

# géologie, stabilité et exécution de deux tunnels autoroutiers en site urbain (Liège, colline de Cointe)

geology, stability and building of two motorway tunnels in a city (Liege, Cointe Hill)

R. ARNOULD

Ingénieur, Groupement E5/E9\*

Rev. Franç. Géotech. n° 52, pp. 67-84 (juillet 1990)

## Résumé

La géologie et l'étude géotechnique des massifs dans lesquels deux tunnels autoroutiers dans la ville de Liège sont en cours de creusement, sont décrites ainsi que le mode d'exécution. Le calcul de la stabilité du tunnel en cours de construction a été fait à l'aide d'un programme par éléments finis tenant compte des phases d'excavation. Des mesures de tassements, de déformation et de convergence en galerie ont été faites pour comparer avec les résultats des calculs.

## Abstract

Geology and geotechnical studies of the site where two motorways tunnels in the city of Liege are dug are given as well as the way of building them. Tunnels stability calculation during building were done by finite elements method taking into account the construction phases. Settlement, deformation and tunnels convergency measurements were done for comparison.

## 1. INTRODUCTION

De par sa situation géographique (fig. 1), Liège est un nœud autoroutier important. Si au nord de la ville des échangeurs assurent l'interconnexion du réseau, aucune liaison autoroutière nord-sud n'existe. D'où la nécessité d'une jonction (E. 25 - E. 40) qui assurera l'écoulement du trafic de transit et soulagera la circulation urbaine (fig. 2).

Dans le cadre de cette liaison, plusieurs projets ont été envisagés et l'étude a débouché sur un tracé en site urbain dont la principale difficulté est l'exécution de deux tunnels à faible profondeur sous la colline de Cointe.

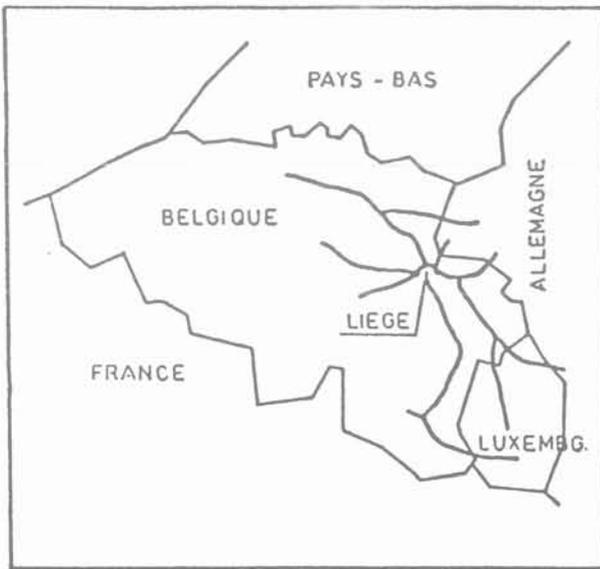


Fig. 1. — Plan des autoroutes près de Liège.  
Fig. 1. — Map of motorways near Liège.

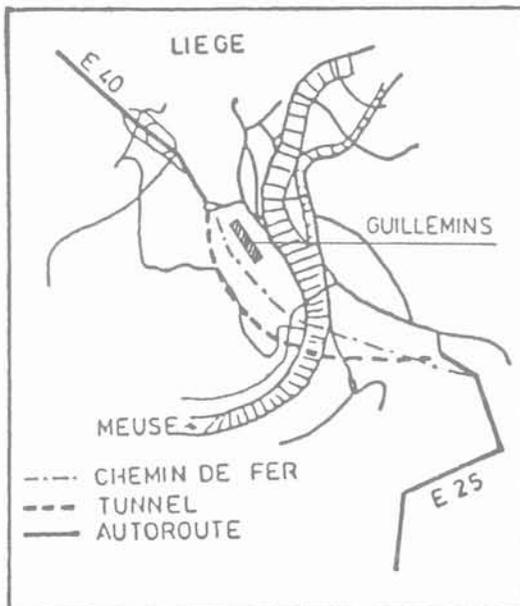


Fig. 2. — Plan des tunnels dans Liège.  
Fig. 2. — Map of the Liège tunnels.

Ces tunnels de 1 300 m de longueur et d'une section de creusement de 144 m<sup>2</sup> constituent une première en Belgique.

## 2. RECONNAISSANCE DU SITE

La colline de Cointe est réputée pour sa géologie particulièrement complexe et par la présence d'exploitations houillères répertoriées ou non. De plus, siège d'instabilité dans le passé (glissement important de 1956), elle a suscité toute notre attention.

L'ensemble des études a été confié au Service du Professeur A. MONJOIE (Université de Liège). Le Service du Professeur F. BONNECHÈRE (Université de Liège) et l'Institut Géotechnique de l'État ont largement contribué à cette tâche par les nombreux essais qui leur ont été confiés.

La reconnaissance a été réalisée grâce ;

- à plus de 3 000 m de forages carottés faisant l'objet d'une description lithologique détaillée et d'un relevé minutieux des fractures et des joints ;
- à 3 puits de reconnaissance et à une galerie expérimentale permettant de déterminer la structure des terrains (pendages et directions), d'examiner le comportement du massif et de prélever des échantillons aux droits des différents types de joints pour essais de cisaillement en laboratoire ;
- à des essais réalisés in situ (diagraphies, essais dilatométriques, essais sismiques réflexion et entre forages, ...).

### 2.1. Aspect géologique général

La colline de Cointe est située dans le bassin houiller liégeois. Elle se situe dans le Westphalien du carbonifère supérieur et est constituée d'une alternance de schistes argilo-silteux, de schistes gréseux et de grès.

Les couches de charbon rencontrées ont une épaisseur variant de 0,5 à 1 m.

La structure de l'anticlinal de Cointe recoupée par le tracé est la suivante (fig. 3) :

- la direction générale des couches est N/55°E ;
- le flanc méridional présente une faible inclinaison sud et est affecté de quelques incidents sub-horizontaux du type plat-crain. De petites ondulations locales peuvent être observées ;
- le flanc nord qui s'étend jusqu'aux Guillemins est d'abord sub-vertical dessinant des plis serrés parfois exagérés en plis faillés, ensuite il présente une faible inclinaison sud et est affecté par quelques accidents sub-verticaux.

L'équipement piézométrique de certains forages a permis de déterminer la configuration de la nappe phréatique.

Aux brusques différences des niveaux observés dans les divers forages correspondent des variations de perméabilité causées par l'état de fissuration, la nature des remplissages des différents joints, le pendage, etc.

COUPE GEOLOGIQUE SCHEMATIQUE DANS LA COLLINE DE COINTE

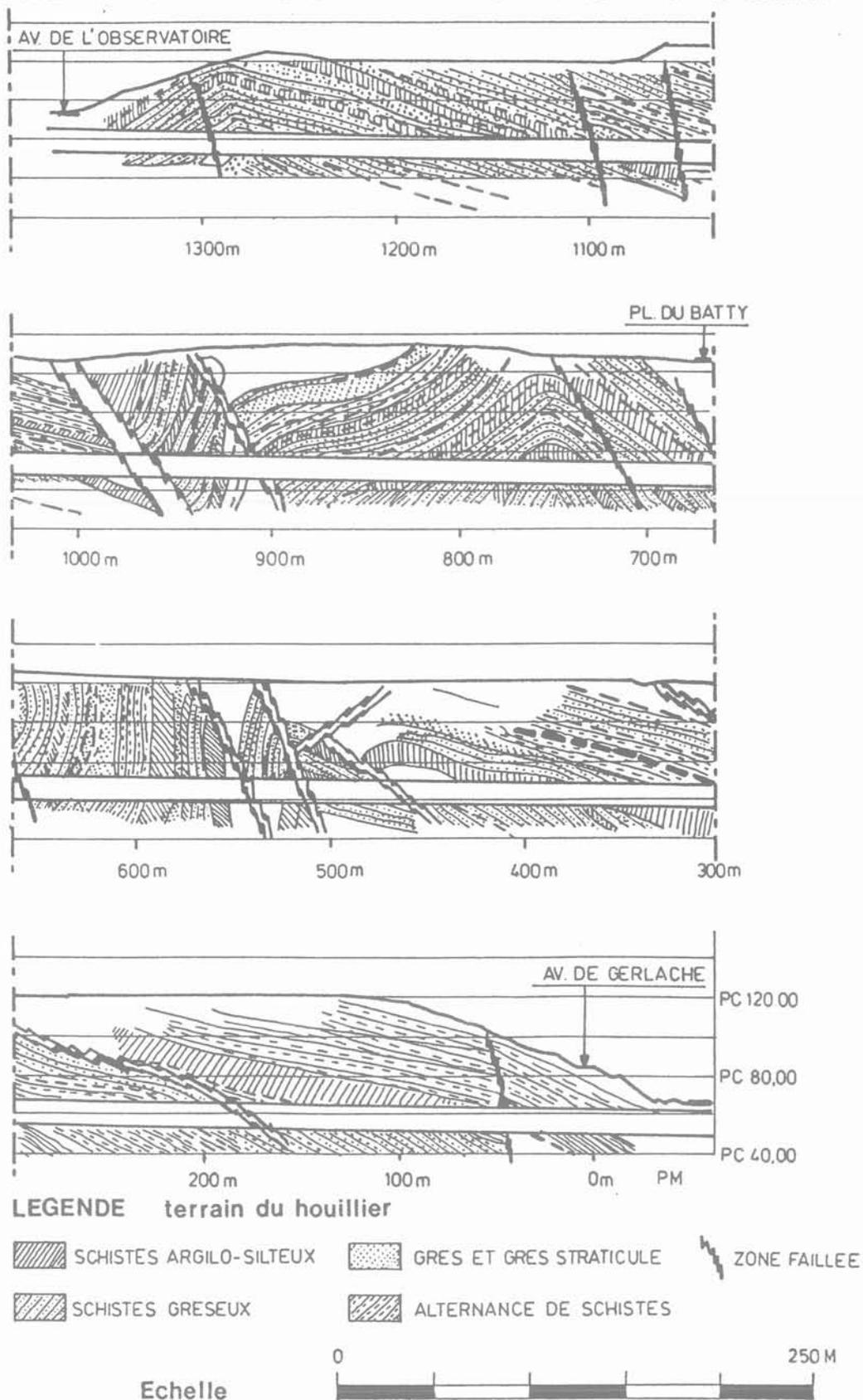


Fig. 3. — Coupe schématique géologique dans la colline de Cointe.  
 Fig. 3. — Geological cut of Cointe hill.

Des exploitations minières sauvages et non répertoriées datant parfois de plusieurs siècles ont engendré dans le terrain la formation sporadique de zones foudroyées ou très disloquées.

## 2.2. Caractéristiques géomécaniques

### 2.2.1. Cohésion et angle de frottement

Les caractéristiques  $c$  et  $\theta$  des joints ont été déterminées par essais de cisaillement direct. Les diagrammes ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) font généralement apparaître des valeurs de pointe (rupture) et des valeurs résiduelles (fig. 4).

Etant donnée l'hétérogénéité du massif, la dispersion des valeurs est très importante. Pour clarifier la situation les discontinuités ont été classées en fonction de la nature lithologique des roches, de la morphologie des épontes, de la nature du remplissage et de certains paramètres complémentaires (fig. 5a).

En fonction des résultats d'essais et des critères de classification, on a pu distinguer cinq familles de joints présentant des caractéristiques géomécaniques similaires (fig. 5b).

L'ensemble des résultats donne une palette étendue de valeurs  $c$  et  $\theta$  qui correspondent bien aux différents faciès du massif rocheux à traverser. Toutefois, ces résultats sont difficilement utilisables.

En effet, pour une section transversale considérée dans la zone affectée par le creusement du tunnel (au moins un diamètre autour de l'excavation), on trouve plusieurs types de discontinuités dont le comportement global est un comportement moyen (fig. 6).

Pratiquement, nous avons opté pour une classification nettement plus simple :

- *bonnes caractéristiques* : massif présentant une bonne tenue naturelle, constitué de roches éventuellement fracturées mais dont les joints sont sains et sans remplissage. L'altération est négligeable ;
- *caractéristiques moyennes* : massif présentant une tenue naturelle plus faible, due en partie à la fracturation, à la présence de limet carbonneux et à des joints plus ou moins altérés avec remplissage argileux et glissés éventuellement. Les éléments du massif présentent déjà une certaine altération ;
- *mauvaises caractéristiques* : massif présentant une tenue naturelle faible à très faible, fracturation importante, joints altérés ou glissés nombreux. Structure éventuellement détruite.

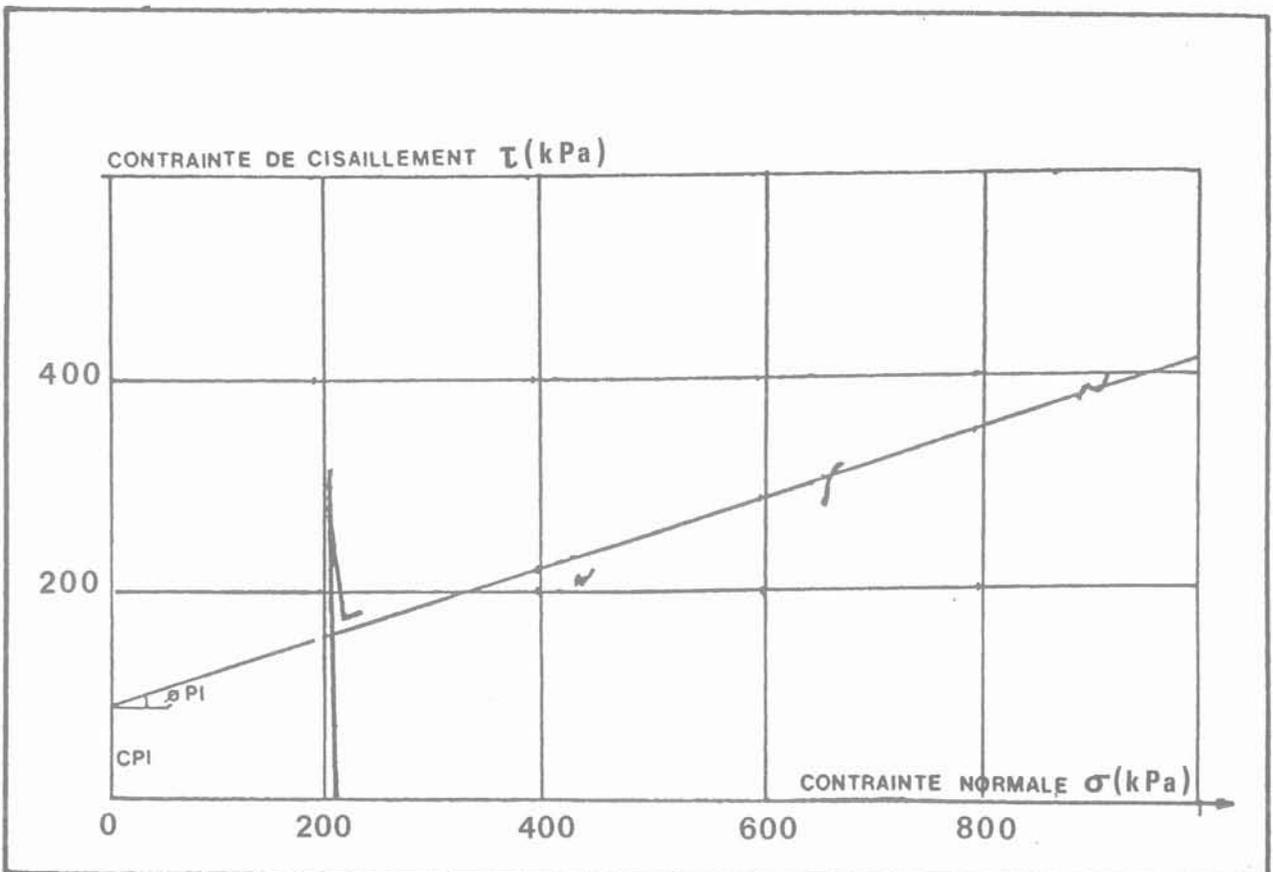


Fig. 4. — Essais de cisaillement direct.  
Fig. 4. — Direct shear tests.

Lithologie	Morphologie des épontes		Remplissage	Paramètres complémentaires		Caractéristiques c (kPa) $\theta^\circ$	Famille	
I Contact grès-grès	Plan $\lambda > L$		Pas de remplissage	Plan non glissé		c - 30 $\theta^\circ$ - 16°	C	
			Joint charbonneux	Limet charbonneux		c - 65 $\theta^\circ$ - 8°	D <sub>2</sub>	
				Pellicules de charbon		c - 80 $\theta^\circ$ - 25°	E	
	Ondulée	$\lambda < L$	Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 210 $\theta^\circ$ - 28°	C	
					A <	c - 70 $\theta^\circ$ - 17°	C	
			Joint charbonneux	e < A		c - 10 $\theta^\circ$ - 25°	D <sub>2</sub>	
	Irrégulier		Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 535 $\theta^\circ$ - 31°	C	
					A <	c - 125 $\theta^\circ$ - 31°	C	
II Contact Schiste gréseux	Plan $\lambda > L$		Remplissage argileux	Remplissage net		c - 45 $\theta^\circ$ - 13°	B <sub>1</sub>	
				Remplissage fin et discontinu		c - 80 $\theta^\circ$ - 19° c - 40 $\theta^\circ$ - 16°	B <sub>2</sub>	
			Pas de remplissage		Plan glissé (nacrite)		c - 0 $\theta^\circ$ - 22°	A
					Plan non glissé		c - 45 $\theta^\circ$ - 9°	C
	Ondulée	$\lambda < L$	Remplissage	e < A		c - 180 $\theta^\circ$ - 16°	B <sub>3</sub>	
				Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 140	C
		A <	$\theta^\circ$ - 14					
		$\lambda < L$	Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 330 $\theta^\circ$ - 30°	C	
	A <				c - 10 $\theta^\circ$ - 26°	C		
	Irrégulier		Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 80 $\theta^\circ$ - 40°	E	
					A <	c - 100 $\theta^\circ$ - 25°	E	
	III Contact Schiste gréseux	Plan $\lambda > L$		Remplissage argileux	Remplissage net		c - 60 $\theta^\circ$ - 12°	B <sub>1</sub>
Remplissage fin et discontinu					c - 45 $\theta^\circ$ - 17°	B <sub>2</sub>		
Pas de remplissage				Plan non glissé	A <	c - 120 $\theta^\circ$ - 16°	C	
Ondulée		$\lambda < L$	Remplissage argileux	e < A		c - 80 $\theta^\circ$ - 18°	B <sub>3</sub>	
				Pas de remplissage	Plan non glissé	A <	c - 220 $\theta^\circ$ - 22°	C
		$\lambda < L$	Pas de remplissage			Plan non glissé	A <	c - 40 $\theta^\circ$ - 10°

Lithologie	Morphologie des épontes		Remplissage	Paramètres complémentaires	Caractéristiques c (kPa) $\theta^\circ$	Famille	
IV Contact Schiste argilo-silteux	Plan $\lambda > L$		Remplissage argileux	Remplissage net $P_i$ 18/1 2	c - 10 $\theta$ - 13°	B <sub>1</sub>	
				Remplissage en trace 621/7	c - 40 $\theta$ - 10°	B <sub>2</sub>	
			Pas de remplissage	Plan glissé (nacrite)	c - 0 $\theta$ - 20°	A	
				Plan non glissé	c - 10-20 $\theta$ - 10-21°	C	
	Joint charbonneux	Limet charbonneux	c - 125 $\theta$ - 17°	D <sub>1</sub>			
		Pellicules de charbon	c - 125 $\theta$ - 17°	D <sub>2</sub>			
Schiste argilo-silteux	Ondulée	$\lambda < L$	Remplissage	$e < A$	c - 220 $\theta$ - 11°	B <sub>3</sub>	
			Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 245 $\theta$ - 26°	E
					A <	c - 110 $\theta$ - 17°	C
	Joint charbonneux	$e > A$	c - 165 $\theta$ - 19°	D <sub>1</sub>			
	Irrégulier	Pas de remplissage	Plan non glissé	A >	c - 210 $\theta$ - 26°	E	
A <				c - 45 $\theta$ - 18°	E		



Fig. 5a. — Classification n° 1 : valeurs résiduelles.  
 Fig. 5a. — Classification n° 1 : residual characteristics.

Classement des différentes familles proposé par le professeur MONJOIE

		Valeurs	
		c kPa	$\gamma$ degrés
Groupe A	11, 28	— 7,	22,4
Groupe B1	9, 20, 30	54,	15,4
Groupe B2	10, 21, 31	61,	13,3
Groupe B3	14, 24, 35	233,	12,1
Groupe C	2, 38, 12, 13, 15, 39, 23, 26, 27, 29, 34	65,	20
Groupe D1	32, 36	141,	20,3
Groupe D2	3, 4, 6, 33	68,	19,9
Groupe E	5, 7, 8, 16, 19, 18, 40, 43,37	141,	34,3

Fig. 5b. — Classification n° 2.  
 Fig. 5b. — Classification n° 2.

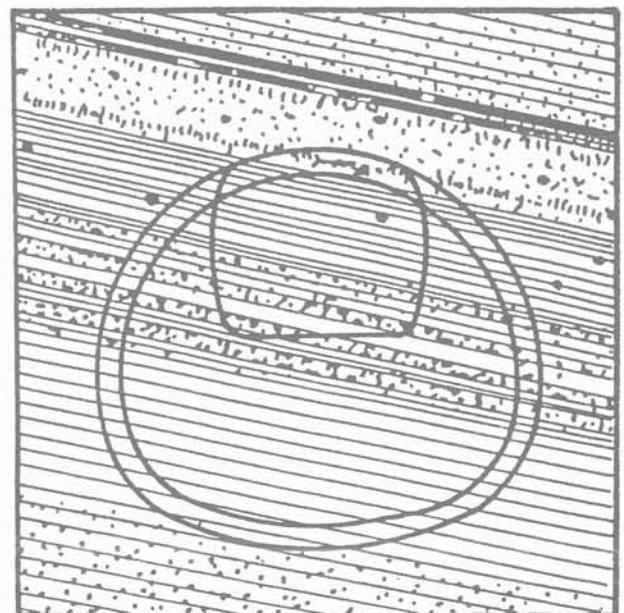


Fig. 6. — Coupe transversale du tunnel.  
 Fig. 6. — Transverse tunnel cut.

Caractér. du massif	Zone élastique		Zone plastique	
	c (kPa)	$\theta$ (degré)	c (kPa)	$\theta$ (degré)
Bonnes	100	25	60	18
Moyennes	100	20	60	13
Mauvaises	10	8	10	8

### 2.2.2. Module de Young

De nombreux essais dilatométriques ont été réalisés dans les forages carottés. L'investigation in situ a été complétée par des essais de compression simple.

Caractér. du massif	Zone élastique E (GPa)	Zone plastique E (GPa)
Bonnes	14	7
Moyennes	5,25	2,6
Mauvaises	0,87	0,87

### 2.2.3. Résistance à la compression

Etant données les faibles dimensions des éprouvettes cylindriques sur lesquelles les essais ont été réalisés, les valeurs obtenues sont représentatives de la matrice rocheuse et non de la masse. Dès lors, une classification suivant la lithologie nous semble plus adaptée.

Lithologie	$\sigma' c$ (MPa)
Schiste argilo-silteux	20 - 55
Schiste gréseux	55 - 130
Grés	130 - 200*

\* Des valeurs de 400 MPa ont été relevées.

D'autres paramètres telles que les caractéristiques de fluage ont été déterminés mais, n'intervenant pas dans la méthode de calcul développée ultérieurement, nous en ferons fi dans le présent rapport.

## 3. MÉTHODE D'EXCAVATION

### 3.1. Quelques caractéristiques des tunnels

Situés à une profondeur de 60 m, les tunnels sont distants d'environ 30 m aux extrémités et 50 m au centre.

Ils communiquent entre eux par six galeries de liaison.

Deux autres galeries reliées aux conduits d'aération des deux tunnels assurent avec la cheminée d'extraction la ventilation (fig. 7).

Chaque tunnel, de section quasi circulaire pour des raisons d'efficacité, comporte deux bandes de circulation de 3,5 m et une bande de secours. A la partie supérieure, sont situées les gaines de ventilation. Sous la chaussée, un espace libre permet de regrouper la majorité des câbles et des conduites (fig. 8).

En ce qui concerne la structure, deux anneaux superposés en béton de 30 et 35 cm d'épaisseur et se prolongeant en un radier de 70 cm forment l'élément principal.

L'anneau extérieur et le radier reprennent la pression des terrains. La voûte est constituée de béton projeté et de cintres réticulés distants de 1,25 m.

L'anneau intérieur en béton coulé sur place supporte la pression hydrostatique éventuelle. Il peut être amené à collaborer au soutènement des terrains dans les mauvaises zones.

La collecte des eaux de la nappe phréatique s'effectue d'une part grâce à un géotextile placé entre les deux anneaux et relié à des drains longitudinaux, d'autre part grâce à des perforations dans le radier.

### 3.2. Les phases d'excavation

Vu la faible longueur des tunnels, leur grande section et l'hétérogénéité des terrains, l'emploi d'un tunnelier full face est pratiquement impossible. Nous avons donc opté pour une machine à attaque ponctuelle.

La grande section impose une exécution par phases, il est prévu pour le premier tunnel d'excaver :

- la galerie pilote (I) en faite ;
- les élargissements en calotte (II) ;
- le stross (III) ;
- le radier (IV) (fig. 9).

Bien qu'il ait été techniquement possible d'exécuter la calotte en une seule phase, le creusement d'une galerie pilote présente de nombreux avantages dont les principaux sont :

- de fournir une reconnaissance complète du terrain ;
- d'affronter les grosses difficultés (failles,...) en section réduite ;
- de traiter les zones de mauvais terrain et les anciens travaux miniers sans affecter le rendement des autres phases ;
- de vérifier certaines hypothèses de calcul.

L'organisation pour un cycle de travail en galerie pilote est la suivante (fig. 10a, b, c, d) :

- abattage d'une passe de 1,25 m (45 m<sup>3</sup>) ;
- mise en place du cintre réticulé et des treillis métalliques ;
- forage en voûte et mise en place de boulons passifs type Swellex à raison d'un par m<sup>2</sup>. Ils ont une longueur de 3 ou 4,5 m suivant le type de terrain rencontré ;

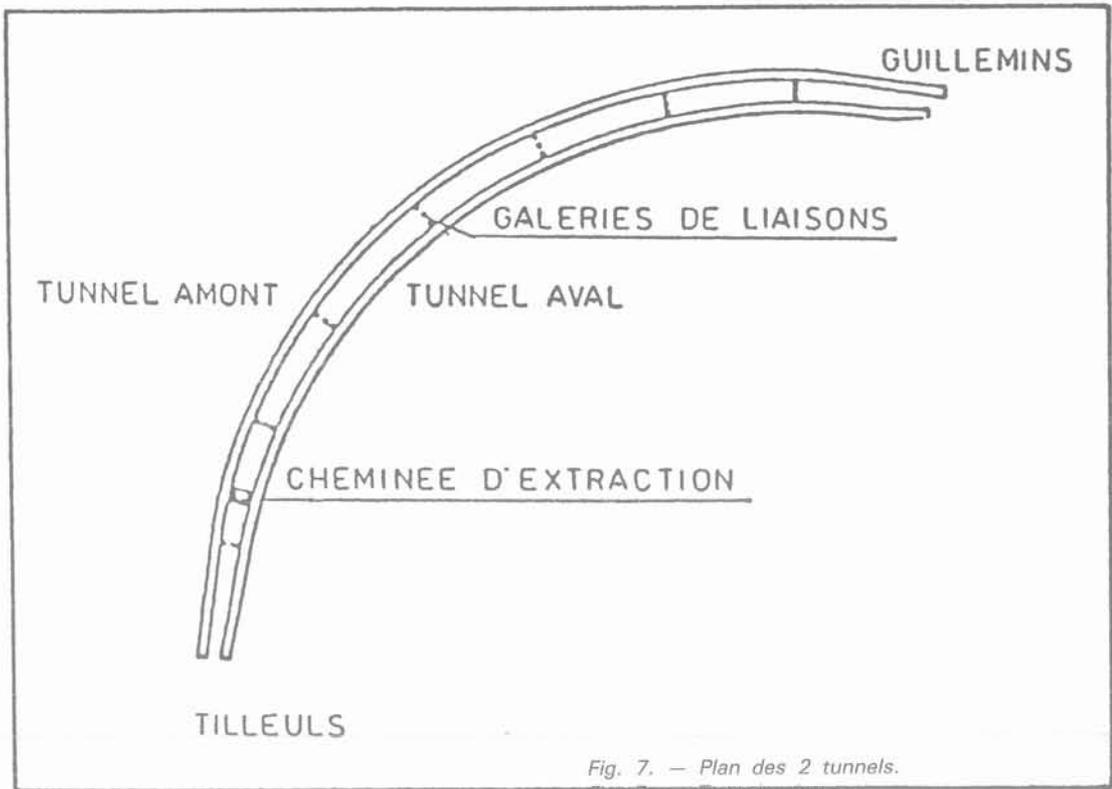


Fig. 7. — Plan des 2 tunnels.  
Fig. 7. — Tunnels plan.

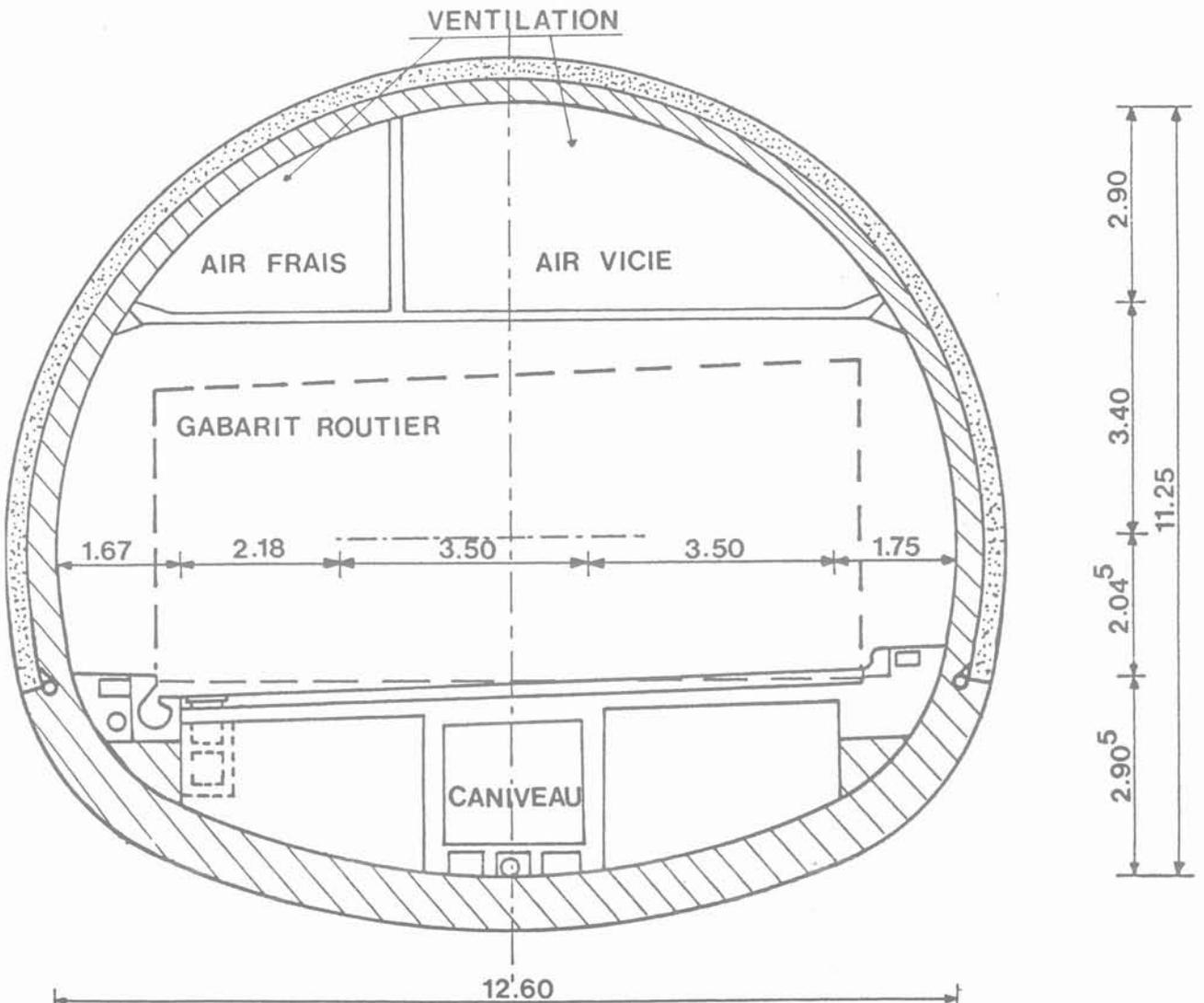


Fig. 8. — Structure d'un tunnel. Fig. 8. — Tunnel structure.

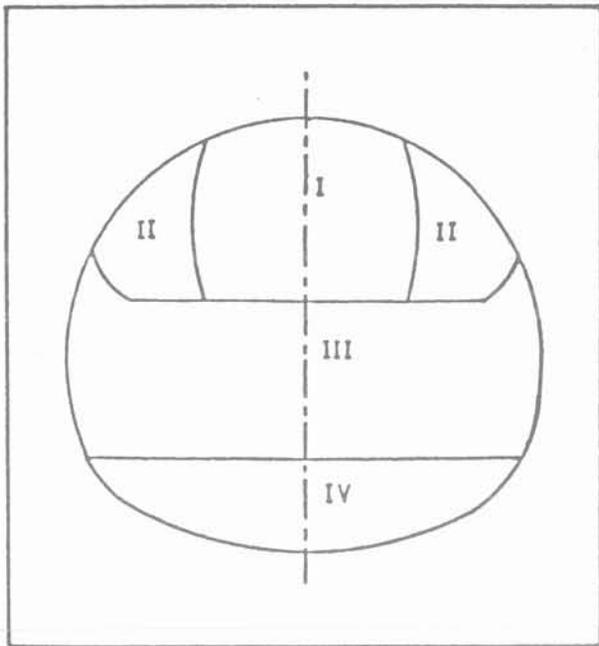


Fig. 9. — Phases d'exécution.  
Fig. 9. — Building phases.

- boulonnage des parois latérales. Les boulons aux nombres de 3 par côté sont en fibres de verre et scellés à la résine ou du type Swellex suivant la nature des terrains ;
- application d'une couche de béton projeté de 15 cm en voûte et de quelques cm en piedroit.

La durée d'un cycle complet est de quatre heures dans les conditions idéales.

L'élargissement en calotte et le creusement du stross seront exécutés de façon identique, sauf que dans la plupart des cas il sera possible de procéder par passes de 2,5 m et en alternance gauche-droite.

L'excavation du radier sera peut-être réalisée par un autre engin que la machine à attaque ponctuelle.

Les passes seront plus importantes (environ 10 m).

## 4. STABILITÉ DÉFINITIVE ET EN COURS D'EXÉCUTION

### 4.1. Valeurs de calcul

Au niveau de l'exécution, il est illusoire de vouloir adapter le soutènement au terrain rencontré étant données les fréquentes alternances de massifs qualifiés bon, moyen ou mauvais. C'est pourquoi il a été retenu qu'un type de terrain dit « moyen-moins » dont les caractéristiques sont :

E (GPa)	c él (kPa)	c pl (kPa)	$\theta$ él.	$\theta$ pl	$\nu$
0,26	100	60	13°	13°	0,2

Dans les zones très mauvaises, le renforcement du soutènement ou le traitement du terrain reste toujours possible.

### 4.2. Choix d'une méthode de calcul

La méthode de creusement par phases successives permet de profiter au maximum de la participation du terrain qui « encaisse » une partie importante de la charge géostatique.

En effet, la roche se décomprimant durant les excavations successives, la pression de confinement au stade définitif est réduite (en moyen 1/4 à 1/3 de la pression initiale).

Ce phénomène important est la base fondamentale de la « nouvelle méthode autrichienne ».

En ce qui concerne les calculs, les principes de cette méthode peuvent être mis en évidence par :

- la méthode « convergence-confinement » (1)
- la méthode du solide composite (2).

À égalité d'hypothèses sur les caractéristiques des terrains, la deuxième méthode permet de tenir compte de la géométrie et même de l'évolution des caractéristiques des matériaux. Elle sera donc adoptée.

### 4.3. Programme de calcul (\*)

#### 4.3.1. Discrétisation

Dès le départ, elle doit tenir compte de la géométrie des excavations successives (fig. 11).

#### 4.3.2. Critère de rupture

Le critère est celui de DRUCKER-PRAEGER dérivé de la loi de MOHR-COULOMB (fig. 12).

#### 4.3.3. Fonctionnement des programmes

Après chaque phase d'excavation, à la fin du calcul itératif, les déplacements des nœuds, les contraintes au centre des éléments et les contraintes excédentaires (celles qui restent lorsque le critère de convergence est atteint) sont stockés sur disque (fig. 13a).

Pour passer à la phase suivante, le programme impose aux frontières de la nouvelle zone à excaver des forces nodales obtenues par interpolation des contraintes précédemment mises en mémoire (fig. 13b).

(\*) L'ensemble des calculs par la méthode des éléments finis a été réalisé par le bureau d'études TRACTEBEL (Service du Professeur R. FUNCKEN).

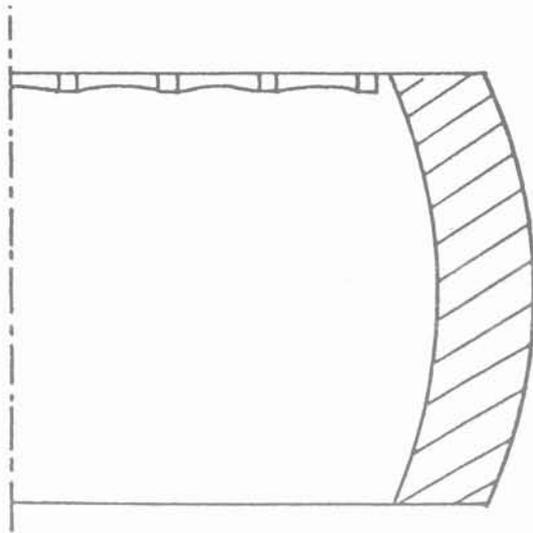


Fig. 10a.

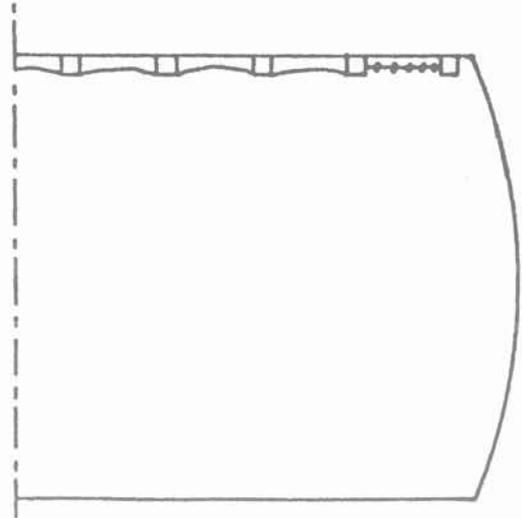


Fig. 10b.

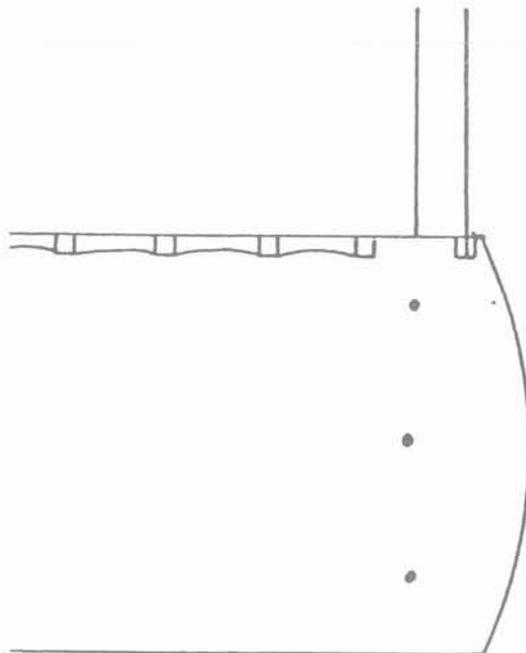


Fig. 10c.

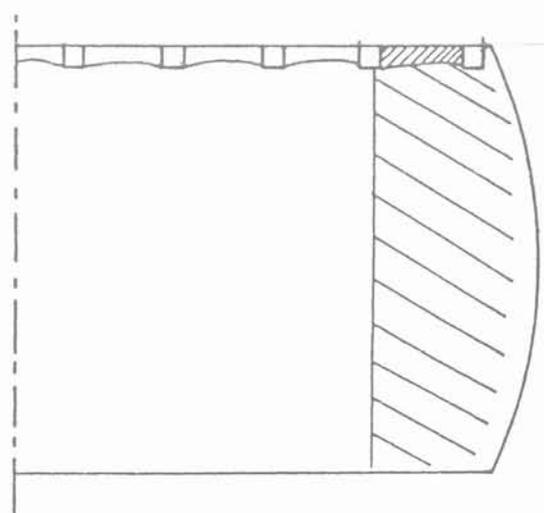


Fig. 10d.

Fig. 10a, b, c, d. — Cycle de travail.  
 Fig. 10a, b, c, d. — Working cycle.

A ce moment, (le système étant bloqué : figure 13c) les caractéristiques des éléments situés à l'intérieur de ces frontières peuvent être modifiées. Les forces sont ensuite relâchées progressivement (33, 66 et 100 %) et induisent dans l'ensemble du modèle un nouveau champ de contraintes pour lesquelles les tests de plastification sont effectués tant que le critère de convergence n'est pas atteint (fig. 13d).

#### 4.4. Analyse des résultats

Nous nous limiterons ici à l'analyse des résultats les plus significatifs qui sont :

- les tassements en surface et les convergences en tunnel ;
- la pression radiale (pression et confinement) ;
- la compression moyenne du revêtement en béton.

##### 4.4.1. Tassements en surface et convergences en tunnel

Ces valeurs des déplacements sont par défaut car elles ne tiennent pas compte du mouvement qui se produit à chaque phase après l'excavation et avant la pose du revêtement. Or ce mouvement est important, comme l'ont montré les mesures effectuées in situ lors du passage de la phase GALERIE-PILOTE à la phase CALOTTE, on peut s'attendre à des valeurs de 6 à 10 mm.

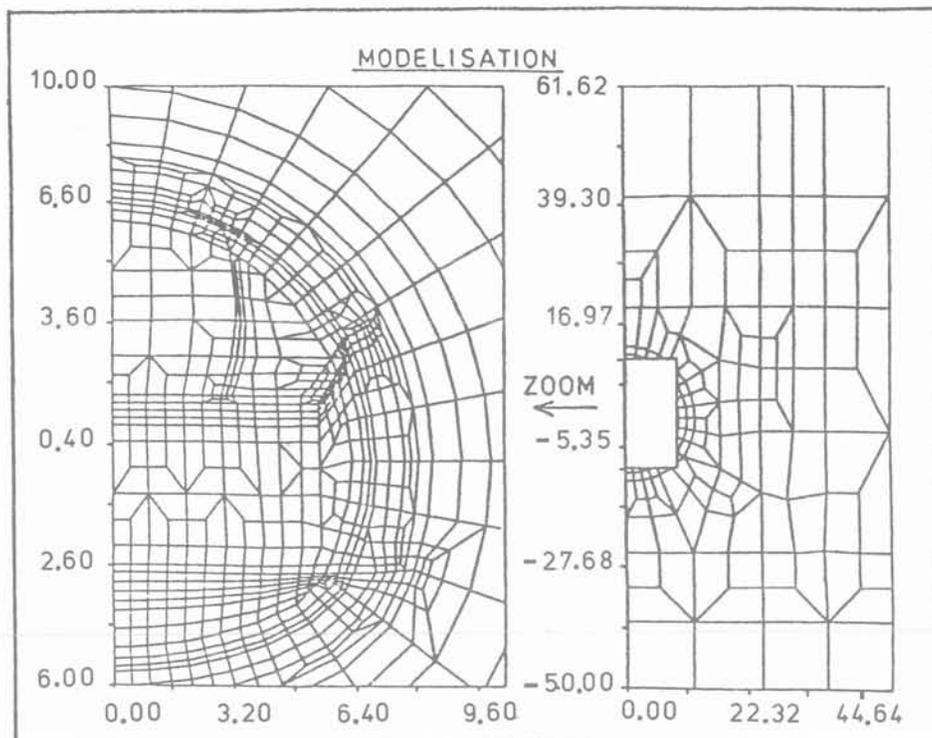


Fig. 11. — Discretisation.  
Fig. 11. — Discretisation.

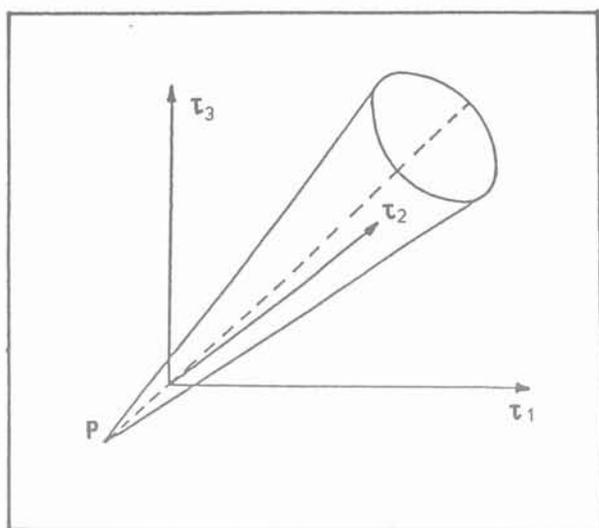


Fig. 12. — Critère de rupture.  
Fig. 12. — Failure criterion.

Le drainage du terrain peut aussi influencer les tassements de surface bien que les mesures de débit effectuées jusqu'à présent soient rassurantes et indiquent une faible porosité.

La notion de sécurité ne peut donc être liée à l'amplitude des déplacements du moins en dessous de certaines limites (par exemple : convergences relatives inférieures à  $10^{-2}$ ). Au concept de sécurité, on

Phase	Déplac. clé de voûte (mm)	Affaissement en surface
Pilote	- 7	- 2,1
Calotte	- 3,2	- 1,2
Stross	- 0,2	- 0,8
Radier	+ 0,5	+ 0,4
Béton intérieur	0	0
Total	10,0 mm	3,7 mm

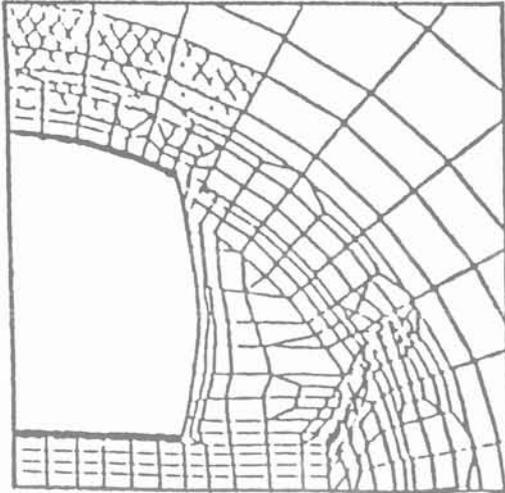
associera plutôt la stabilisation des convergences et des tassements dans le temps et dans l'espace.

**4.4.2. Contraintes radiales (pression de confinement)**

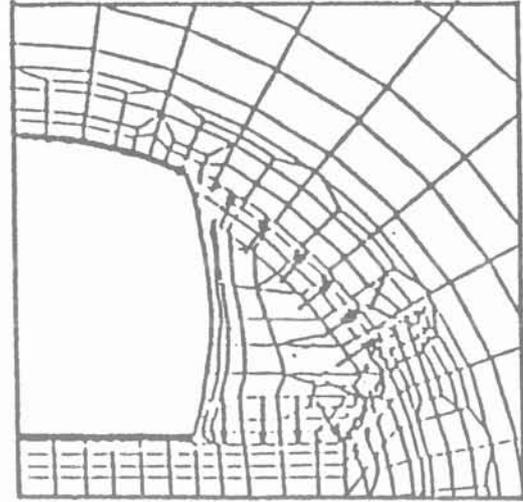
Les contraintes en voûte sont de 540 kPa.

Elles diminuent progressivement dans les piedroits pour atteindre 130 kPa en radier. Cette distribution des pressions est intrinsèquement liée au champ de déplacements et peut partiellement s'expliquer par la méthode de convergence-confinement. En effet, en observant les déplacements après chaque phase de creusement (fig. 15a, b, c, d), on se rend compte que des déplacements importants se produisent partout dans la section du futur tunnel et même au-delà.

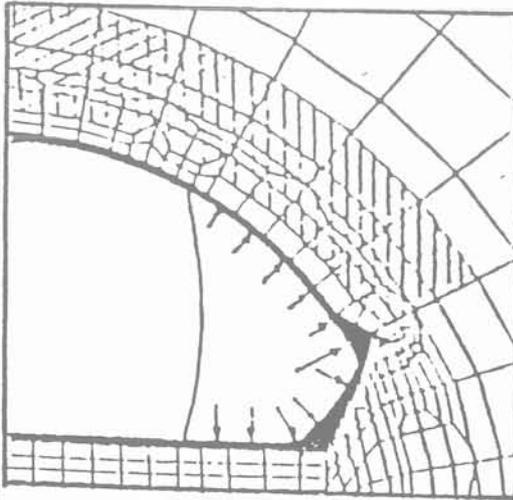
Dès lors, les convergences initiales (celles qui se produisent avant la pose du soutènement) vont être crois-



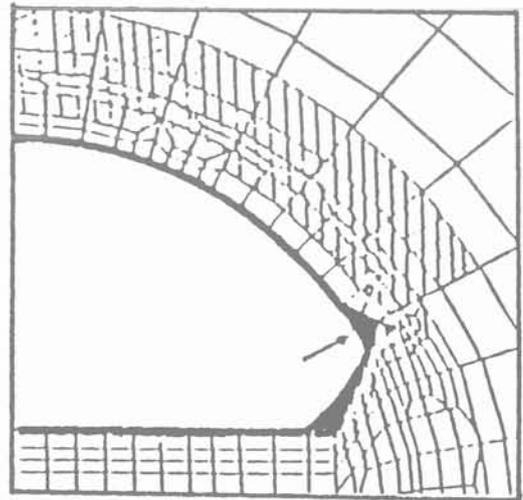
Stockage des résultats (contraintes, déplacements)  
Fig. 13a.



Imposition aux nœuds frontières des forces équivalentes.  
Fig. 13b.



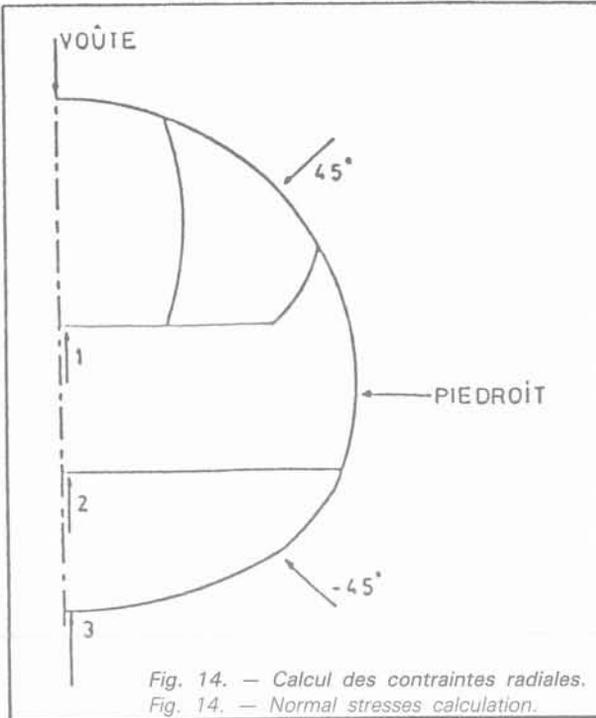
Changements des caractéristiques de certains éléments  
(roche → béton, roche → air)  
Fig. 13c.



Suppression des forces nodales et stockage des résultats.  
Fig. 13d.

Fig. 13a, b, c, d. — Calcul des phases d'excavation.  
Fig. 13a, b, c, d. — Excavation phases calculation.

Phases	Voûte kPa	+ 45° kPa	Piedroit kPa	- 45° kPa	Radier 1 kPa	Radier 2 kPa	Radier 3 kPa
Galerie Pilote	120	—	—	—	—	—	—
Calotte	300	200	—	—	70	—	—
Stross	540	470	280	—	—	30	—
Radier	540	470	320	130	—	—	130
Béton intérieur	540	470	340	130	—	—	130



santes à partir de la voûte vers le radier. A ces  $u_0$  voûte,  $u_0$  radier correspondent des pressions de confinement  $p_i$  voûte,  $p_i$  45°, ...  $p_i$  radier décroissantes qui confirment la distribution observée (fig. 16).

Le tableau précédent fait également apparaître une stagnation des contraintes radiales à partir de la phase STROSS. Physiquement, cela signifie qu'à partir de cette étape les lignes isostatiques (ou lignes de force) ont adopté la forme du tunnel à terme.

Remarquons enfin que la contrainte radiale moyenne à terme sur le périmètre de la section vaut 340 kPa contre 800 kPa obtenu par la méthode du solide composite sans prendre en compte les étapes de construction.

On constate donc que le creusement par phases SOULAGE.

#### 4.4.3. Contraintes dans les revêtements en béton

Aux valeurs par défaut des déplacements correspondent des valeurs par excès des contraintes. Ces dernières sont fournies dans le tableau page 81.

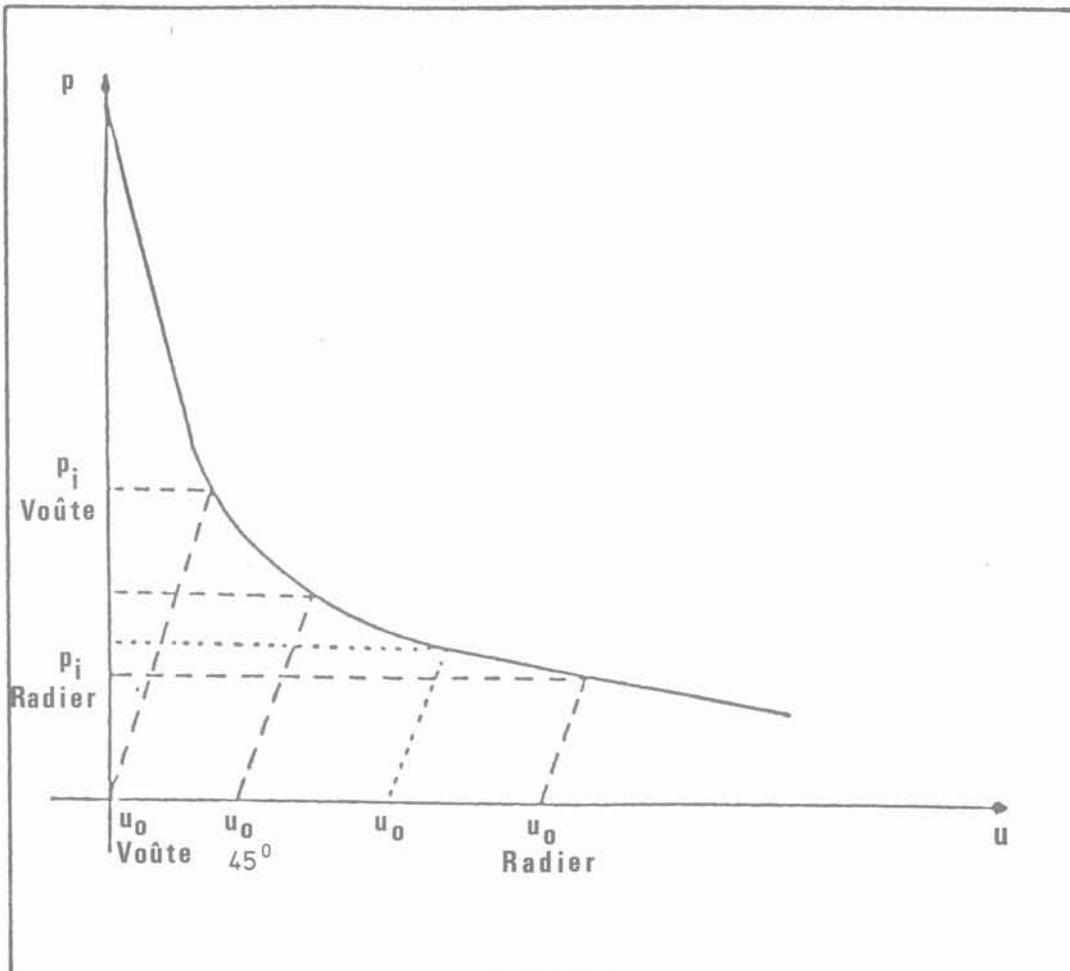
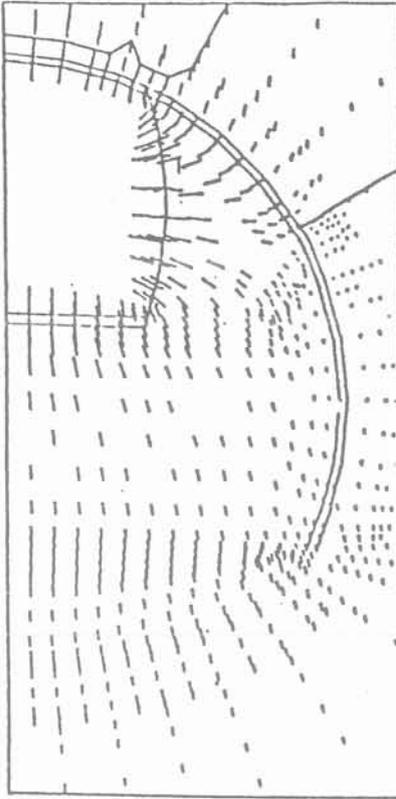
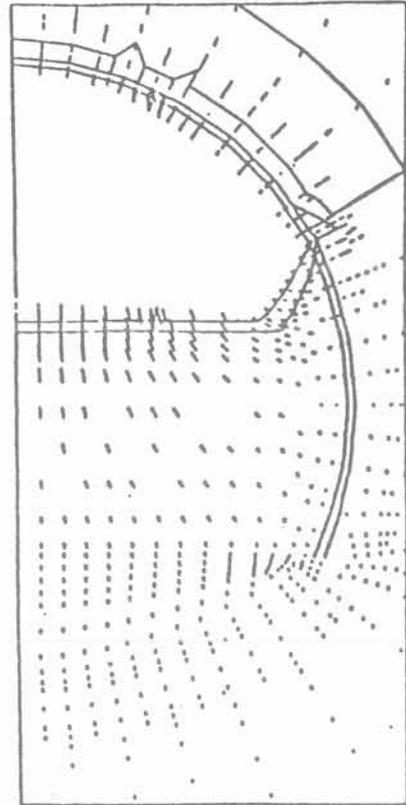


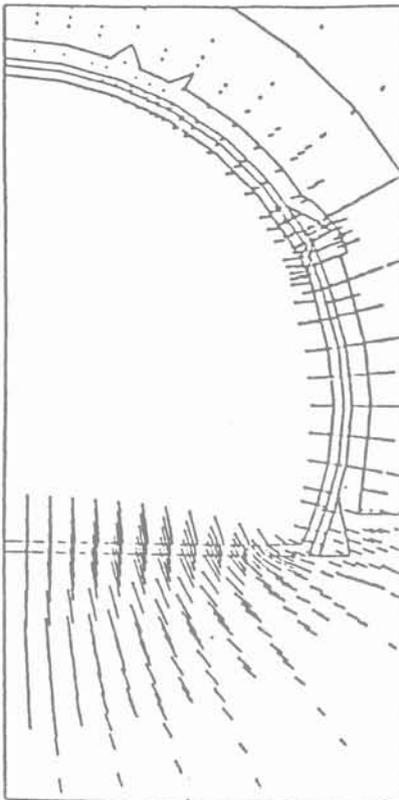
Fig. 16. — Convergency-confinement.



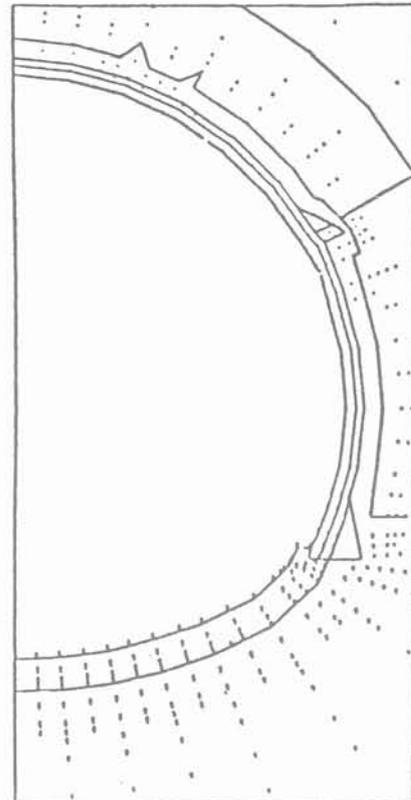
Déplacement galerie pilote.  
Fig. 15a.



Déplacement calotte.  
Fig. 15b.



Déplacement stress.  
Fig. 15c.



Déplacement radier.  
Fig. 15d.

Fig. 15a, b, c, d. — Déplacements.

Fig. 15a, b, c, d. — Displacements.

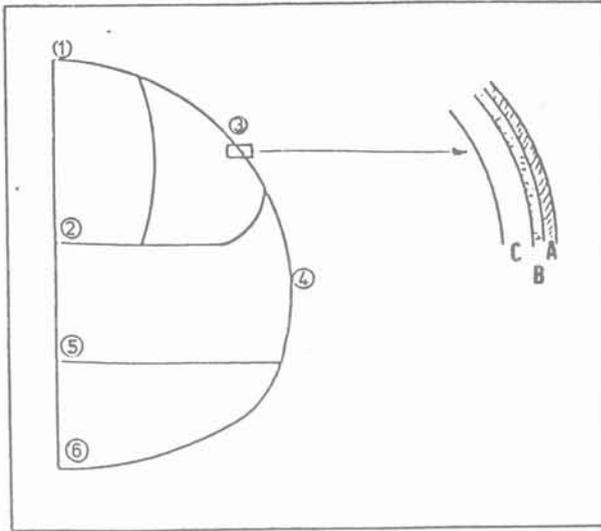


Fig. 17. — Contraintes dans le revêtement.  
Fig. 17. — Stresses in the lining.

Couche A : gunite : 15 cm (ou 20 cm en radier)  
Couche B : gunite : 15 cm  
Couche C : béton coffré : 30 cm

Unité kPa	Pilote	Calotte	Stross	Radier	Béton
1 A	5 400	11 700	16 400	1 640	16 400
B	—	—	3 500	350	3 500
C	—	—	—	—	30
2 A	4 800	10 500			
B	—	—			
C	—	—			
3 A		5 000	11 400	1 160	11 600
B		—	5 000	520	5 200
C		—	—	—	90
4 A			5 900	730	7 400
B			520	660	6 700
C			—	—	20
5 A			7 200		
B			—		
C			—		
6 A				2 200	2 200
B				2 300	2 300
C				2 500	2 500

### 5. MÉTROLOGIE

Les valeurs mesurées sont principalement des déplacements :

- tassements en surface ;
- élongation dans le terrain (extensomètres extérieur et intérieur) ;
- convergence en galerie (auréole de convergence) (fig. 18).

#### 5.1. Les tassements

Les repères de tassement sont disposés au-dessus du tracé du tunnel dans une bande d'environ 150 m de largeur.

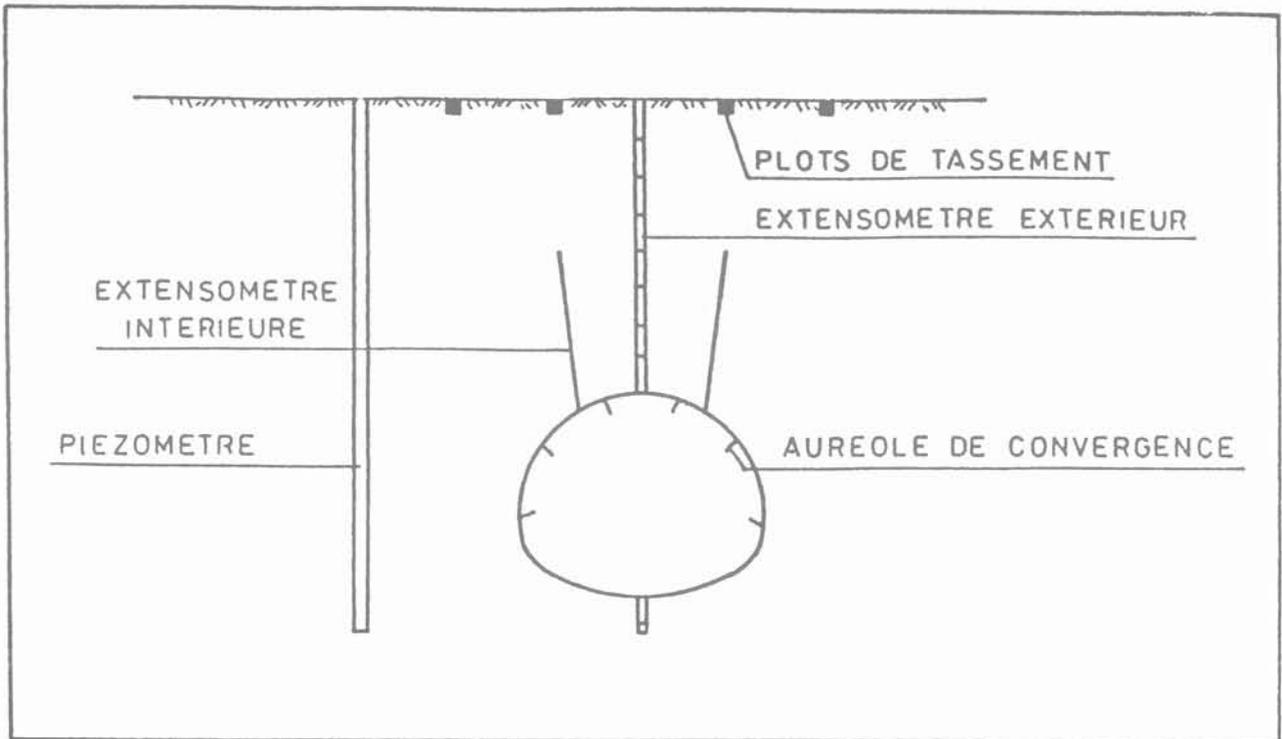


Fig. 18. — Métrologie.

Fig. 18. — Metrology.

Les mesures effectuées au  $N_3$  (précision : 1/10 mm) sont traitées automatiquement.

Dès lors, on obtient rapidement, pour l'ensemble des points relevés, les tassements maximaux et différentiels, l'évolution dans le temps,...

Des coupes peuvent être dressées automatiquement pour percevoir les phénomènes locaux préjudiciables aux habitations (fig. 19).

## 5.2. La détente des terrains

Les extensomètres « extérieurs » sont constitués de tubes plastiques introduits dans le terrain après forage et scellés au coulis de ciment. Des bagues en laiton disposées tous les mètres permettent grâce à une sonde électromagnétique de suivre l'évolution des déplacements au sein du massif (fig. 20).

Nous pouvons donc définir les zones détendues et plastifiées qui participent à la reprise des charges géostatiques et les comparer avec les prévisions établies lors des calculs.

Des déplacements trop importants dans certaines zones reflètent un état de dislocation qui devra être traité le plus souvent par injection.

Ces instruments fournissent aussi le  $u_0$ , c'est-à-dire, l'état de décompression initial précédant la pose du premier revêtement (galerie-pilote). Cette valeur  $u_0$  n'a pas été prise en compte dans nos calculs.

Les extensomètres intérieurs donnent des résultats similaires mais plus restreints. Ils nous renseignent avant tout sur le mode de fonctionnement des boulons passifs.

## 5.3. Les convergences en galerie

Les auréoles sont matérialisées par des points lumineux (diodes) fixés aux cintres et dans les piedroits (fig. 21).

A partir d'une station de visée mise en place en arrière de la section considérée et d'une station d'origine reliée à une polygonale extérieure, les géomètres effectuent les mesures angulaires qui sont transférées et stockées définitivement sur disquettes. Le traitement de ces valeurs par ordinateur fournit plusieurs diagrammes et courbes facilitant leur interprétation (fig. 22a, b, c).

Tant qu'à présent, on constate :

— convergence (positive quand le déplacement s'effectue vers le centre de l'excavation) ;

	Radier mm	Voûte mm
Galerie pilote	0 à 3	8 à 14
Calotte	3 à 18	14 à 40

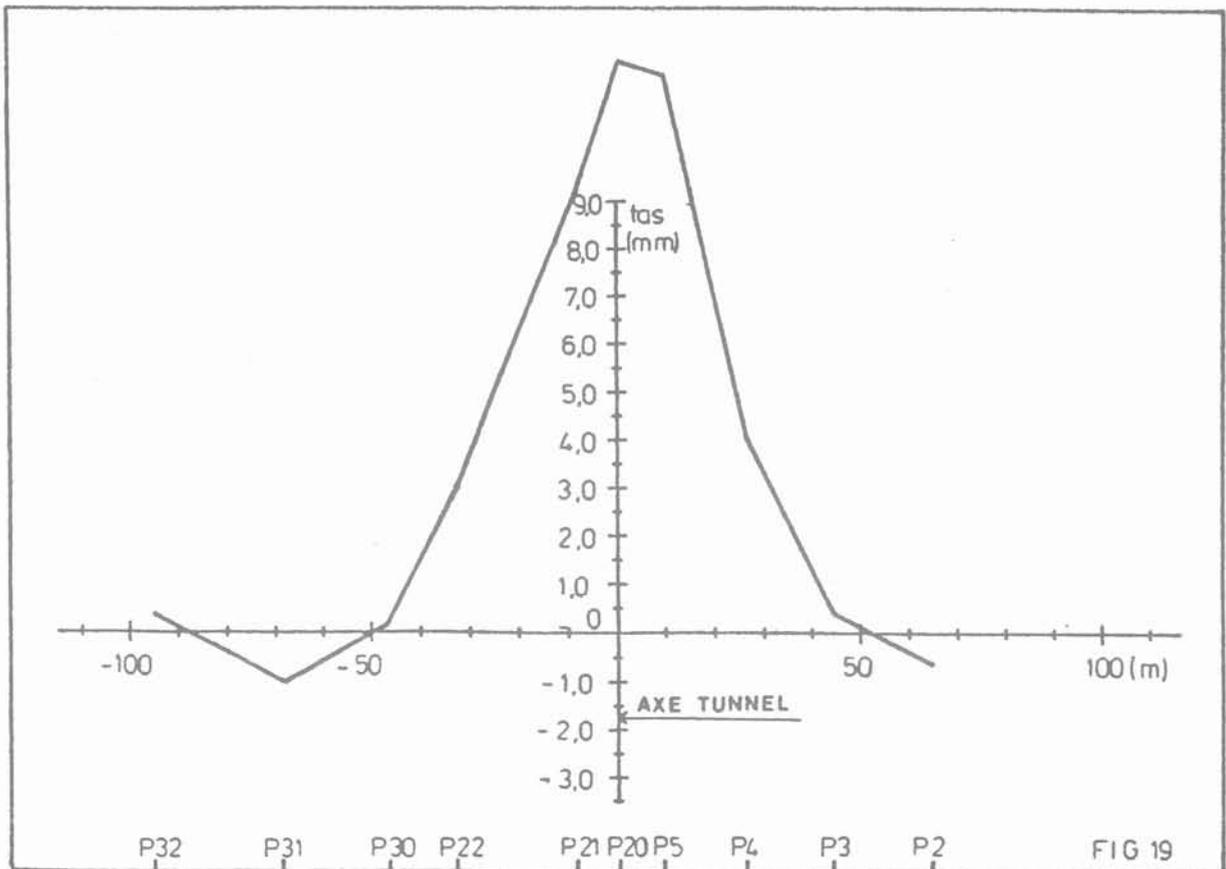


Fig. 19. — Coupe transversale des tassements.  
Fig. 19. — Settlements transverse cut.

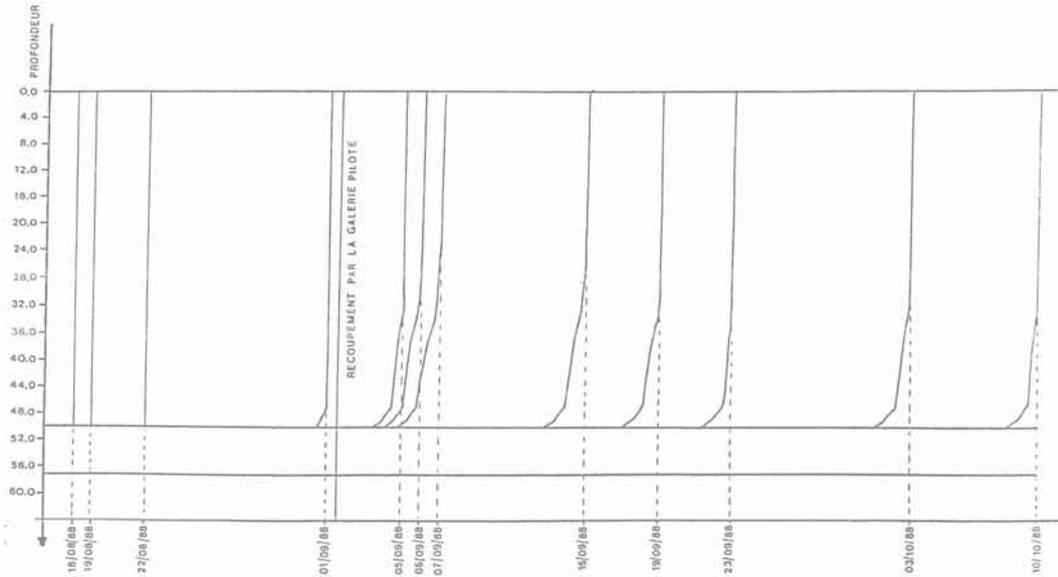


Fig. 20. — Déplacements au sein du massif.  
 Fig. 20. — Displacements inside the mass.

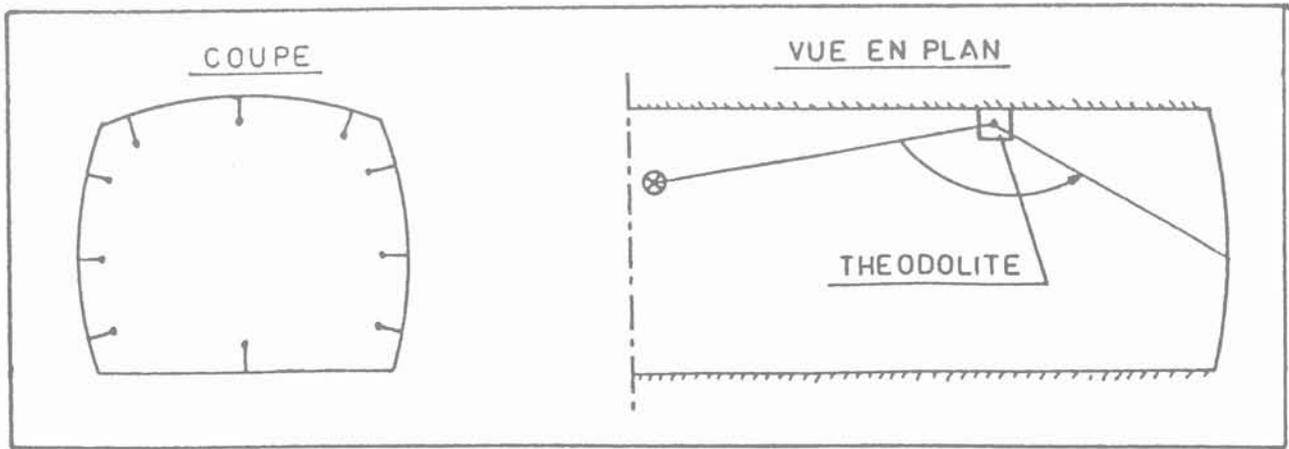


Fig. 21. — Principe des mesures de convergence.  
 Fig. 21. — Convergency measurements principle.

- une stabilisation des convergences dans les sections stiuées à 100 - 150 m du front ;
- un arrêt des convergences lors d'un arrêt de travail.

Cela prouve un massif dont les caractéristiques sont mécaniques et non rhéologiques ;

- un mouvement d'ensemble de la structure qui correspond à une mise en place, à une prise d'appui et des mouvements relatifs qui induisent des efforts semblables aux efforts calculés.

6. CONCLUSION

La complexité de la géologie de la colline de Cointe et les grandes dimensions des tunnels relativement aux dimensions des hétérogénéités du massif ont conduit au choix d'une machine à attaque ponctuelle.

Vu l'importance de la section transversale, l'excavation par phases successives a été retenue.

Cette méthode de creusement permet de profiter au maximum de la participation du terrain qui « encaisse » une partie importante de la charge géostatique.

Le programme de calcul utilisé a permis de simuler les phases successives d'excavation. Au travers de l'analyse des résultats, il a été mis en évidence les principes de la « nouvelle méthode autrichienne ».

Pour vérifier l'exactitude des hypothèses de calcul (valeurs des caractéristiques mécaniques, critère de rupture,...), des mesures sont effectuées.

Leur interprétation qui n'est pas toujours évidente, nous renseigne sur le comportement du massif et de la structure. Si une anomalie était constatée, des dispositions spéciales devraient être prises (boulons actifs, surépaisseurs de gunite, traitement des terrains, ...) avant d'exécuter les phases ultérieures. Cette possibilité de corriger le comportement du solide composite tunnel-terrain en cours d'exécution est un avantage non négligeable.

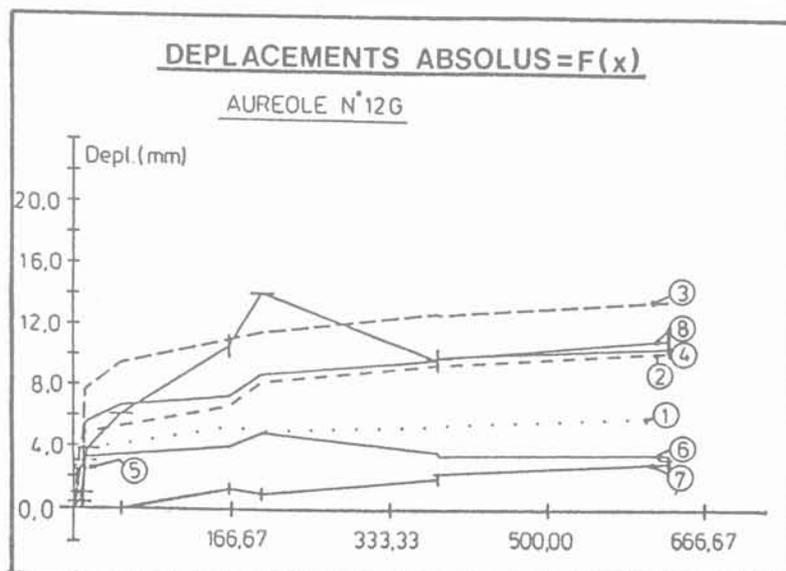
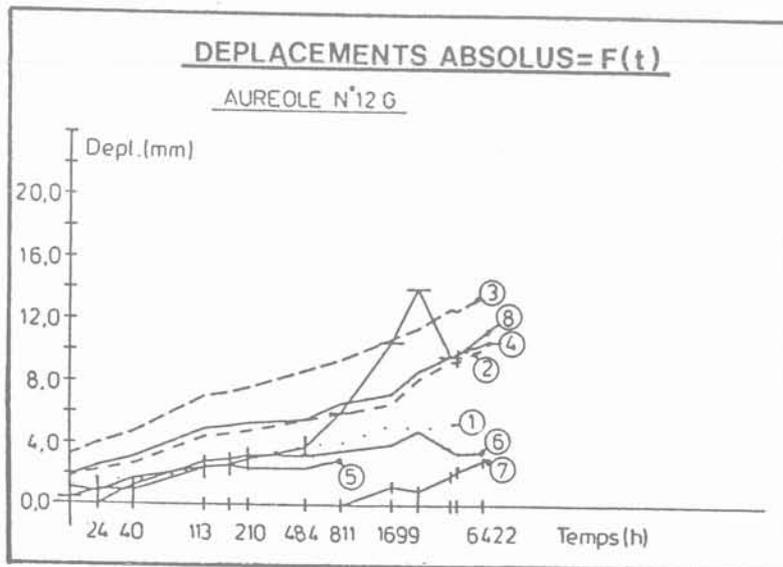
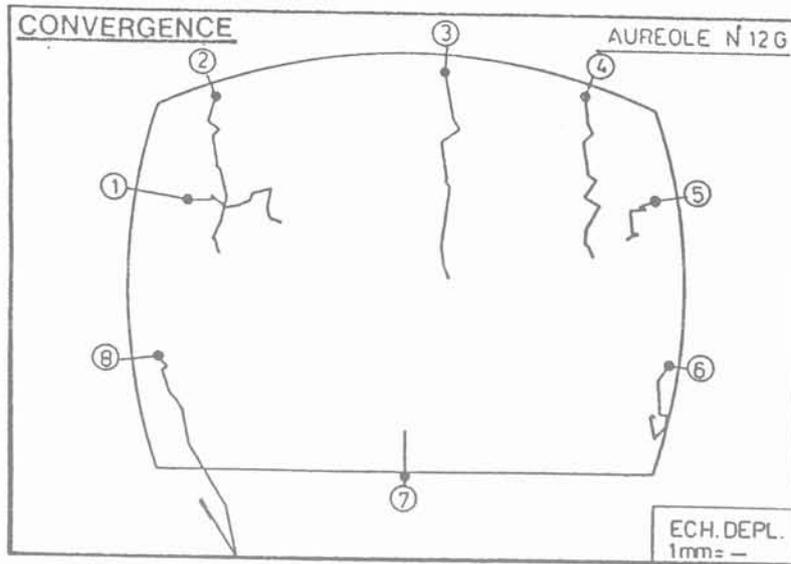


Fig. 22a, b, c. — Résultats des mesures de convergence.  
Fig. 22a, b, c. — Convergency measurements.