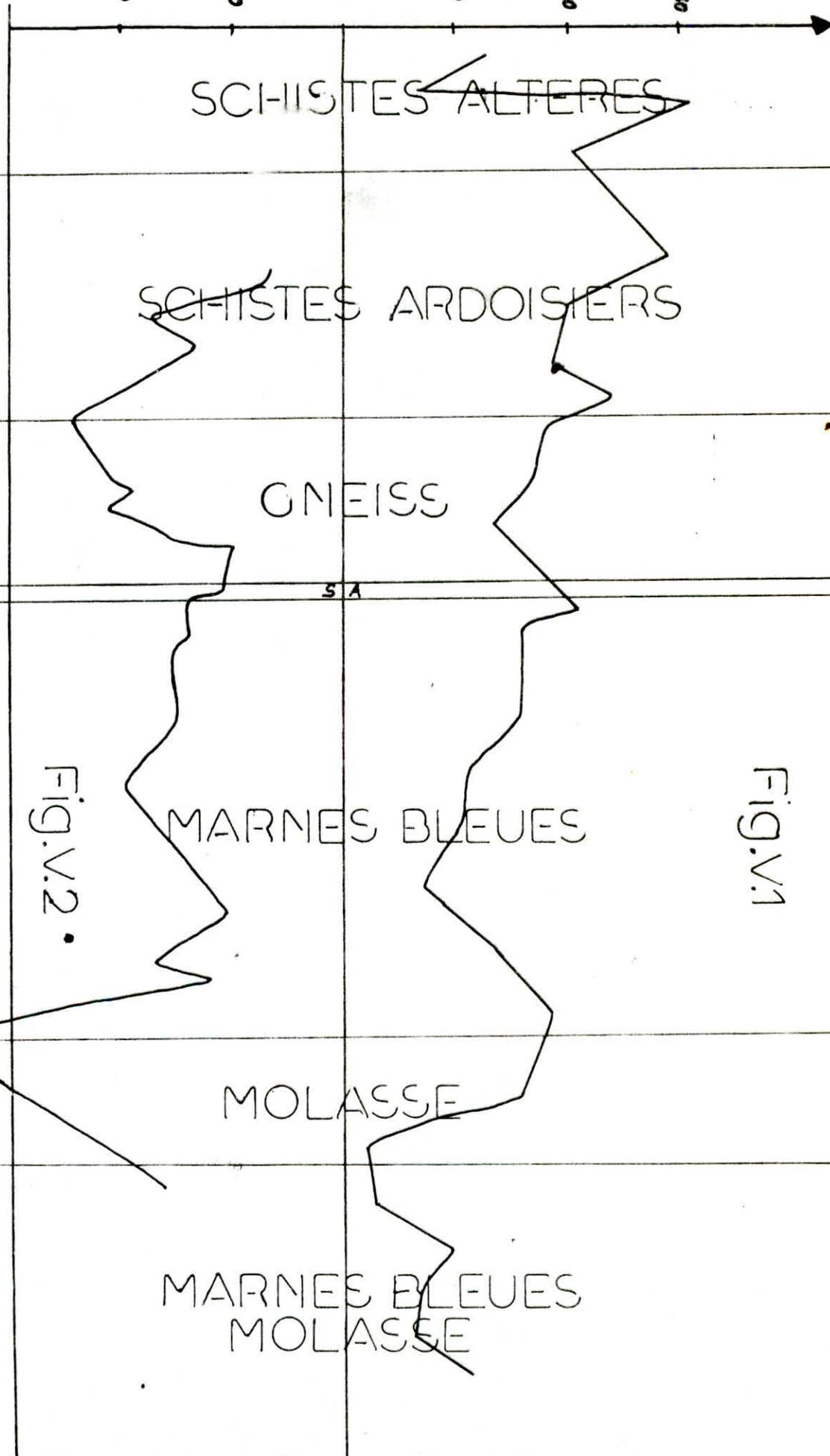
Fig.V.2

Fig.V.1

S A

PK

PK



Localisation			Nature des terrains	Classification Geotechnique				Hydrogeologie
Puits	Galerie	Travee		Alteration	Discontinuites		Densité	
					Organisation	Orientation		
1	Nord	96 97	Gneiss	AM4 tres Alteré	N3b 2Fam + Dd	90/95	ID4 forte	Sec
		97- 105	Gneiss Mylonitise	AM5 Compl. Alteré	N5 +3Fam + Dd	Quelconque	ID5 tres forte	Ruissellement sur parement Gauche
		105 108	Gneiss Mylonitise	AM3 Moy. Alteré	N5 +3Fam + Dd	Quelconque	ID5 tres forte	Ruissellement sur Parement Gauche
		108 111	Gneiss	AM2-AM3 Legt à moy Alt	N4b 3Fam + Dd		ID4-ID5 forte à tres forte	Ruissellement sur Parement Gauche
		112 119	Gneiss Alterés	AM2 (AM3)	N4b 3Fam + Dd	OR4b	ID4-ID5	Sec
		119 126	-"-	AM3	-"-	-"-	-"-	Ruissellement sur Parement Gauche
		126 130	Gneiss	AM2	-"-	-"-	ID4-ID5	Venues d'eau
		2	Nord	1-14	Gneiss	AM2	N5	Quelconque
	Sud	0-15	G + Zones Broyees	AM2 AM4-AM5	N5	-"-	ID4	-"-
3	Rameau	1-18	S + Serpentine + Calcaires	AM1-AM3	N4b. N5	OR1/OR3/OR4	ID3-ID5	Suintement Generalisé
4	Rameau	1-15	Marnes Gris. bleues	AM3	N3b	OR4b	ID2-ID3	Venues d'eau ponctuelles.

100.1.2

Application à la Galerie Schistes du PK.2,34 à 0,8		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bardis ou peuses tubes	Procédés spéciaux		
CRITERES	CLASSES			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres fencées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congelation
① Comportement mécanique	R3b (= 20 MPa)		●			⊗				×	×	×			
② Discontinuités	Quelc S5	×	●	Gr Bp	Gr Bp	⊗	●	●	●						
③ Alterabilité	Delitage	×	●	Gr Bp	Gr Bp	Bl Bp	Bl Bp	Bl Bp	●	●					
④ Hydrologie	H2 - K2		Dr	●	●	⊗	●						×		
⑤ Couverture	CN1					⊗						×			
⑥ Dim. Galerie	2,5 < D < 10			Bp	Bp	Bp	Act	×	Enf	Bcl		Iaj			
⑦ Environnement	Sensibilité tass	⊗													
Synthèse		⊗	● ₃	● ₁	● ₃	⊗	● ₂	×	● ₂	×	×	×	×		

Creusement Mécanique

Soutènements Possibles : 1- Béton Projeté (+ev Cintres Coulissants ou Boulonnage à ancrage réparti, ponctuel)
2- Cintres Lourds Actifs
3- Plaques Métalliques Assemblées + Enfilage

Application à la Galerie Schistes du PK.2,34 à 0,8		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bardis ou peuses tubes	Procédés spéciaux		
CRITERES	CLASSES			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres fencées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congelation
① Comportement mécanique	R3b (= 20 MPa)		●			⊗				×	×	×			
② Discontinuités	Quelc S5	⊗	●		Bp	⊗	●	●	●				×	×	×
③ Alterabilité	Delitage	×	●	Gr Bp	Gr Bp	Bl Bp	Bl Bp	Bl Bp	●	●					
④ Hydrologie	H2 K2		Dr	●	●	⊗							×		
⑤ Couverture	CN1	●										×			
⑥ Dim. Galerie	2,5 < D < 10						Act	×	Enf	Bcl		Iaj			
⑦ Environnement	Sensibilité tass ^t	⊗		Cp Bp	Bp	Bp	Act	×	Enf	Bcl		Iaj			
Synthèse		⊗	● ₃	● ₁	● ₂	⊗	● ₂	×	● ₁	×	×	×	×	×	×

Creusement à L'Explosif

Soutènements Possibles : 1- Béton Projeté (+ev Cintres Coulissants ou boulonnage à ancrage réparti ou ponctuel)
2- Cintres Lourds Actifs
3- Plaques Métalliques Assemblées + Enfilage

Application à la Galerie Gneiss du PK 0,8 à 2,3		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse-tube	Procédés spéciaux		
CRITERES	CLASSES			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	legers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
① Comportement mécanique	R3a (= 55MPa)														
② Discontinuités	Or4 S5	×	•	Gr Bp	Gr Bp	×	•	•	•						×
③ Alterabilité	Delitage	×	•	Gr Bp	Gr Bp	Bl Bp	•	•	•						
④ Hydrologie	H3 K2		Dr	•	•	×	•						×		
⑤ Couverture	CN1	•										×			
⑥ Dim. Galerie	2,5 < D < 10														
⑦ Environnement	Sensibilité tass ^t	×	• ₃	Bp Bp	Bp	Bp	Act	×	Enf	Bcl		Izi			
Synthèse		×	• ₃	• ₂	• ₃	×	• ₂	×	×	×	×	×	×	×	×

Creusement Mécanique
Soutènements Possibles : 1- Béton Projeté (+ev Cintres Coulissants ou Boulonnage)
2- Cintres Lourds

Application à la Galerie Gneiss du PK 0,8 à 2,3		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse-tube	Procédés spéciaux		
CRITERES	CLASSES			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	legers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
① Comportement mécanique															
② Discontinuités	Or4 S5	×	•	×	Bp	Bl Bp	Bl Bp	•	•					×	×
③ Alterabilité	Delitage	×	•	Gr Bp	Gr Bp	Bl Bp	•	•	•						
④ Hydrologie	H3 K2		Dr	•	•	×	•						×		
⑤ Couverture	CN1	•										×			
⑥ Dim. Galerie	2,5 < D < 10														
⑦ Environnement	Sensibilité tass ^t	×	• ₃	Bp Bp	Bp	Bp	Act	×	Enf	Bcl		Izi			
Synthèse		×	• ₃	×	• ₂	×	• ₂	×	×	×	×	×	×	×	×

Creusement à l'Explosif
Soutènements Possibles : 1- Béton Projeté (+ev Cintres Legers ou Boulonnage autre qu'à ancrage ponctuel)
2- Cintres Lourds

Application à la Galerie Marne bleue du PK 2,4 à 6,3		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préfabrés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
CRITERES	CLASSES			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barrés forcés	lourds	legers coulissants	plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
① Comportement mécanique	R5b (<0,5MPa)	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•		
② Discontinuités	Sans Objet														
③ Alterabilité	Delitage	×	•	Gr •	Gr •	Bf •	Bf •	Bf •	Bf •	•					
④ Hydrologie	H2 K1		Dr	•	•	×	•						×		
⑤ Couverture	G ₀ modéré	×		×											
⑥ Dim. Galerie	2,5 < D < 10 ^m														
⑦ Environnement	Gde Sens t _{ss} ^t	×		Bp	Bp	Bp	Act	×	enf	enf		Inj			
Synthèse		×	• ₁	×	×	×	• ₂	×	• ₂	• ₂	• ₁	• ₁	×		

Creusement Mécanique

Soutènements Possibles :

- 1- Cintres Lourds Actifs + Blindage
- 2- Plaques métalliques assemblées + Enfilage
- 3- Voussoirs Préfabriqués mis en place dans dans bouclier
- 4- Béton Projeté (+ev Cintres Coulissants ou Boulons à ancrage réparti)

toujours problématique, en utilisant dès l'ouverture de l'excavation en section partielle ou totale, le béton projeté comme revêtement définitif.

L'action du béton projeté renforcé par un léger ferrailage est accrue par boulonnage, ce qui a pour effet de rendre le terrain apte à se supporter lui-même, en éliminant les visages de décompression.

PRINCIPES DE LA N.M.A.

Pour bien comprendre les principes de la nouvelle méthode autrichienne, il est commode de la comparer, avec la méthode traditionnelle, à tous les stades de l'exécution des travaux selon les techniques traditionnelles, l'excavation se fait suivant la plus grande section possible en gardant comme objectif la rentabilité de la foration. La section minimale à abattre devant être compatible avec la dimension des éléments de soutènement provisoire (cintres métalliques). Par contre avec la méthode autrichienne, on s'efforce de réduire au maximum les désordres dans le terrain, en travaillant en section partielle très faible, si possible par excavation mécanique, en s'affranchissant des problèmes de rendement.

Après l'excavation dans la méthode traditionnelle, le soutènement provisoire est assuré par des cintres métalliques, très lourds, s'indimensionnés, ne s'adaptant pas du tout aux hors-profils. Quelles que soient les techniques adaptées, on réalise ainsi un soutènement rigide n'ayant que des contacts ponctuels avec le massif. Souvent le contact ne s'établit qu'après une déformation importante (Convergence) entraînant la formation d'importantes zones de décompression dans le terrain. Ce processus a des conséquences multiples très défavorables : d'une part, une chute des caractéristiques mécaniques du terrain dans les zones touchées par la décompression, et d'autre part, la mobilisation de forces concentrées très élevées au point de contact entre soutènement provisoire et le massif. Ces forces concentrées sont parfois si élevées, en raison de leur caractère ponctuel, qu'elles entraînent une détérioration (pouvant aller jusqu'à la rupture) des cintres métalliques. En utilisant le béton projeté, légèrement armé du treillis soudé, on réalise par contre un soutènement continu, parfaitement solidaire du terrain, épousant exactement les irrégularités du profil.

A cela s'ajoute que le béton est d'une mise en oeuvre rapide quelque soit la section abattue. Les premières couches de béton projeté, dès leur application, assurent enfin une protection massif contre toute forme d'altération. Le soutènement par béton, projeté, même considéré comme provisoire, présente incontestablement une supériorité tant sur le plan géotechnique, technologique qu'économique sur le soutènement traditionnel par cintres métalliques.

Les différences essentielles entre les deux méthodes apparaissent encore plus nettement au stade final de la construction. La figure V.3. représente schématiquement 2 profils types de tunnel avec leur soutènement définitif : chacun selon une méthode. Les différences portent essentiellement sur les 3 points suivants :

- Les techniques de mise en oeuvre du soutènement,
- Le temps de mise en oeuvre du soutènement,
- Le processus mécanique du soutènement.

Le soutènement traditionnel est constitué par une voûte en béton coffré, mise en place après ouverture de l'excavation en section totale. Le soutènement provisoire (cintres métalliques) est laissé

en place, noyé dans la voûte, il joue le rôle d'armatures. Malgré les injections de collage et remplissage, il est toujours difficile d'avoir une bonne liaison entre la voûte et le massif. Pour remédier aux effets néfastes de la décompression, l'épaisseur de la voûte doit en général atteindre des valeurs de l'ordre de 80 à 100 cm. La voûte est alors très rigide et très lourde, cela nécessite donc l'utilisation de coffrages glissants importants paralysant complètement le chantier, ce qui exclut en général la possibilité d'exécuter le soutènement définitif aussitôt après l'excavation.

La voûte traditionnelle en béton coffré constitue donc un soutènement :

- Très long à mettre en place
- Trop rigide, la voûte ne s'adapte pas ainsi aux exigences du terrain.
- N'étant pas solidairement lié au massif.

Le béton projeté protège le terrain dès sa mise à nu contre toute action d'agents extérieurs tels que l'eau ou l'air. Il est armé selon le besoin par du treillis soudé. Sa tenue et l'adhérence du revêtement au massif sont assurées par la mise en place d'un réseau de boulons d'ancrage de faible longueur. Dans les cas difficiles, l'action des armatures et du boulonnage est renforcée par la mise en place de cintres métalliques légers noyés dans le béton projeté.

L'épaisseur du revêtement terminé varie entre 10 et 30 cm. Ceci compte tenu des hors-profils. Pour une section utile donnée du tunnel (ouverture libre) la section de revêtement traditionnel et des remplissages (par injection) peut dépasser, 50% de la section utile tandis que par la méthode autrichienne, cette même section n'atteint que rarement 10% de la même section utile. La méthode autrichienne permet donc de faire une économie substantielle sur la section totale à excaver pour une section utile donnée. Cette économie peut atteindre 40% de la section utile.

Le béton projeté armé et boulonné au massif contribue à donner au terrain, au voisinage de l'excavation, une pression de confinement suffisante pour augmenter considérablement sa résistance mécanique. L'ensemble constitué par le revêtement et les ancrages permet donc au terrain de participer pour une grande part au soutènement du milieu, ceci en raison de la formation d'une voûte monolithique composée par le béton et le terrain, conformément à la représentation V.3b. Le terrain, aidé en quelque sorte par le revêtement extérieur devient auto-porteur. De par sa nature, la voûte ainsi réalisée conserve une certaine souplesse, elle est donc à même de s'adapter au mieux aux modifications du milieu dues à l'excavation et à la rédistribution des contraintes.

Pour expliquer les deux processus de soutènement, on peut raisonner sur un diagramme de Mohr (V.4.) en envisageant le cas d'un terrain difficile nécessitant un soutènement.

La mise en oeuvre de la technique traditionnelle s'accompagne généralement toujours d'une décompression, entraînant une dilatance du massif et une dislocation surtout localisée en couronne. Ce qui entraîne la chute des caractéristiques mécaniques. Ce comportement est schématisé sur la figure 2. (V.4.) par le passage de la courbe 0 à la courbe 1 sur le diagramme du haut. Dans de telles circonstances, la résistance limite se trouve largement dépassée (le cercle de Mohr coupe la courbe intrinsèque 1), il apparaît alors des désordres et des ruptures plus ou moins importantes dans le massif.

Avec l'utilisation du béton projeté mis en place dans les minutes qui suivent l'excavation, la décompression du massif n'a pas le temps d'intervenir (La section d'abattage, totale ou partielle, sera choisie de manière que cet impératif soit respecté). La première couche de béton projeté bloque le massif en surface et améliore ainsi sa cohésion tout en apportant un léger complément radial. Ce complément joue un rôle très important sur le diagramme de Mohr on a une évolution (schématisée sur le diagramme du bas) opposée à celle qui intervient dans le cas de la méthode traditionnelle. On bénéficie d'une amélioration des caractéristiques intrinsèques du matériau (passage de 0 à 1) et, en plus, du transfert du cercle des contraintes dans le sens des contraintes normales positives, en raison de la réaction P_i (confinement) apportée par le revêtement continu de béton projeté. Cette réaction P_i se trouve très favorablement amplifiée par la mise sous tension des ancrages.

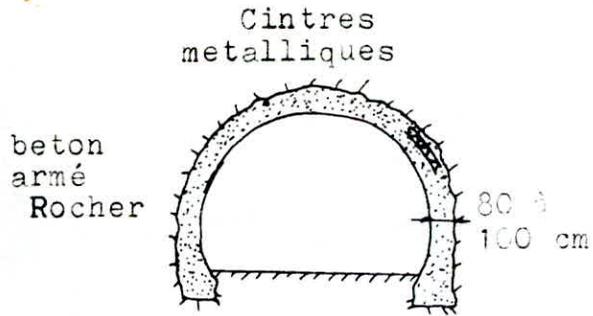
Ainsi le matériau ne se détériore pas mécaniquement, au contraire, il s'améliore et par voies de conséquences les risques de désordres et de rupture se trouvent écartés. Le dimensionnement du revêtement (épaisseur du béton projeté, ferrailrages, ancrages) doit être tel que les cercles représentant les états de contraintes autour du tunnel ne rencontrent pas la ou les courbes intrinsèques du matériau.

En fonction du problème posé et du but à atteindre, la nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels permet, par l'association du béton projeté renforcé par du treillis (et éventuellement des cintres légers) et scellé au terrain par boulonnage, de réaliser un soutènement présentant les caractéristiques suivantes :

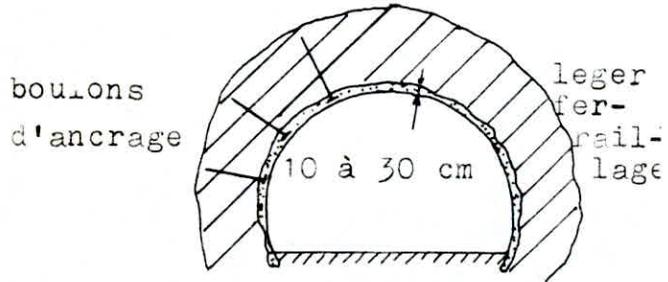
- Il est de mise en oeuvre rapide, aussitôt après l'excavation;
- Il constitue un revêtement définitif;
- Il peut intervenir en section totale ou partielle, même de faible dimensions, pour les terrains très difficiles ou les tunnels de grandes sections;
- Il est souple et s'adapte ainsi aux caprices du terrain;
- Il est continu et n'engendre ainsi aucune force ponctuelle élevée entre le massif et le revêtement;
- Il est parfaitement solidaire du terrain et forme avec lui une voûte monolithique;
- Il améliore les caractéristiques mécaniques du milieu naturel;
- Il apporte une pression radiale de complément stabilisatrice du massif.

Fig V.3

a. Methode traditionnelle



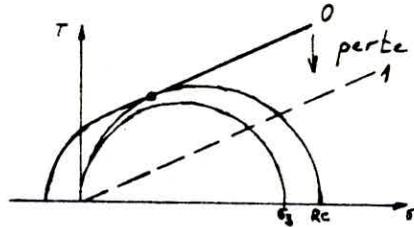
b. Beton projeté



zone participant au soutènement

Nouvelle méthode Autrichienne

a) Méthode traditionnelle



b) Méthode autrichienne

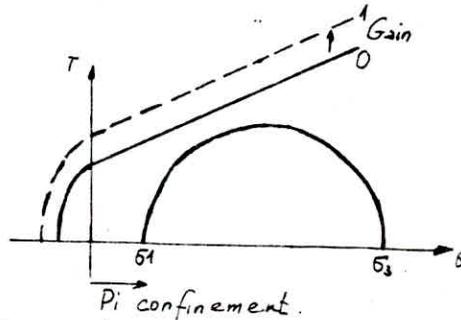


Fig V.4

courbes intrinsèques et état de contraintes (en piedroit) au voisinage d'un tunnel

Methode traditionnelle

Méthode autrichienne

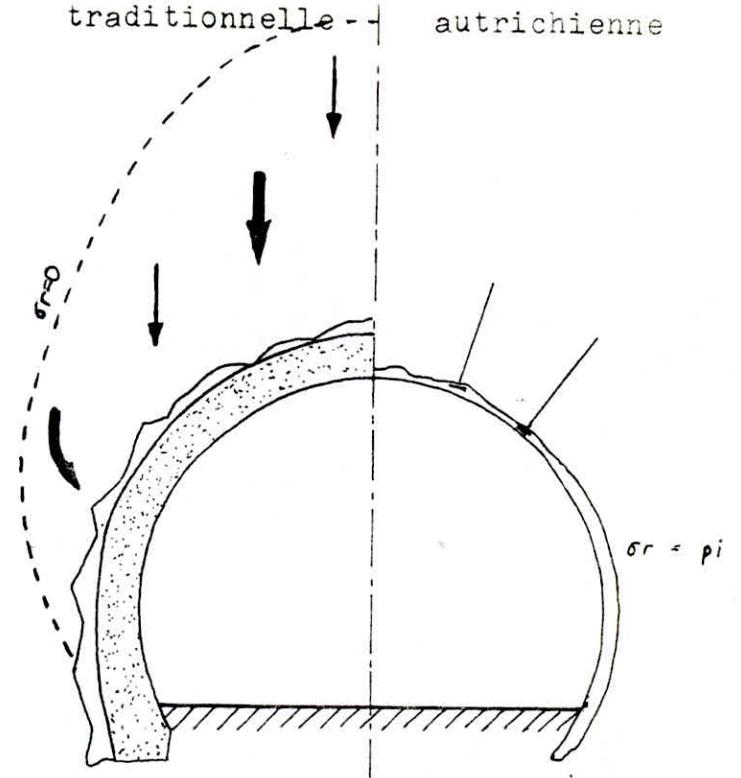


figure V.5 Désordres dus au mode de construction

V.3. Modes de Creusement.

Quels sont les types de creusement possibles ?

Le creusement d'un tunnel peut s'effectuer :

- manuellement (pelle mécanique...)
- mécaniquement (machine foreuse, tunnelier)
- à l'explosif.

3.1 Creusement à l'explosif.

L'emploi des explosifs dépend relativement^{peu} de la nature des terrains (l'explosif "passe partout"). Seulement, il perturbe énormément le terrain, facilite sa décompression et crée de grands hors-profils, ce qui introduit des injections de bourrage peu économiques.

Pour éviter donc d'endommager ce terrain, une nouvelle technique a été adoptée : le prédécoupage.

Comme son nom l'indique, le prédécoupage consiste à découper le rocher avant de l'abattre. Ce prédécoupage peut s'effectuer à l'explosif ou mécaniquement avec une machine haveuse.

Cette technique du prédécoupage permet des économies substantielles sur la sécurité, le soutènement et le revêtement, mais présente le gros inconvénient de compliquer l'avancement. Aussi ne sera t-elle adoptée que dans le cas des terrains "mi-durs".

Des essais de sciage sont effectués au préalable pour fixer à l'avance si le prédécoupage mécanique est envisageable et dans quelles mesures il pourrait être intéressant.

Deux essais de ce genre ont eu lieu dans la galerie pilote, un premier dans le rameau d'accès à la galerie principale à 20 mètres du puits 4 (dans les marnes) un deuxième, dans la galerie principale, en direction du puits 1, à environ 50 mètres de l'accès du puits 2 (dans les gneiss).

Les résultats obtenus ont permis d'écarter définitivement le sciage dans les gneiss. En effet la société industrielle de prédécoupage mécanique a énoncé la conclusion suivante :

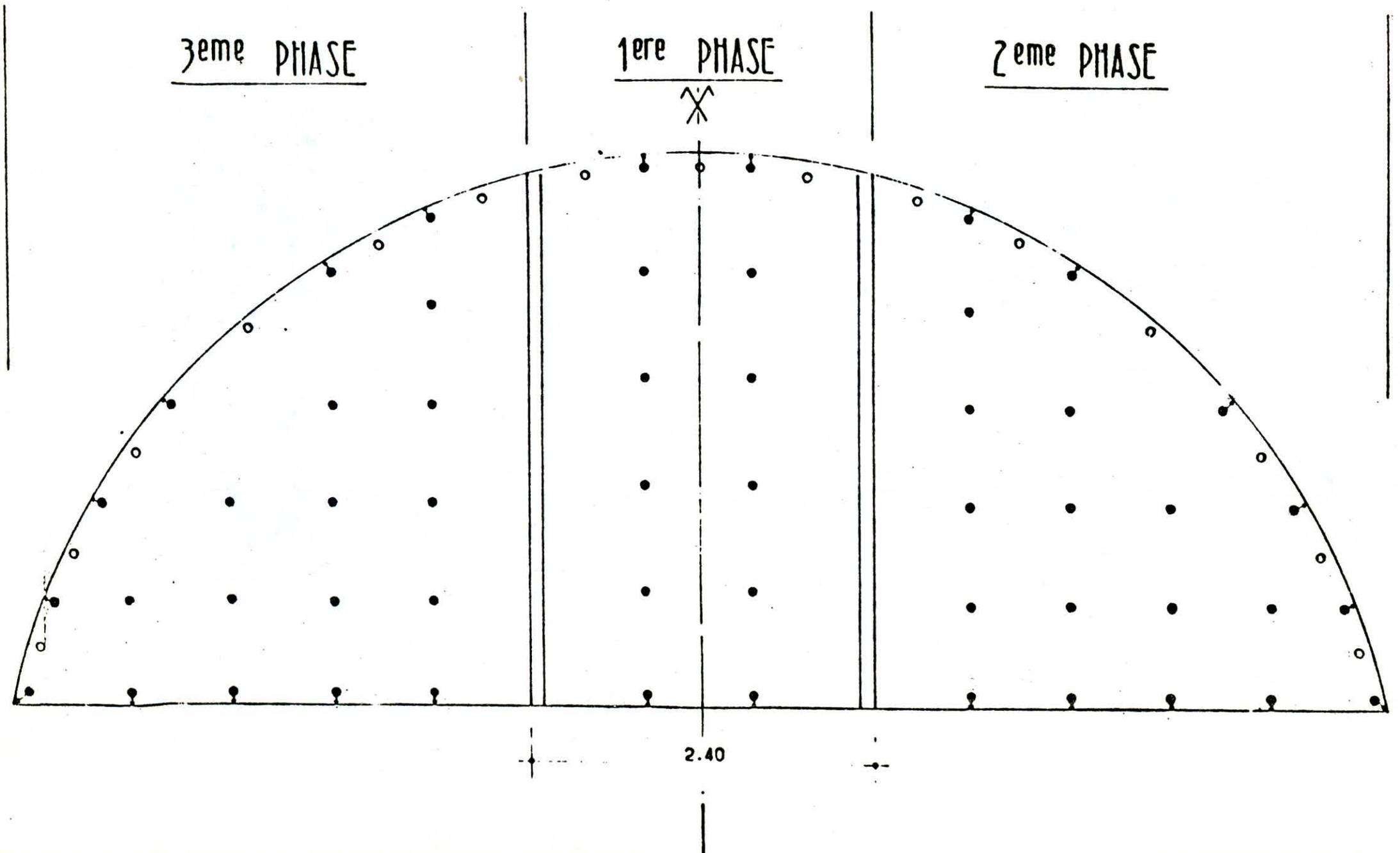
" Le sciage de l'extrados de la galerie est techniquement possible, mais économiquement non rentable. Il est donc à déconseiller. Par contre, il pourrait être judicieux une ou deux saignées verticales sur le front de taille (figure V.6) Ces saignées remplacent le bouchon et permettent de limiter les charges d'explosifs ainsi que les vibrations en surface".

3.2 Creusement mécanique

Contrairement à l'emploi des explosifs, les conditions de creusement mécanique se basent sur une étude comptant les 2 essais suivants :

- Essai de forabilité à petite échelle avec un forêt rotatif.

Fig V.6



- Essai d'abrasivité par mesure du méplat d'usure sur une pointe métallique.

Les performances de la machine de creusement étant appréciées par :

- . la vitesse d'avancement
- . l'énergie spécifique
- . l'usure des outils.

En parlant d'outils, pour l'utilisation des machines à molettes, la dureté est à évaluer à une échelle plus grande :

- Essai de poinçonnement
- Essai de traction indirecte
- Essai de resilience.

Dans le cas du METRO D'ALGER, malgré qu'on compte utiliser les machines à molettes, de tous les essais cités, seuls les essais d'abrasivité ont été effectués.

Les résultats de ces essais ont mis en évidence un matériau peu abrasif dans les schistes, et un matériau particulièrement abrasif dans les gneiss pour lesquels l'usure des outils est à considérer avec sérieux.

Généralement pour le choix d'un mode de creusement, faute de renseignements plus détaillés, on admet le tableau suivant :

Caractéristiques Géomécaniques	Creusement mécanique	Creusement à l'explosif
Rc. (MPa)	80	200
Rt. (MPa)	10	-
δ	2,7	2,7

Rc. : Résistance à la Compression

Rt. : Résistance à la traction

δ . : Indice de Protodiakonov.

chapitre

6

CHAPITRE VI.

TEST DES METHODES DE SOUTÈNEMENT

VI.1. Chambres d'essais.

Spécialement conçues pour appréhender le comportement des terrains, lors de l'excavation, par le test de diverses méthodes de creusement et de soutènement, ces chambres d'essais devaient trouver leur place dans des terrains représentatifs de toute la ligne.

Tout au départ, il avait été prévu 2 chambres (de 20 mètres chacune), une première dans les terrains sédimentaires (marnes), une deuxième dans les terrains rocheux (gneiss altérés).

Par ailleurs, la campagne de sondages avait révélé l'existence d'une deuxième manche de gneiss (des gneiss sains et durs). Par l'apparition de cette nuance de gneiss sains, il avait paru judicieux de construire 2 chambres en terrain rocheux de 10 mètres chacune, pour saisir une différence éventuelle dans le comportement entre gneiss et G. altérés.

Et, effectivement, il a été entamé la construction de 3 chambres :

- Une dans les gneiss sains au niveau du puits 2 (10 mètres)
- Une dans les gneiss altérés au niveau du puits 1 (10 mètres).
- Une dans les marnes bleues-terrain sédimentaire au niveau du puits 4 (20 mètres).

Seulement, lors de l'excavation de la première chambre, il a été remarqué que le terrain ne différait en rien des gneiss altérés rencontrés au puits 1.

Aussi l'excavation a-t-elle été stoppée dès les cinq premiers mètres. L'abandon de cette chambre, a eu pour effet d'allonger de cinq mètres celle au niveau du puits 1.

Ainsi, les deux chambres livrées en fin de travaux avaient pour longueur :

- . 15 mètres pour la chambre 1 (puits 1)
- . 20 mètres pour la chambre 2 (puits 4).

Cet événement quoique fâcheux, nous a permis de tirer les remarques suivantes :

Une campagne de reconnaissance doit toujours être menée avec une méthode et précision.

Il est rare qu'un seul moyen donne les résultats escomptés, et l'on doit souvent combiner plusieurs méthodes, plusieurs observations et plusieurs mesures pour la résolution d'un problème.

1.1 Exécution des chambres.

La section de la chambre correspond à la moitié.

supérieure du futur tunnel. L'exécution d'une telle section pouvait engendrer des désordres en surface. Pour les limiter, on devait choisir une méthode capable de minimiser au maximum l'apparition de ces perturbations.

Méthode dans laquelle terrassement et soutènement devaient oeuvrer pour :

- . limiter l'importance du décaissement
- . Empêcher la désorganisation du terrain.

De par leur soutènement, on distinguera deux parties dans ces chambres :

- une première traitée traditionnellement avec un soutènement par cintres lourds.

- une seconde soutenue par béton projeté auquel on a été associés des cintres TH (Toussaint-Hertzman) boulonnés au terrain.

Suivant la tenue du terrain, le terrassement a été conduit en pleine section ou en section d'insée.

Pour la section d'insée, le passage suivant a été retenu.

* 1- Terrassement de la partie centrale (correspondant à la galerie) sur une travée avec mise en place du blindage (si nécessaire) et des éléments de cintre (type HEB 180) soutenus par des étais actifs, et entretoisés avec le cintre précédent.

* 2- Abattages latéraux sur une travée avec bétonnage d'une longrine pour appui de cintre, mise en compression du cintre par verins de pied, puis dispose des étais actifs.

Ceci en ce qui concerne le traitement traditionnel correspondant à la première partie de la chambre.

Pour la deuxième partie, le terrassement est directement suivi par l'application d'une couche de béton projeté, mise en place du treillis soudé, puis des éléments de cintres boulonnés. Enfin a été appliquée une seconde couche de béton projeté.

A priori, il a été prévu des cintres TH 29, boulonnés tous les mètres, un treillis soudé Ø5, maille 150 X 150 et une épaisseur de béton projeté de 12 centimètres. Seulement, on n'a pas suivi ce qui a été prévu (niveaulement de surface, auscultations...) pour repérer à l'avance d'éventuels problèmes et pouvoir y remédier à temps.

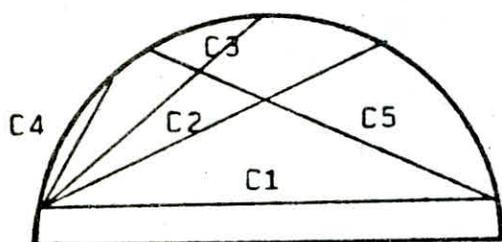
Ainsi, les différentes mesures effectuées ont introduit des modifications locales dans le soutènement.

En cas de tassements importants par exemple a été entrepris un renforcement soit par la mise en oeuvre d'une couche de béton projeté, soit par la mise en place de nouveaux boulons, ou de cintres complémentaires.

VI.2. Essais, Auscultations - Résultats, Interprétation

2.1. Mesures de Convergence.

Tous les profils sont équipés de 5 cordes conformément à la figure VI.1.



C1 : Mesure horizontale caractérisant l'Expansion

C2 ; C5 : Mesures obliques, symétriques par rapport au plan médian vertical

C3 : Mesure la convergence au toit

C4 : Convergence latérale

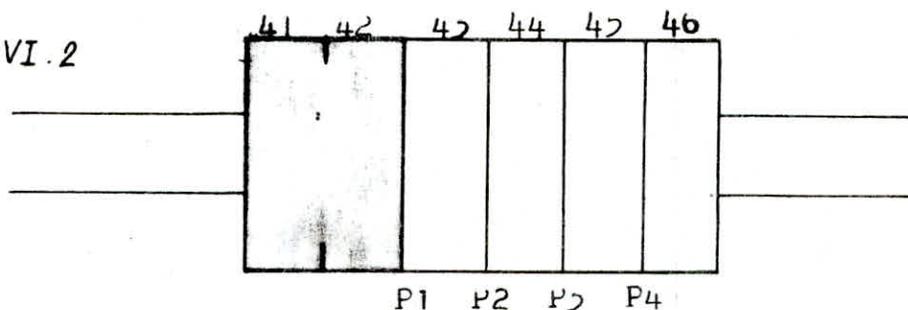
Fig VI.1

- Numération :

Les convergences sont notés avec un double indice. Le premier caractérise la corde, le second le profil. Ainsi C41 est la mesure à la corde 4 du profil 1.

2.1.1. Chambre n° 1.

Fig VI.2



Fraction soutenue par CINTRES LOURDS

Fraction soutenue par boulons + béton projeté

- Commentaire.

Tout d'abord, on doit signaler que les mesures de convergences dans la chambre 1, se sont étalées sur une durée allant de 45 à 50 jours.

Une analyse rapide des courbes obtenues, met en évidence des convergences supérieures à 7mm.

On distinguera trois types de courbes :

PR05084
Après p. 50 (1)

Fig VII.3 (1)
CHAMBRE 12
Profil n°1 (travée 45).

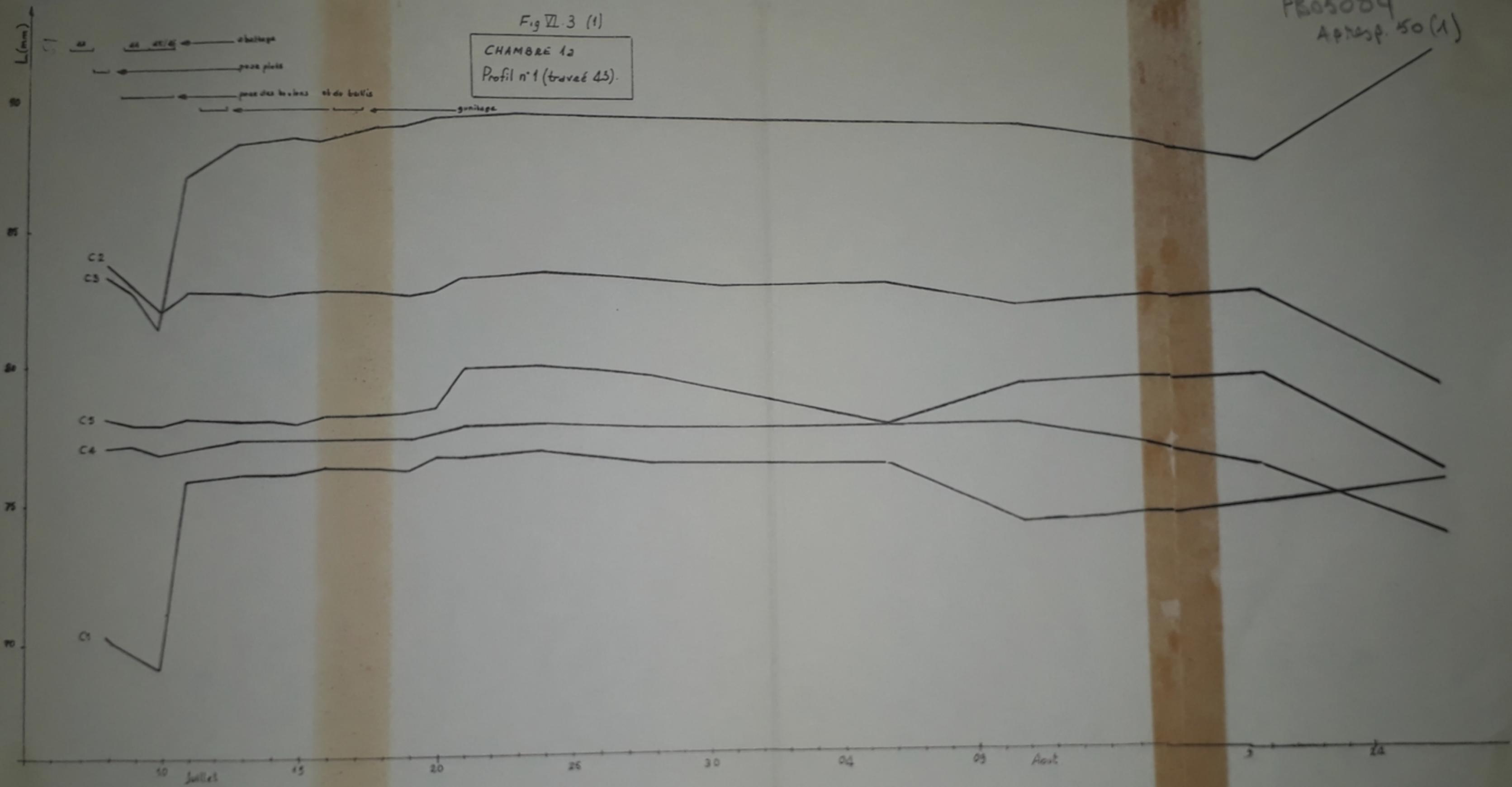


Fig VII. 3 (2)

CHAMBRE 1a
Profil n°2 (travée 44)

PR05084
Après p. 50 (e)

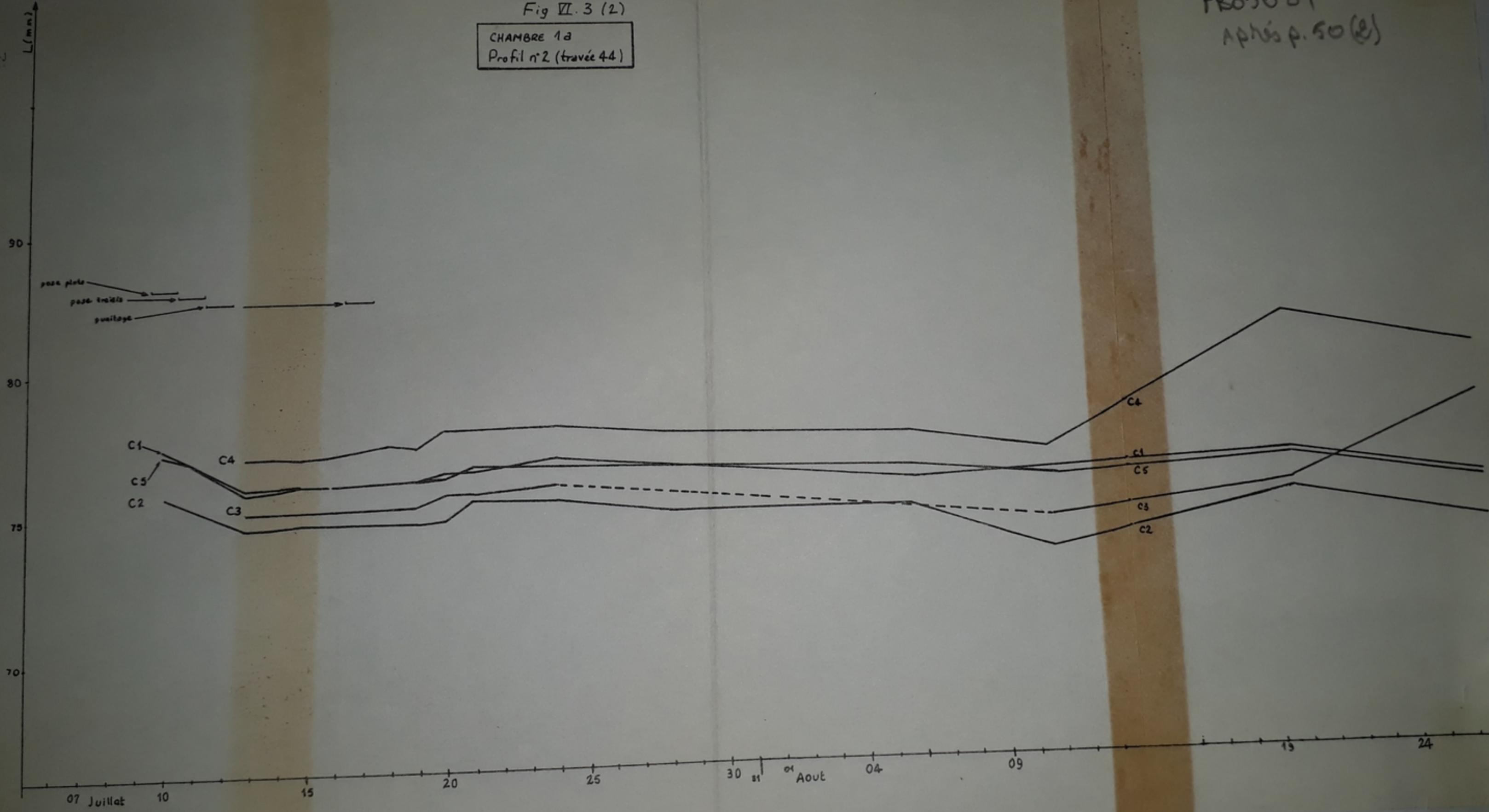
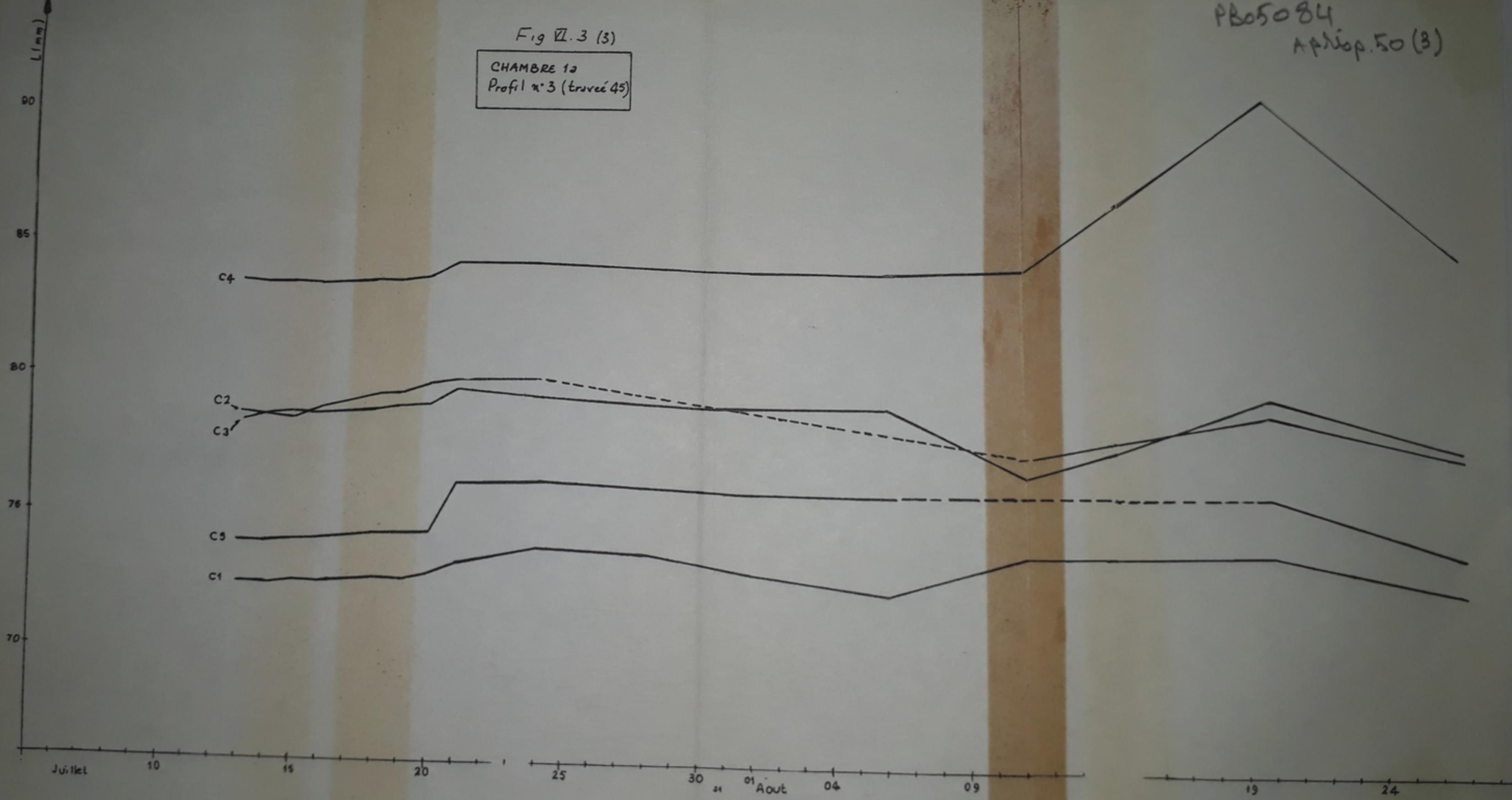


Fig VII.3 (3)

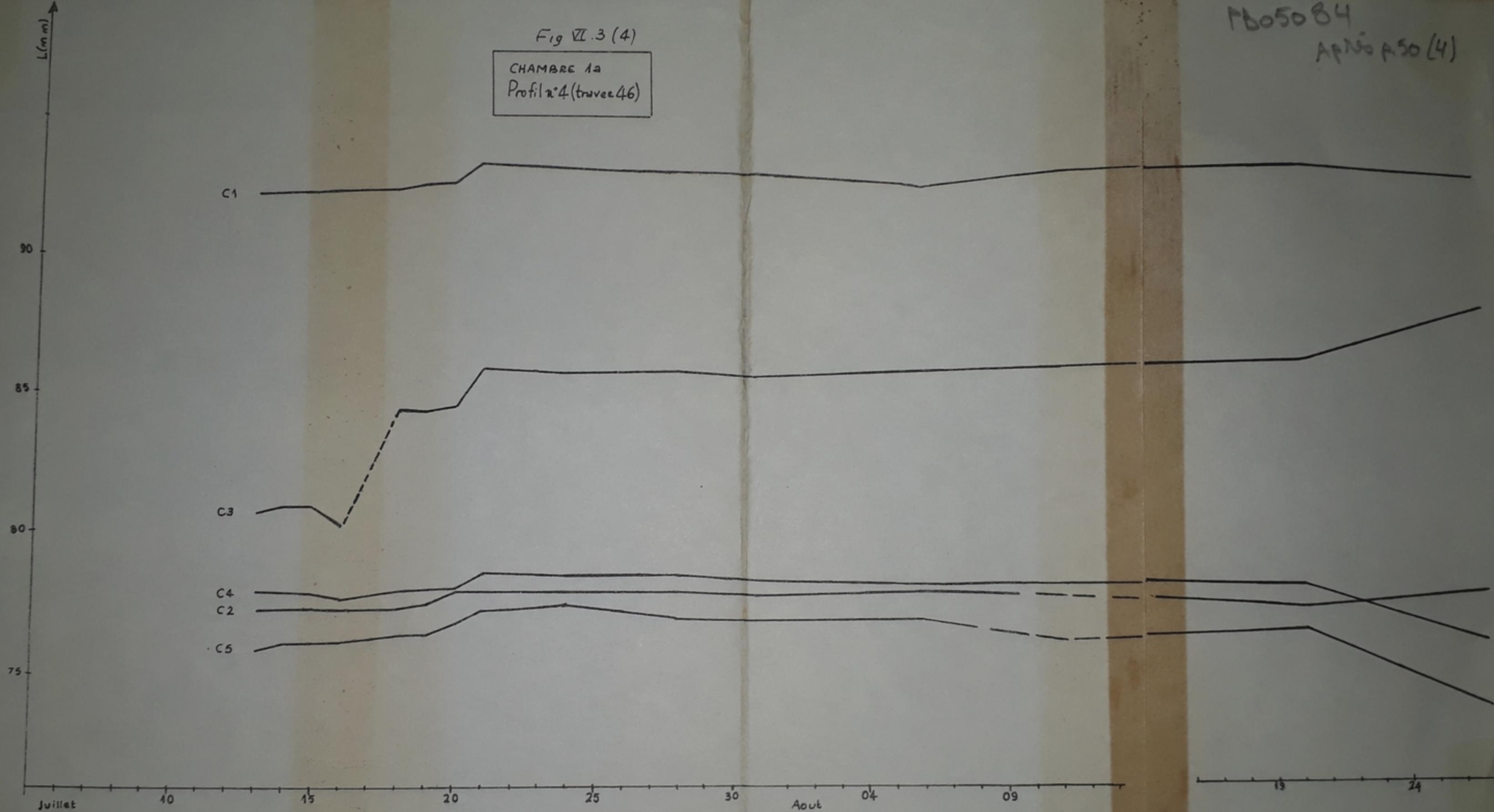
CHAMBRE 12
Profil n°3 (troué 45)

PB05084
APR. 50 (3)



1705084
APN 50 (4)

Fig VII.3 (4)
CHAMBRE 1a
Profil n°4 (travee 46)



* 1- Des courbes qui se rapprochent du modèle classique : convergence négative avec amortissement rapide. A ce type de courbes se rattachent les courbes C21, C41, C51, C12, C22, C32, C42, C52.

On note que les cordes C21, C41 et C51 affichent des mouvements peu importants avec un maximum de 2mm.

Même remarque pour les courbes C12.

Même si elles sont "classiques", les courbes citées n'ont pas l'air de tendre vers une stabilité. Le 11 Aout, quelques jours avant la fin des mesures, on assiste à une reprise rapide des mouvements, qui traduisent une convergence positive.

Serait-ce l'influence de la reprise d'abattage dans la galerie? Si oui, pourquoi spécialement des convergences positives? tant de questions auxquelles devront répondre les futures mesures.

* 2- Des courbes amorties auxquelles se rattachent C11 et C13. Convergence négative (2mm), pendant 2 premiers, puis convergence positive avec un fort gradient (7mm en 1 jour). Un équilibre arrive à se maintenir pendant 26 jours, au bout desquels reprise rapide des mouvements (convergence positive).

* 3- Des courbes complexes regroupent toutes les courbes des profils 3 et 4. De par leur position proche du front d'abattage, on aurait pu s'attendre à de grandes amplitudes pour les convergences. Contrairement à cela, les convergences mesurées sont de faible ampleur (de l'ordre de 1 à 2mm).

- Conclusion.

La stabilité n'a été obtenue sur aucune corde. La durée des mesures n'était certainement pas suffisante pour voir cette stabilité. Ces mesures auraient dû être continuées plus longtemps. Cela aurait aidé à éclaircir bien les points obscurs concernant le comportement des gneiss.

Il aurait été préférable qu'il y ait des mesures de convergence sur les cintres, pour pouvoir établir une comparaison entre les deux soutènements testés (cintres lourds - béton projeté)

Des mesures de nivellement se poursuivent à ce jour dans toute la galerie (chambres comprises). L'analyse de ces résultats apportera la lumière sur le processus de convergence dans les gneiss.

En attendant, on ne dispose pas d'assez d'éléments pour se prononcer.

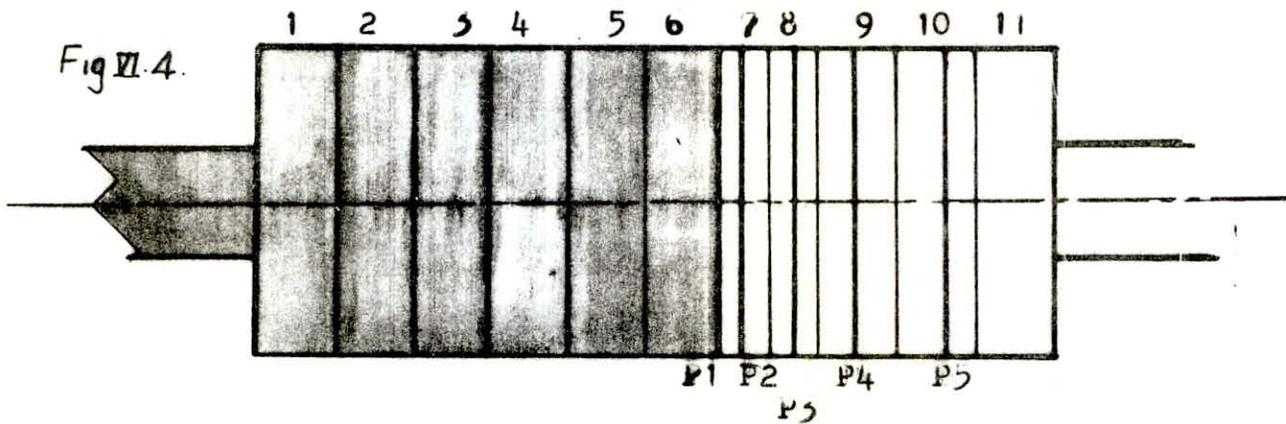
Quoiqu'il en soit, deux remarques se dégagent. L'ampleur des mouvements est usuelle (maximum 7mm), les gradients sont loin d'être effrayants. Donc pas besoin de sonner "l'alarme".

Moyennant ces deux constatations et même en absence de stabilité, la "Nouvelle Méthode Autrichienne" semble bien s'adapter à nos gneiss.

D'autres mesures plus sérieuses, seront effectuées pendant les travaux. Et ce n'est qu'à ce moment là que l'on pourra ajuster cette NMA aux conditions réelles du terrain.

Pour le moment, on ne peut que supposer (à la lumière des résultats de convergence dont nous disposons et qui restent "maigres") que la NMA apporte le soutènement approprié pour le tunnel se développant dans les gneiss.

2.1.2. Chambre n° 2



Fraction soutenue par **CINTRES LOURDS**

Fraction soutenue par treillis, boulons, béton projeté et cintres TH 29

- Commentaire.

Les mesures ont été poursuivies sur une durée allant de 29 à 47 jours (29 jours pour les profils 4 et 5).

Un premier le "coup d'oeil" sur les différentes courbes montre dans chacune de ces courbes un tronçon se rattachant au modèle classique après lequel apparaissent des mouvements d'expansion avec d'assez forts gradients (influence de l'abattage).

De là, on distinguera 2 types de courbes.

* 1- Courbes se rapprochant au modèle classique auxquelles se rattachent les courbes C1i, C5i, C23, C24 et C25 (convergence négative), le maximum de convergence a été obtenu dans la corde C14, soit 36mm dont 26mm les 9 premiers jours.

Les courbes C2i et C5i présentent parfois le même comportement, mais le plus souvent ont des comportements tout à fait différents. Les plus grandes convergences apparaissent dans les cordes C2.

Dans les courbes C1i, C2i, et C5i, la stabilité des convergences est largement amorcée sur les premiers profils. Par contre, pour les profils 4 et 5, les convergences n'arrivent pas à l'équilibre, ceci s'expliquerait par le fait que les mesures auraient dû être prolongées plus longtemps, au moins assez pour voir la stabilité amorcée.

Des mesures sur 29 jours ne peuvent pas beaucoup éclairer sur le comportement d'une cavité.

Sur certains profils, le ralentissement de la convergence est amorcée avant blocage des piedroits (profils 1 et 2) sur d'autres (profils 3 en particulier) il correspond à cette opération.

Fig VII.5(1)

CHAMBRE 2
Profil n° 1 (Travée 6)

après p. 56

-1-

PB 05084

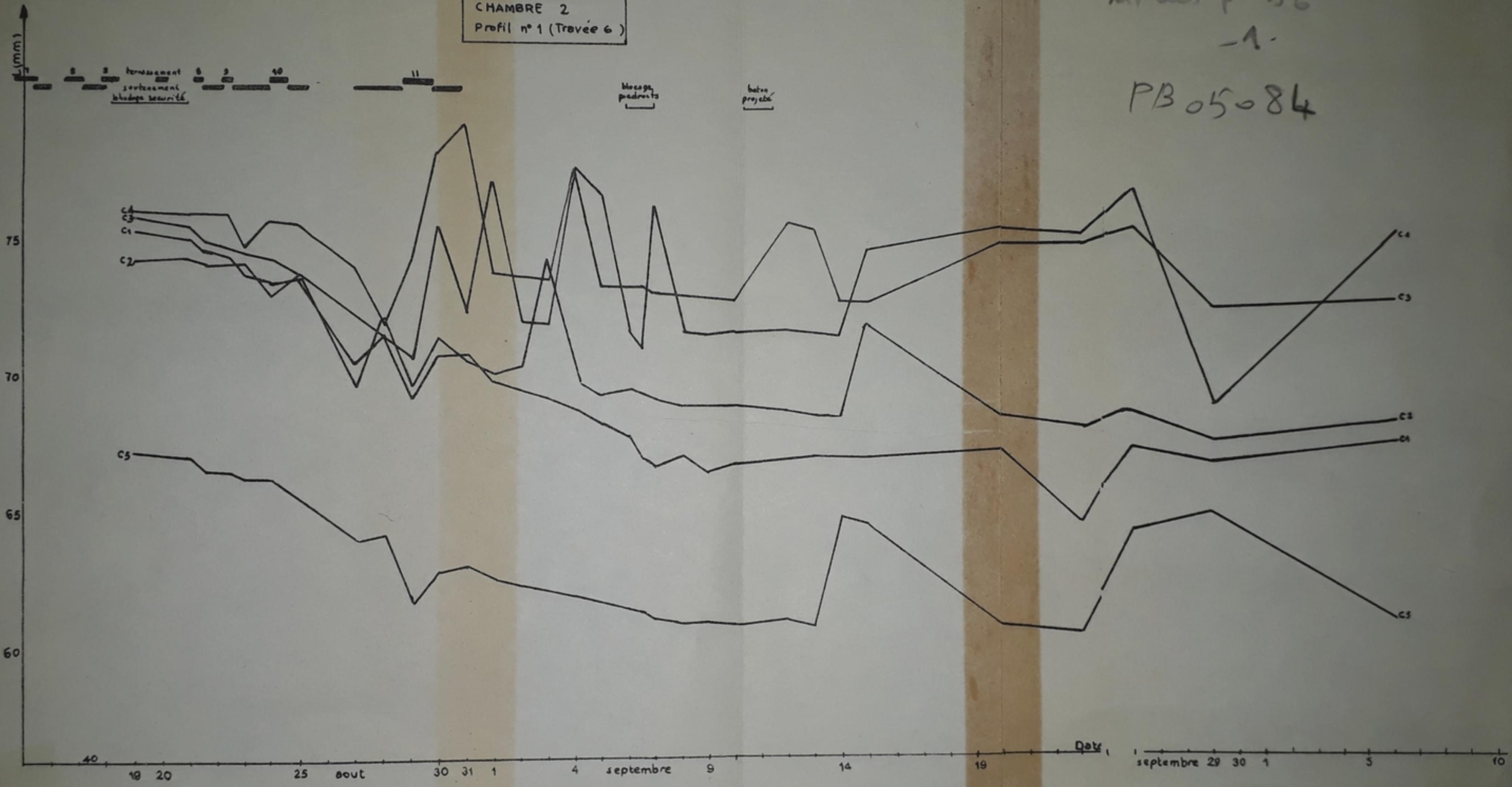


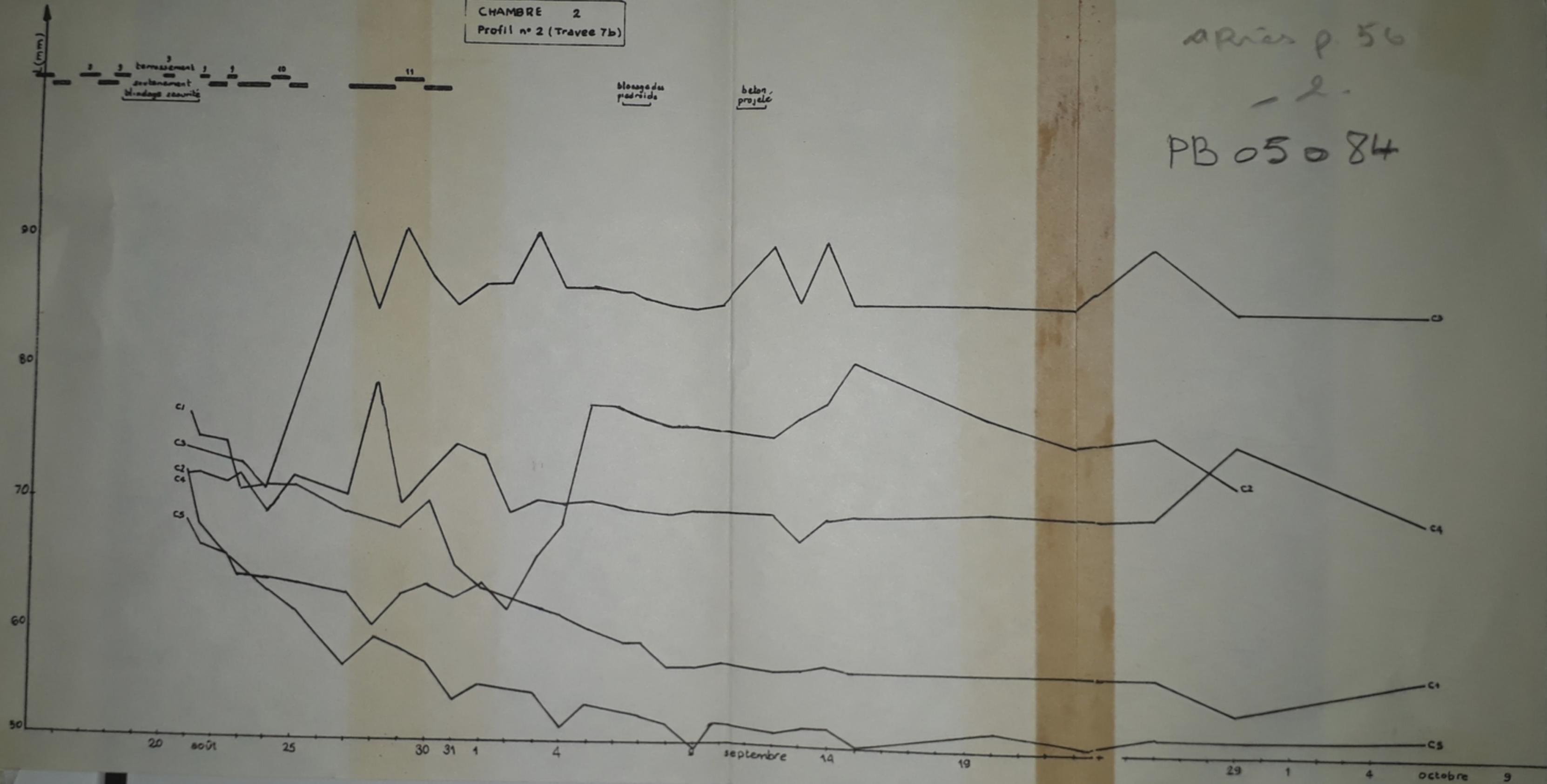
Fig VII.5 (2)

CHAMBRE 2
Profil n° 2 (Travee 7b)

après p. 56

- 2.

PB 05084



CHAMBRE 2
Profil n° 3 (Travée 8)

Fig VII.5 (3)

après p. 56

-3-

PB 050 84

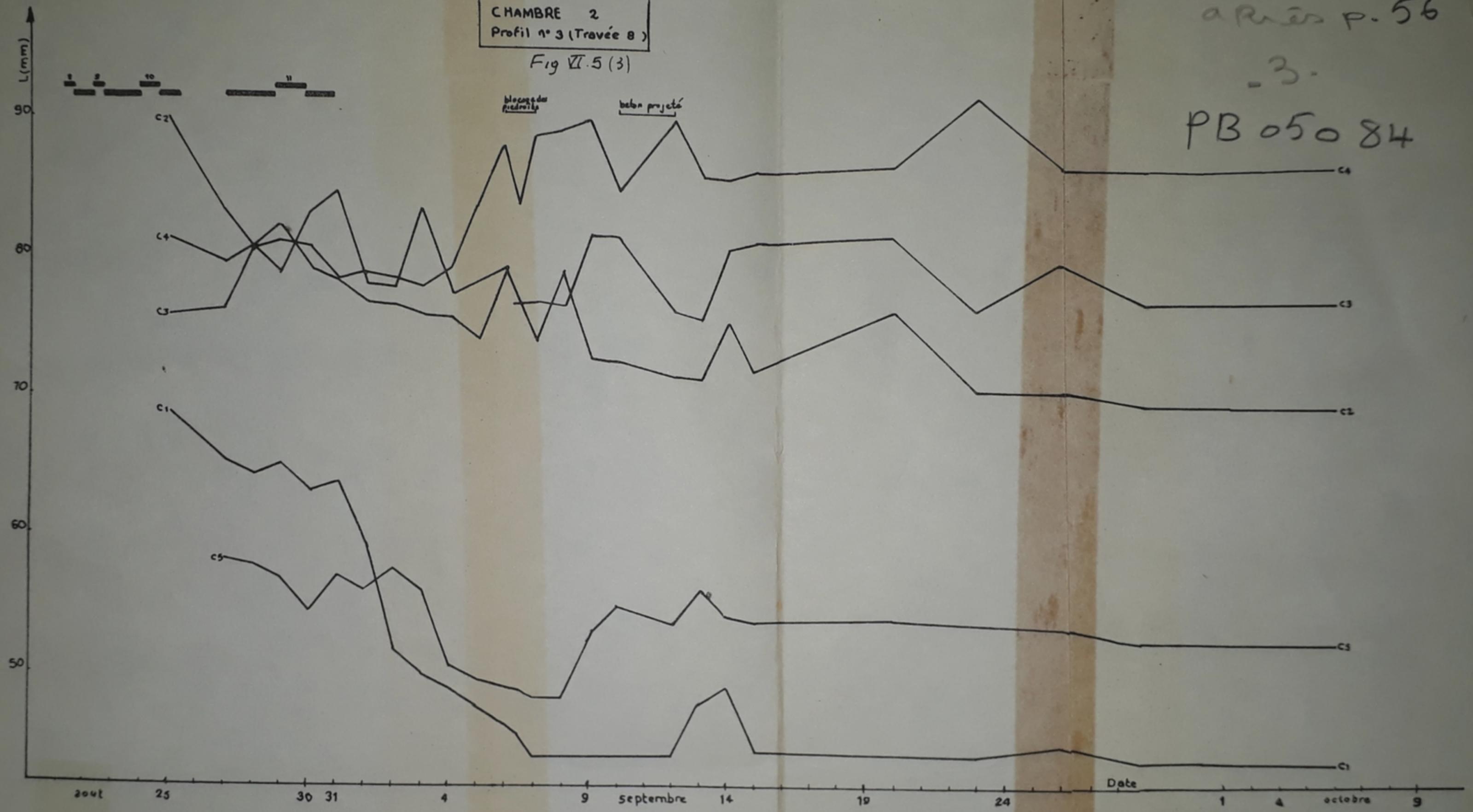
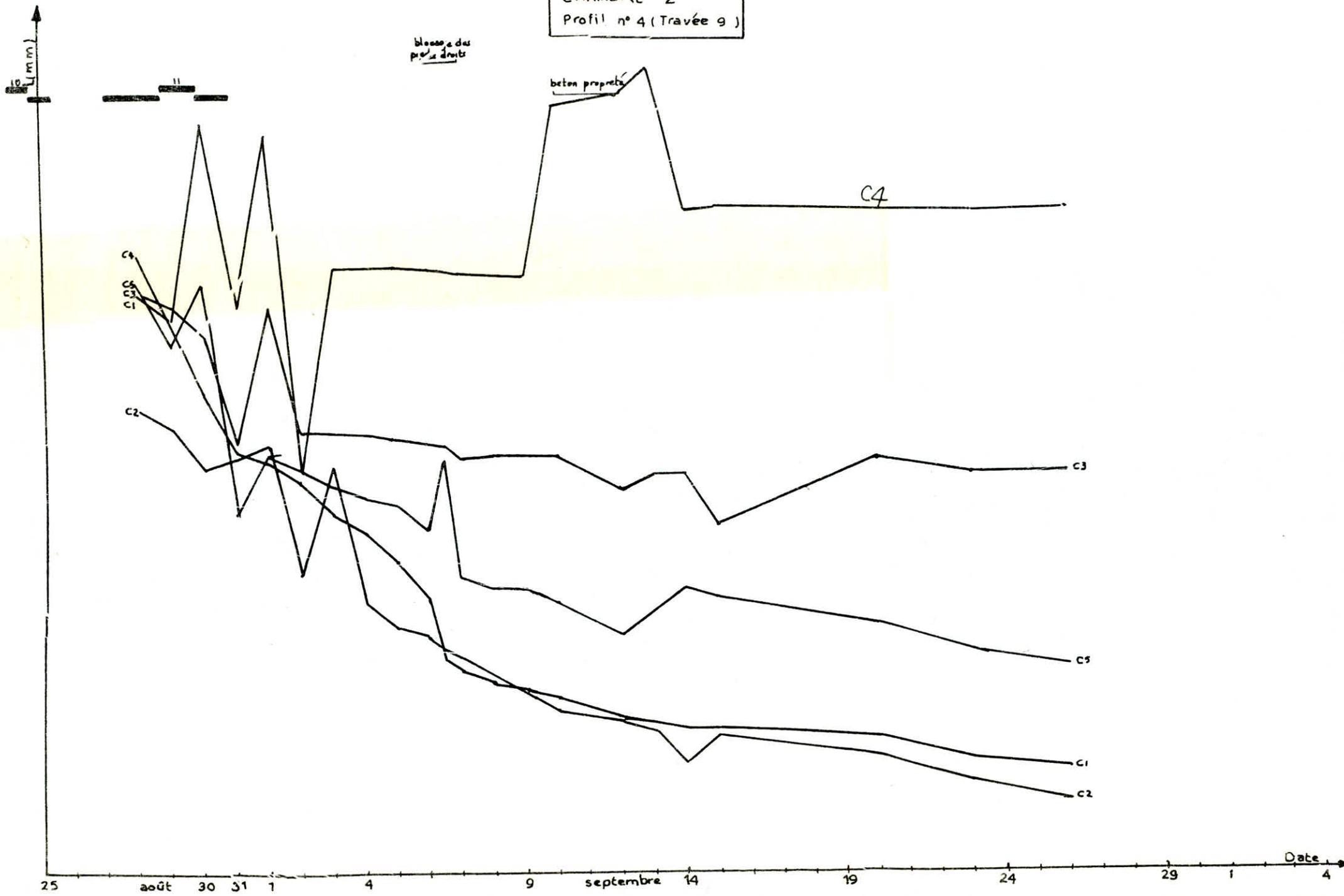


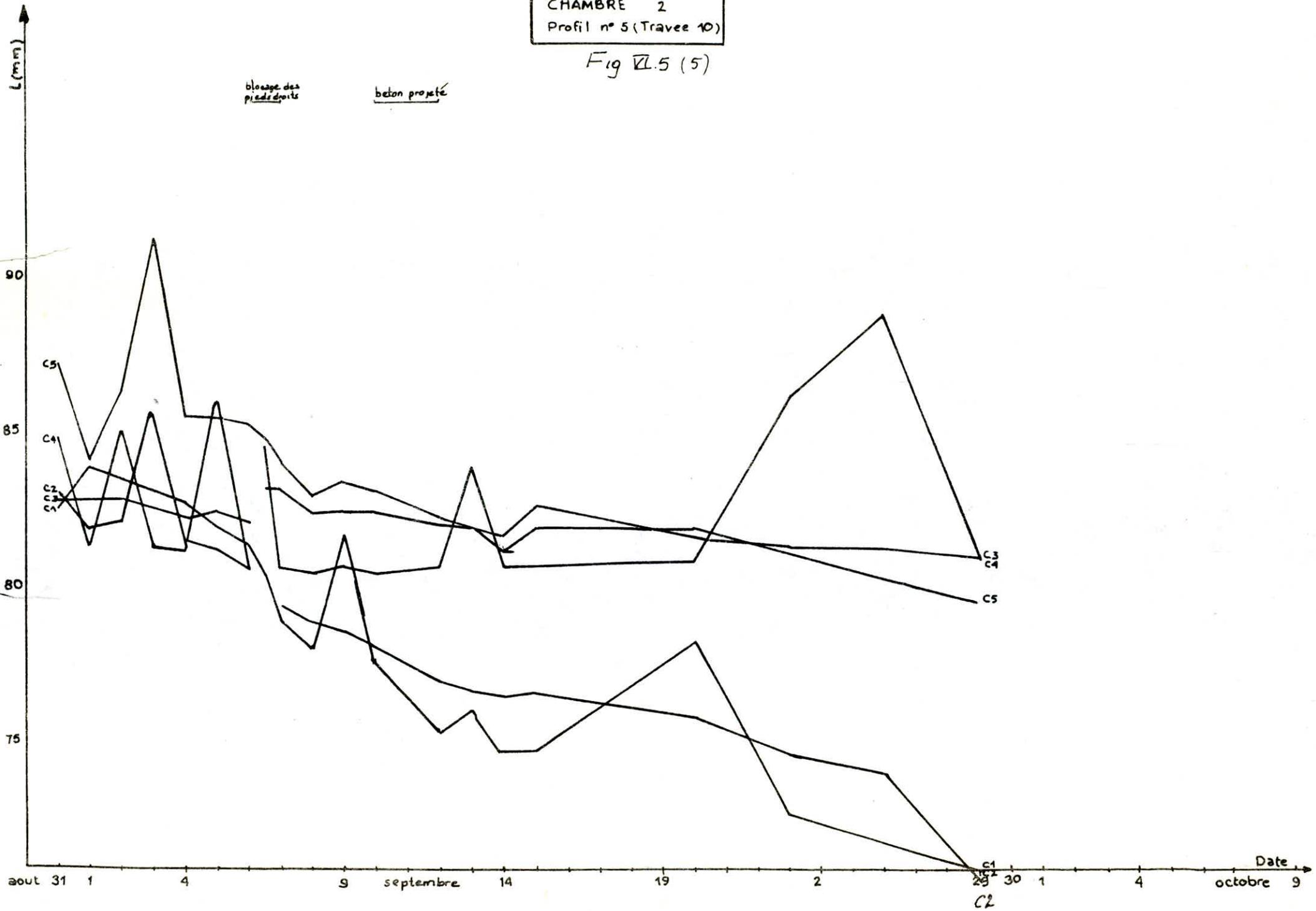
Fig VI.5(4)

CHAMBRE 2
Profil n° 4 (Travée 9)



CHAMBRE 2
Profil n° 5 (Travée 10)

Fig 7.5 (5)



* 2- Des courbes complexes.
 ou courbes traduisant des mouvements complexes C4i et C3i. On remarque qu'elles sont très influencées par les travaux. Dans les courbes C3i, on note des convergences positives marquées (12mm sur le profil 4) par une stabilité malgré les mouvements complexes.
 Par contre, pour les courbes C4i (convergence latérale) on assiste à une reprise des mouvements à la fin des mesures (C41, C42, C45).

- Conclusion.

Les mesures de convergences effectuées dans la chambre 2 mettent en évidence des mouvements atteignant 36mm. Ampleur normale si l'on considère le matériau (marne argileuse), le type de soutènement (souple) et enfin sa mise en oeuvre.

On insiste encore une fois sur la durée insuffisante sur laquelle on a effectué les mesures.

Les convergences positives (type expansion) ne seront expliquées qu'après une fine analyse. Elles peuvent être corrélées avec les mesures faites par ailleurs (topographie, mesures tassométriques, efforts repris par un soutènement).

Somme toute, la stabilité est amorcée sur les 3/4 des cordes. Il semblerait que la Nouvelle Méthode Autrichienne ait trouvé un site favorable dans les marnes plaisanciennes

On compte appuyer cette hypothèse-constatation par les essais suivants.

2.2. Auscultations au dessus de la chambre 2.

Toujours dans le but de tester l'efficacité des deux soutènements, des repères de nivellement ont été placés en surface, positionnés au dessus des cintres lourds pour le soutènement traditionnel et au dessus des cintres légers pour le soutènement à base de béton projeté, conformément au schéma d'implantation figure VI.6.

Les résultats de ces auscultations sont consignées dans des courbes $T = f(t)$ figure VI.7 dans lesquelles (T) représente le tassement et (t) le temps.

D'une analyse rapide de ces courbes se dégage la constatation suivante : l'allure des courbes est différente selon que l'on soit au dessus des cintres lourds (CL) ou au dessus des cintres légers (Cl).

Autant les courbes (CL) sont "complexes" (le mot complexes doit être compris cassantes) autant celles des (Cl) sont progressives.

Avant de sombrer dans les détails, on fera remarquer la stabilisation des tassements plus rapide au niveau des (Cl) par rapport à celle au niveau des (CL).

* 1- Cintres lourds (CL).

Pour les cintres 2, 3, 4 les tassements enregistrés à gauche sont à peu près deux fois plus grands que ceux mesurés du côté

Fig VII.6

Implantation des reperes

PUITS 4 - RAMEAU
Chambre N° 2.

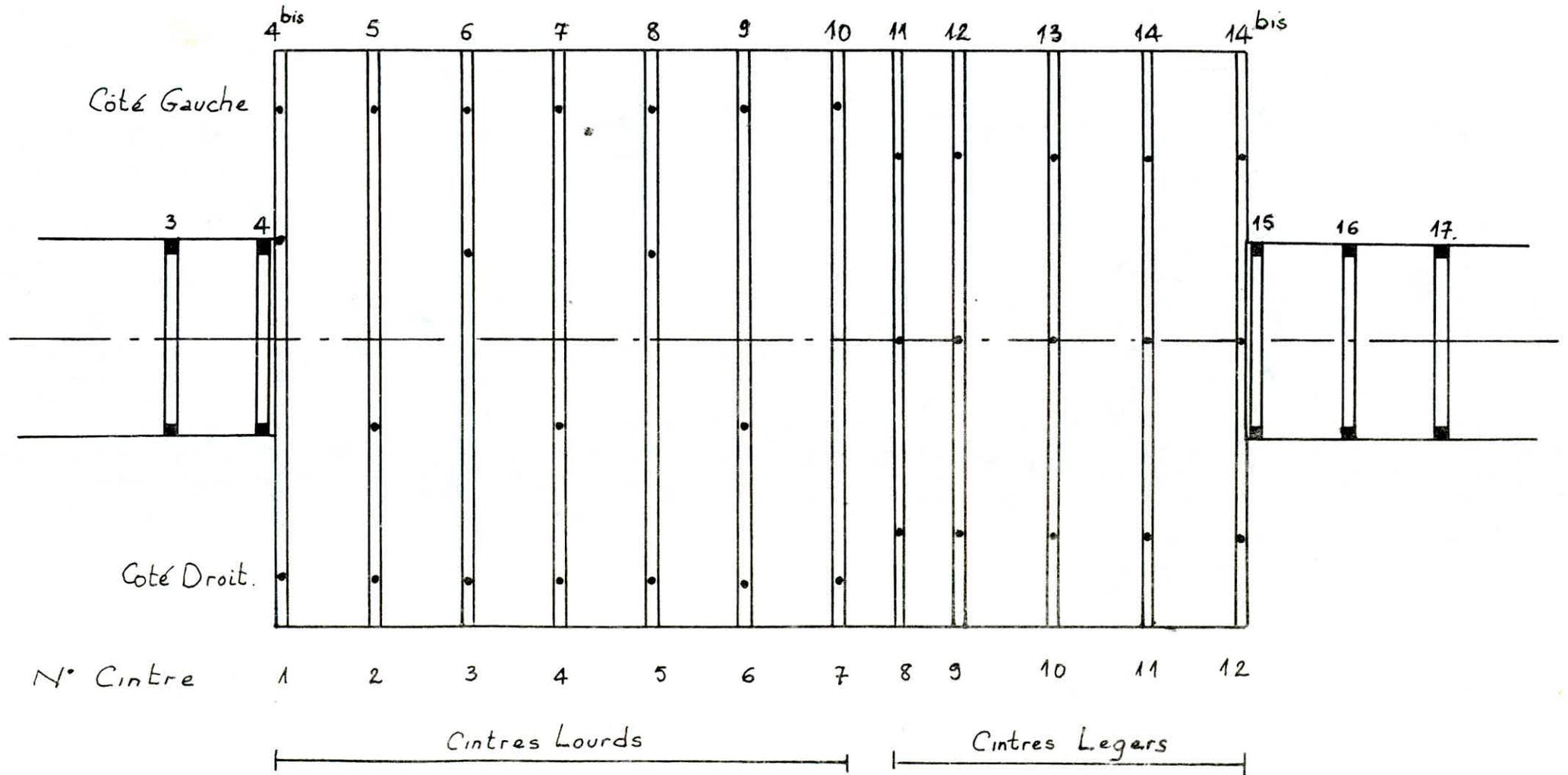
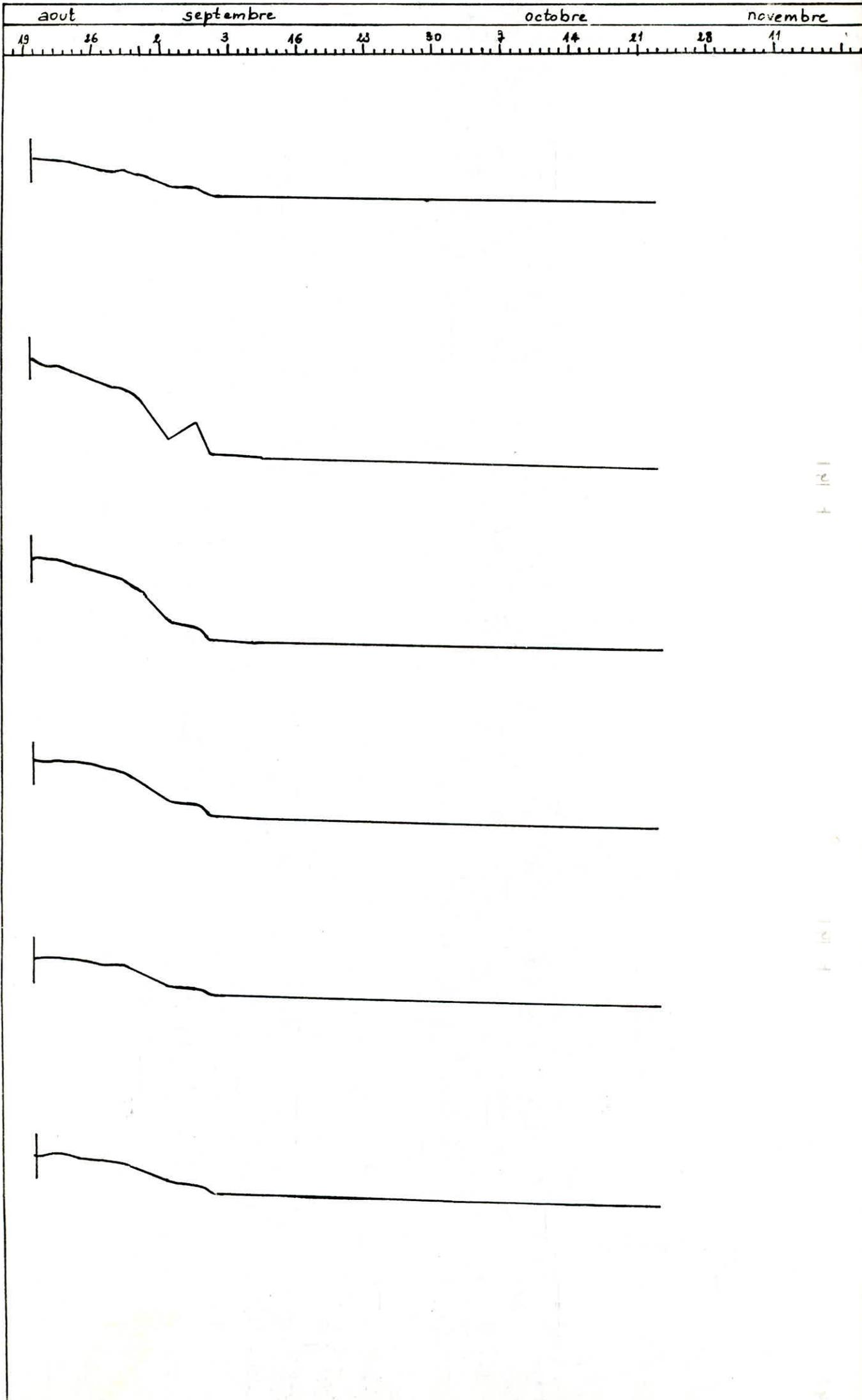


Fig VII. 7

Puits 4
Centres L



Puits 4
Centres L

Fig. 7

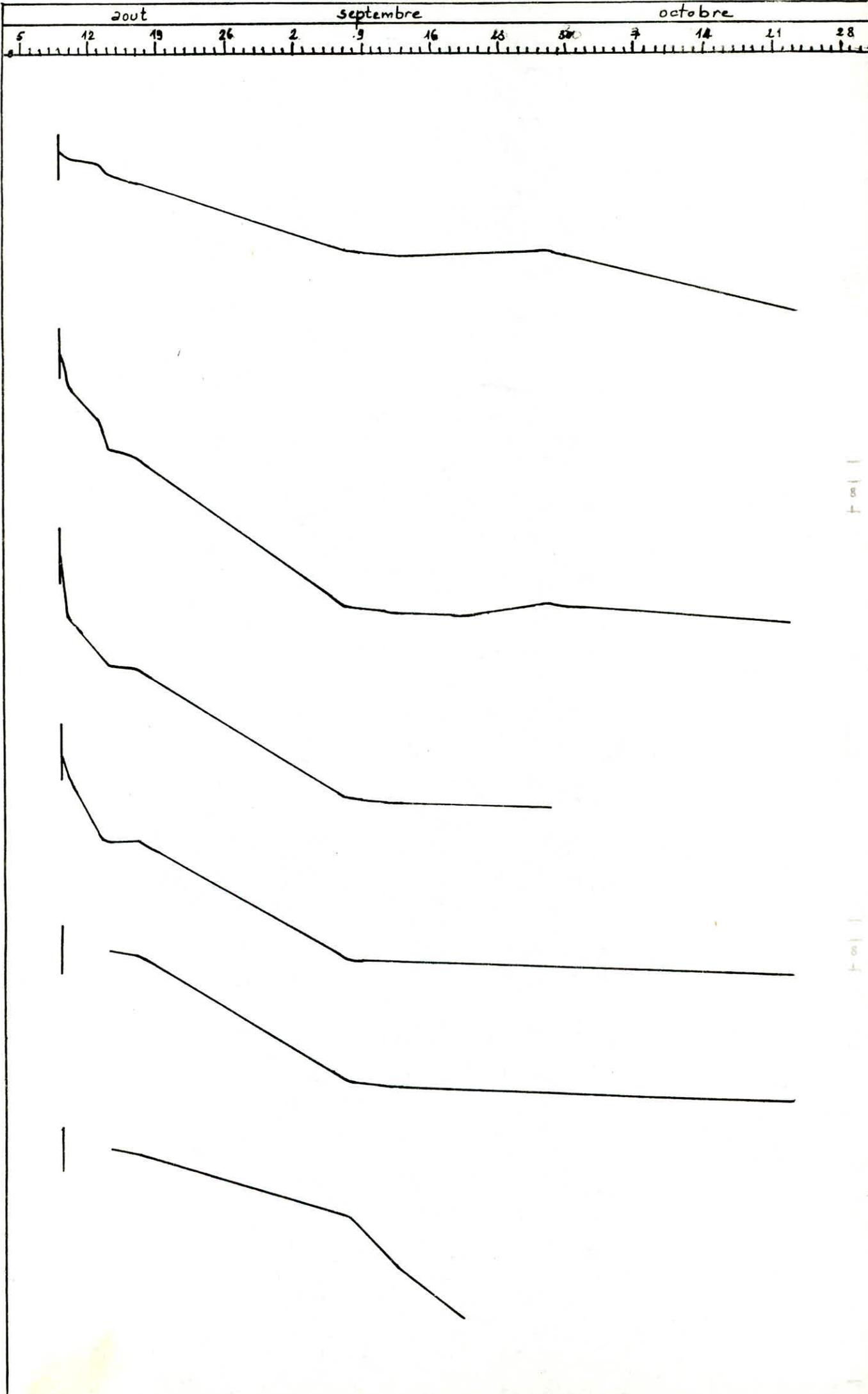
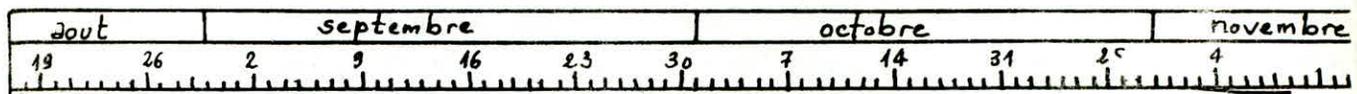


Fig 7.7

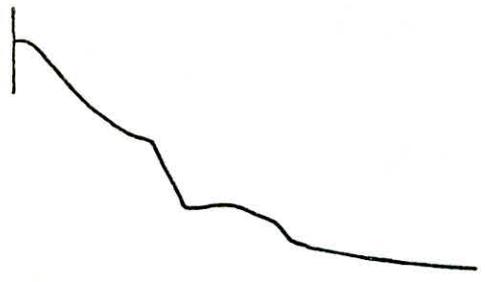
Puits 4
Centres L



CL7
G



CL6
D



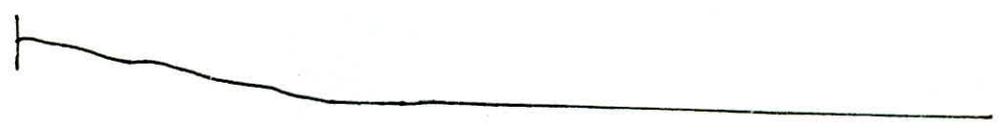
CL5
D



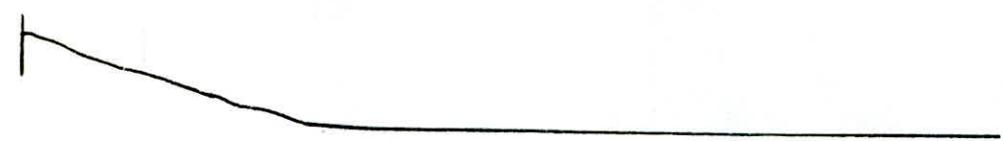
CL4
D



CL3
D



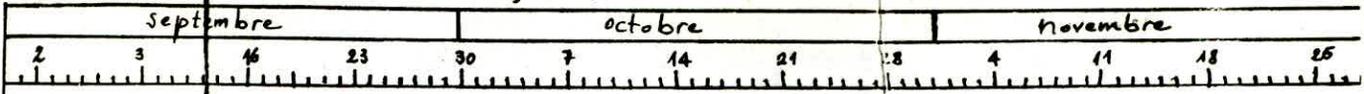
CL2
D



10 mm

Fig VI. 7

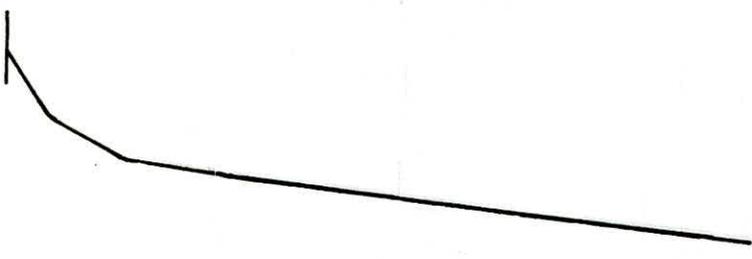
Puits
Centres
legers



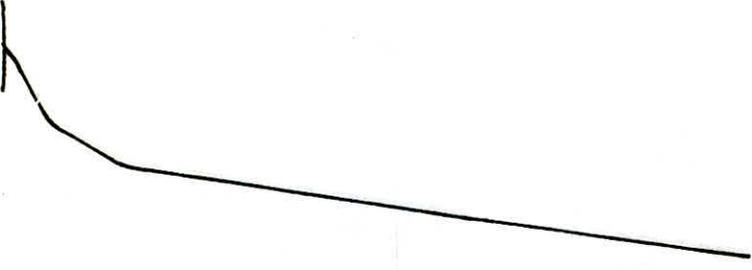
cl8
D



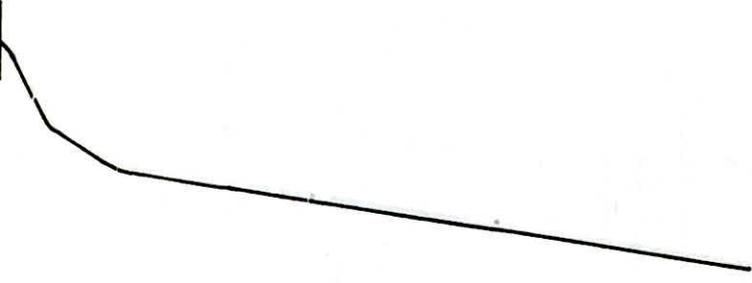
cl9
D



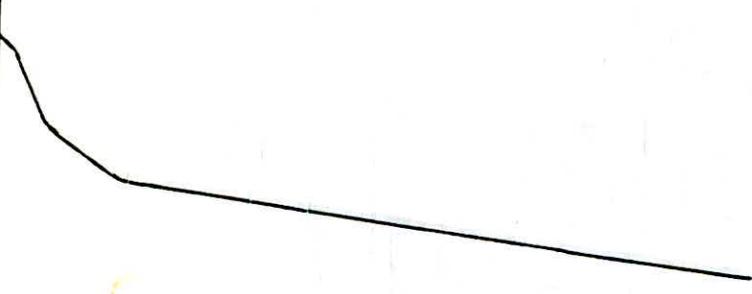
cl10
D



cl11
D



cl12
D



10 mm

Fig VI. 7

Puits 4

septembre

octobre

novembre

Cintres
legers

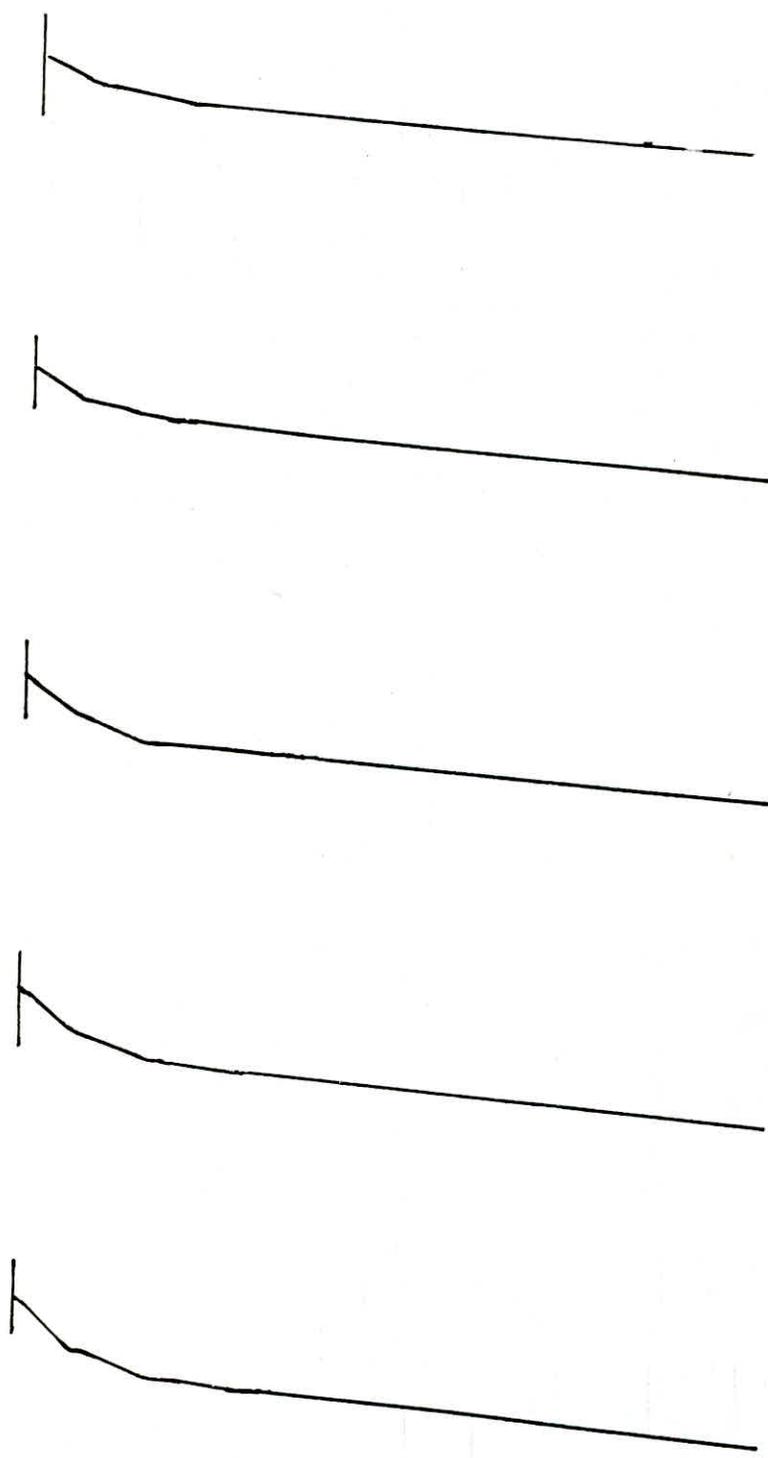
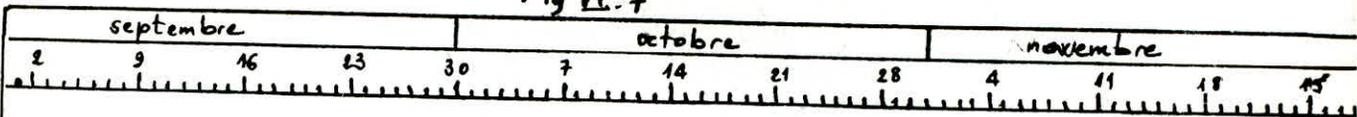
Cl 8
G

Cl 9
G

Cl 10
G

Cl 11
G

Cl 12
G



droit de ces mêmes cintres.

Ceci rejoint les résultats obtenus pour les efforts en pied de ces cintres. En effet, les efforts à gauche représentent à chaque fois le double de ceux mesurés à droite (voir essai: "mesure des efforts en pied de cintre").

Tassements au dessus des Cintres Lourds (tableau VI.1)

Numero du Cintre	Tmax Gauche	Tmax Droite	Tmax Centre
1	10mm	14mm	32mm
2	23mm	11mm	55mm
3	20mm	11mm	52mm
4	16mm	09mm	47mm
5	12mm	/	32mm
6	11mm	30mm	35mm
7	23mm	/	/

*2. Cintres légers (Cl)

Tassements au dessus des Cintres Legers (tableau VI.2)

Numero du Cintre	Tmax Gauche	Tmax Droite	Tmax Centre
8	11mm	/	12mm
9	13mm	24mm	16mm
10	14mm	27mm	17mm
11	16mm	30mm	19mm
12	18mm	32mm	21mm

Contrairement aux cintres lourds, pour les cintres légers les tassements de droite sont de beaucoup plus importants que ceux de gauche, ce qui traduit une non symétrie dans le comportement du terrain autour de l'ouverture.

*3. Cintres lourds - Cintres légers.

Comment s'explique cette différence dans les tassements (Tmax à gauche pour CL, Tmax à droite pour Cl)?
Serait-elle causée par une hétérogénéité du terrain ?

ou est-ce la conséquence d'une différence dans le comportement des deux soutènements ?

Quelquesoit la réponse à cette question, et malgré cette divergence des résultats, une comparaison des courbes des tassements (CL) et (Cl), révèle un renseignement d'une grande valeur.

Les tassements en surface au dessus de (CL) sont de beaucoup plus importants que ceux enregistrés au dessus de (Cl). Et ceci apparaît clairement pour les points situés au dessus de la voûte.

La "chose" est normale si l'on considère les types de soutènement testés. Les cintres lourds font parties des soutènements agissant par supportage, ils ont avec le terrain des contacts ponctuels ce qui favorise la formation d'une voûte déconsolidée.

Par contre, béton projeté et terrain encaissant forment un ensemble monolithique ("ils ne font qu'un").

Dès son application (ce qui vient juste après le creusement) le béton projeté devient "opérationnel", il oppose à la convergence des parois une pression de confinement qui maintient le terrain en place en évitant sa décompression. Les convergences étant contrariées, les tassements sont limités.

Que peut-on demander de plus à un soutènement dans une zone à urbanisation aussi dense qu'ALGER ?

2.3 Mesures tassométriques.

Les tassomètres utilisés pour les tunnels peu profonds, mesurent les déplacements verticaux au dessus de l'excavation. Placés bien avant le passage du front, ils permettent d'apprécier l'importance du déplacement initial obtenu à son passage.

Dans notre cas, il a été placé un profil de 3 tassomètres (T1, T2, T3) au dessus de la chambre 2. Leur implantation exacte est donnée dans la figure VI.8.

Les résultats de ces mesures sont repertoriés dans les courbes $T = f(t)$ figure VI-9.

L'Analyse de ces déplacements absolus détermine grossièrement 3 types d'évolution des tassements :

* du 30 Juillet au 14 aout : avant l'arrivée du front au niveau du T3 : évolution rapide des tassements.

* du 14 aout au 7 septembre : le front de taille se déplace dans la chambre : pente moins raide des tassements.

* au delà du 7 septembre : stabilité des tassements (le front de taille doit se trouver à une distance suffisante des tassomètres pour que son influence ne se fasse plus sentir).

Pour comprendre ces 3 comportements, on se reporte aux résultats des déformations obtenus sur modèle numérique (M.PANET: Rapport de recherche n° 28)

Soit une galerie circulaire à axe horizontal creusée dans un massif, homogène isotrope élastique (r : rayon).

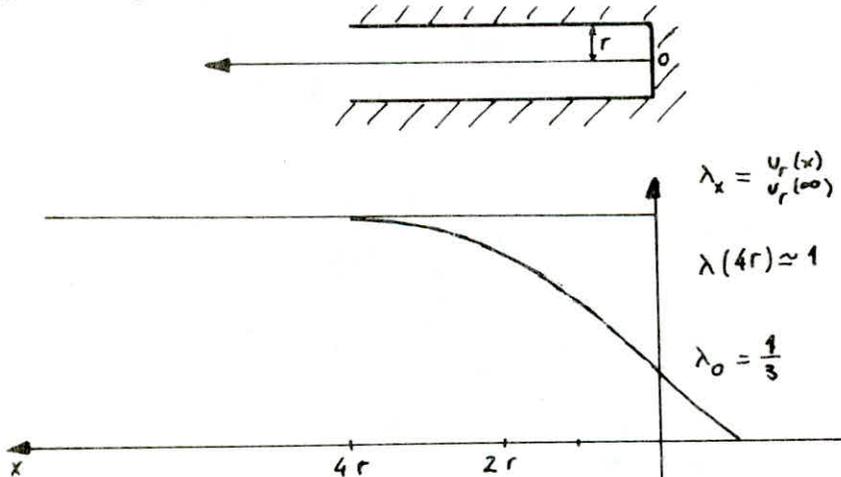


Fig VI.10 : Variation du déplacement radial U_r en fonction du front de taille

En l'absence de soutènement, on remarque que :

- au front de taille, à peu près le tiers du déplacement final s'est déjà produit.

$$U_r(0) = \frac{1}{3} U_r(\infty)$$

- à une distance du front de taille supérieure à 2 fois le diamètre de la galerie, l'influence du front de taille est négligeable.

Fig VI.9.

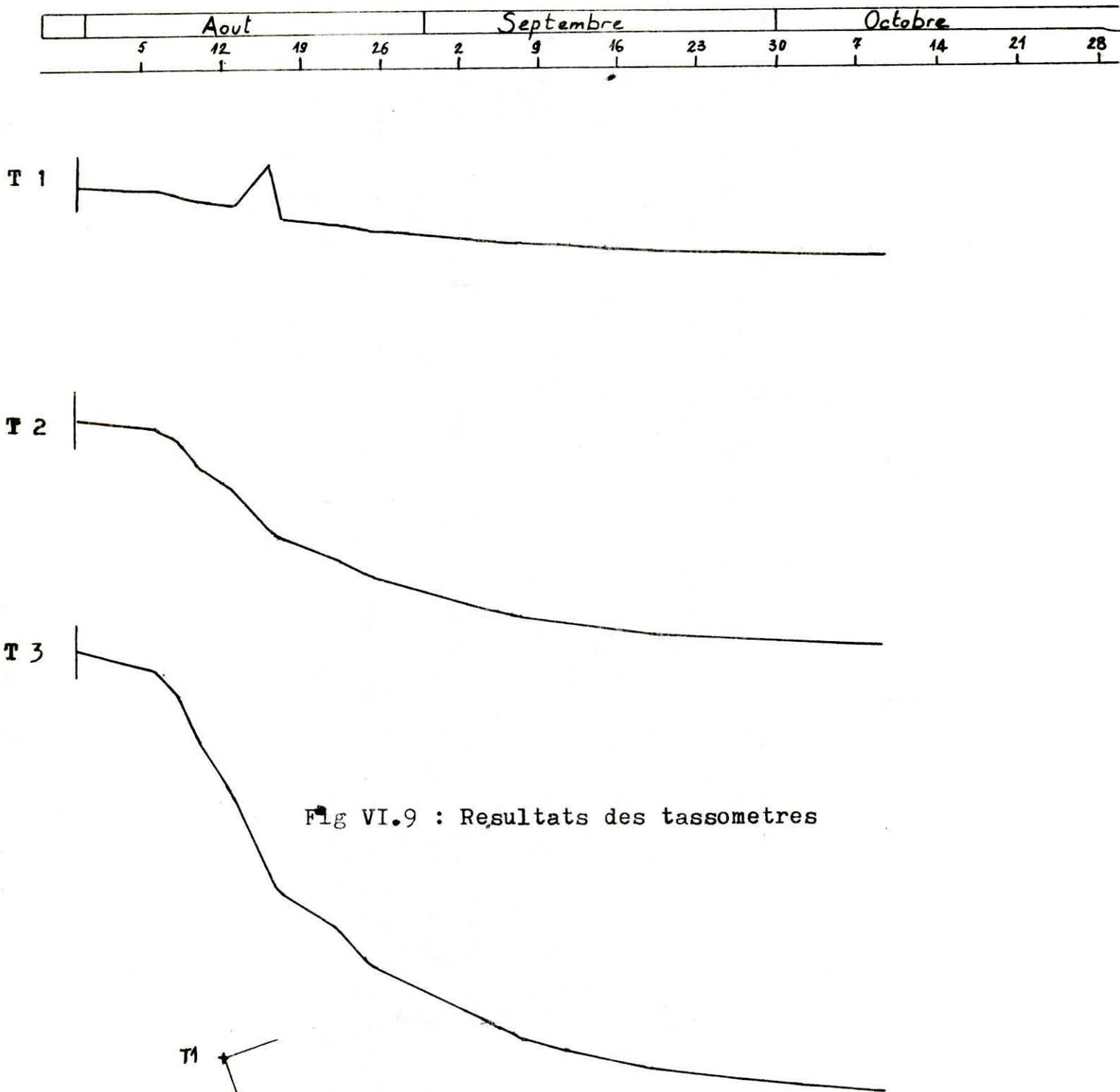


Fig VI.9 : Resultats des tassometres

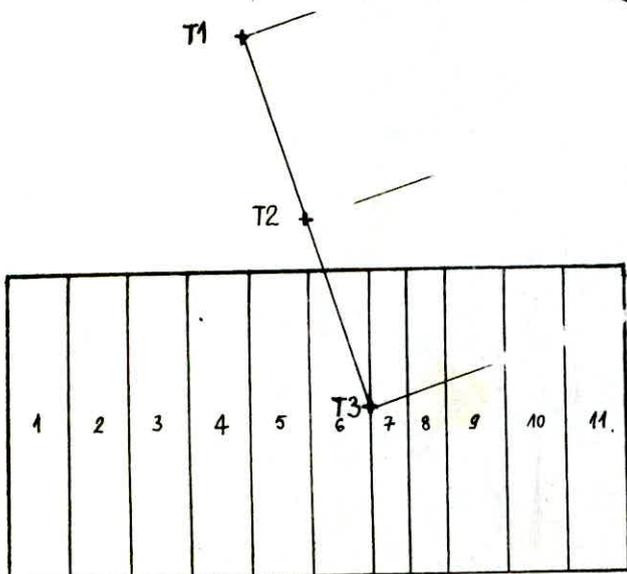


Fig VI.8 : Implantation des Tassometres au dessus de la chambre 2

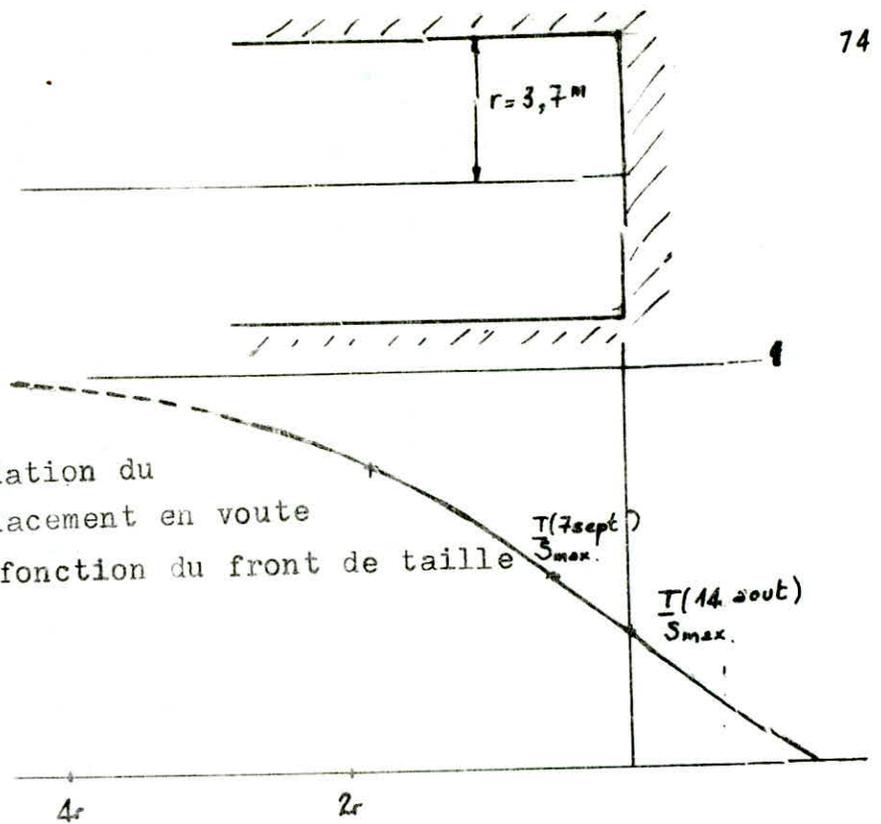


Fig VI.11 : Variation du déplacement en voute en fonction du front de taille

Les résultats des tassomètres semblent en accord avec ceux obtenus sur modèle numérique.

En considérant les tassements maximums T_{max} , on peut aboutir à la courbe de la fig. VI.12

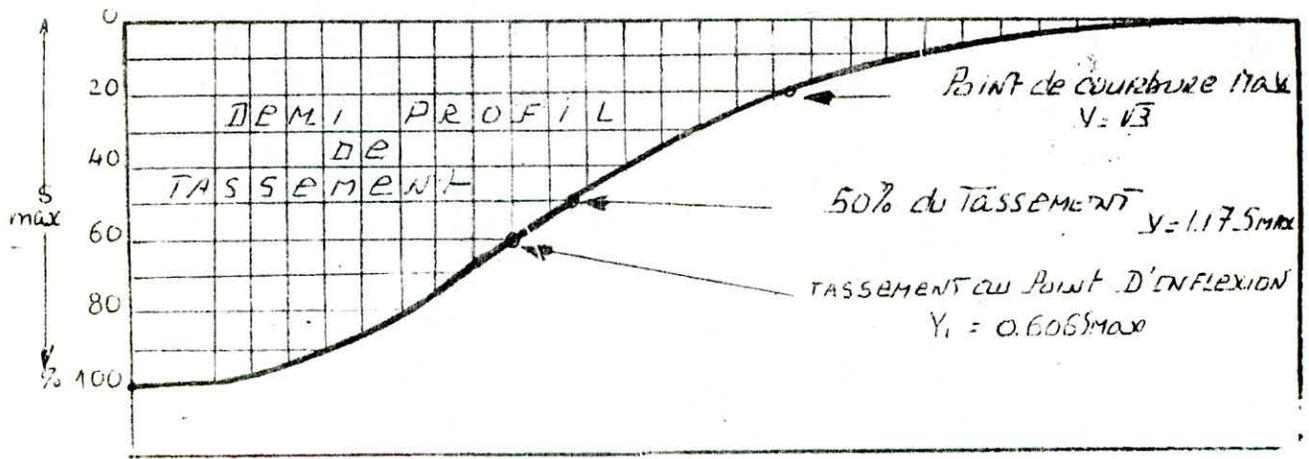


Fig VI.12 : Forme de la courbe de répartition du tassement suivant le modèle stochastique (Gaussien)

La théorie stochastique reconnaît que la forme symétrique du profil du tassement au dessus d'une ouverture, se rapproche de façon satisfaisante d'une fonction du type de distribution gaussienne.

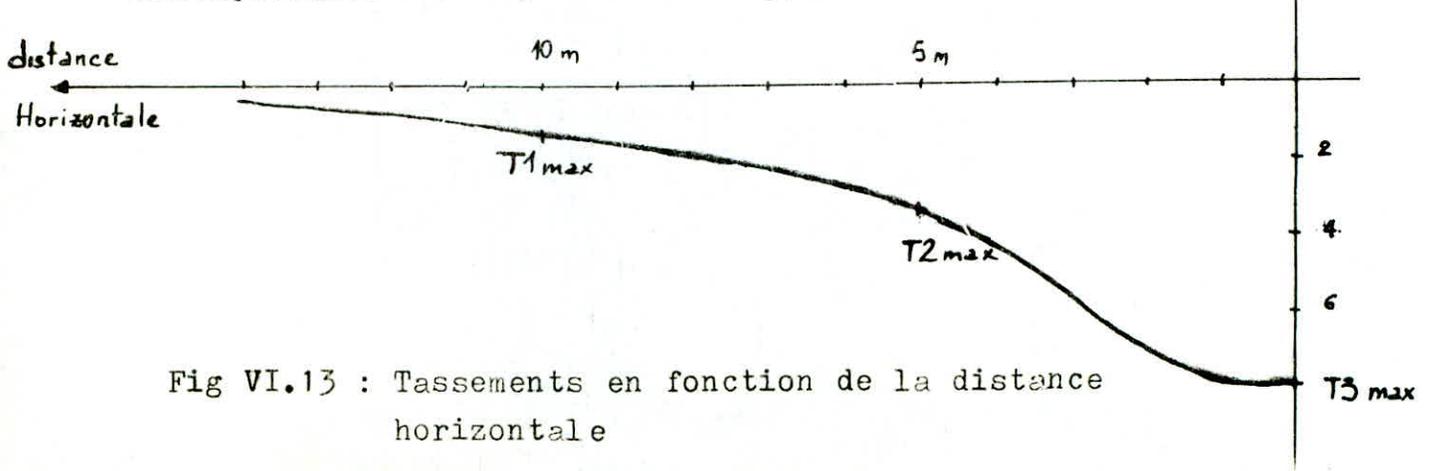


Fig VI.13 : Tassements en fonction de la distance horizontale

Un calcul a été fait à partir de cette théorie, moyennant les résultats des trois tassomètres. Ce calcul ne peut pas être présenté en quelques lignes.

Ce calcul a donné pour un tunnel circulaire de rayon ($r = 4,5m$) situé à une profondeur de 15m un tassement prévisionnel de 15cm. Valeur effrayante qui suppose de grandes précautions pendant l'exécution des travaux.

Quoiqu'il en soit, les mesures tassométriques se doivent de retenir les cadences d'avancement pour les travaux. En effet, les valeurs obtenues peuvent écarter l'exécution à pleine section vue l'importance des tassements.

On pourrait de là adopter un avancement à 1 section dans le but de minimiser les désordres, même si cela devrait ralentir les travaux.

Et, cette solution ressortirait sûrement d'une analyse approfondie de nos résultats.

Malheureusement, on ne dispose pas d'une documentation dans ce domaine qui pourrait nous guider dans cette analyse. Et, notre "expérience" dans la construction des tunnels est telle, qu'il est impossible d'aborder cette analyse sans le secours d'une littérature.

2.4. Auscultation le long de la galerie.

Dans le but de définir l'influence du creusement de la galerie sur son environnement direct, une auscultation en surface (très serrée) a été menée sur tout le parcours de la galerie.

Le champ de cette auscultation a été divisé en 6 zones. Des témoins ont été placés à différentes distances au dessus de la galerie (voir implantation)

De tous les tassements enregistrés, on a retenu les plus représentatifs (concernant les repères les plus proches de la galerie, et présentant les amplitudes les plus importantes) Figure VI.14.

L'examen des courbes zones 9, 10, 11, 12 et 13 révèle des tassements imperceptibles pour les zones 9, 10, 11, 12 et très peu importants pour la zone 13.

Tandis qu'on enregistre des tassements de 45mm et plus au niveau de la zone 14.

De cet examen surgissent les conclusions suivantes :

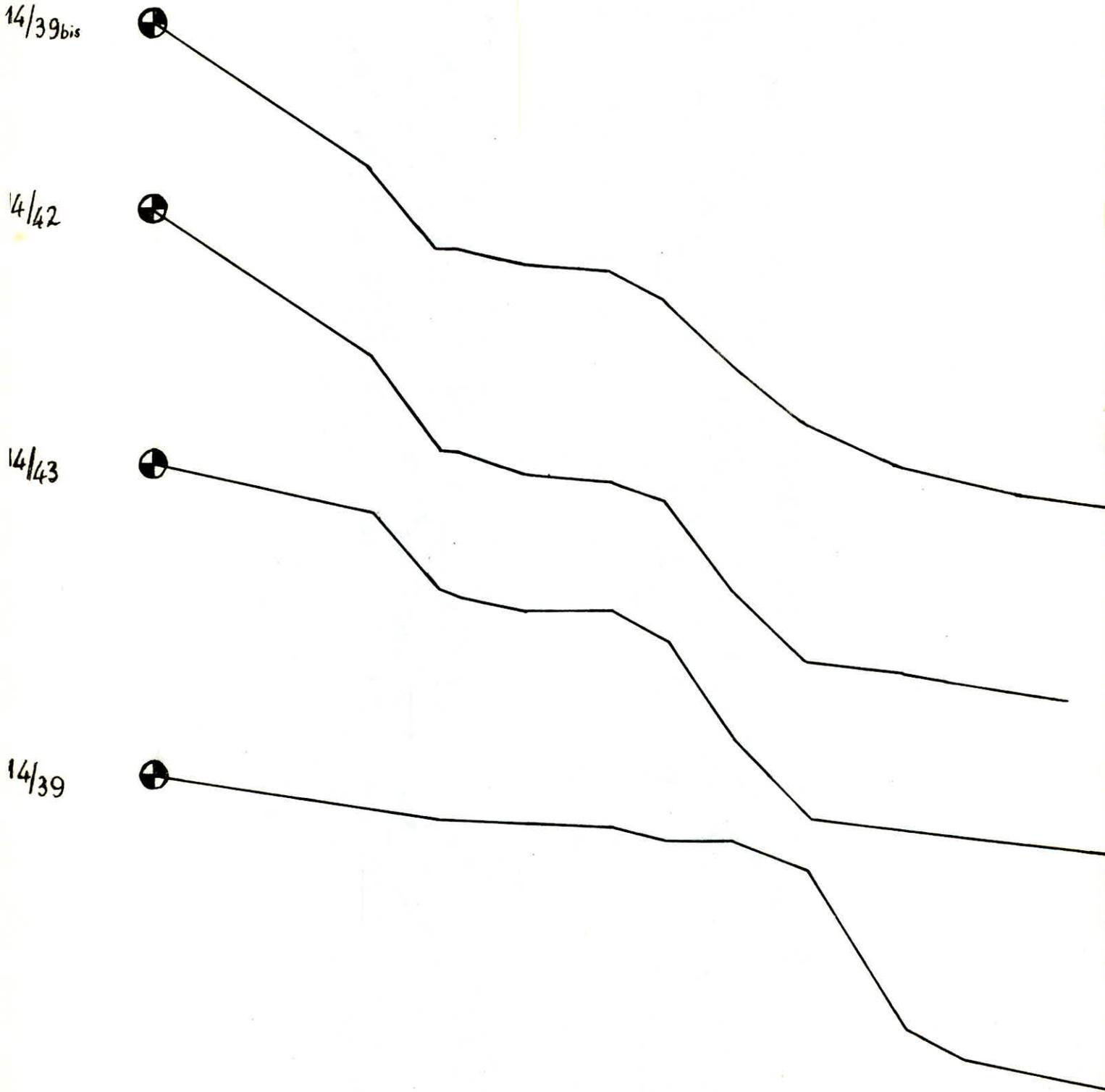
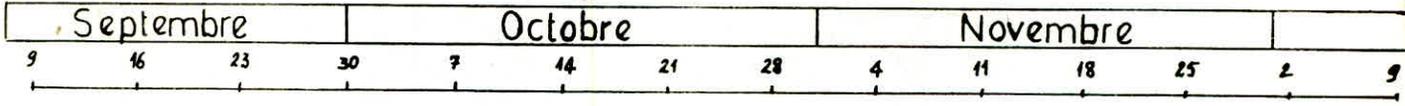
- les problèmes de tassements ne sont pas tellement à craindre dans les schistes et Gneiss.
- L'auscultation durant les travaux devra être axée sur l'observation et contrôle des mouvements et désordres en surface dans les Marnes : l'observation des tassements doit occuper une place toute spéciale.

2.5. Mesure des efforts en pied de Cintre.

Le dimensionnement d'un soutènement suppose la connaissance des efforts que celui-ci est appelé à reprendre. Cet essai se propose de les mesurer.

Après purge, le verin est mis en pression jusqu'à décollement des comparateurs. L'essai est conduit lentement par paliers de pression (paliers 0,5. $10^5 Pa$).

Fig VII. 14 (3)



10 mm

Fig VL. 14 (1)

June	July	August	September
------	------	--------	-----------

3/1



9/5

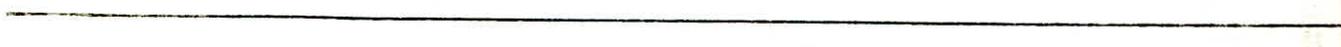


April				May				June				July	
5	15	22	29	6	13	20	27	5	10	17	24	1	8

10/01



10/05



February			March				April				May		
4	18	25	4	11	18	25	1	8	15	22	29	6	13

11/02

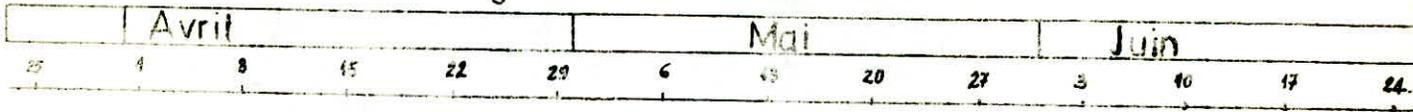


11/03

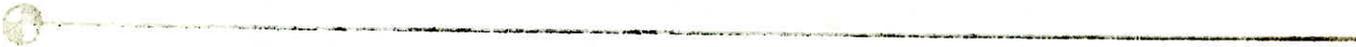


10 mm

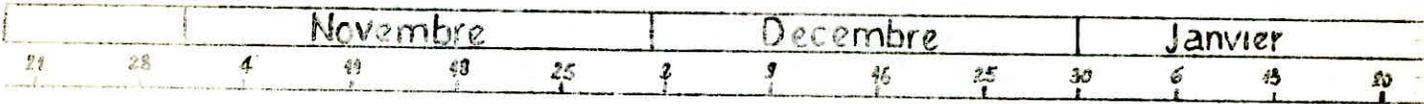
Fig VI. 14 (2)



103



106



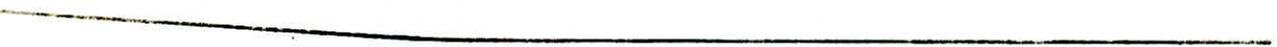
140



143



147



148



10mm

Fig. VI.15
EXEMPLE DE COURBE
OBTENUE
(C3 DROIT LE 14 8 83).

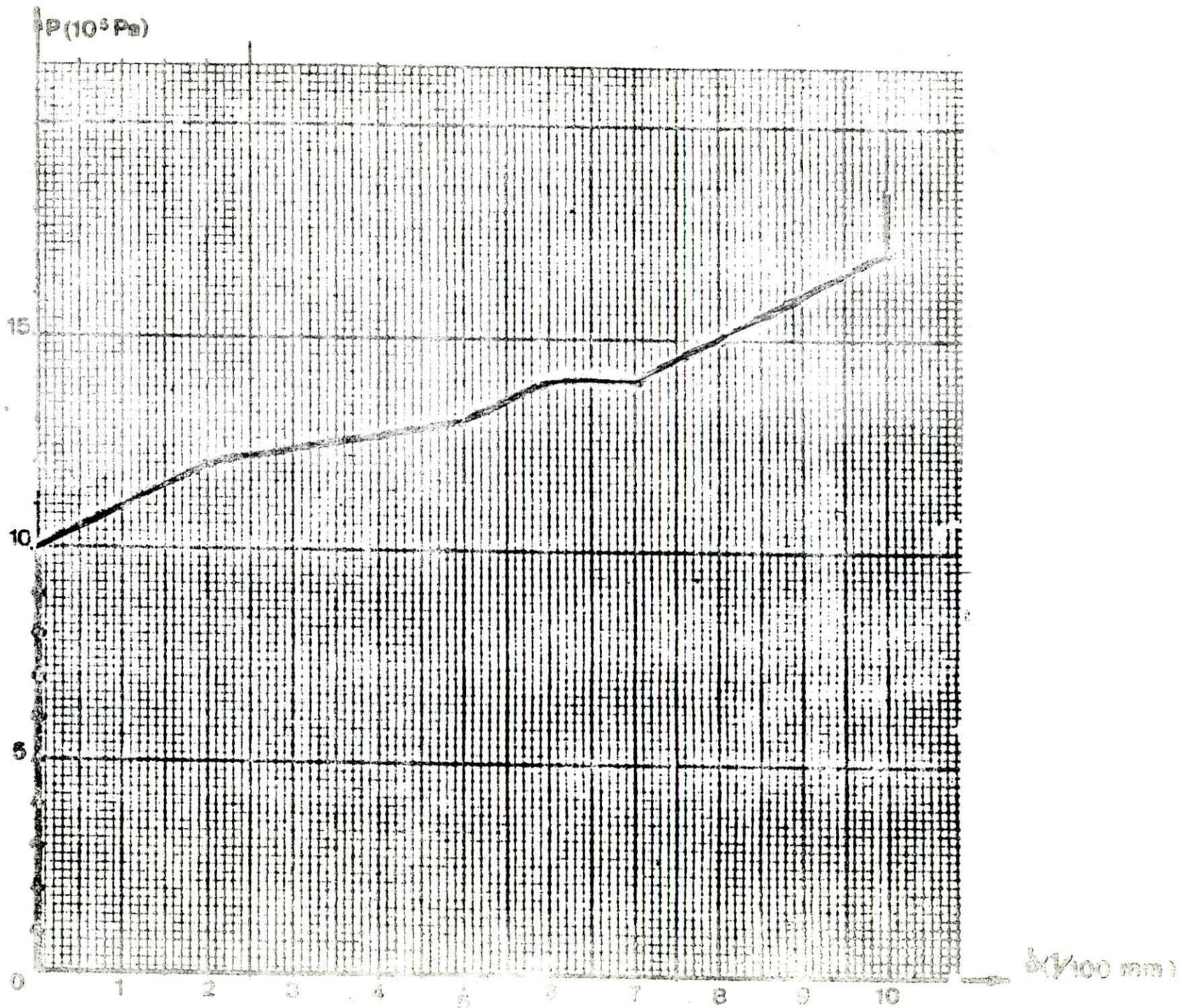
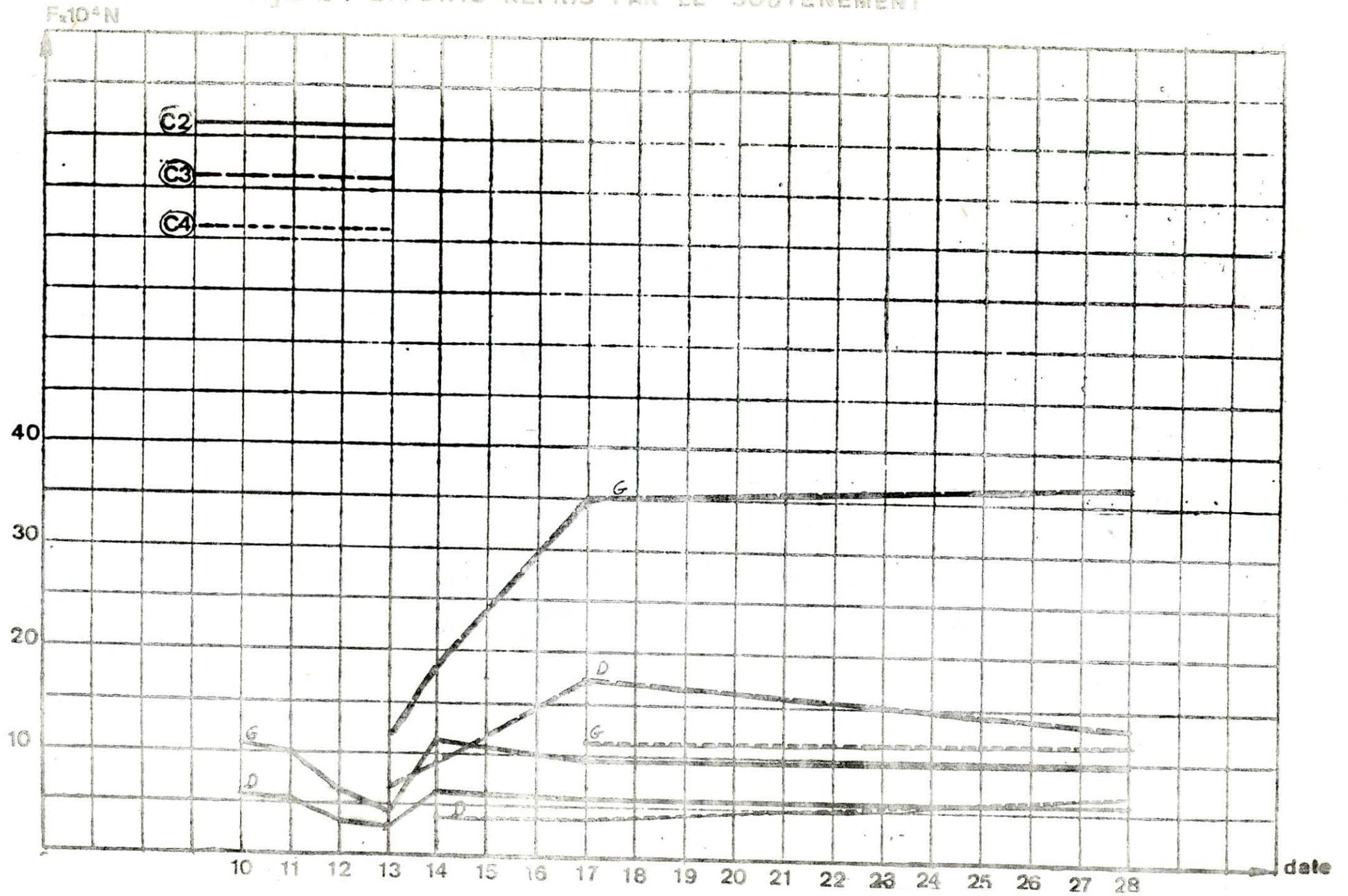


Tableau VI.3 : MESURES DES EFFORTS REPRIS PAR LES CINTRES

Unité : le Newton

DATE	Cintre n° 2,		cintre n° 3		cintre n° 4	
	gauche (1)	droite	gauche	droite	gauche	droite
4.08	Mise en place		/	/	/	/
6.08	/	/	Mise en place		/	/
9.08	/	/	/	/	Mise en place	
10.08	112.000	63.000	/	/	/	/
11.08	100.000	54.000	/	/	/	/
12.08	61.000	36.000	/	/	/	/
13.08	45.000	27.000	110.000	54.000	/	/
14.08	113.000	63.000	178.000	90.000	108.000	45.000
17.08	97.000	54.000	350.000	175.500	112.500	45.000
20.08	99.000	54.000	369.000	135.000	119.000	58.500

Fig. 16 : EFFORTS REPRIS PAR LE SOUTÈNEMENT



Un exemple des courbes obtenues est donné dans la figure VI.15.

Les résultats sont donnés dans le tableau n°1, la figure VI.16 montre l'évolution des efforts mesurés pour chaque verin en fonction du temps.

Les valeurs de l'effort vont du simple au double, selon que l'on regarde le pied droit ou gauche des cintres, du moins c'est ce qui se dégage du tableau n°.

En ce qui concerne les courbes, on remarque que l'effort augmente lentement pour atteindre une valeur fixe au bout d'une semaine (c'est l'effort final).

Ceci est normal, si l'on considère le type de soutènement testé (travaillant par supportage).
A son installation, le cintre n'est pas parfaitement calé aux parois de l'ouverture, ce qui favorise la décompression du terrain encaissant. Une zone déconsolidée vient reposer sur le cintre, et le solliciter par son poids.

Pour illustrer ce phénomène, voici la conception de cette zone déconsolidée (M. PANET). "Pour les tunnels profonds, les charges verticales qui doivent être reprises par le soutènement correspondent à une zone ayant la forme d'une cloche qui n'atteint pas la surface du terrain (fig. VI.17).

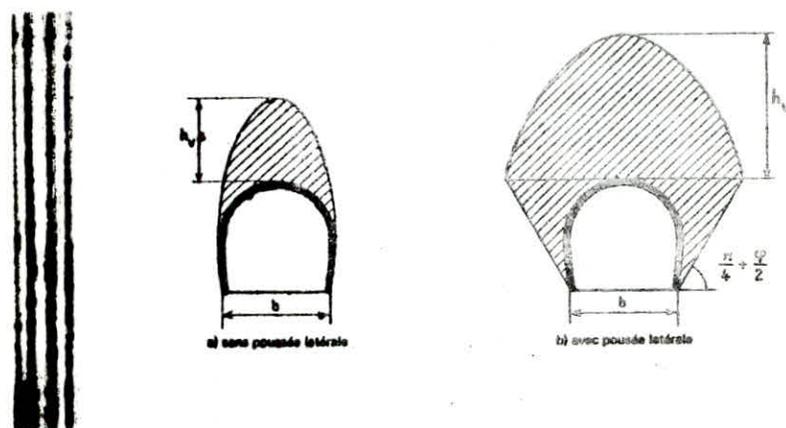


Fig VI.17 : Zone décomprimée en voute sollicitant le soutènement par son poids

Vue la grande dissymétrie dans ces efforts, on peut s'attendre à ce que ces efforts dissymétriques engendrent des sollicitations de traction dans le soutènement.

Pour cela ce dernier sera dimensionné pour l'effort le plus défavorable (donc surdimensionné à droite).

*Dans la plupart des cas le dimensionnement des cintres est déterminé par référence à (l'expression) d'ouvrages exécutés dans des conditions comparables. Les dispositions devant éventuellement être adaptées au fur et à mesure de la progression des travaux en fonction du comportement réel du terrain.

Le diagramme de la figure (18) donne sur des bases semi-empiriques, la pression de confinement en fonction de la catégorie du terrain et du diamètre de la galerie. Par comparaison de la pression nécessaire et de la pression admissible on peut donc orienter le choix du modèle et l'écartement des cintres.

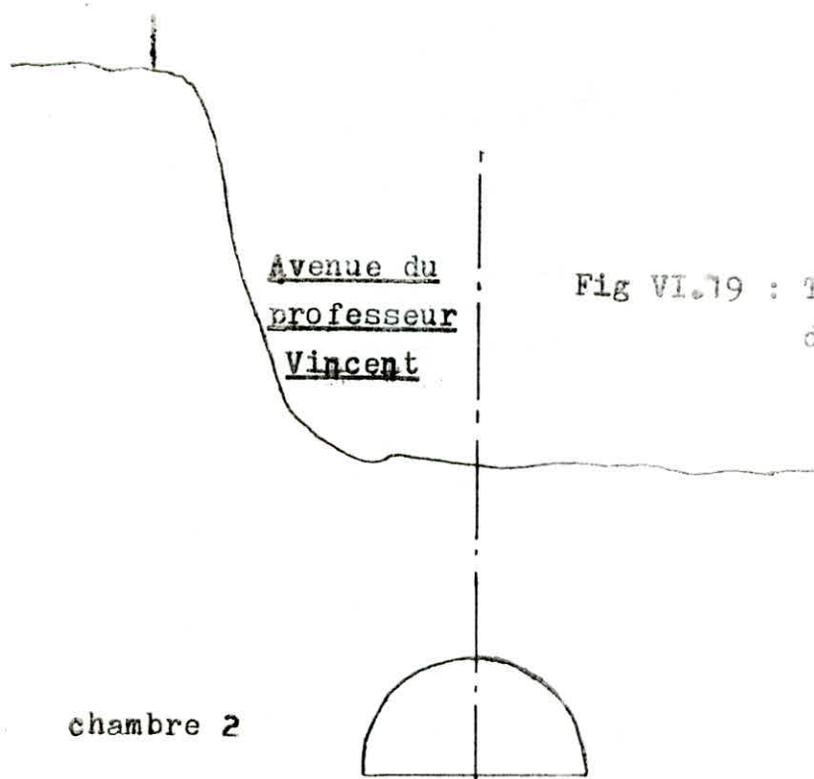


Fig VI.79 : Topographie au dessus de la chambre 2

Conclusion

Le choix préliminaire des modes d'exécution n'a pas été remis en question par le test des deux soutènements (Béton projeté, Cintres lourds).

Tous les résultats d'essais confirment que la NMA présente une grande supériorité sur la méthode traditionnelle et ceci sur tous les plans (technologique et économique).

Avec ce soutènement, on obtient des convergences acceptables (7mm : dans les Gneiss, 36mm dans les marnes) et des tassements qui n'échappent pas au contrôle, on en est convaincu.

Maintenant, il s'agira de dimensionner ce soutènement, qui ne sera ajusté aux conditions réelles du terrain que lors des travaux.

On peut dès à présent étudier, puis comparer le comportement de plusieurs types possibles de soutènements. Si l'on fait varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres légers). On peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts correspondants à chaque mode de cette NMA.

Un contrôle continu en vue de l'adaptation du projet au site mené dans le but :

- de vérifier l'efficacité du soutènement optimal en s'assurant de la tendance à l'équilibre.
- de prévenir les désordres en modifiant le dispositif dans le cas où cette tendance n'est pas assurée.
- d'analyser l'incidence de toute modification dans la nature du terrain, sur le type de soutènement, ou la méthode d'exécution.

- de surveiller, le cas échéant, l'influence des travaux sur l'environnement.

La reconnaissance peut-être aussi sérieuse que l'on veut. On ne connaîtra les conditions réelles du terrain que lors des travaux. Et toutes les études que l'on fait, ne servent qu'à orienter les constructeurs.

Pour le moment, on ne peut qu'avancer que la NMA sera adoptée pour la construction des tunnels du METRO D'ALGER.

Le creusement sera mené manuellement, mécaniquement et à l'explosif dans les proportions respectives de 10%, 65% et 25% des travaux.

Le soutènement sera assuré par une couche de béton d'épaisseur variant de 12 à 18cm, associée à un treillis soudé, à une densité variable de boulonnage et des cintres conlissants espacés de 0,8 à 1,20m noyés dans le béton.

chapitre

7

CHAPITRE VII

REMARQUES - CONCLUSIONS

La campagne de reconnaissance a utilisé tous les moyens possibles pour définir au mieux, les caractéristiques géologiques et géotechniques des terrains concernés par le tunnel.

Controler une campagne de cette envergure n'était pas une affaire aisée pour les jeunes ingénieurs de la D.R.M.A (Direction pour la Réalisation du Metro d'Alger). Pour cela, bien des incompatibilités nous sont apparues dans les résultats.

Concernant les essais de laboratoire, on ne s'explique pas par exemple le nombre d'essais pour les densités (52) devant celui restreint (6) pour les résistances et les modules.

On ne comprend pas aussi certaines divergences dans les résultats de ces mêmes essais. Schistes et Gneiss ne peuvent pas présenter le même comportement mécanique (les Gneiss sont des roches métamorphiques massives, les Schistes des roches métamorphiques schisteuses), contrairement à ce que semblent mener les résultats.

Pour les essais in-situ, bien des résultats ne nous ont pas été communiqués, pour ne pas dire cachés. Des résultats qu'on a entourés du sceau "confidentiel", et qui auraient pu nous aider dans la compréhension de certains phénomènes.

Sur l'exemple du Metro d'Alger, on a essayé de présenter les différentes étapes que doit comporter un avant projet de cette importance. On a analysé chacune de ces étapes, selon la proportion qu'elle occupe dans le projet, en axant particulièrement sur la détermination des modes d'exécution des tunnels.

Il est regrettable que notre expérience dans le domaine ne soit pas grande, on aurait pu aller plus loin dans le traitement des résultats. Cela nous aurait permis d'aborder la phase finale de l'étude : le dimensionnement du soutènement.

Quoiqu'il en soit, et pour pallier à cela, on a pensé à contourner l'obstacle, en rajoutant, sur la demande de Monsieur THIEL, un huitième chapitre à ce projet, chapitre qu'on a intitulé méthode convergence - confinement.

Dans ce chapitre, on a traité un exemple sur la manière

d'aborder le calcul d'un soutènement par la Nouvelle Méthode Autrichienne. On doit cet exemple à Monsieur M. PANET, professeur de mécanique des roches à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.

Ainsi, on pense avoir présenté toute la procédure pour l'étude d'un projet de tunnel : de la phase A.P.S, à celle du dimensionnement qui précède la réalisation.

En faisant le point, on voit qu'on s'était fixé comme but l'étude de la détermination des modes d'exécution d'un tunnel. D'une façon qu'on aurait voulu autre, ce but a été quelque peu atteint.

Malgré toutes les insuffisances, les grandes dispersions et les grandes incompatibilités, tous les résultats "votent pour" la Nouvelle Méthode Autrichienne.

Quoiqu'on dise, cette méthode est une révolution pour la construction des tunnels. Elle préconise les moyens de creusement les moins perturbants pour le terrain (machine à attaque ponctuelle, explosifs pour les points extrêmement durs avec prédecoupage soigné ou adoption d'un phasage qui limite les déformations à défaut de prédecoupage). La NMA offre toutes les garanties : cadences d'avancement intéressantes, non encombrement du chantier, économies substantielles sur le creusement et le soutènement.

Enfin, on tient à faire remarquer au lecteur que le manque de documentation, voire même absence de la documentation nous a énormément handicapés, que le travail qu'il a devant lui est le fruit "net" d'une longue réflexion, qu'il a fallu interrompre pour s'occuper de la rédaction du polycopé.

On tient aussi à s'excuser auprès de ce lecteur, pour le caractère "avorté" de certaines conclusions hatives qu'on a été contraints de donner à des phénomènes beaucoup plus complexes qu'on a voulu le montrer.

chapitre

8

CHAPITRE VIII

METHODE CONVERGENCE - CONFINEMENT

VIII.1 - Reflexions sur les méthodes usuelles du calcul du soutènement d'un tunnel

Les diverses méthodes de calcul utilisées en vue du dimensionnement du soutènement et revêtement définitif peuvent être classées en quatre catégories principales.

1.1 - Méthodes des réactions hyperstatiques

Ces méthodes étudient le comportement du soutènement sous l'action de charges extérieures transmises par le terrain encaissant.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Ceci en assimilant le revêtement à un portique, un arc, un coque ou une structure à barres.

1.2 - Méthodes du solide composite

Dans ces méthodes on étudie le comportement de l'ensemble terrain - ouvrage dont on écrit l'équilibre compte tenu des actions sur les frontières.

Ces méthodes font obligatoirement appel à un ordinateur. Les plus connues d'entre ces méthodes sont : Méthode des éléments finis, Méthode des différences finies, Méthode des équivalences.

1.3 - Méthodes des zones plastiques

Elles étudient seulement le comportement du terrain encaissant en assimilant l'action du soutènement à une pression de confinement P_i généralement radiale, uniforme et dont l'intensité est choisie en fonction des critères liés à l'étendue des zones en état de déformation plastique autour de l'excavation.

Ces méthodes permettent en choisissant des valeurs décroissantes de la pression interne, d'étudier plusieurs équilibres successifs correspondant à la décompression des terrains en phase de soutènement provisoire souple et de calculer les déformations correspondantes des parois

1.4 - Méthodes empiriques globales

Les éléments du soutènement sont déterminés sur la base d'expériences antérieures en se servant de quelques paramètres d'identi-

cation (portée non soutenue, durée de stabilité, fracturation du terrain, résistance au cisaillement, contraintes...) à partir desquels ont été établies diverses classifications (LAUFFER, BLINDOW, DON DEERE, BENIAWSKI...).

A chaque catégorie de la classification correspond en principe un type de soutènement déterminé.

VIII.2 - Méthode Convergence - Confinement

La Nouvelle Méthode Autrichienne appelée aussi Méthode Convergence - Confinement trouve sa place dans les méthodes des zones plastiques. A l'opposé des méthodes dites "aux réactions hyperstatiques" qui étudient le comportement du soutènement sous l'action de forces extérieures représentant le terrain, elle étudie le comportement du terrain sous l'effet de pressions de confinement représentant le soutènement.

2.1 - Description de la Méthode

Le problème du comportement du massif encaissant autour de l'ouvrage est ramené à un problème de déformation plane en étudiant, dans une section transversale type, l'influence d'une décroissance continue de la contrainte radiale σ_r , qui s'exerce sur les parois de l'ouvrage depuis la valeur initiale σ_0 de la contrainte jusqu'à zéro. L'annulation de la contrainte radiale correspond à l'état de la paroi après creusement en l'absence de tout soutènement dans un tunnel de longueur infinie. On a pu montrer avec une bonne approximation, que la proximité du front est équivalente (figure VIII.1) du point de vue mécanique, à l'application le long de la paroi d'une pression de soutènement fictive égale à $(1-\lambda)\sigma_0$. L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond à $\lambda=0$. Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne, λ croît progressivement de 0 à 1 ; le déplacement radial des parois du tunnel U_r croît également : il y'a convergence.

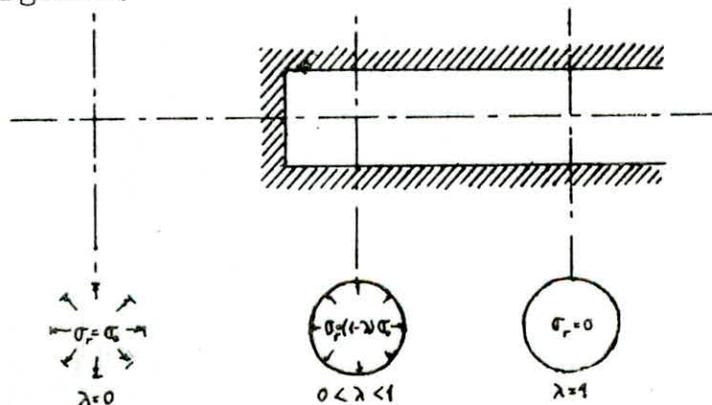


Fig VIII.1 : Pression de soutènement fictive au voisinage du front de taille

La courbe qui lie σ_r et U_r , représentée en (b) de la figure VIII.2 caractérise le comportement du terrain. C'est la courbe caractéristique du terrain (ou courbe de convergence) en un point de la paroi du tunnel. Son allure dépend de la loi de comportement du terrain, de la forme de la section du tunnel et de l'état initial des contraintes.

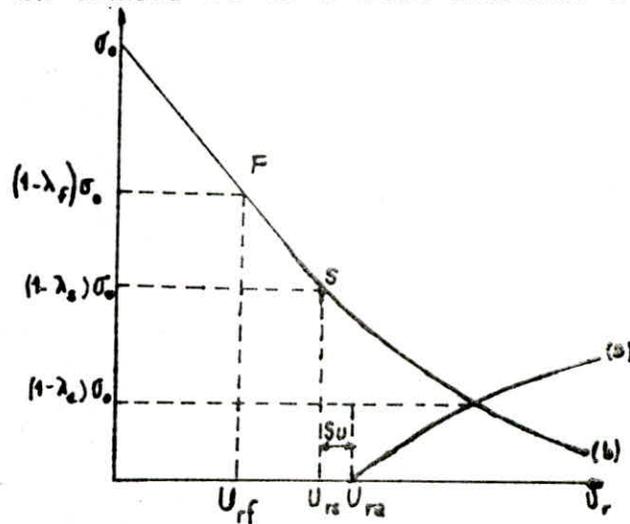


Fig VIII.2 : Courbes caractéristiques
(a) du soutènement
(b) du terrain

Sur cette courbe, on peut distinguer plusieurs points remarquables qui correspondent aux phases successives de la progression du creusement et de la mise en place du soutènement :

- Le point F (de coordonnées U_{rf} et $(1 - \lambda_f)\sigma_0$) représente l'état de déformation de la section lorsque le front d'attaque la traverse.

- Le point S (de coordonnées U_{rs} et $(1 - \lambda_s)\sigma_0$) représente l'état de déformation de la section lorsque le soutènement est mis en place (à une distance d en arrière du front).

On a évidemment $U_{rs} \gg U_{rf}$.

Si on met en place le soutènement, il s'oppose à la convergence qui se produit postérieurement à sa mise en place.

Le comportement du soutènement est lui même défini, à l'emplacement considéré du profil en travers, par la courbe (a) de la figure VIII.2 représentant la pression de confinement qu'il exerce en fonction du déplacement radial qu'il subit. C'est la courbe caractéristique du soutènement (ou courbe de confinement) en ce point.

L'allure de la courbe dépend évidemment des caractéristiques mécaniques et géométriques des structures constituant le soutènement (section, inertie, module et limite d'élasticité, comportement au delà de la limite élastique, résistance ultime).

Le tracé de la courbe suppose également que l'on sache positionner son point d'ordonnée nulle c'est à dire que l'on sache la part de convergence Ura qui s'est produite dans la section considérée au moment où soutènement commence à se mettre en charge.

Cette part de convergence peut être égale à Urs, mais suivant le type de soutènement, il peut y avoir lieu de tenir compte d'un interstice de pose s_u qui est la déformation radiale complémentaire pour intéresser effectivement le soutènement. C'est, dans le cas de cintres, la somme moyenne des vides mesurés radialement entre l'extrados du cintre et le terrain. La valeur de s_u dépend du type de soutènement, du soin avec lequel a été réalisé le bourrage et du taux de compressibilité du matériau de bourrage.

Dans le cas général : $Ura = Urs + s_u$

Pour déterminer Urf et Urs il est nécessaire de connaître la variation du taux de deconfinement λ en fonction de la distance du front par rapport à la section étudiée.

L'intersection des deux courbes caractéristiques (a) et (b) ainsi définies donne les paramètres de l'équilibre final à une distance suffisante du front pour que son influence soit nulle, mais compte non tenu de l'effet du temps. Ces paramètres sont : la pression maximale de confinement supporté par le soutènement à l'équilibre et la convergence totale correspondante.

L'analyse qui précède montre que les trois étapes essentielles de la construction des courbes caractéristiques pour l'application de la méthode convergence - confinement sont les suivantes :

- tracé de la courbe caractéristique du terrain
- étude de l'influence de la proximité du front pour connaître la position relative des deux courbes
- tracé de la courbe caractéristique du soutènement.

Moyennant certaines hypothèses restrictives Monsieur M. PANET a proposé des solutions analytiques relativement simples pour l'utilisation de la méthode convergence - confinement.

2.2 - Traitement d'un exemple par la Méthode Convergence - Confinement.

Un tunnel de section circulaire de 10 m d'ouverture doit être creusé dans des matériaux marneux à 60 m de profondeur.

Les données géotechniques sont les suivantes :

Les marnes sont supposées homogènes et isotropes ; elles ont

un module d'Young à court terme égal à 1250 MPa et le coefficient de Poisson est pris égal à 0,25. Les caractéristiques de résistance maximale et résiduelle sont respectivement :

	Resistance maximale	Resistance résiduelle
Resistance en compression simple (MPa)	1,8	0
Angle de frottement interne (degré)	30	20

Les contraintes naturelles sont supposées hydrostatiques et égales à 1,5 MPa. ($\bar{\sigma}_0 = \gamma h = 25 \times 60 = 1500 \text{ kPa}$)

Questions :

1 - Donner la distribution des contraintes radiales et tangentielles au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la paroi de la galerie, lorsque le soutènement exerce une pression radiale $\bar{\sigma}_r = 0,1 \text{ MPa}$.

On suppose successivement que le comportement des marnes est :

- a) - élastique
- b) - élasto-plastique avec un critère de plasticité correspondant aux caractéristiques de résistance max
- c) - élasto-plastique avec un critère de plasticité correspondant aux caractéristiques de résistance résiduelle. (on suppose que la dilatance des terrains est nulle)

2 - Donner la courbe de convergence des terrains derrière le front de taille en fonction de $\bar{\sigma}_r/\bar{\sigma}_0$ en admettant que le tiers de la déformation élastique s'est produit avant le passage du front de taille et que les masses ont un comportement élasto-fragile.

Etablir également en fonction de la convergence la variation de la zone décomprimée.

3 - Avec les mêmes hypothèses que dans la question précédente, étudier les sollicitations d'un soutènement en béton projeté de 12,5 cm d'épaisseur. On suppose que dans son jeune âge, le béton projeté a un module de 10 000 MPa. On admet qu'un soutènement en béton projeté devient actif à une distance du front de taille telle que la moitié des déformations élastiques se sont produites.

Solution

1 - Distribution des contraintes

a) - Comportement élastique

contraintes naturelles : $\sigma_0 = 1,5 \text{ MPa}$

pression de soutènement : $\sigma_r = p_s = 0,1 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} \sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{r^2}{\rho^2}\right) + p_s \frac{r^2}{\rho^2} = \sigma_0 - (\sigma_0 - p_s) \frac{r^2}{\rho^2} \\ \sigma_\theta = \sigma_0 \left(1 + \frac{r^2}{\rho^2}\right) - p_s \frac{r^2}{\rho^2} = \sigma_0 + (\sigma_0 - p_s) \frac{r^2}{\rho^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\sigma_r}{\sigma_0} = 1 - 0,93 \frac{r^2}{\rho^2} \\ \frac{\sigma_\theta}{\sigma_0} = 1 + 0,93 \frac{r^2}{\rho^2} \end{cases}$$

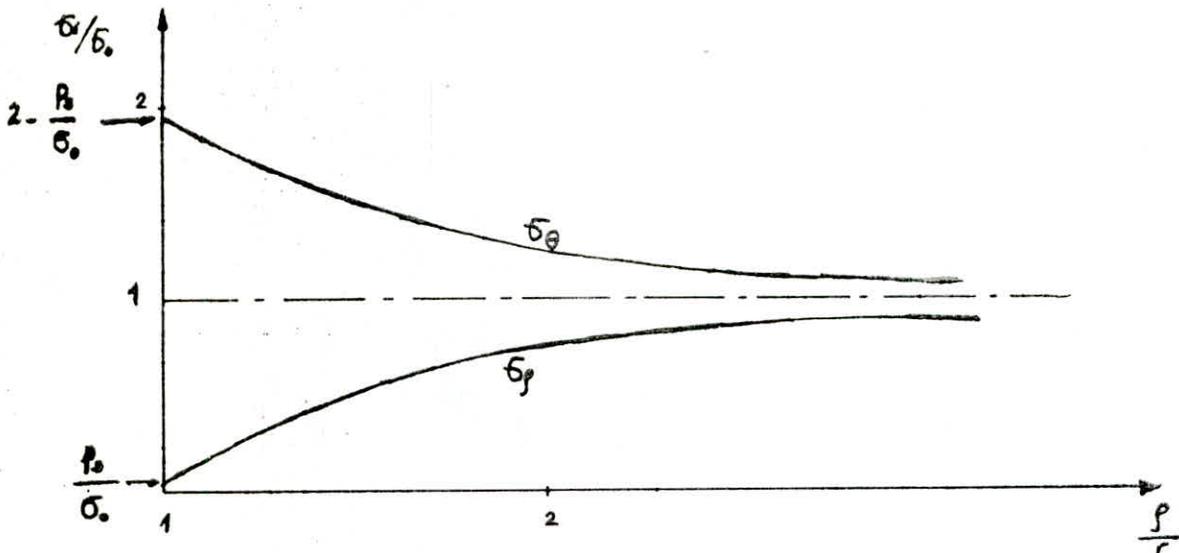


Fig VIII.3 : Distribution des contraintes comportement élastique

L'existence d'une pression de soutènement ne modifie pas tellement la distribution des contraintes autour de la cavité dans un comportement élastique.

b) - Comportement élasto-plastique avec critère de résistance maximale.

Le critère de résistance maximale s'écrit :

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + \sigma_c$$

$$\text{où } K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

σ_c : résistance à la compression simple

$$\sigma_c = 1,8 \text{ MPa} ; \varphi = 30^\circ \quad \text{d'où } K_p = 3$$

La résistance à la compression simple est inférieure à $2\sigma_0$, ($\sigma_0 = 1,5 \text{ MPa}$; $\sigma_c = 1,8 \text{ MPa}$), en l'absence de soutènement apparaît une zone plastique.

Dans notre cas, il y'a soutènement, et il exerce une pression de $0,1 \text{ MPa}$; seulement $2\sigma_0 - p_s$ reste encore supérieure à σ_c , il y'a donc encore apparition d'une zone plastique malgré le soutènement.

Le champ des contraintes dans cette zone plastique sera déterminé à partir de l'équation d'équilibre suivante :

$$\rho \frac{d\sigma_\rho}{d\rho} = \sigma_\theta - \sigma_\rho$$

soit en tenant compte du critère de plasticité :

$$\rho \frac{d\sigma_\rho}{d\rho} = (K_p - 1) \sigma_\rho + \sigma_c$$

et en tenant compte des conditions aux limites

$$\begin{cases} \sigma_\rho = \frac{\sigma_c}{K_p - 1} \left[\left(\frac{\rho}{r} \right)^{K_p - 1} - 1 \right] + p_s \left(\frac{\rho}{r} \right)^{K_p - 1} \\ \sigma_\theta = \frac{\sigma_c}{K_p - 1} \left[K_p \left(\frac{\rho}{r} \right)^{K_p - 1} - 1 \right] + p_s K_p \left(\frac{\rho}{r} \right)^{K_p - 1} \end{cases}$$

pour $r \leq \rho \leq r_d$, r_d étant le rayon de la zone décompressée avec

$$\frac{r_d}{r} = \left[\frac{2}{K_p + 1} \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + \sigma_c}{(K_p - 1)\sigma_s + \sigma_c} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad \text{d'où } r_d = 1,1r \quad \text{et}$$

$$\text{pour } \rho = r_d \quad \begin{cases} \sigma_\rho = (1 - \lambda_e) \sigma_0 \\ \sigma_\theta = (1 + \lambda_e) \sigma_0 \end{cases} ; \quad \lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right)$$

on trouve $\lambda_e = 0,8$

$$\text{Pour } r \leq \rho \leq r_d \quad \begin{cases} \sigma_\rho = \left(\frac{\rho}{r} \right)^2 - 0,9 \\ \sigma_\theta = 3 \left(\frac{\rho}{r} \right)^2 - 0,9 \end{cases}$$

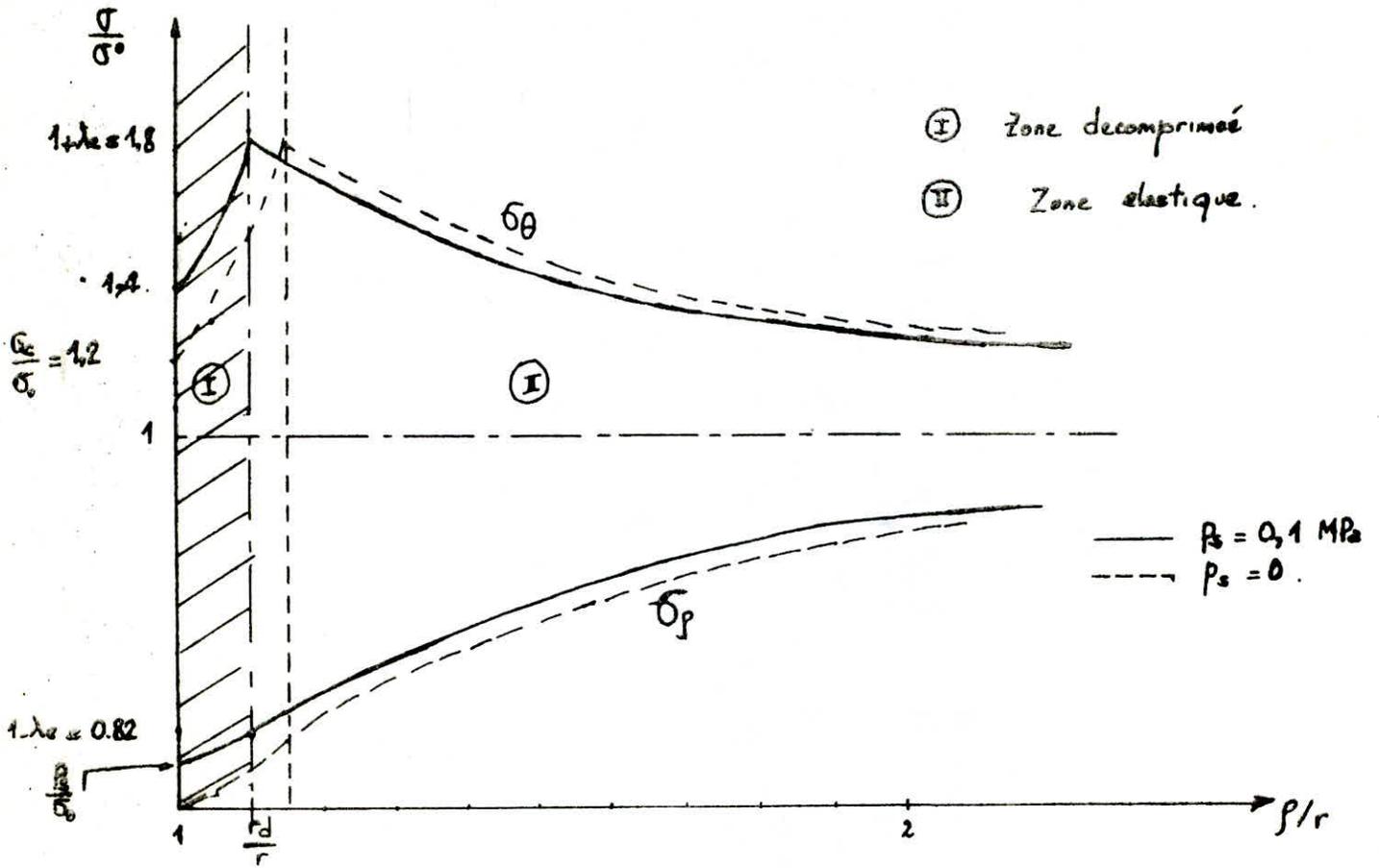


Fig VIII.4 : Distribution des contraintes
comportement élasto-plastique
(résistance maximale)

c) - Comportement élasto-plastique avec un critère de résistance résiduelle

Le critère de résistance résiduelle s'écrit :

$$\sigma_1 = K_p^r \sigma_3$$

$$\text{où } K_p^r = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi^r}{2}\right) \quad \text{pour } \varphi_r = 20^\circ$$

$$K_p^r = 2.$$

Le champ des contraintes est toujours déterminé par l'équation d'équilibre

$$\int \frac{d\sigma_r}{dr} = \sigma_\theta - \sigma_r \quad \text{soit} \quad \int \frac{d\sigma_r}{dr} = (K_p^r - 1) \sigma_r$$

$$\text{pour } K_p^r = 2 \quad \int \frac{d\sigma_r}{dr} = \sigma_r$$

d'où

$$\sigma_r = p_s \frac{r}{r_d}$$

$$\sigma_\theta = 2 p_s \frac{r}{r_d}$$

r_d est le rayon de la limite entre la zone plastique et la zone élastique

$$\text{pour } r = r_d \text{ nous avons : } \begin{cases} \sigma_r = (1 - \lambda_e^r) \sigma_0 \\ \sigma_\theta = (1 + \lambda_e^r) \sigma_0 \end{cases} \quad \text{où } \lambda_e^r = \frac{K_p^r - 1}{K_p^r + 1} = \frac{1}{3}$$

la continuité de σ_r pour $r = r_d$ donne

$$p_s \frac{r_d}{r} = (1 - \lambda_e^r) \sigma_0$$

d'où

$$(*) \quad \frac{r_d}{r} = (1 - \lambda_e^r) \frac{\sigma_0}{p_s} \quad \text{avec } \lambda_e^r = \frac{1}{3}; \quad \sigma_0 = 1,5 \text{ MPa}; \quad p_s = 0,1$$

$$\text{d'où } \frac{r_d}{r} = \frac{2}{3} \times 15 = 10$$

On remarque qu'il n'y a pas de stabilité sans soutènement, en regardant la relation (*) on voit que si p_s tend vers une valeur nulle, le rayon de la zone plastique r_d tend vers une valeur infinie (le rayon de la zone plastique est inversement proportionnel à p_s).

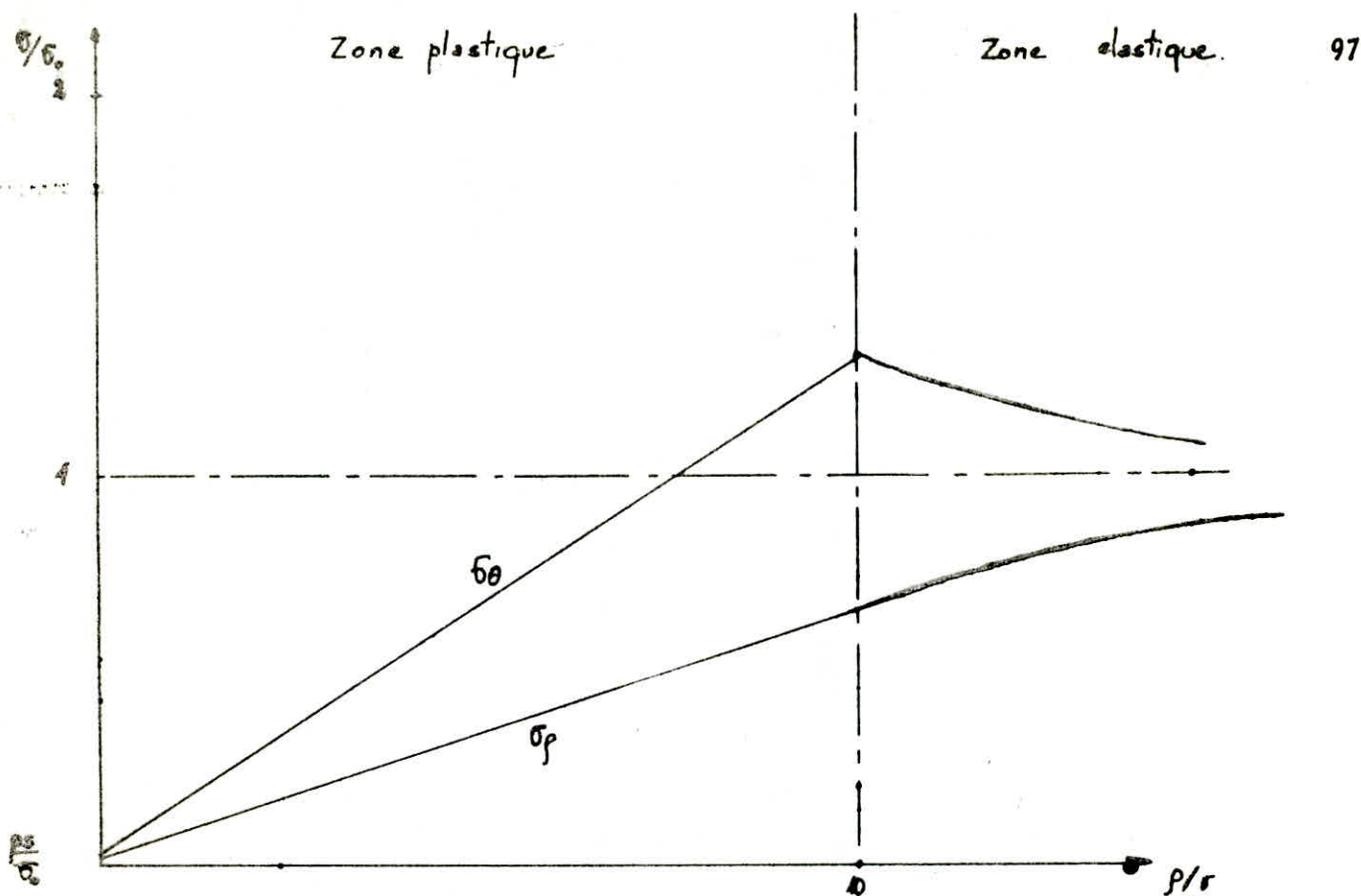


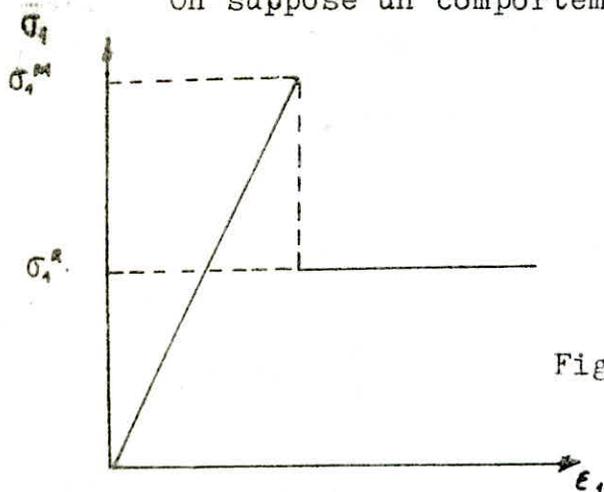
Fig VIII.5 : Distribution des contraintes comportement élasto-plastique (résistance résiduelle)

2 - Courbe de convergence

Etablir la courbe de convergence des terrains derrière le front de taille revient à rechercher les variations de $\frac{U_r}{r} = f\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0}\right)$

$$\frac{\sigma_r}{\sigma_0} = 1 - \lambda$$

On suppose un comportement élasto-fragile



où σ_1^M et σ_1^R s'écrivent :

$$\sigma_1^M = K_p \sigma_3 + \sigma_c$$

$$\sigma_1^R = K_p' \sigma_3$$

Fig VIII.6 : Courbe effort - déformation comportement élasto-fragile

Dans la zone plastique on a les mêmes équations que dans 1.c, en remplaçant p_s pression du soutènement par $(1 - \lambda)\sigma_0$ pression de soutènement fictive. D'où :

$$\begin{cases} \frac{\sigma_r}{\sigma_0} = (1 - \lambda) \frac{p}{\lambda} \\ \frac{\sigma_\theta}{\sigma_0} = 2(1 - \lambda) \frac{p}{\lambda} \end{cases}$$

A la frontière de la zone plastique et de la zone élastique, il y a continuité de la contrainte radiale mais discontinuité de la contrainte tangentielle.

pour $\rho = r_d$

$$\begin{cases} \sigma_r^- = \sigma_r^+ \\ \sigma_\theta^- = K_p^r \sigma_r^+ \\ \sigma_\theta^+ = K_p \sigma_r^+ + \sigma_c \end{cases}$$

pour $\rho = r_d$ encore

$$\sigma_r = (1 - \lambda_e) \sigma_0$$

$$\sigma_\theta^- = K_p^r (1 - \lambda_e) \sigma_0 \quad \text{où} \quad \lambda_e = \frac{1}{K_p - 1} \left(K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right)$$

$$\sigma_\theta^+ = (1 + \lambda_e) \sigma_0$$

$$\frac{\sigma_r}{\sigma_0} = (1 - \lambda) \frac{r_d}{r} = 1 - \lambda_e \quad \text{soit} \quad \frac{r_d}{r} = \frac{1 - \lambda_e}{1 - \lambda}$$

L'équation de compatibilité des déformations s'écrit :

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{d\rho} = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta}{\rho}$$

Si on admet que la déformation plastique se fait à volume constant, on a pour $r \leq \rho \leq r_d$

$$\varepsilon_\theta + \varepsilon_r = 0 \quad \text{d'où} \quad \frac{d\varepsilon_\theta}{\varepsilon_\theta} = - \frac{2 d\rho}{\rho}$$

$$\text{soit} \quad \varepsilon_\theta = \frac{K}{\rho^2} \quad \text{d'où} \quad \mu_\rho = \frac{K}{\rho}$$

$$\text{Or pour } \rho = r_d; \quad \mu_\rho = \frac{K}{r_d} = \frac{1}{2G} \cdot \lambda_e \sigma_0 \cdot \mu_d$$

$$\text{d'où} \quad K = \frac{1}{2G} \lambda_e \sigma_0 r_d^2$$

$$\text{pour } \rho = r \quad \frac{U_r}{r} = \frac{1}{2G} \lambda_e \sigma_0 \left(\frac{r_d}{r} \right)^2$$

$$\text{d'où} \quad U_r = \frac{\sigma_0 \lambda_e (1 - \lambda_e)^2}{2G (1 - \lambda)^2} \cdot r$$

$$\text{Or} \quad 2G = \frac{E}{1 + \nu} = 1000 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \lambda_e = 0,8$$

$$\text{d'où} \quad \frac{U_r}{r} \times 10^3 = 4,8 \cdot 10^{-2} \frac{1}{(1 - \lambda)^2} \quad \text{pour } \lambda > \lambda_e$$

$$\text{d'où} \quad \begin{array}{ll} \text{si} & 0 < \lambda < \lambda_e & 10^3 \frac{U_r}{r} = \lambda \times 1,5 \\ & \lambda_e < \lambda < 1 & 10^3 \frac{U_r}{r} = \frac{4,8 \cdot 10^{-2}}{(1 - \lambda)^2} \end{array}$$

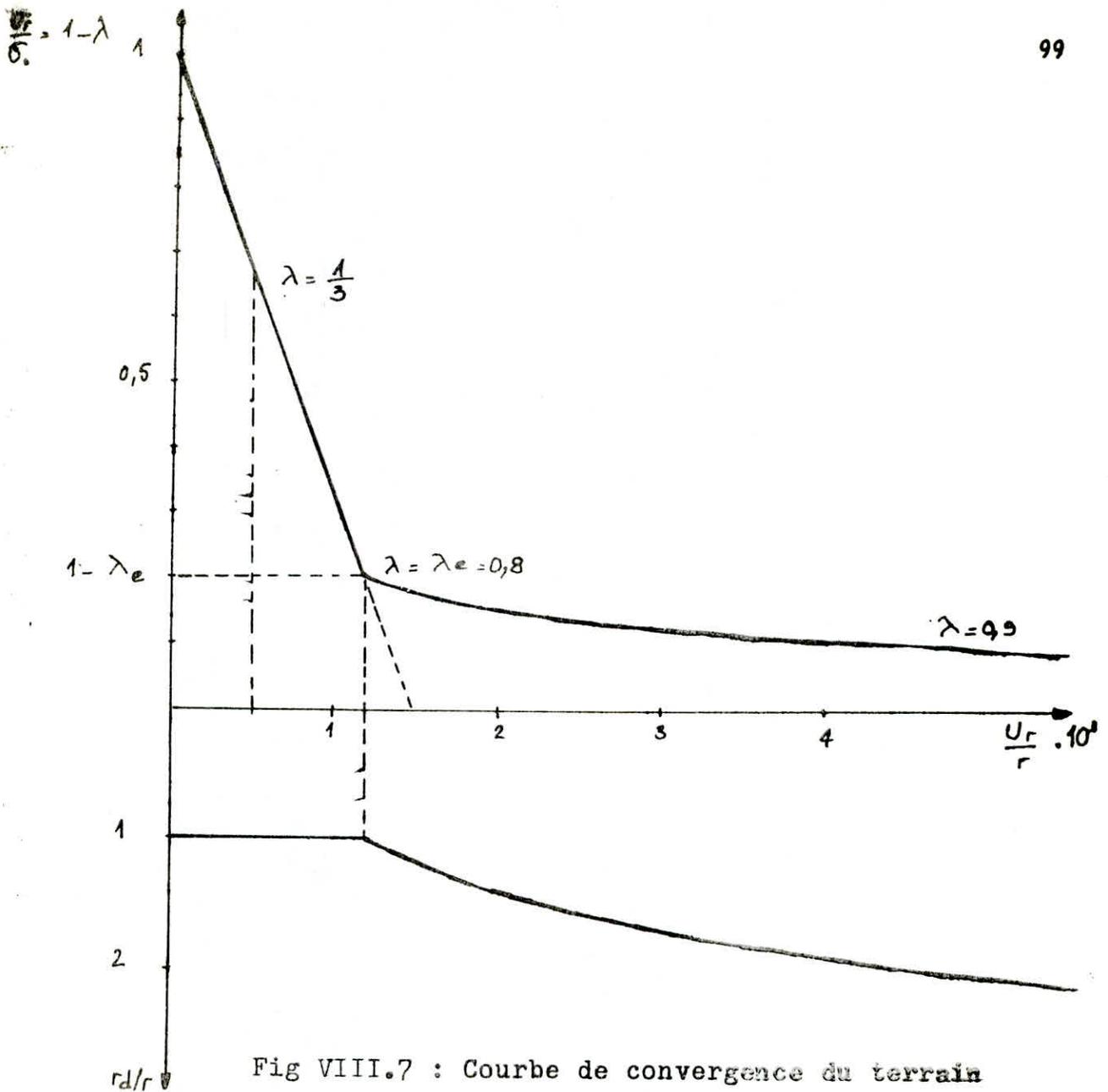


Fig VIII.7 : Courbe de convergence du terrain

Remarque :

Dans notre cas, il n'ya pas de stabilité possible sans soutènement (quand λ tend vers 1 ; r_d tend vers une valeur infinie et $\frac{U_r}{r}$ tend vers une valeur infinie aussi)

3 - Sollicitations d'un soutènement en béton projeté

Le module de raideur de l'anneau en béton projeté est calculé comme un anneau mince d'épaisseur $e = 12,5$ cm.

En supposant que l'on reste dans le domaine élastique du béton

$$p_s = K_s \frac{U_r}{r} \quad \text{où } K_s \text{ est la raideur du revêtement en béton}$$

dont la formule simplifiée est donnée par la relation : $K_s = E_b \frac{e}{r}$

$$K_s = 10.000 \frac{12,5}{500} = 250 \text{ MPa}$$

On suppose que l'anneau de béton projeté devient effectivement actif pour $\lambda_d = 0,5$. On détermine la pression de soutènement à court terme, résultant de l'avancement du front de taille graphiquement

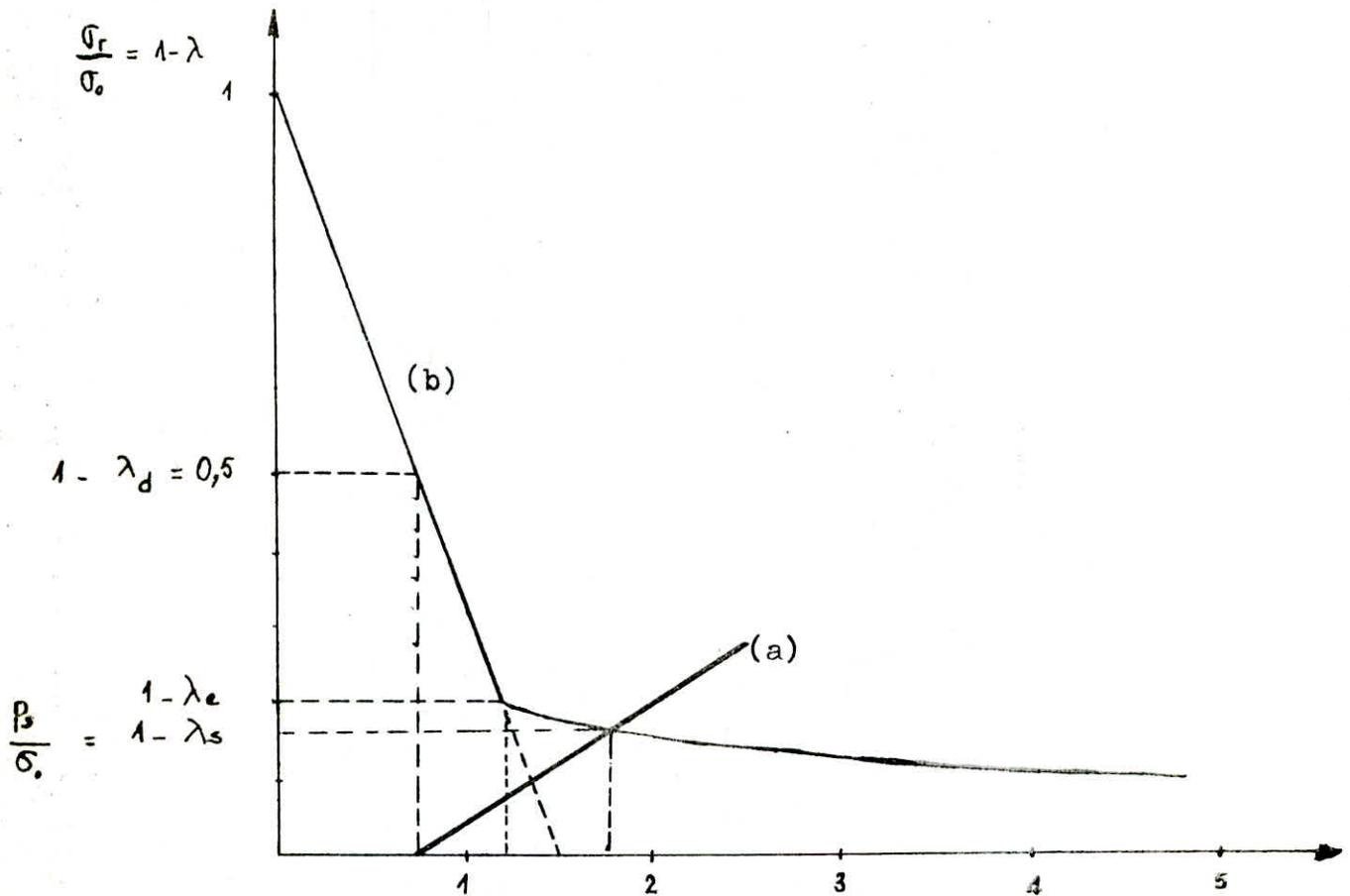


Fig VIII.8 : Courbes caractéristiques
 (a) du soutènement (béton projeté $e = 12,5$ cm)
 (b) du terrain (marnes)

A l'équilibre :

$$p_s = 0,16 \sigma_o \text{ soit } p_s = 0,24 \text{ MPa (avec } r_d = 1,25r)$$

La contrainte de compression dans l'anneau est

$$\sigma = p_s \times \frac{r}{e} = 0,24 \times \frac{500}{12,5} = 9,6 \text{ MPa.}$$

B I B L I O G R A P H I E

- 1 - Antoine P ; Fabre D ;
"Geologie appliquee au Genie Civil"
MASSON (Paris 1980)
- 2 - A F T E S (Association Française des Travaux ~~En~~ Souterrain)
Groupe de travail n° 7 ; P. Gesta (Animateur du groupe)
"Texte des recommandations relatives au choix d'un type de
soutenement en galerie"
Edition SE PALY Decines 1980
- 3-- Duffaut P
"Stabilité des cavités souterraines" trouvé dans Filial G
"La pratique des sols et fondations"
Edition Moniteur 1981
- 4 - Gesta P
"Importance économique du choix optimal du soutienement et
revêtement"
Revue AFTES
- 5 - Gesta P
"Recommandations relatives à l'emploi de la methode Convergence-
Confinement pour la prévision et l'analyse du comportement du
soutenement ou revêtement"
Revue inédite (1983)
- 6 - I. Hirano
"Ground behavior measurements during thin overburden soil tunnel
excavation"
Preprints of the international symposuim (Zurich, 5-8 Sept 1983)
- 7 - C.Louis
"Construction de tunnels par la nouvelle méthode autrichienne"
Extrait de la "Revue de l'Industrie Minérale" N° spécial 1972
- 8 - M. Panet
"La stabilité des ouvrages souterrains soutienement et revêtement"
Rapport de recherche N° 28 (Septembre 1973)
- 9 - M. Panet ; A. Guenot
"Analysis of convergence behind the face of the tunnel"
Symposuim International de Brighton 1982
- 10 - S.N.T.F
Quelques resultats bruts des essais.

annexes

ANNEXES

I ESSAIS EN LABORATOIRE.

A. Essais de Mécanique des sols.

Tout projet de construction quelque soit son importance, nécessite une parfaite connaissance du sol de fondation. Quels sont alors les renseignements qu'il est nécessaire de recueillir, et les essais qu'il convient de faire pour assurer une bonne description de ce sol d'une part, et cerner ses caractéristiques physiques et mécaniques d'autre part ?

Comme leur nom l'indique, les essais d'identification permettent d'affiner cette description. En effet, les mesures de la teneur en eau et des différentes densités, reflètent l'état du sol dans lequel a été prélevé l'échantillon. Quant aux caractéristiques mécaniques, elles nous sont données par les différents essais classiques - Compression simple, mesures à l'oedomètre essai triaxial et cisaillement rectiligne.

Les résultats de ces essais rentrent dans le calcul de prédimensionnement des ouvrages.

Ces essais ne seront pas décrits dans les présentes annexes, il appartiendra au lecteur de consulter le document officiel du LCPC.

B. Essais de mécanique des roches.

Les principales caractéristiques définissant l'aptitude de la roche à être pénétrée et détruite par un outil sont :

1- Sa résistance intrinsèque

ou ses qualités mécaniques, qui déterminent l'énergie que la machine devra transmettre à l'outil pour remplir son rôle.

2- Son abrasivité.

correspond à l'agressivité de la roche vis à vis de l'outil, elle modifie la géométrie de ce dernier et conditionne ainsi l'efficacité, le rendement de l'attaque, et le taux de remplacement des outils.

3- Ses discontinuités.

Elles jouent un grand rôle dans le comportement mécanique de la roche et par là dans le processus de rupture de celle-ci sous l'action conjuguée des outils. Peuvent ainsi conditionner le dessin de la tête de forage.

1- Mesures de Résistance.

1.1. Compression uniaxiale

- Principe.

Cet essai consiste à charger un échantillon de roche jusqu'à rupture.

- Mode Opérateur.

Après préparation, les éprouvettes sont séchées à 105° environ en étuve ventilée, durant 24 heures, puis stockées, à 20°C dans une atmosphère à 50% d'humidité relative. Ceci pendant 24 à 48 heures précédant les essais.

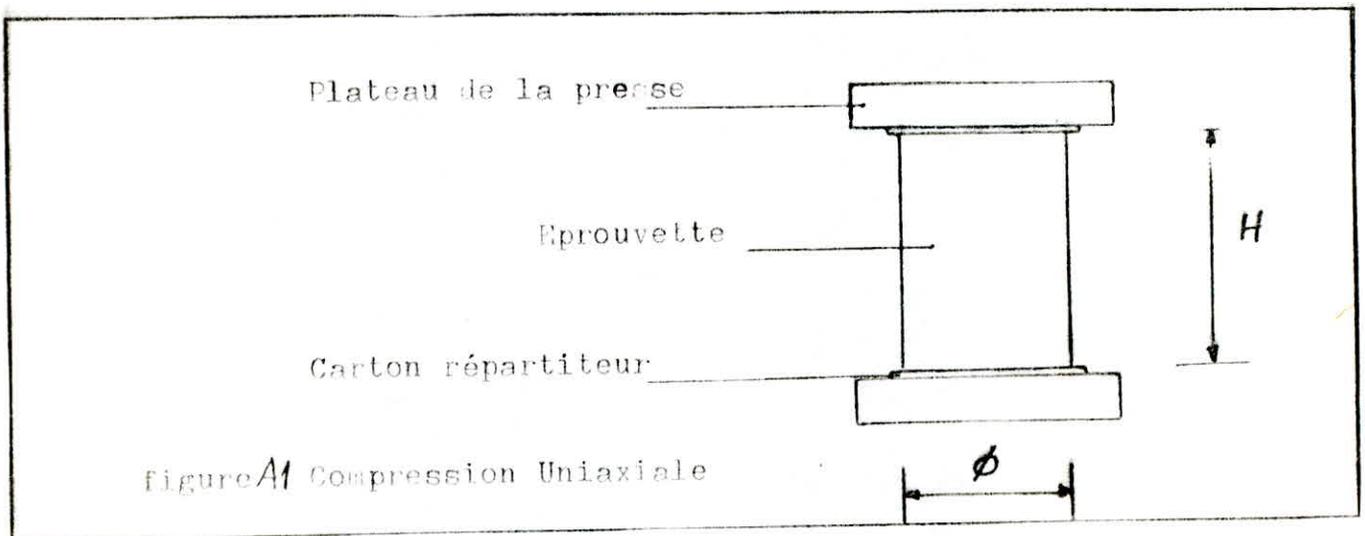
L'essai proprement dit revient à intercaler une éprouvette entre 2 plateaux fixes d'une presse, lui appliquer une charge croissante jusqu'à obtention d'une rupture franche.

- Resultats.

La résistance est le rapport de l'effort occasionnant la rupture à l'aire de la section droite de l'échantillon, elle sera exprimée dans le système international en Pascal (Pa)

Remarque.

Pour un resultat significatif, on procède à cinq essais par échantillon de roche.



1.2. Résistance à la traction.

Essai Bresilien.

- Principe.

Il renseigne sur la résistance de la matrice de la roche sans être trop influencée par les discontinuités. Il consiste à rompre des cylindres de roche en appliquant des contraintes de compression sur 2 génératrices opposées, l'éprouvette se rompt par traction.

- Mode Opérateur.

D'abord, même préparation des éprouvettes que pour la compression uniaxiale. Cet essai commence par interposer entre les plateaux et les génératrices chargées 2 cartons répartiteurs. La vitesse de mise en charge sera de 0,5 à 1b/s.

- Resultats.

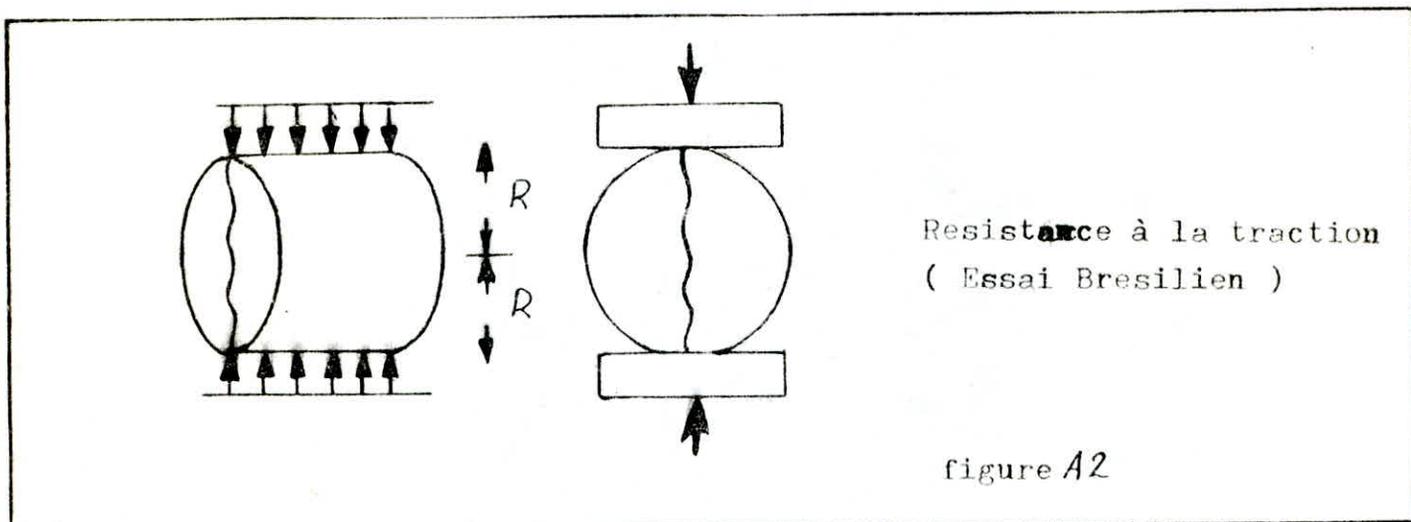
s'expriment par la relation

$$R_{TB} = \frac{P}{\pi R H}$$

dans laquelle :

- . P = la charge de rupture
- . R = $\varnothing/2$ = rayon de l'éprouvette
- . H = hauteur de l'éprouvette

Note: La rupture doit se produire selon un plan diamétral unique.



1.3. Resistance sous charges ponctuelles

Essai Franklin

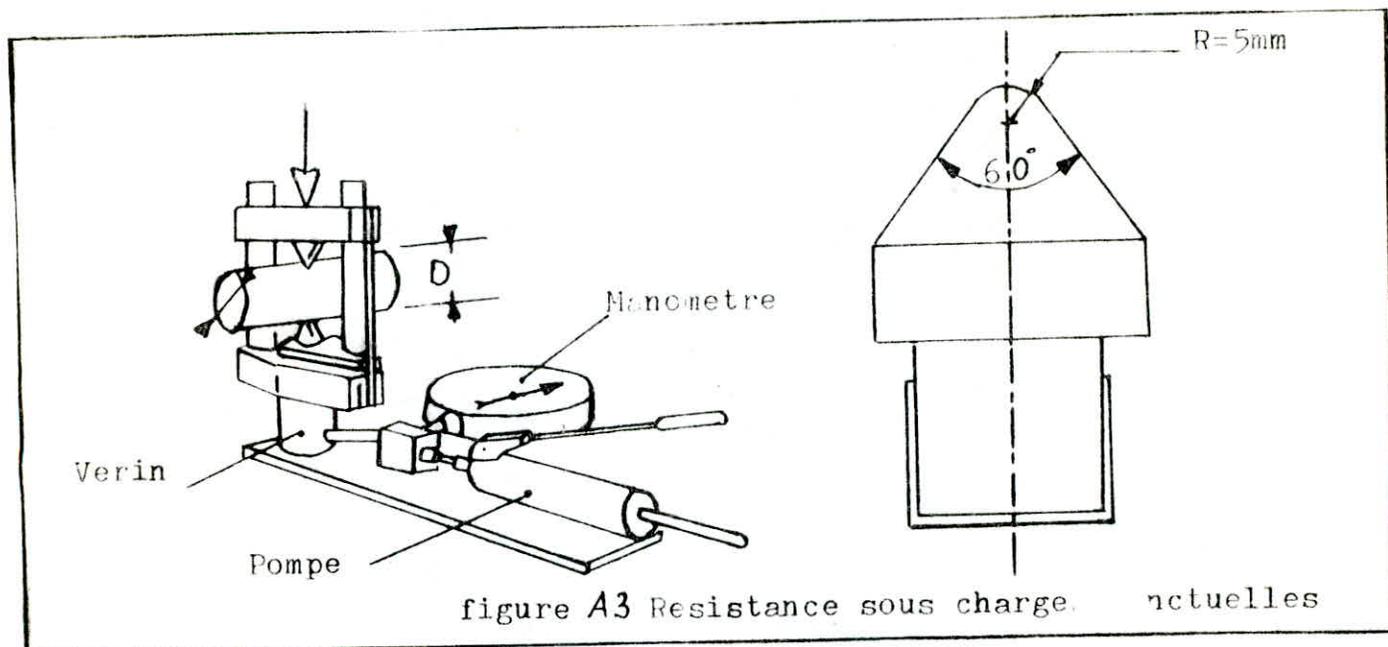
- Principe.

Consiste à rompre des fragments de roches provenant de carottages ou de forme irrégulière, entre 2 pièces coniques à terminaison sphérique.

Mode Opérateur.

. Appareillage.

L'équipement portable consiste en un bati sur verin de 10 tonnes avec pompe à main et manomètre à maxima. Les pièces d'application des charges sont des cônes d'angle au sommet de 60° et dont la pointe est sphérique (R = 5 mm).



- Resultats

L'indice de resistance est donnée par

$$I_s = \frac{P}{S}$$

avec

P = charge de rupture

S = Surface de rupture

On exprime généralement les resultats par la valeur moyenne des I_s sur l'ensemble des essais réalisés. Cette valeur moyenne est toujours accompagnée des valeurs maximum et minimum.

2- Essais d'Abrasivité

L'abrasivité des roches est liée à la presence de minéraux durs et à la cohésion de l'agrégat dans lequel ils sont intégrés.

2.1. Test d'abrasivité CERCHAR

L'échantillon de forme quelconque (de la taille du poing) est placé dans un étau sous un forêt d'acier dur (200Kg/mm^2) soigneusement affute avec une pointe conique à 90° d'angle au sommet. Ce forêt est chargé à 7 Kg. On déplace ensuite horizontalement l'échantillon sur 1 cm : la pointe du forêt frotte sur la surface rocheuse, et, on mesure sous la loupe au micromètre le diamètre du méplat réalisé à la pointe du forêt. Ce diamètre exprimé au 1/10ème de millimètre définit l'abrasivité de la roche exprimée en "pointe d'abrasivité" CERCHAR... Sa valeur varie pratiquement de 1 à 10 ou 15.

On effectue au moins 3 essais par roche.

II ESSAIS IN SITU

A. Essais d'eau.

La présence d'eau représente une gêne dans les chantiers de construction. Elle peut si l'on n'y prend garde, soumettre les ouvrages à des efforts parasites dangereux. "Il importe donc de définir les conditions hydrologiques, par la collecte d'un certain nombre d'informations basées sur des points d'observation naturels. (affleurement des niveaux aquifères, puits, sources, différence de végétation...) ou provoqués (sondages, piézomètres...).

Parmi les essais de laboratoire pouvant renseigner sur les caractéristiques hydrauliques d'un terrain :
L'analyse granulométrique, les mesures de perméabilité.

Les essais in.situ sont :

- Relevés piézométriques
- Essai Lefranc (sols)
- Essai Lugeon (roches).

ils nécessitent des moyens modestes de mise en oeuvre.

- L'essai de pompage met en oeuvre des moyens plus importants.

1- Piézomètres et Relevés piézométriques.

1.1. Définition d'un piézomètre

Un piézomètre est un dispositif qui permet de mesurer la charge hydraulique en un point situé à l'intérieur d'un massif aquifère.

Il est constitué d'une façon générale par un élément perméable (élément de tube crépiné) relié à la surface par un tube rigide (tubulure) et mis en place dans un forage.

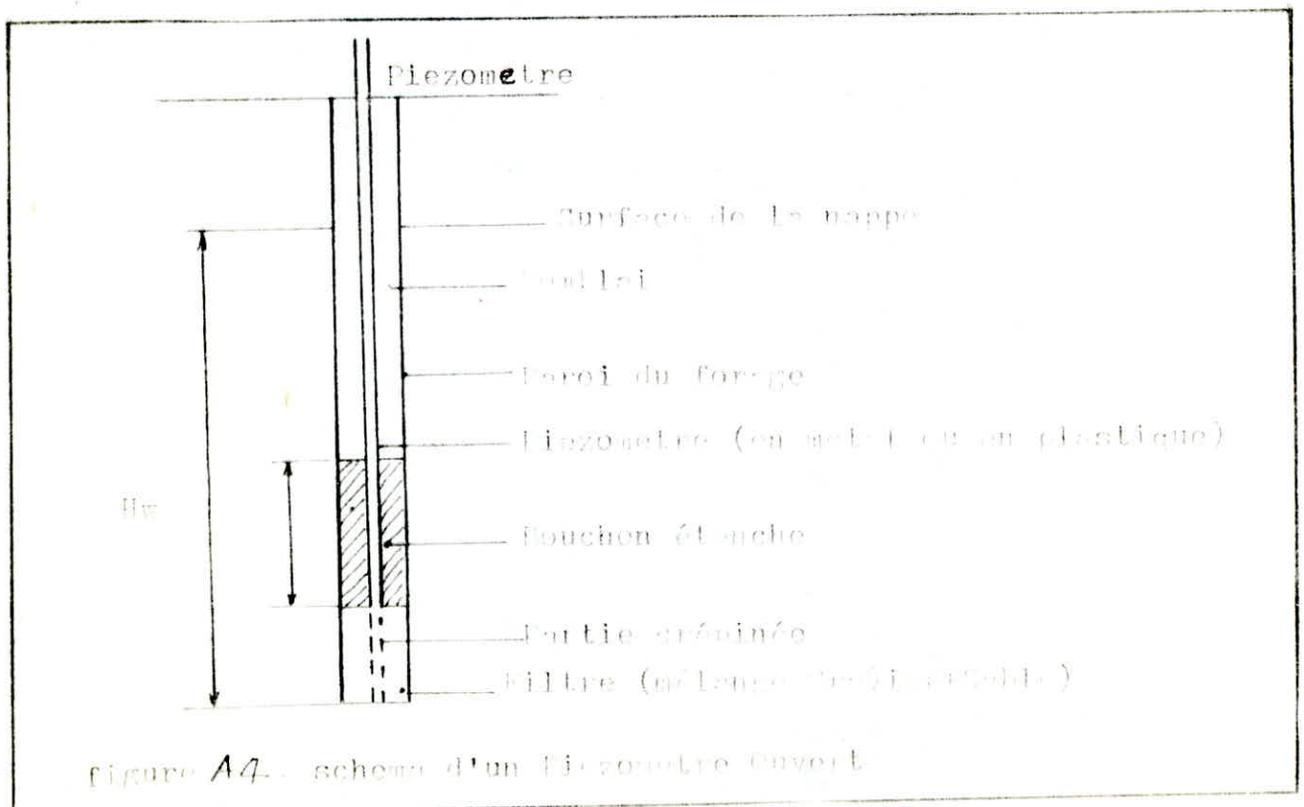


figure A4. schéma d'un piézomètre ouvert

1.2. Fonctionnement.

Sous l'effet de la pression qui règne au niveau de la crepine, l'eau va s'élever dans le tube supérieur. La mesure de cette pression se fait alors soit par repérage du niveau d'eau dans le tube, à l'aide d'une sonde électrique, soit par un dispositif manométrique.

1.3. Temps de réponse d'un prézomètre.

On appelle temps de réponse d'un prézomètre, le temps qui s'écoule entre le moment où survient une variation brutale de la pression interstitielle dans le sol, et le moment où le prézomètre accuse un certain pourcentage de cette variation.

Il dépend de la perméabilité du sol, et du coefficient volumétrique du prézomètre (λ)

$$\lambda = \frac{dV}{dp} \quad : \text{volume d'eau qui entre dans la sonde pour une variation unitaire de la pression du sol.}$$

2- Essai LEFRANC (Sols)

2.1. Principe.

C'est un essai ponctuel, qui consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité souterraine (préalablement réalisée au fond d'un forage et, aménagée de telle sorte que la filtration ne se fasse que par les parois de cette cavité et non pas par celles du forage) et à observer les variations du niveau d'eau qui s'ensuivent.

Un graphique établissant la relation hauteur/Débit, ou hauteur/temps permet de calculer la perméabilité.

2.2. Modes Opératoires.

Selon qu'on a affaire à des sols perméables ou très peu perméables, nous opterons respectivement pour l'essai à niveau constant ou l'essai à niveau variable.

- Essai à niveau constant.

Un débit constant Q_1 est prélevé dans le forage jusqu'à ce que le niveau statique de l'eau se stabilise à une profondeur h_1 . Même opération 4 à 5 fois pour un débit différent à chaque fois.

On trace ainsi un diagramme rabattement/Débit.

- Essai à niveau variable.

Est utilisé pour les sols peu perméables. On prélève un certain volume d'eau dans le forage (en veillant à ne pas créer une différence de charge trop importante qui écarterait les conditions de l'essai du domaine d'application de la loi de DARCY). Le pompage arrêté, on suit la remontée du niveau en fonction du temps et l'on trace la courbe expérimentale donnant le rabattement résiduel en fonction du temps.

2.3. Interprétation des Résultats.

- Essai à niveau constant.

En supposant que les conditions d'application de la loi de DABBY sont réunies, et qu'un régime permanent peut s'établir, le calcul montre que la relation entre le débit Q et la dénivellation h dans les puits s'exprime.

$$Q = KCh$$

K = perméabilité du terrain

C = coefficient dit de poche : fonction de la forme géométrique de la cavité naturelle à travers laquelle l'eau arrive dans le forage.

- Essai à niveau variable.

La formule théorique généralement utilisée.

$$h = h_0 e^{-\frac{KC}{S}(t-t_0)}$$

h, h₀ = rabattements aux temps t et t₀

K = perméabilité

C = coefficient de poche

S = section du forage.

La courbe expérimentale rabattement/temps en coordonnées semi-logarithmiques est une droite de pente $\frac{-KC}{2,3S}$ d'où on détermine la perméabilité.

2,3S

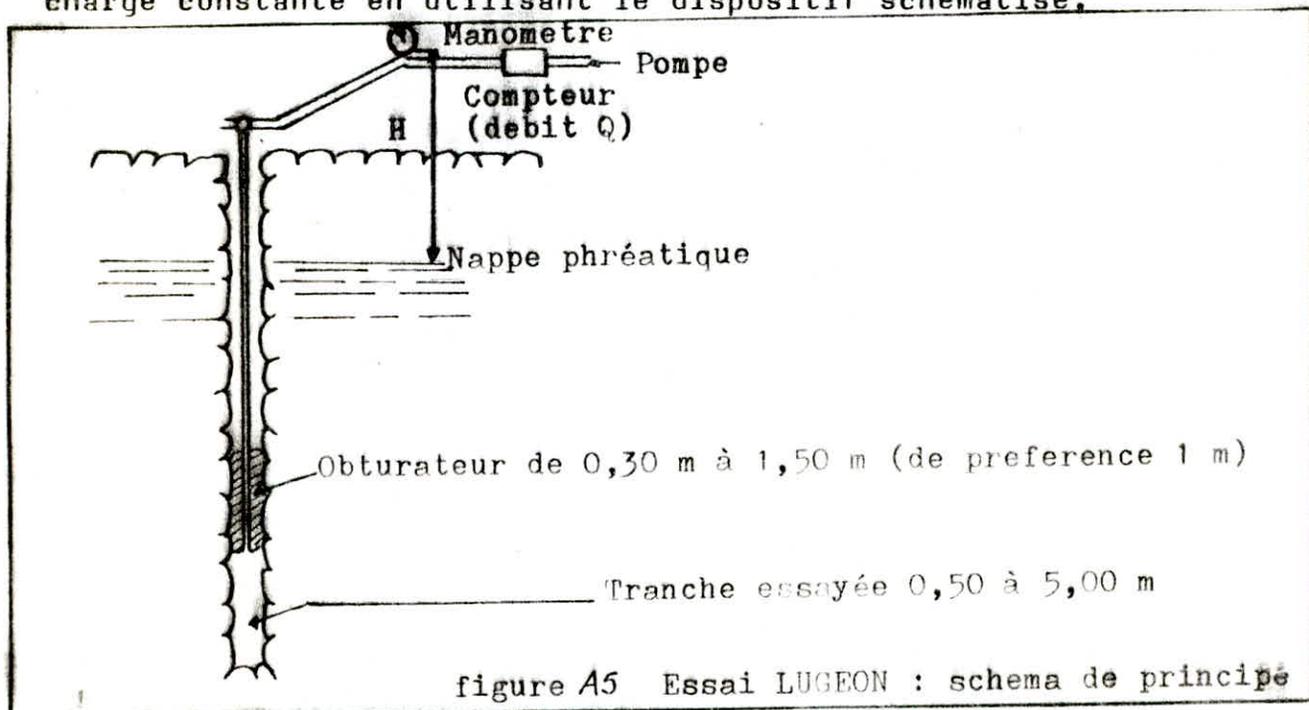
3- Essai LUGEON.

3.1. But de l'essai.

Cet essai permet d'obtenir des renseignements chiffrés sur la possibilité de circulation de l'eau dans les roches et de se faire une idée sur l'état de fissuration de ces roches et des possibilités de colmatage ou de décolmatage des fissures.

3.2. Principe.

Consiste à envoyer dans une tranche de forage de hauteur h , isolée du reste du forage par un obturateur, de l'eau sous charge constante en utilisant le dispositif schématisé.



3.3. Réalisation de l'essai.

Elle se fait à l'avancement d'un forage ou après réalisation complète de ce forage.

3.4. Résultats et Interprétation

On trace les courbes débits-pressions. Le calcul se justifie seulement si l'écoulement est laminaire et le régime permanent. Dans ce cas la courbe (Q, P_e) est linéaire et passe par l'origine et :

$$K = \frac{1}{10.C} \frac{Q}{P} \quad C : \text{Coefficient de poche}$$

- Appréciation de l'état de fissuration.

$$Q = f(e^3) \quad e = \text{épaisseur des fissures}$$

- * Régime laminaire : Grande densité de petites fissures.
- * Régime Turbulent : Petite densité de Grandes fissures.

Note : Si l'on desire préciser le type de fissures existantes on peut procéder à une injection de ciment soigné et noter le tonnage injecté.

ESSAIS DESTINES A DEFINIR LE COMPORTEMENT DU SOUS-SOL.

Introduction.

Le percement d'un tunnel entraine une perturbation dans les contraintes initiales. Cette perturbation se manifeste par des déformations dans le massif encaissant. Ces déformations peuvent progresser dans le temps vers un nouvel état d'équilibre ou vers l'instabilité.

Les descriptions qui vont suivre, concernent des essais destinés à appréhender le comportement réel des terrains. A la lumière de ce comportement seront fixés puis ajustés les modes d'exécution.

1- Mesures de Convergence.

1.1. Définition.

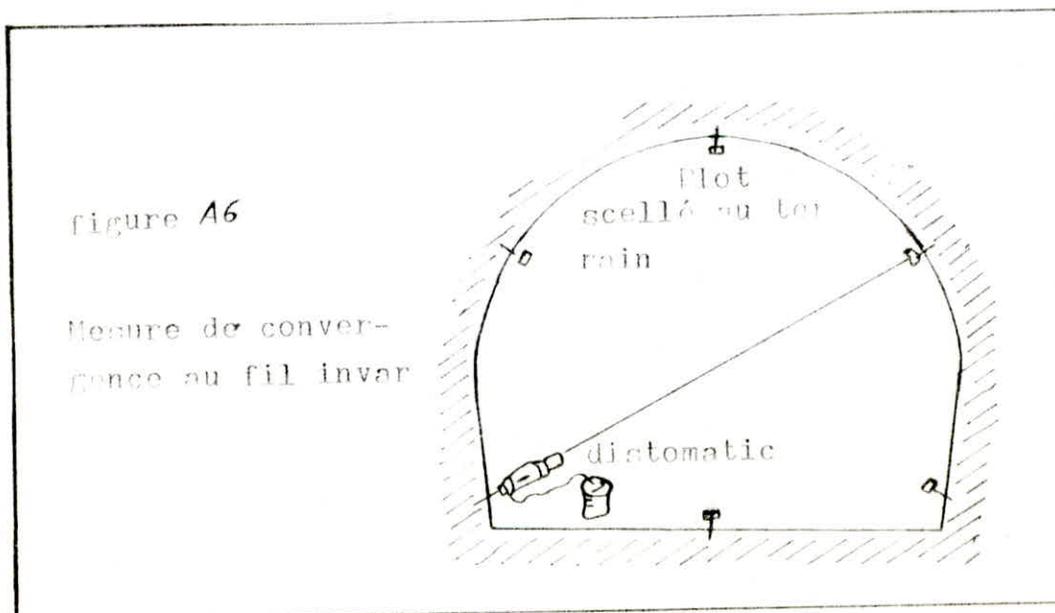
La convergence se définit comme des variations dans la section du tunnel. On met en évidence ces variations par des mesures de convergence.

1.2. Principe des mesures.

On mesure les variations de longueur entre des repères solidaires de la paroi d'excavation, et adhésés d'au moins 30 centimètres dans celle-ci pour s'affranchir des mouvements erratiques superficiels.

1.3. Mode Opératoire.

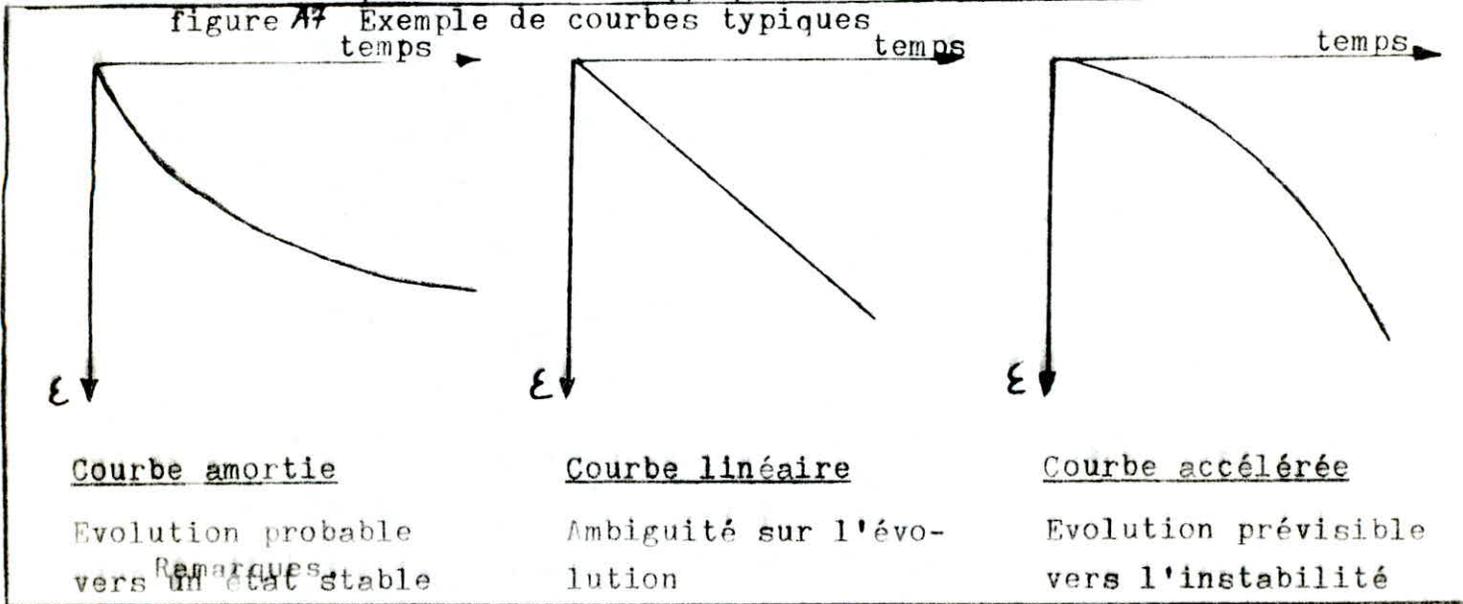
Les repères solidaires sont des plots scellés à paroi du tunnel reliés entre eux par un fil invar mis sous tension constante (à l'aide d'un appareil distomatic). On mesure les distances entre deux plots en fonction du temps. On appelle profil toutes les cordes situées dans un même plan transversal. Chaque profil est équipé de 5 cordes conformément au schéma suivant.



1.4. Resultats.

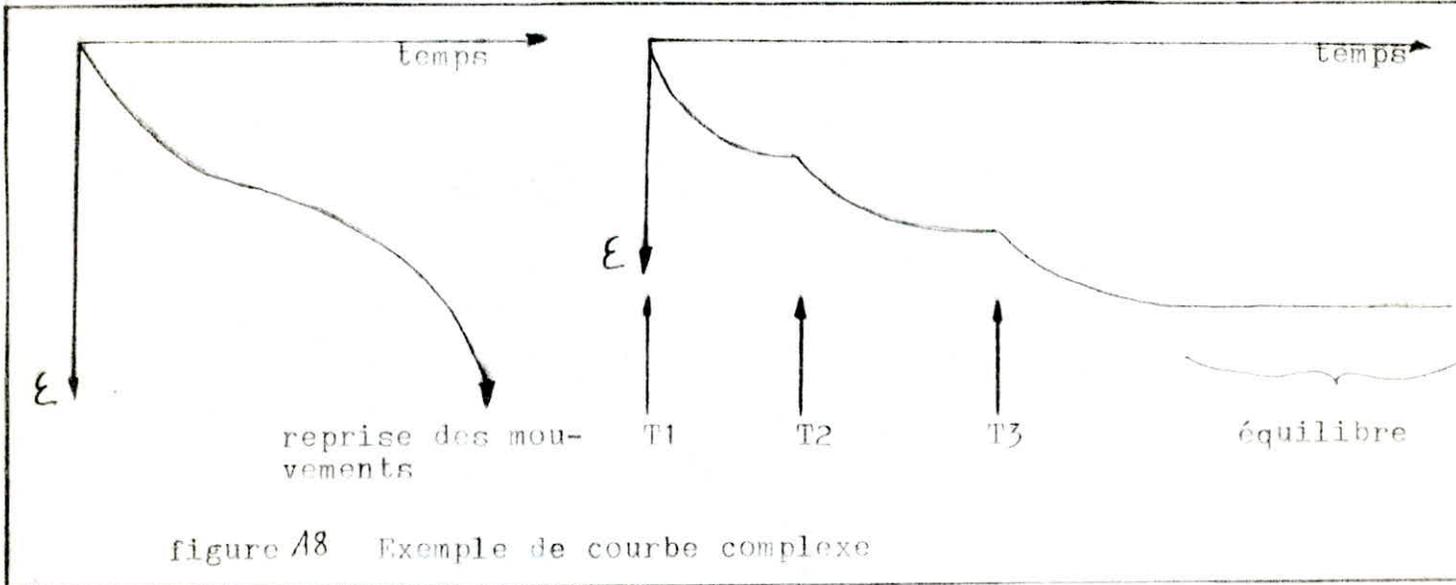
Les renseignements sont consignés sur des courbes :
déformation radiale en fonction du temps.
Les déformations peuvent s'amortir de manière asymptotique, ou
au contraire évoluer avec le temps, de façon linéaire, ou de
façon accélérée.

- Exemple de courbes typiques.



- Remarque 1.

L'expérience montre qu'en l'absence de nouvelles pertur-
bations, les déformations amorties ne sont pas synonymes de sta-
bilité, dans la mesure où des phénomènes transitoires peuvent
s'installer comme le montre la figure A8



- Remarque 2.

Dans le cas de galerie abattue par travées, il est courant
en profil vertical, d'enregistrer des courbes complexes, où

l'abattage d'une nouvelle travée réactive les déformations. Fig.

2- Tassomètres et mesures tassométriques.

2.1. But.

Pendant l'excavation des chambres d'essai, une décompression se produit, elle toucherait la tranche de terrain située au dessus de ces chambres. Cette décompression est à apprécier par des mesures tassométriques.

2.2. Principe

Cet essai consiste à sceller une tige métallique à cette tranche de terrain située au dessus de l'excavation. En se décompressant, le terrain entraîne la tige dans son mouvement. On mesure l'entraînement de la tige.

2.3. Méthode d'exécution de l'essai.

* Tassomètre :

- Tige : C'est un tube métallique constitué d'éléments mâle-femelle de 6 mètres de long raccordés par simple vissage.
- Tube de protection : C'est un tube en PVC de diamètre 38 mm, formé d'éléments de 4m. raccordés par manchons collés.

* Tête de lecture.

Une olive est fixée à demeure en tête de tige, la mesure est réalisée à l'aide d'un comparateur de précision qui est logé dans l'olive lors de chaque lecture.

La partie supérieure du tassomètre est protégée par un massif bétonné qui a été nivellé après sa réalisation.

* Mise en oeuvre.

- Forage destructif.
- Lavage du trou par injection d'eau sous pression.
- Mise en place gravitaviement d'un coulis de ciment au tube plongeur.
- Mise en place des tiges de tassomètre et du PVC coffrant les tiges, mais indépendant de leur auçrage.
- Comblement du vide PVC-terrain à l'aide de sable sur les 3/4 inférieurs du forage, scellement du tube au terrain sur le 1/4 supérieur.

2.4. Résultats.

On procède aux mesures de déplacement du tassomètre en fonction du temps.

Néanmoins, le système est tel que le déplacement du pied du tassomètre est mesuré par rapport à la surface du sol, soit un mouve-

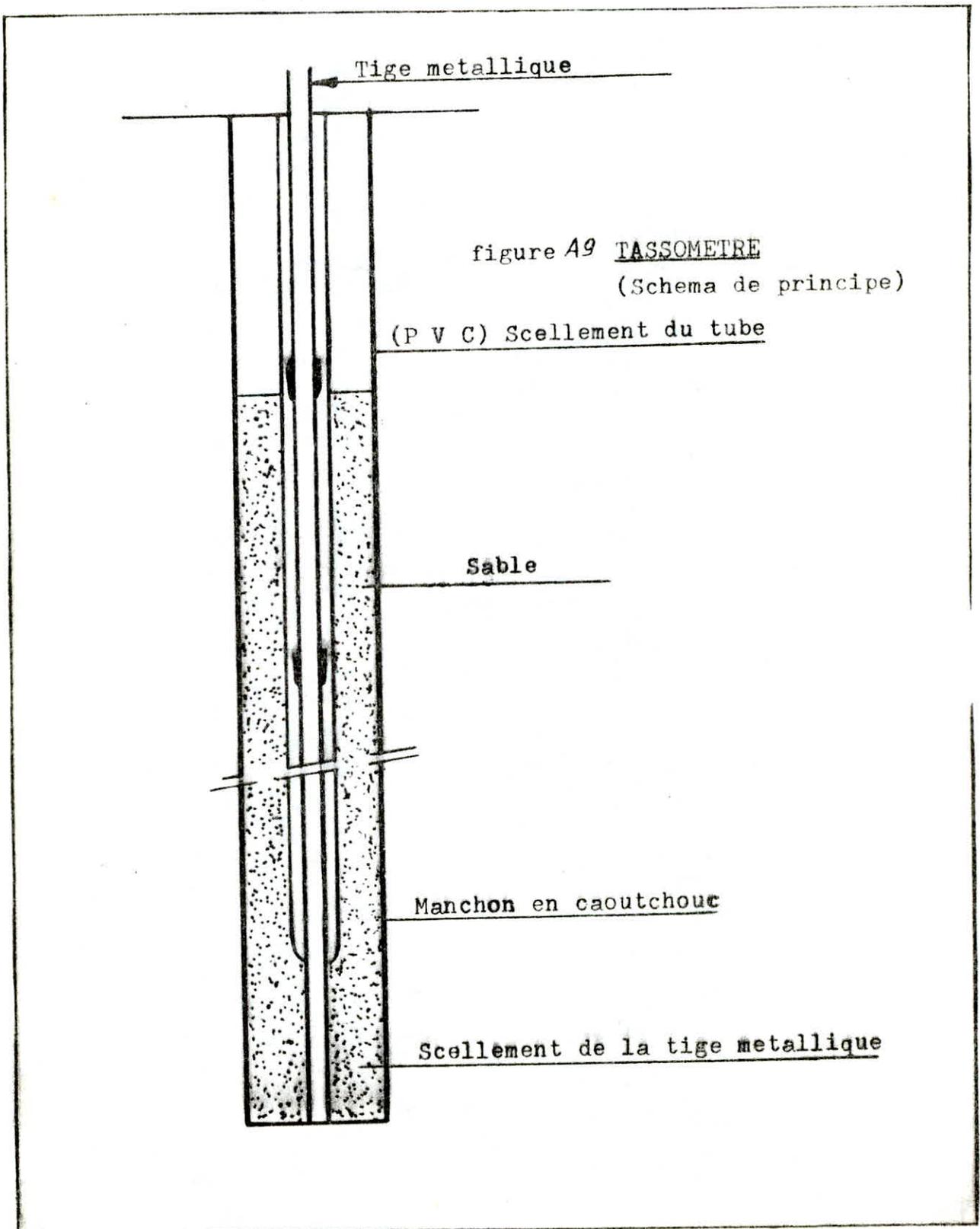
ment relatif. Et, pour tenir compte du tassement de l'ensemble, on procède à un nivellement ou une mesure de nivellement de la surface du sol. Ainsi, il sera possible d'avoir le déplacement absolu du tassomètre.

Si on appelle :

- dT : déplacement du tassomètre
- dZ : déplacement du sol
- dL : différence des lectures au comparateur

le déplacement dT du tassomètre sera donné par :

$$dT = /dZ/ + dL.$$



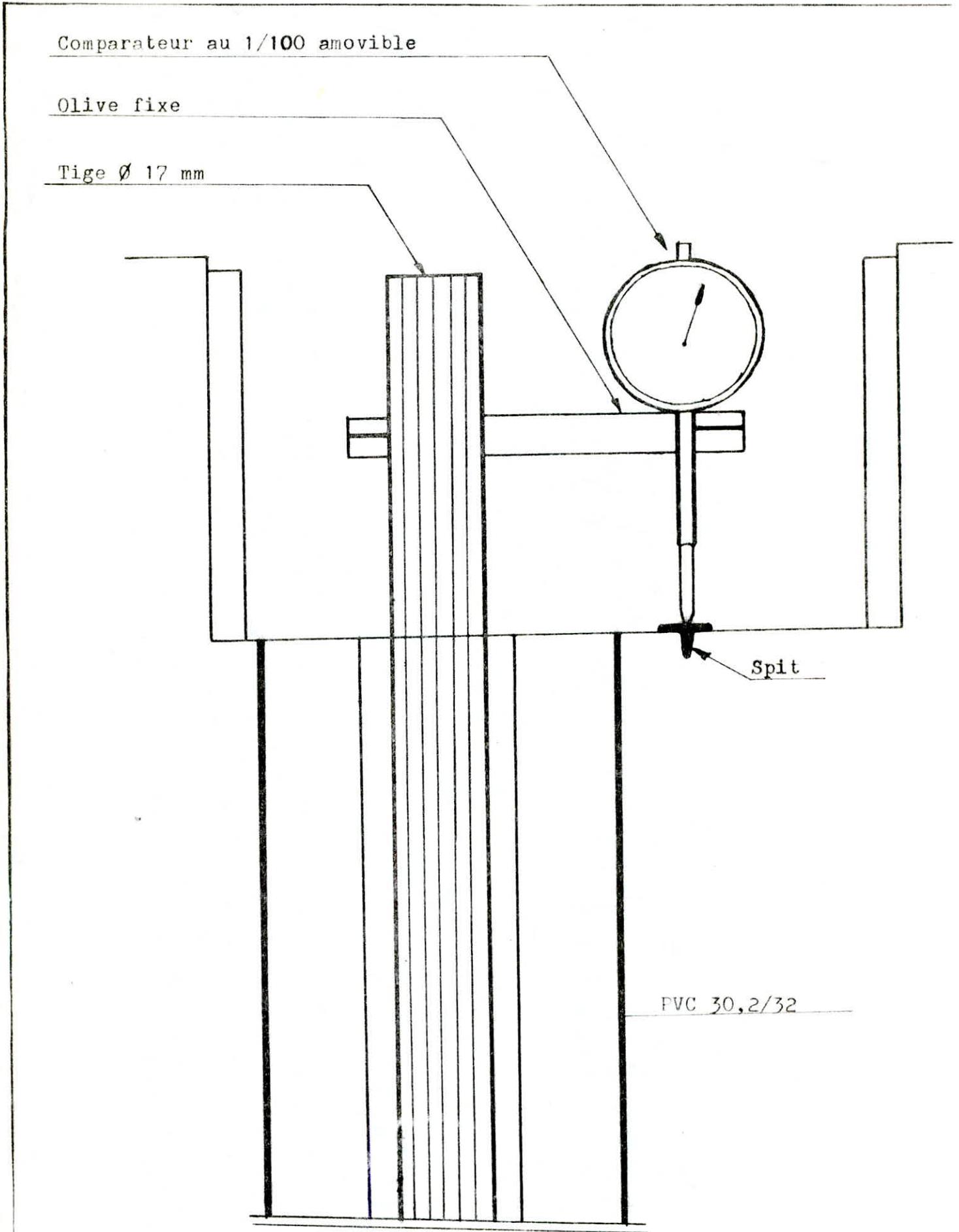


figure A10 TASSOMETRE : DISPOSITIF DE LECTURE

3- Essai à la plaque et au verin

3.1. But.

C'est un essai de chargement classique qui permet de déterminer les modules élastiques et de déformation du terrain.

3.2. Principe.

C'est une mesure de déplacements de différents points soumis à une charge appliquée à la surface du terrain par l'intermédiaire d'une plaque rigide.

3.3. Mode Opératoire.

Un verin transmet un effort à une plaque rigide, par l'intermédiaire d'une rotule assurant la répartition correcte des contraintes. Il prend appui grâce à une colonne sur une plaque (munie d'une rotule) assurant la réaction sur la paroi opposée.

La surface d'essai étant dressée à la main, et surfacée de façon à être aussi plane que possible.

L'essai est conduit par cycles chargement-déchargement successifs. Pour chaque cycle, l'effort développé par le verin est appliqué par paliers.

Les déplacements sont suivis en divers points, à l'aide de comparateurs au 1/100 mm.

3.4. Resultats.

On trace les courbes effort-déplacement. De ces courbes on peut tirer expérimentalement.

- E : module correspondant à chaque cycle.
- E_g: module global obtenu par la tangente commune aux courbes des différents cycles.
- E_t: module tangent tel que

$$E_t = \frac{E_i}{R}$$

- + E_t les coefficients de déformation permanente.

L'interprétation de l'essai est faite par application des formules de Boussineq

Supposons un milieu semi-infini, homogène, élastique et isotrope, soumis à une force F, appliquée normalement à sa surface libre par l'intermédiaire d'une plaque circulaire rigide, le module élastique est donné par les formules suivantes :

• enfoncement de la plaque
(point sur la plaque)

$$E = \frac{(1-\nu^2)}{W} \frac{F}{2R}$$

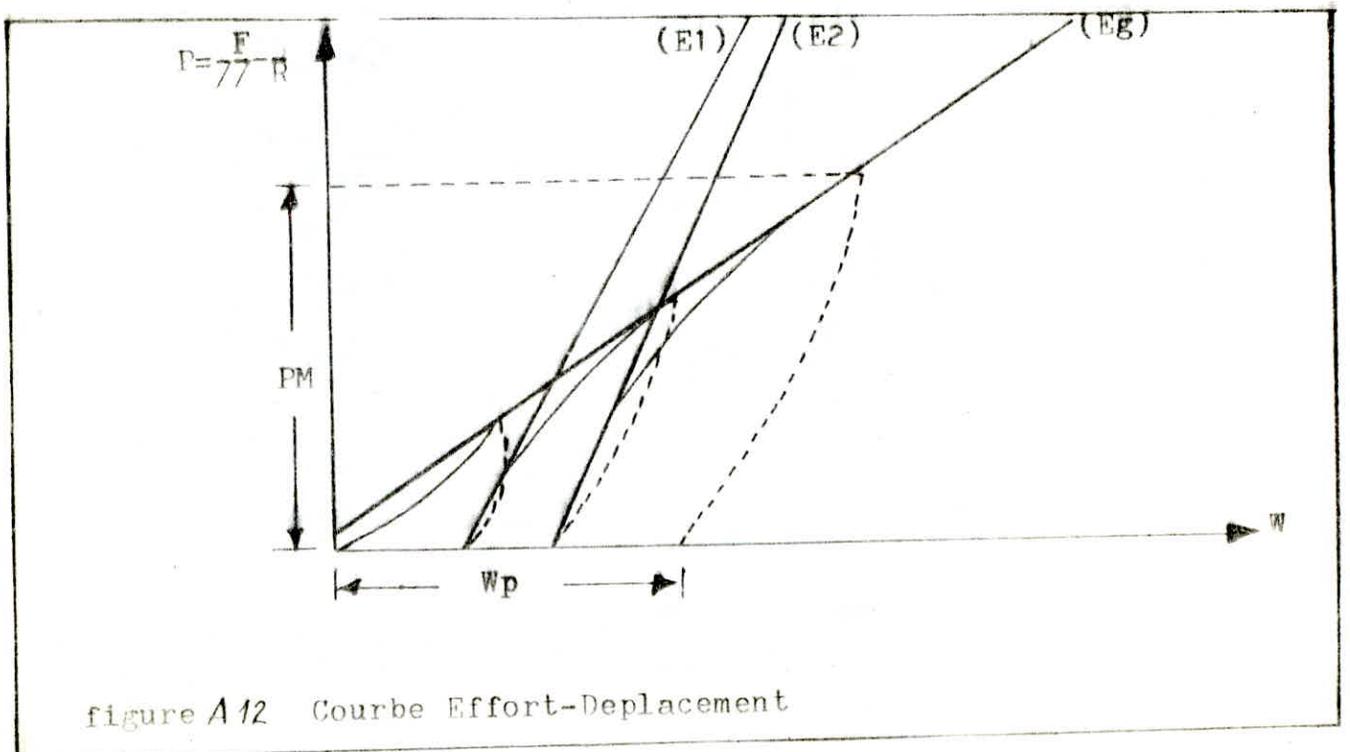
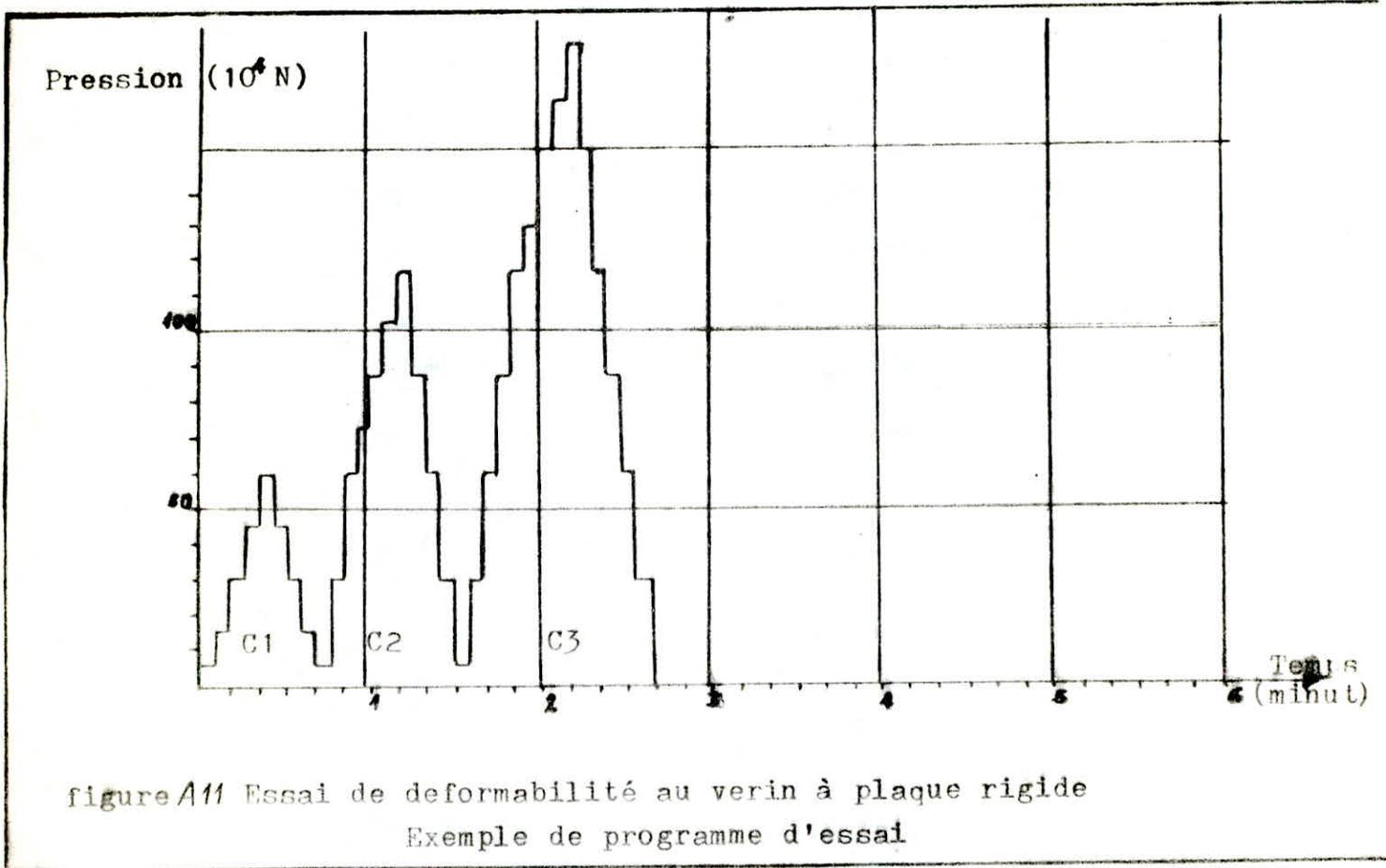
• point hors de la plaque
avec F = force appliquée

$$E = \frac{1-\nu}{W} \frac{F}{\pi R} \operatorname{Arcsin} \frac{R}{f}$$

R = rayon de la plaque

W = enfoncement du point considéré

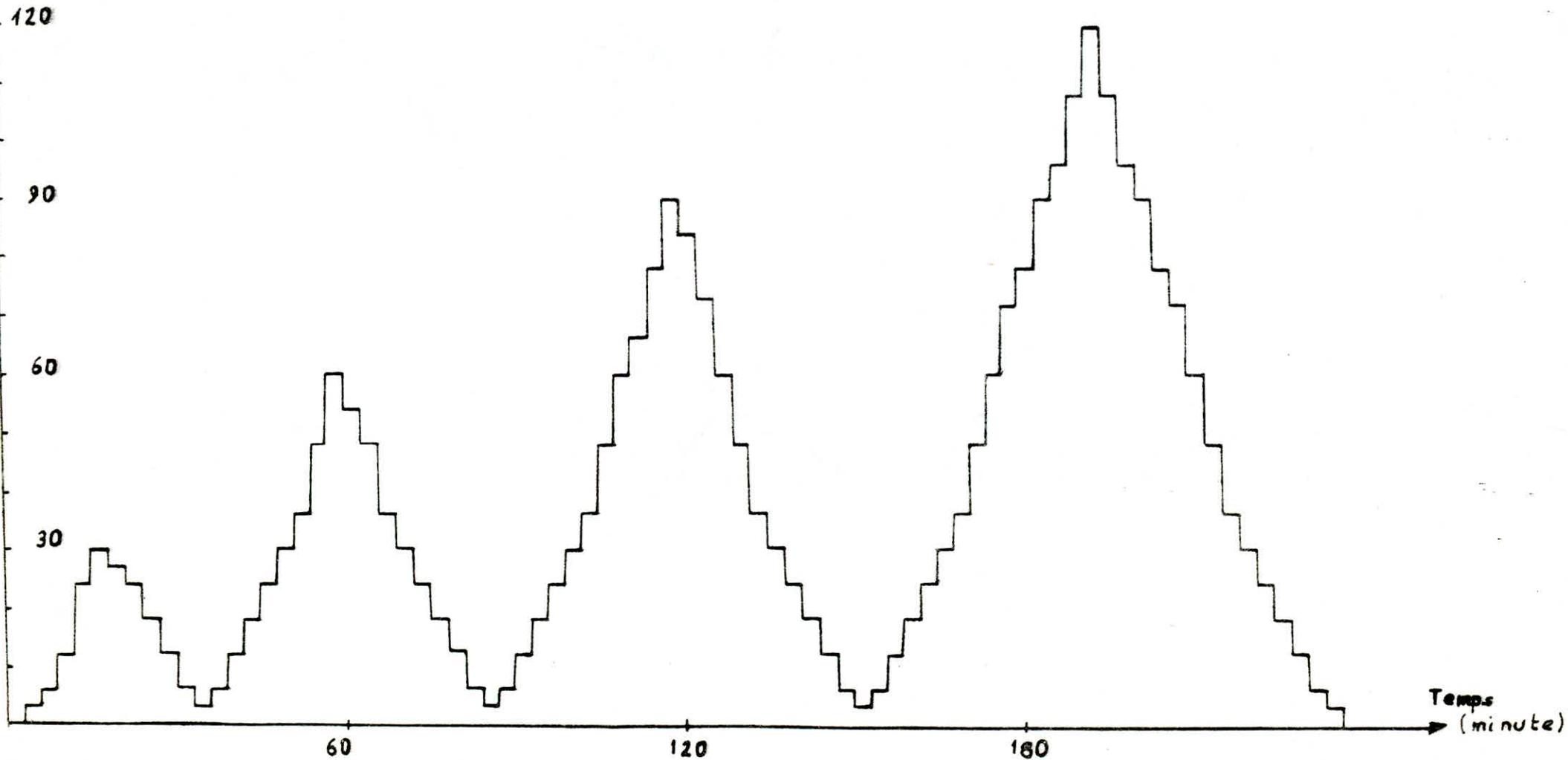
ν = coefficient de Poisson



Pression
(10^5 Pa)

figure A13

ESSAIS AU DILATOMETRE
PROGRAMME DE MISE EN PRESSION



4- Essai au Dilatomètre de forage.

4.1. Introduction.

Le comportement d'un terrain rocheux est conditionné en premier lieu par sa structure. Parlant de comportement, nous entendons la capacité portante du massif.

Pour cela, et pour que les résultats soient représentatifs, il faut que l'essai interesse un volume important de ce massif à étudier, et à des profondeurs différentes. C'est ce que prétendent les essais au dilatomètre.

4.2. Principe.

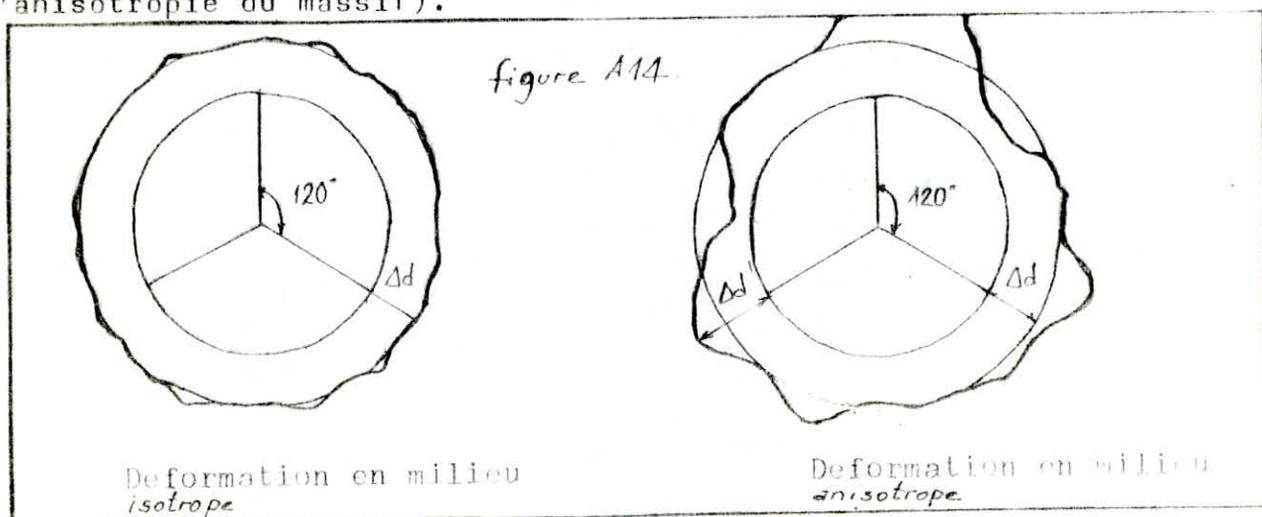
Soit un forage dans lequel on introduit une enveloppe déformable. On soumet cette enveloppe à une pression d'huile. Par l'intermédiaire de cette enveloppe, cette pression sera transmise aux parois du forage. Des déformations s'ensuivent, il s'agira de les mesurer.

4.3. Mode Opératoire.

Le forage est carotté (carottier double). Une fois la sonde à la cote voulue, on détermine la pression de placage de la gaine après comparaison avec la courbe d'étalonnage. Ensuite, on procède aux différents cycles de mesures soient 5 cycles suivant le processus de la fig. A13. La pression est appliquée par paliers, par cycles chargement-déchargement.

4.4. Resultats - Interprétation

Les pressions exercées connues, on mesure les déformations suivant 3 directions à 120° , (disposition permettant d'obtenir l'anisotropie du massif).



Ces résultats sont répertoriés dans les courbes pression-déformation, desquelles on déduit les modules élastiques (E) et les modules de déformation (η).

L'interprétation de l'essai se fait à partir des enveloppes cylindriques épaisses de LAHE.

le mode élastique est donné :

$$E = (1+V)\varnothing \frac{P}{d}$$

formule dans laquelle : V = coefficient de poisson de la roche

\varnothing = diamètre de placage de la gaine du dilatomètre

P = Pression exercée

d = déformation diamétrale.

- Module élastique :

Pour chaque cycle suivant la méthode normalisée.

$$E = (1+V).\varnothing. \frac{P_{75} - P_{25}}{d_{75} - d_{25}}$$

PN = N pourcent de la pression maximale du cycle.

dN = déformation correspondant à la charge PN.

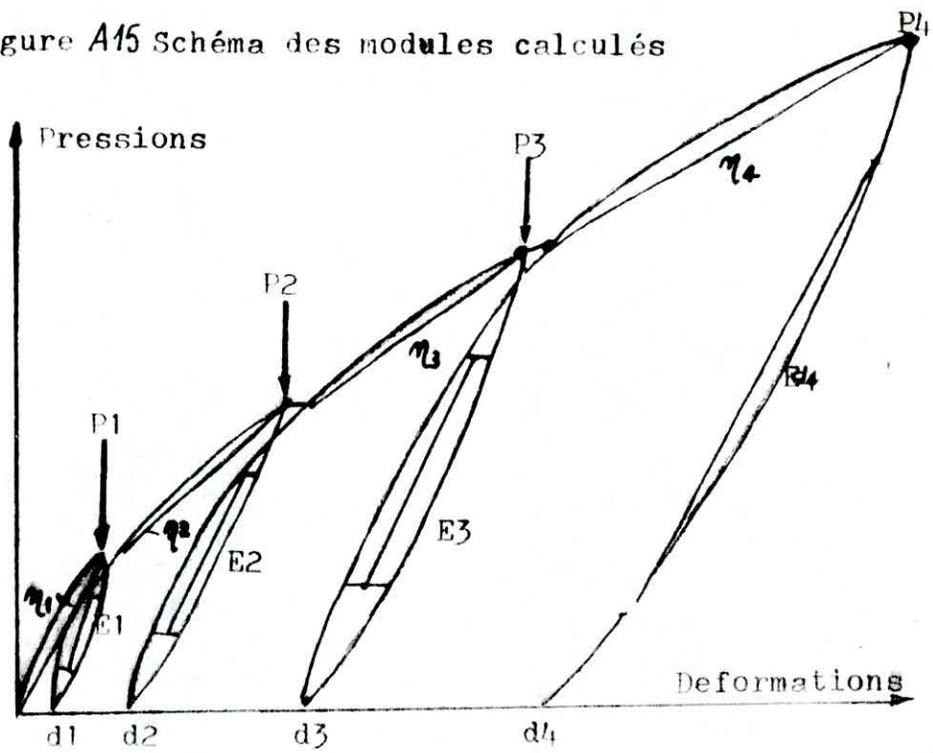
- Module de déformation.

Sont calculés à l'aide de la même relation, avec les déformations entre sommet d'essai.

$$= (1+V).\varnothing. \frac{P_1 - 0}{d_1 - 0}$$

$$= (1+V).\varnothing. \frac{P_2 - P_1}{d_2 - d_1}$$

figure A15 Schéma des modules calculés



5- Essai CROSS-HOLE.

5.1. Introduction.

Le calcul des interactions "sol-structure" dans le cas de sollicitations dynamiques (seisme), fait intervenir les caractéristiques géodynamiques du terrain. Par caractéristiques géodynamiques nous entendons.

E_d = module dynamique de Young.

G_d = module dynamique de Cisaillement.

V_d = coefficient de porrosoir dynamique.

5.2. Principe.

Suivant la théorie de la propagation élastique, une vibration se propage dans un milieu suivant :

- Une onde de compression de vitesse V_p .
(matière déplacée dans une direction parallèle à celle de la propagation)

- Une onde de cisaillement de vitesse V_s
(matière déplacée dans une direction perpendiculaire à celle de la propagation).

L'essai consiste en la mesure de V_p et V_s par l'émission et la réception d'une onde choc.

5.3. Mode Opératoire.

- L'émission.

C'est une émission par frappa. Le forage emetteur est équipé d'une coulisse de battage-*mouton*, battant une enclume solidarisée au terrain par l'intermédiaire d'un tube fendu, dilaté par une sonde gonflée à l'azote.

Le signal est émis au niveau du milieu du tube fendu, si le terrain nécessite un tubage du forage, le tubage doit être scellé au terrain encaissant.

- La Réception.

Le forage récepteur est équipé d'un capteur tédirectionnel solidarisé au terrain par le même dispositif que précédemment, la réception s'effectuant également au niveau du milieu tube fendu.

Ce capteur est relié à un enregistreur du type NIMBUS, 12 traces.

5.4. Resultats, traitement des données.

Un micro-ordinateur calcule les vitesses sismiques, à partir de l'enregistrement des temps de propagation, puis donne

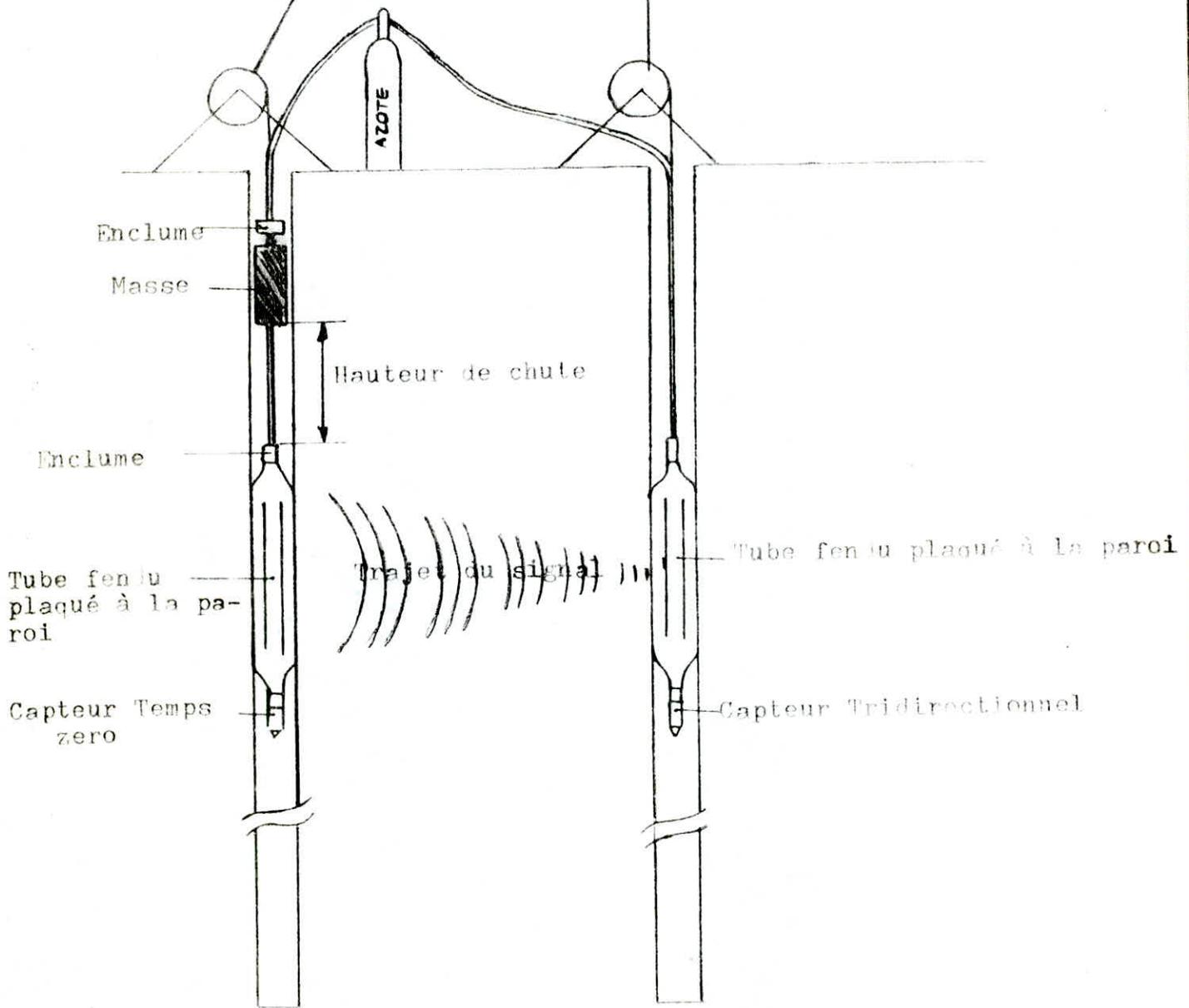
les paramètres géodynamiques du terrain

Une imprimante graphique fournit le graphe des paramètres E_d , G_d , V_d en fonction de la profondeur.

ENREGISTREUR
SISMIQUE
NINBUS 12 TRACES

- Ecran Graphique
- Imprimante Grap
- Enregistreur Ma-
gnétique
- Dispositif ampli

SYNCHRONISATION | SIGNAUX



SONDAGE EMETTEUR

SONDAGE RECEPTEUR

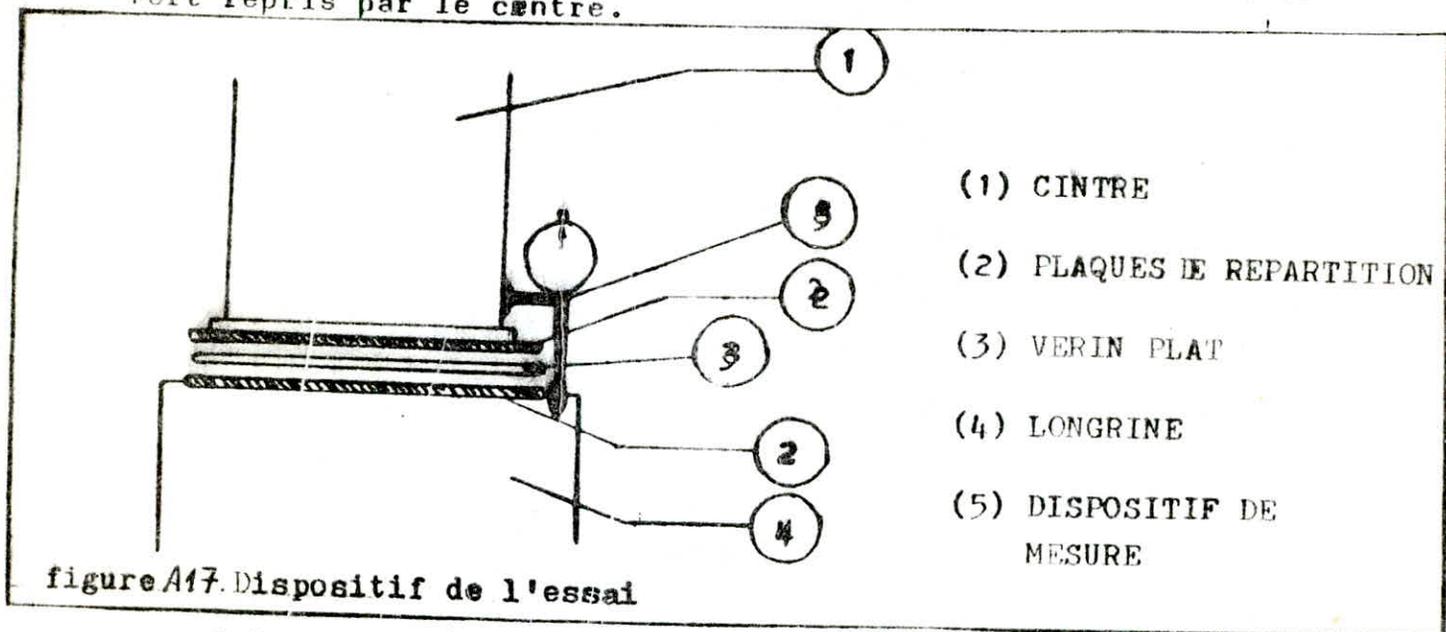
Figure A16 Essai CROSS HOLE

6- Mesure des efforts en Pied de centre.

Quels sont les efforts susceptibles d'être repris par le soutènement ?
C'est à cette question que l'on se propose de reprendre par l'intermédiaire de cet essai.

6.1. Principe.

Intercalons entre le terrain et le soutènement un verin plat, mettons le en pression et faisons varier cette pression. En augmentant, cet effort exercé atteindra une valeur V pour laquelle tout supplément d'effort se traduit par un déplacement des plots du système de mesure. Cette valeur est celle de l'effort repris par le centre.



6.2. Mode opératoire.

On place le verin entre 2 plaques de répartition pour un centrage de l'effort, le tout étant intercalé entre longrine et le pied de centre. Des plots sont scellés sur la longrine. Une barre supportant les 3 comparateurs est fixée sur le centre.

A chaque mesure, le verin est mis en pression jusqu'à décollement des comparateurs.

