

P. LUNARDI  
*Milan*

# Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols

## Présoutènement et préconfinement

### Résumé

Cet article a pour but d'illustrer d'une manière succincte une approche innovante de conception et de construction d'ouvrages souterrains. Elle est le résultat de plus de vingt-cinq années de recherche scientifique menée sur plus de 250 km de tunnels réalisés dans les conditions les plus diverses de contrainte et de déformation. A l'appui des succès nombreux et convaincants remportés sur le terrain, cette approche s'impose à l'attention des constructeurs.

On traite d'abord de l'évolution du concept de présoutènement et de préconfinement de la cavité avant d'analyser les limites des méthodes de conception et de construction adoptées jusqu'ici, pour passer ensuite à la définition des quatre conditions fondamentales auxquelles doit obligatoirement répondre une approche pour être vraiment et universellement valable.

## Presupport and preconfinement

### Abstract

The aim of this article is to briefly illustrate an innovative approach to the design and construction of underground works. The approach is the result of over twenty-five years of scientific research conducted on more than 250 km of tunnel under widely differing stress-strain conditions. The numerous and convincing successes achieved in the field is naturally attracting the attention of operators in the sector.

The article first discusses the evolution of the concept of presupport and preconfinement of a cavity and then examines the limits of design and construction methods employed until now. A definition is then given of the four fundamental and absolutely necessary requirements that must be satisfied if an approach is to be genuinely considered as universally valid.

## Remarques préliminaires

Il est bien connu qu'au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif sont déviées par l'ouverture de la cavité. Sur le contour se créent des zones de surcontrainte au niveau des parois de l'excavation. La *canalisation du flux des contraintes* sur le contour de l'excavation est à l'origine de l'« effet de voûte », et c'est justement grâce à l'amorce de ce phénomène qu'il est possible d'obtenir des espaces vides dans le sous-sol et de garantir leur tenue et leur durée.

L'« effet de voûte » est fonction de l'importance des états de contrainte et des caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain (Fig. 1). Il peut :

- 1) se produire à proximité du profil d'excavation ;
- 2) se produire loin du profil d'excavation ;
- 3) ou ne pas se produire du tout.

Le premier cas a lieu lorsque le terrain sur le contour de la cavité supporte bien le flux des contraintes déviées et répond élastiquement en termes de résistance et de déformabilité.

Le second cas se produit lorsque le terrain sur le contour de la cavité n'est pas en mesure de supporter les contraintes déviées et répond de manière inélastique en se plastifiant et la déformation est proportionnelle au volume de terrain impliqué par le phénomène de plastification. Ce dernier – qui provoque par ailleurs des augmentations de volume du terrain intéressé dans la mesure où il se propage radicalement – rejette les contraintes vers l'intérieur du massif tant que l'état de contrainte de type triaxial est compatible avec les caractéristiques de résistance du terrain.

Dans cette situation, l'« effet de voûte » se forme loin des parois de l'excavation et le terrain sur le contour, désormais altéré, ne pourra collaborer à l'équilibre final de la cavité que par sa résistance résiduelle et cela donne lieu à des phénomènes de déformation très importants (convergences, etc.).

Le troisième cas se produit lorsque le terrain sur le contour de la cavité n'est absolument pas en mesure de supporter les contraintes déviées, un champ de rupture apparaît et l'écroulement de la cavité se produit.

Dans l'analyse de ces trois cas, nous observerons que :

- l'effet voûte *par la voie naturelle* ne se produit que dans le premier cas ;
- dans le second cas, l'effet voûte ne se produit que si le terrain est « aidé » par des interventions de stabilisation ;
- dans le troisième cas, l'effet de voûte ne peut pas se produire par la voie naturelle, il devra l'être *par voie artificielle* au moyen d'interventions adéquates dans le terrain même, avant d'excaver.

Le projeteur du tunnel, dont l'objectif premier est d'étudier *si* l'effet de voûte peut s'amorcer au moment de l'excavation et *comment* il le fera, devra – d'abord vérifier si en aidant le terrain, il pourra ramener le second et le troisième cas au premier – puis il devra décider une fois pour toutes et sans équivoque s'il concevra le projet selon la *philosophie du soutènement* ou selon la *philosophie du confinement* de la cavité, ce qui n'est autre au fond que la définition de l'aide que le

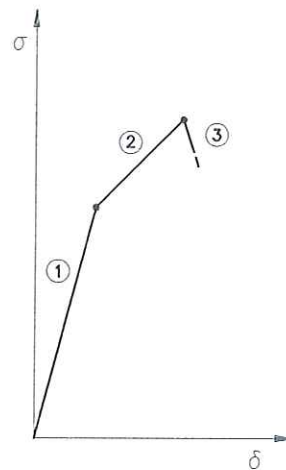
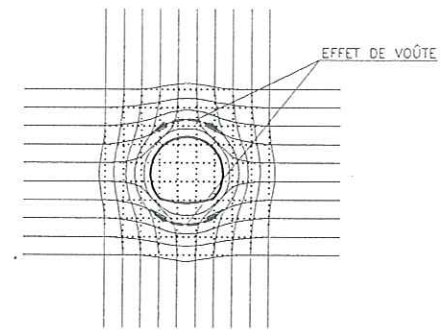


FIG. 1

L'« effet de voûte » peut se produire : 1) à proximité du profil d'excavation ; 2) loin du profil d'excavation ; 3) ou ne pas se produire du tout.

An « arch effect » can be produced : 1) near the profile of the excavation ; 2) far from the profile of the excavation ; 3) not at all.

projeteur entend apporter au terrain pour le contrôle de l'effet voûte.

Si nous analysons ce que nous entendons par soutenir et donc par présoutènement et ce que nous entendons par confiner et donc par préconfinement, nous comprenons immédiatement quelle est l'approche conceptuelle la plus appropriée (Fig. 2).

Si le projeteur décide de maintenir l'excavation par des interventions de soutènement, il devra être bien conscient que :

- soutenant le terrain, il accomplit une action passive ;
- il accepte la détente du massif et que sa réponse en déformation évolue pratiquement d'une manière incontrôlée permettant à l'effet de voûte de s'éloigner irrémédiablement du profil d'excavation ;
- ainsi faisant, il résout le problème de la stabilité de la cavité qu'il entend obtenir dans le sous-sol, selon des critères hérités de l'ingénierie minière qui, ayant des objectifs différents de l'ingénierie des tunnels, ne se préoccupe naturellement pas de retenir le massif sur le contour, de réduire le plus possible la réponse en déformation afin de respecter le profil théorique de l'excavation, de protéger l'intégrité géomécanique du



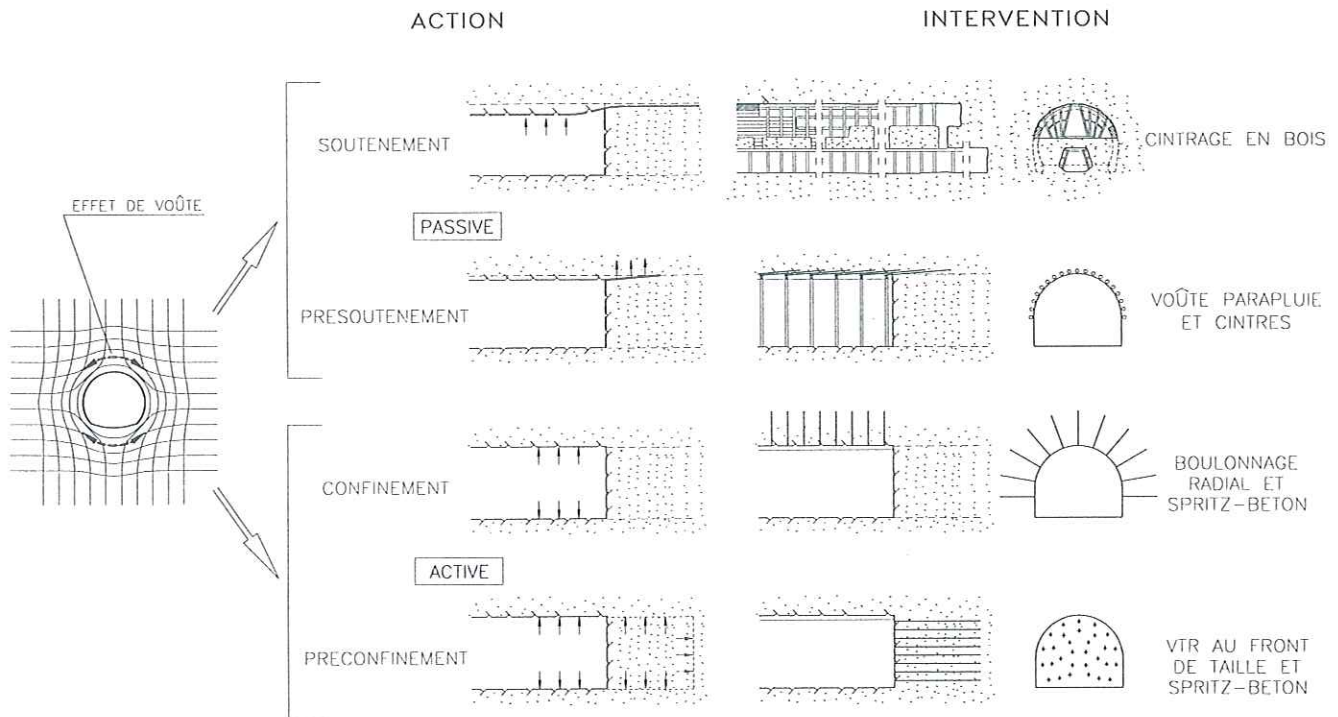


FIG. 2 Soutenant le terrain, on accomplit une action passive, confinant le terrain, on produit une action active. Supporting the ground constitutes a passive action, confinement of the ground produces an active action.

terrain et de garantir la tenue dans le temps de la cavité projetée.

Si le projecteur décide en revanche de maintenir l'excavation par des « interventions de confinement », il doit savoir que :

- confinant le terrain, il produit une action active ;
- confinant le terrain, il contrôle la détente du massif et la réponse en déformation qui s'ensuit ;
- conservant et améliorant les caractéristiques du terrain, celui-ci peut collaborer efficacement à l'équilibre final de la cavité, ce qui valorise le terrain en tant que matériau de construction et assure la formation de l'effet de voûte pas trop loin du profil d'excavation ;
- il ne pourra recourir à des « interventions de soutien » qu'en cas d'urgence pour limiter les dommages consécutifs à une erreur de conception ou de construction.

Il se dégage de ces considérations que, si un projecteur de tunnels veut concevoir et réaliser correctement un ouvrage souterrain, il ne doit prendre en considération que les « aides » au terrain (interventions de consolidation, etc.) qui produisent des effets de voûte, et n'a donc d'autre choix que la « philosophie du confinement », effaçant de son vocabulaire le mot de « soutenir » et tous ses dérivés, tels que « soutènement » ou « présoutènement ».

Même le terme de « présoutènement » – adopté pour indiquer des actions produites en amont du front de taille, pour les différencier des « soutènements » effectués en aval – est un héritage de la tradition minière et n'est autre que ce que nous appelons aujourd'hui les « tubes préforés » ou la « voûte parasol ». Celle-ci, nous le savons bien, même constituée d'éléments structurels s'appuyant sur des cintres mis sur le chantier après l'excavation et disposés le long d'une génératrice circulaire, n'est pas à même de pro-

duire des effets de voûte à l'avancement, du fait d'une collaboration transversale réciproque insuffisante.

En matière de projets et de construction de tunnels, il faudra parler de *confinement*, terme qui se prête mieux au concept d'action active, capable de produire et de contrôler les effets de voûte au contour de la cavité, comme celle présentée par Kastner au cours des années 50, puis réalisée par Rabcewicz dans les années 60 grâce à l'introduction de nouvelles technologies et notamment du béton projeté, des cintres et des boulons.

De même, il faudra parler de *préconfinement* pour indiquer les actions actives qui produisent des effets de voûte par voie naturelle et par voie artificielle, en amont du front de taille.

Récemment, de nouvelles technologies d'avancement ont fait leur apparition dans le monde des tunnels. Elles sont capables de développer des actions de préconfinement qui remédient aux carences des technologies traditionnelles (injections, congélations, etc.) et elles permettent en définitive de réaliser, d'une part, des ouvrages souterrains dans n'importe quel type de terrain avec la même sécurité que pour la construction d'autres ouvrages de génie civil et, d'autre part, d'assurer le respect des cadences d'avancement, même dans des terrains difficiles, en d'autres termes d'industrialiser l'excavation.

La possibilité pour le projecteur de disposer de ce « nouvel instrument de préconfinement » en plus de l'instrument traditionnel du « confinement » ouvre une page nouvelle dans l'histoire des tunnels dans la mesure où elle permet d'envisager le problème du projet et de la construction avec les mêmes chances de réussite, indépendamment de la nature des terrains, tout en offrant la possibilité de mettre au point une



méthode de conception, de classification et de construction fiable qui s'applique à toutes les situations géologiques, géomécaniques et de contrainte. Une méthode qui permet enfin de planifier – au niveau des délais et des coûts – un tunnel au même titre que d'autres ouvrages de génie civil.

2

## Le noyau d'avancement en tant qu'instrument de préconfinement et de stabilisation du tunnel

Ceux qui se préparent à concevoir et à construire un ouvrage souterrain doivent résoudre un problème de génie civil particulièrement complexe, cet ouvrage étant, par rapport à un ouvrage en surface, bien moins facile à déterminer quant à ses données essentielles. La construction d'un ouvrage souterrain se fait effectivement par enlèvement de matière au sein d'un *milieu* dont les caractéristiques ne sont pas faciles à évaluer, et qui est soumis dans la nature à des états de contrainte que les *actions* d'excavation et de construction modifient irréversiblement. La bonne réussite des travaux dépend du contrôle des *réactions* qui s'amorcent dans le milieu au cours de l'excavation.

Ainsi donc, tous ceux qui s'apprêtent à concevoir et à construire un ouvrage souterrain ne peuvent pas se passer de connaître (Fig. 3) :

- le milieu à l'intérieur duquel ils opèrent ;
- l'action accomplie pour faire l'excavation ;
- la réaction attendue à la suite de l'excavation.

Le *milieu* qui est, dans la pratique, le matériau de construction du projecteur du tunnel, est un sujet assez anormal si on le compare aux matériaux traditionnels du génie civil : il est discontinu, hétérogène et anisotrope. Il présente, en surface, des caractéristiques assez variées, mais qui dépendent exclusivement de sa nature intrinsèque, de sa consistance naturelle (qui condi-

tionne la morphologie de la croûte terrestre), alors qu'en profondeur le milieu présente des caractéristiques changeantes, fonction notamment de l'importance des états de contrainte qui s'exercent sur lui (consistance acquise) et qui conditionnent son comportement à l'excavation.

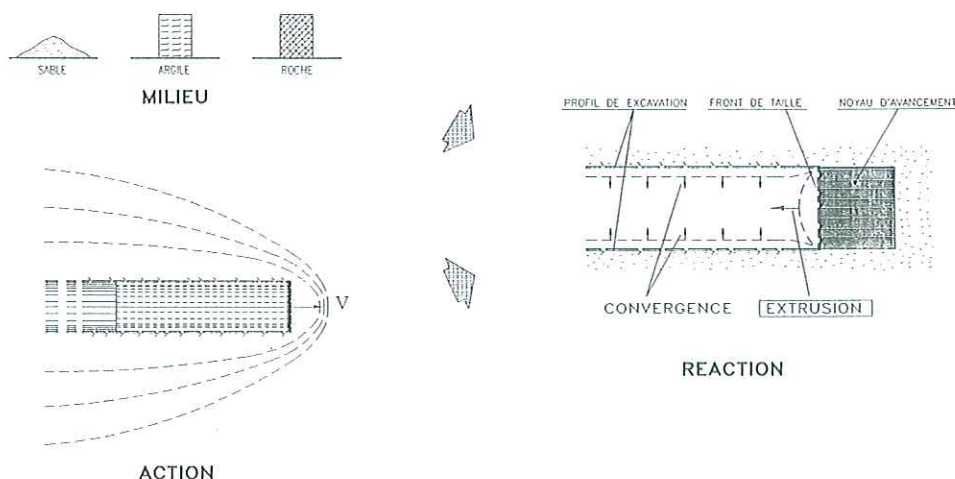
L'*action* c'est l'avancement du front à l'intérieur du milieu. C'est donc un *phénomène strictement cinématique* : on peut imaginer l'avancement d'un tunnel comme un disque (le front de taille) qui se déplace à une certaine vitesse  $V$  à l'intérieur du massif en laissant un vide derrière lui. Il produit une perturbation dans le massif dans le sens longitudinal et dans le sens transversal, ce qui modifie les états de contraintes.

À l'intérieur de la zone perturbée, le champ de contraintes préexistant que l'on peut représenter comme un réseau de lignes de force, est dévié par la présence de l'excavation (Fig. 1) et se concentre à proximité, produisant des surtensions. L'importance de ces surcontraintes détermine, pour chacun des milieux, l'ampleur de la zone perturbée (à l'intérieur de laquelle le terrain subit une chute des caractéristiques géomécaniques et, par voie de conséquence, une augmentation de volume) et donc, en fonction de la résistance de massif  $\sigma_{gd}$ , le comportement de la cavité.

L'ampleur de la zone perturbée à proximité du front est définie par le *rayon d'influence du front de taille*  $R_f$  (Fig. 4), qui représente l'espace sur lequel le projecteur doit concentrer son attention. Pour une étude correcte du tunnel, il devra utiliser des méthodes de calcul tridimensionnelles et non seulement planes.

La *réaction* est la réponse en déformation du milieu à l'action de l'excavation. Elle se produit en amont du front dans la zone perturbée par les surtensions qui se sont produites dans le milieu sur le contour de la cavité et dépend du milieu (consistance) et des modalités selon lesquelles se fait l'avancement du front de taille (action).

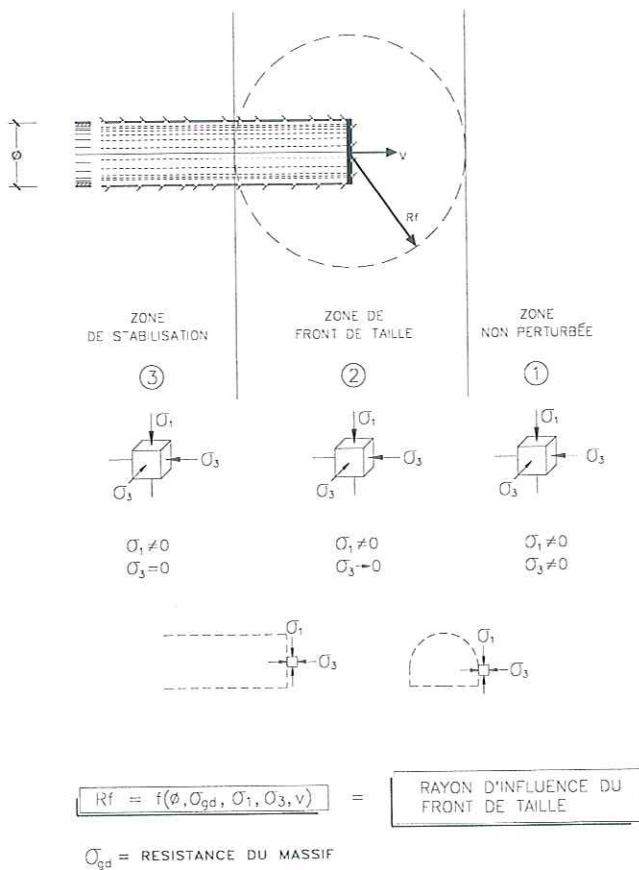
La *réponse en déformation* du front et de la cavité détermine le mouvement du matériau vers le tunnel ou vers le profil théorique de l'excavation. Ce mouvement peut être synonyme d'instabilité des parois de l'excavation.



**FIG. 3** Tous ceux qui s'apprêtent à concevoir et à construire un ouvrage souterrain ne peuvent pas se passer de connaître : le milieu à l'intérieur duquel ils opèrent ; l'action accomplie pour faire l'excavation ; la réaction attendue à la suite de l'excavation.

Anyone who sets out to design and construct an underground opening cannot afford not to have a knowledge of : the medium in which he is operating ; the action carried out to effect excavation ; the reaction that then follows the excavation.





**FIG. 4** L'ampleur de la zone perturbée à proximité du front est définie par le rayon d'influence du front de taille  $R_f$ .  
The extension of the disturbed zone around the tunnel face is defined as the radius of influence of the face  $R_f$ .

La réponse en déformation du front et de la cavité se traduit sous la forme (Fig. 5) :

- a) d'extrusion du front de taille ;
- b) de préconvergence (dans le sens de convergence du profil théorique en amont du front de taille) ;
- c) de convergence ;

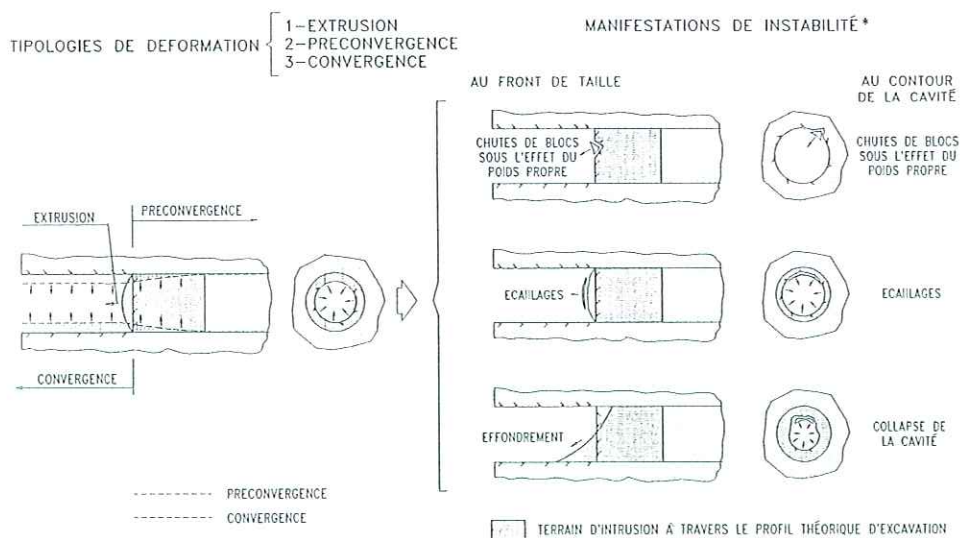
qui peuvent à leur tour donner lieu à des manifestations d'instabilité (il est question d'instabilité toutes les fois que se produit l'intrusion de matériau dans le tunnel, au-delà du profil théorique d'excavation) :

- chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillages et effondrement du front au niveau du front-noyau d'avancement ;
- chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillage et effondrement de la cavité au niveau du contour de cette dernière.

Après avoir défini le *noyau d'avancement* comme le prisme de terrain en amont du front de taille, dont les dimensions transversale et longitudinale sont du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel (Fig. 6), il est permis d'affirmer, sur la base des expériences acquises pendant plus d'un quart de siècle de recherches menées au cours de la réalisation de 250 km de tunnels au moins, que toutes ces manifestations d'instabilité dépendent directement ou indirectement de la rigidité du noyau.

Il est possible de vérifier trois situations fondamentales (Fig. 6).

Si dans la phase d'avancement d'un tunnel, en passant d'un état de coaction de type triaxial à un état de type plan, l'annulation de l'état de coaction au front de taille ( $\sigma_3 = 0$ ) produit sur le noyau des contraintes dans le domaine élastique, la paroi libérée (front de taille) se maintient stable avec des déformations limitées et



**FIG. 5** La réponse en déformation du front et de la cavité se traduit sous la forme de : a) extrusion du front de taille ; b) préconvergence ; c) convergence ; qui peuvent à leur tour donner lieu à des manifestations d'instabilité.  
The deformation response of the face and of the cavity can « manifest » in the following forms : a) extrusion of the face ; b) pre-convergence ; c) convergence ; which can in turn give rise to phenomena of instability.



L'ARRIVEE DU FRONT DE TAILLE MODIFIE LE CHAMP DE CONTRAINTES AUTOUR DU NOYAU EN SUPRIMANT LE CONFINEMENT SUR LE FRONT MEME

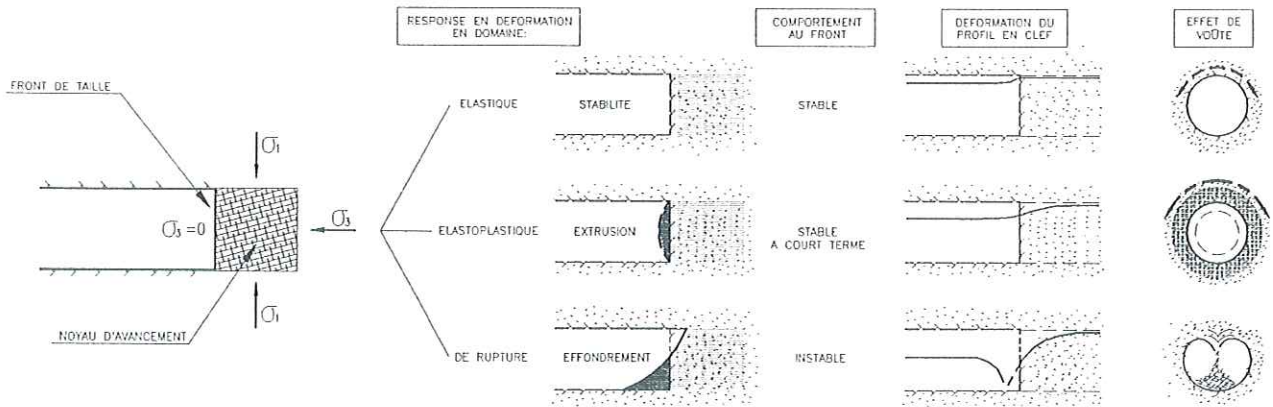
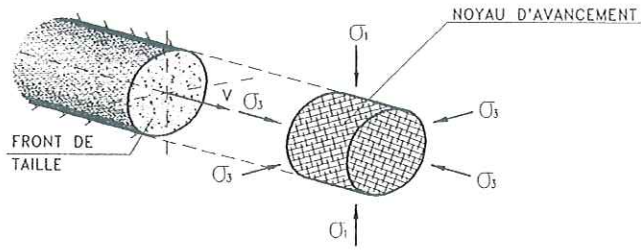


FIG. 6 Toutes les manifestations d'instabilité dépendent directement ou indirectement de la rigidité du noyau. Pendant l'avancement d'un tunnel il est possible de vérifier trois situations fondamentales : 1) front stable ; 2) front stable à court terme ; 3) front instable.

All the forms of instability depend directly or indirectly on the rigidity of the core. During tunnel advance, three basic situations can occur : 1) stable face ; 2) face stable in the short term ; 3) unstable face.

absolument négligeables. Dans ce cas, la déviation des contraintes sur le contour de la cavité (effet de voûte) se produit par voie naturelle à proximité du profil d'excavation.

Si, en revanche, l'annulation de l'état de coaction sur le front ( $\sigma_3 = 0$ ) produit sur le noyau des contraintes qui abordent le domaine élastoplastique, la réaction est importante aussi et la paroi libre du noyau (front de taille) se déforme élastoplastiquement vers l'intérieur de la cavité (extrusion), et cela donne lieu à une situation de *stabilité à court terme*. En l'absence d'interventions, il s'amorce un phénomène de plastification qui se propage longitudinalement et radialement à partir du contour de l'excavation et cela produit le déplacement de l'« effet de voûte » vers l'intérieur du massif. Ce processus ne peut être contrôlé que par la réalisation d'interventions adéquates de stabilisation de la masse de terrain plastifié.

Enfin, si l'annulation de l'état de contrainte sur le front ( $\sigma_3 = 0$ ) produit sur le noyau des contraintes qui sont dans le domaine de la rupture, la réponse en déformation est inacceptable, et nous avons une situation d'*instabilité* du noyau qui empêche totalement la formation de l'« effet de voûte ». C'est le cas des terrains sans cohésion pour lesquels cet effet, ne pouvant pas se former par voie naturelle, devra être produit par voie artificielle.

Il s'ensuit que les caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement jouent également un rôle déterminant sur l'amorce et sur l'évolution des phénomènes de déformation de la cavité.

Nous pouvons donc affirmer que ces derniers sont la conséquence directe des phénomènes de déformation déjà apparus en amont du front ; autrement dit

sont la conséquence des choix conceptuels et de construction opérés en amont du front de taille pour contrôler la réponse en déformation.

Assurer la rigidité du noyau d'avancement signifie donc, éviter les phénomènes d'instabilité du front et, par voie de conséquence, contrôler l'apparition de la réponse en déformation en amont de celui-ci et donc également son évolution en aval (Fig. 7).

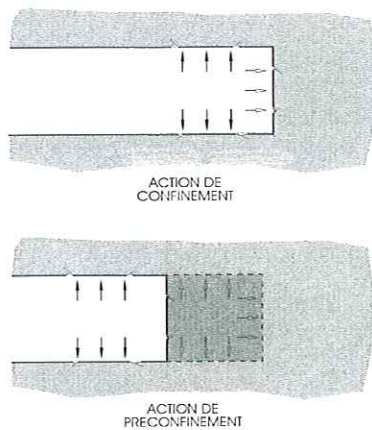
Des mesures expérimentales se référant à l'évolution des déformations dans le milieu en fonction de la position du front de taille confirment ce qui précède et soulignent le fait que plus le noyau se maintient rigide et reste dans le domaine élastique, plus le rayon d'influence du front  $R_f$  est réduit.



FIG. 7 Assurer la rigidité du noyau d'avancement signifie éviter les phénomènes d'instabilité du front et par voie de conséquence contrôler l'apparition de la réponse en déformation en amont de celui-ci et donc également son évolution en aval.

Ensuring the rigidity of the core means preventing face instability and as a consequence, controlling the onset of deformation responses ahead of it and hence also the development of the response down stream.



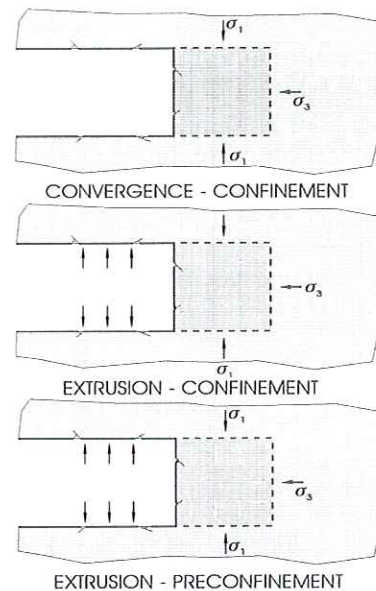


**FIG. 8** Actions de confinement et de préconfinement sur une cavité.  
Cavity confinement and pre-confinement actions.

Mais comment le projeteur peut-il garantir la rigidité du noyau sur le front de taille ? En produisant des actions de *préconfinement de la cavité* destinées, d'une part, à décharger le noyau des états de surtension (action de protection), et d'autre part, à conserver ou à améliorer les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain (action de consolidation). L'action de préconfinement de la cavité est ainsi définie pour la distinguer de celle du simple *confinement* qui agit sur son contour, en aval du front de taille (Fig. 8).

L'action de préconfinement s'oppose à l'apparition de la réponse en déformation en amont du front de taille et limite donc son évolution en aval et facilite son contrôle. De sorte qu'il convient de donner au noyau suffisamment de rigidité pour maintenir le terrain autant que faire se peut dans le domaine élastique à l'intérieur du rayon d'influence du front de taille et cela afin d'obtenir l'effet de voûte le plus proche du contour de la cavité et avoir donc des phénomènes de déformation réduits.

L'importance de la mise en place de l'action de préconfinement de la cavité dans la conception et dans la construction des tunnels réside dans le fait qu'elle donne au concepteur un nouvel instrument qui complète ceux qui sont normalement utilisés, liés à l'action de simple confinement, et qu'elle impose une nouvelle approche de calcul. De fait, dans les cas où les états de contraintes provoqués par l'ouverture de la cavité permettent, en fonction des caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau, de choisir les instruments de stabilisation exclusivement au niveau du confinement de la cavité, le projeteur se limitera à étudier le problème en termes de « convergence-confinement » (Fig. 9) ; s'il fallait choisir également au niveau du confinement du front dans la mesure où il se produit des phénomènes d'extrusion pour des états de contrainte réduits, le problème sera étudié selon des modèles d'« extrusion-confinement ». Enfin, si les états de contrainte sont élevés au point de rendre vaines les actions de confinement de la cavité et du front, le projeteur devra travailler sur la rigidité du noyau en adoptant des solutions de préconfinement de la cavité et trouver la solution du problème de dimensionnement et de vérification des interventions sur le noyau en recourant à de nouveaux modèles « extrusion-préconfinement » qui dans le passé ont fait l'objet d'études par plusieurs auteurs (Fig. 10) et qui, à présent, à la lumière de l'importance



**FIG. 9** En fonction de la situation de contrainte et de déformation du noyau, le projeteur pourra choisir les instruments de stabilisation qui s'imposent en étudiant le problème en termes de convergence-confinement, extrusion-confinement ou extrusion-préconfinement.  
In relation to the stress-strain situation of the core, the tunnel designer can choose the stabilisation instruments by studying the problem in terms of convergence-confinement, extrusion-confinement or extrusion-preconfinement.

revêtue par le noyau d'avancement en tant qu'outil de stabilisation de la cavité, demandent des mises à jour ultérieures.

### 3

## Interventions de préconfinement

Dans le paragraphe précédent, nous avons souligné comment le noyau d'avancement en fonction de sa rigidité était à même :

AUTEUR	METHODE EMPLOYEE	DOMAINE DE APPLICABILITE													
		GEOMETRIE DE LA CAVITE		RECOURVEMENTS		TERRAIN		PARAMETRES EMPLOYES							
		FORME	DE MAX EXPERTIMENTE	BAS	ELEVE	PUREMENT COHERENT	STRATIFIE	NAIVE ACQUISE	C	φ	E	Et	F <sub>k</sub>	N	
BROMS-BENN.	EXPERIMENTAL		*		*						*		*	*	*
LOMBARDI PANET-GUENOT	EN TERMES DE CONTRAINTE ET DEFORMATIONS	○		*	*	*	*	*	*	*		*	*	*	*
ELLSTEIN		○	4-5	*		*				*	*	*	*	*	*
TAMEZ	ANALYSE DE STABILITE	○	8	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
TAMEZ GEN.		○		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
CHAMBON-GO.		○	4-5	*	*		*			*	*	*	*	*	*
LEGA-PANET	CALCUL A RUPTURE	○		*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

**FIG. 10** Études théoriques et expérimentales sur le front de taille du tunnel.  
Theoretical and experimental studies on tunnel face stability.



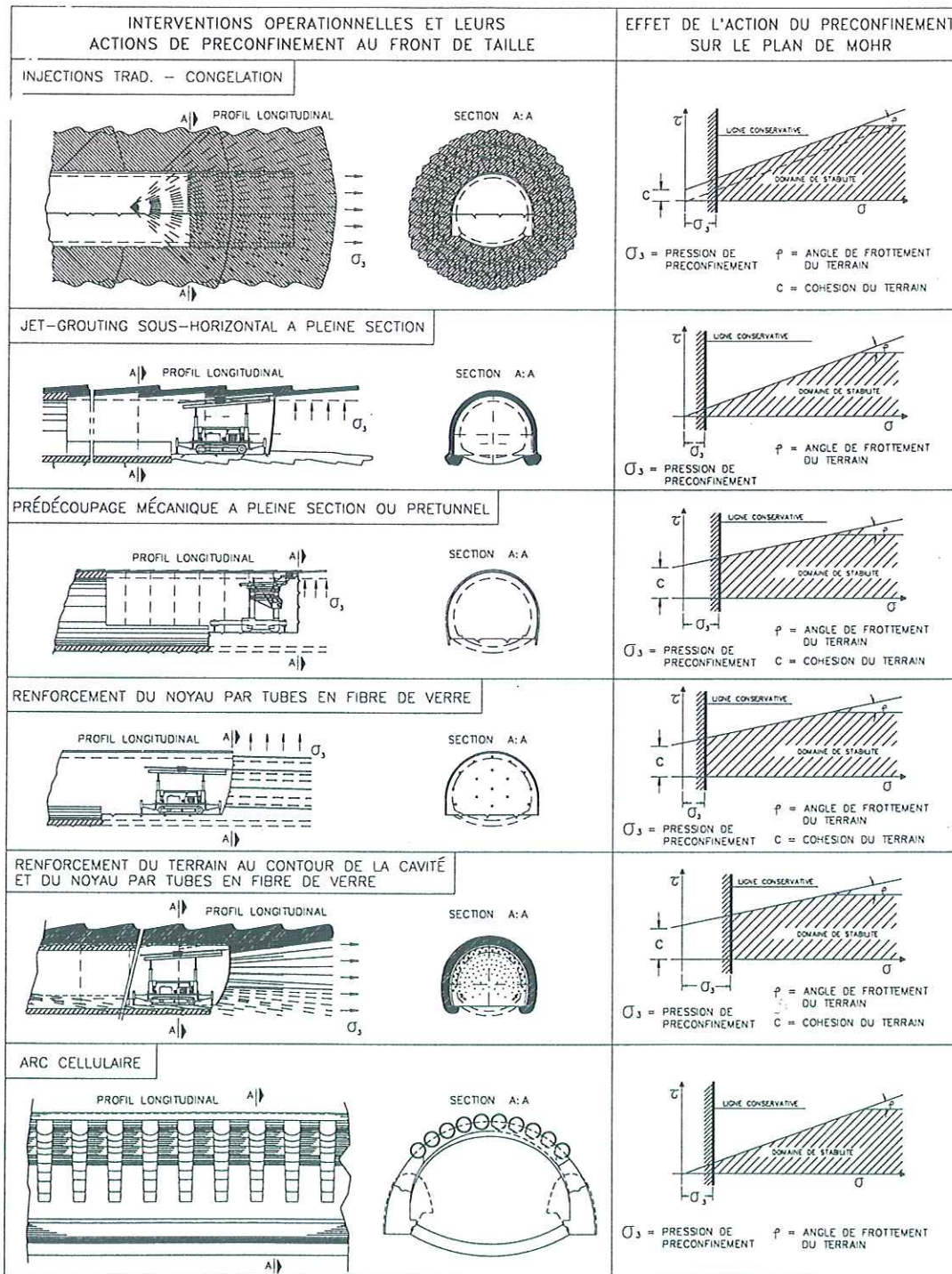
- de produire actions de préconfinement ;
- en produisant des actions de préconfinement, de contrôler la réponse en déformation ;
- en contrôlant la réponse en déformation, d'agir en tant qu'instrument de stabilisation d'un tunnel en phase de construction.

Examinons alors les interventions à la disposition du projeteur pour garantir la rigidité du noyau d'avancement afin qu'il puisse réaliser cette action de préconfinement de la cavité, indispensable, en particulier pour affronter les terrains dits « difficiles », et qui sont consi-

dérés comme tels pour des raisons liées à leur consistance naturelle, aux états de contraintes et à la présence d'eau.

Il s'agit d'interventions de conception généralement récente qui, du fait de l'action qu'elles exercent en amont du front de taille, pour empêcher la détente du massif et pour conserver la contrainte  $\sigma_3$  dans des valeurs positives, sont définies comme des « interventions de conservation » (Fig. 11).

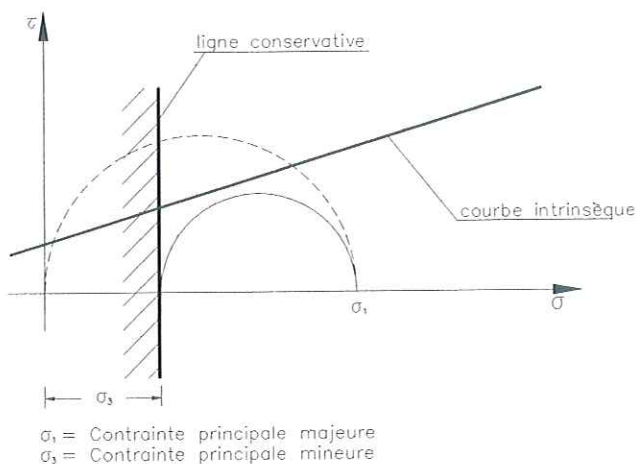
L'action de conservation exercée par ces interventions, peut être représentée dans le plan de Mohr par



Interventions conçues et réalisées les 10 dernières années

FIG. 11 Interventions par action de préconfinement. Techniques that exert a pre-confinement action.





**FIG. 12** L'action de conservation est représentée sur le plan de Mohr moyennant une ligne dite « de conservation ».

The « conservation » action is represented on the Mohr plane by a line called the « conservation line ».

une ligne, justement dite « de conservation », qui représente la limite au-delà de laquelle la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  ne doit pas déchoir, pour garder le plus possible inaltérée la courbe intrinsèque du terrain et ne pas perdre le contrôle de la réponse en déformation du massif (Fig. 12).

Ces interventions, complémentaires aux interventions traditionnelles de simple confinement du front et de la cavité (Fig. 13), par les actions de conservation qu'ils opèrent face au noyau d'avancement, peuvent être à leur tour partagées en (Fig. 14) :

- *interventions de conservation directes*, lorsqu'elles produisent une déviation des contraintes autour du contour du noyau, par exemple au moyen de prévoûtes de terrain consolidé par du jet-grouting sub-horizontale, par des couches de béton projeté ou de béton renforcé par des fibres d'acier lors du prédécoupage mécanique (prétunnel), qui en agissant en amont du front de taille jouent une action de protection ;

- *interventions de conservation indirectes* lorsqu'elles agissent directement sur la consistance du noyau d'avancement en améliorant les caractéristiques de résistance et de déformabilité grâce à des techniques de renforcement du noyau par exemple par des ancrages tubulaires en fibres de verre qui permettent au noyau de rester stable, même en l'absence d'interventions de protection ;

- *interventions de conservation mixtes*, lorsqu'on opère au contour du noyau avec des techniques de protection et en même temps directement à l'intérieur du noyau par des techniques de renforcement, qui prédisposent le noyau à garder sa propre intégrité, même lorsque la nature des terrains et l'entité des recouvrements en jeux tendent à créer des conditions de stabilité difficile.

On peut considérer comme *interventions de conservation directes* (Fig. 15) :

- le système de jet-grouting sub-horizontale (Fig. 16), qui permet de réaliser, à l'avancement, des prévoûtes de terrain consolidé capables de garantir la formation de l'effet de voûte par voie artificielle, même dans des terrains complètement dépourvus de cohésion (première réalisation dans l'absolu en 1983 en Italie au tunnel Campiolo, sur la

ligne ferroviaire Pontebba-Tarvisio pour les chemins de fer de l'État italien (Ferrovie dello Stato, ou FS)<sup>(1)</sup> ;

- le système de prédécoupage mécanique (Fig. 17), que nous avons emprunté à une technologie française (SIPREMEC) et mis au point en « pleine section », pour l'attaque programmée de terrains cohérents ou semi-cohérents, même sous la nappe. Le système consiste à réaliser à l'avancement, un prérevêtement en béton projeté renforcé par des fibres d'acier pour protéger le noyau, prérevêtement capable d'empêcher le relâchement du terrain environnant et, par voie de conséquence, de favoriser la formation de l'effet de voûte à proximité de l'arc proche du profil d'excavation (première réalisation en Italie en 1985, sur certains tunnels de la ligne de chemin de fer Sibari-Cosenza pour les chemins de fer de l'État italien)<sup>(2)</sup> ;

- le système de prétunnel (Fig. 18), qui permet de réaliser des tunnels en pleine section dans des terrains difficiles en effectuant, en continu, la mise en place du revêtement définitif en béton en amont du front de taille. Il sera possible grâce à cette technologie, qui est à présent en phase d'expérimentation en Italie, d'élargir des tunnels autoroutiers de deux à trois voies tout en maintenant la circulation au cours des travaux ;

- le système de l'« arc cellulaire » (Fig. 19) résout le problème de la préfabrication du revêtement définitif de l'ouvrage souterrain à construire avant de commencer son excavation, dans la mesure où il permet de réaliser de grandes cavités corticales (jusqu'à 60 m d'ouverture) dans des zones urbaines, dans des terrains sans cohésion ou peu cohérents, y compris sous la nappe, pratiquement sans provoquer de tassements en surface (première réalisation dans l'absolu en 1988 pour la station « Venezia » de la transversale ferroviaire de Milan, pour MM Strutture ed Infrastrutture del Territorio SPA)<sup>(3)</sup>.

On peut considérer comme intervention *de conservation indirecte* (Fig. 15) :

- le système de prérenforcement du noyau au front de taille par des ancrages tubulaires en fibres de verre (Fig. 20) qui permettent de régler la rigidité du noyau et par voie de conséquence de contrôler la réponse en déformation en amont et en aval du front. Le système a été largement appliqué, notamment dans l'excavation de tunnels dans des terrains de nature argileuse où les forts états de contraintes pouvaient provoquer l'extrusion ou l'effondrement (première réalisation dans l'absolu en 1988 pour les tunnels ferroviaires du Ve lot du tronçon Arezzo Sud-Figline Valdarno de la ligne Grande Vitesse Rome-Florence pour les chemins de fer de l'État italien)<sup>(4)</sup>.

Les interventions *de conservation mixtes* sont réalisées en opérant en même temps une intervention directe de protection et une intervention indirecte de renforcement du noyau. On peut considérer comme interventions conservatrices mixtes (Fig. 21) ;

<sup>(1)</sup> Entreprise générale : Italstrade SpA ; Entreprise spécialisée : Rodio SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [1, 2, 4, 5, 12, 13, 14, 18, 22].

<sup>(2)</sup> Entreprise générale : Asfalti Sintex SpA ; Entreprise spécialisée : Rodio SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [7, 12, 13, 16, 17, 22].

<sup>(3)</sup> Entreprise générale : Consorzio GIEMME ; Entreprise spécialisée : Smetboring SpA, Rodio SpA, Icos SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [6, 8, 9, 10, 11, 12, 22].

<sup>(4)</sup> Entreprise générale : Consorzio FESPI ; Entreprise spécialisée : Rodio SpA, Fondedile SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [7, 12, 17, 19, 22, 23, 24].



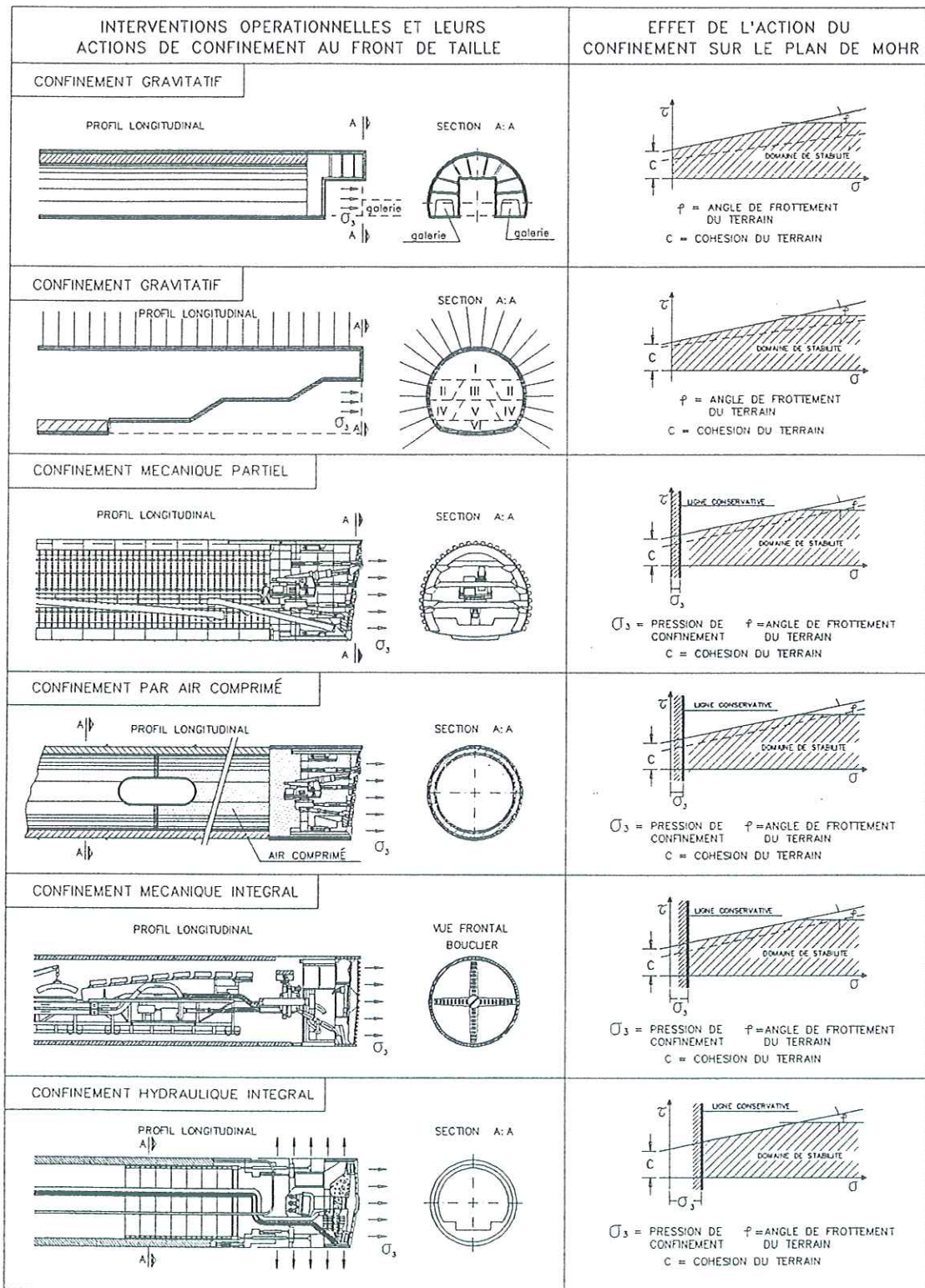


FIG. 13 Interventions par action du seul confinement.  
Techniques that exert a confinement action only.



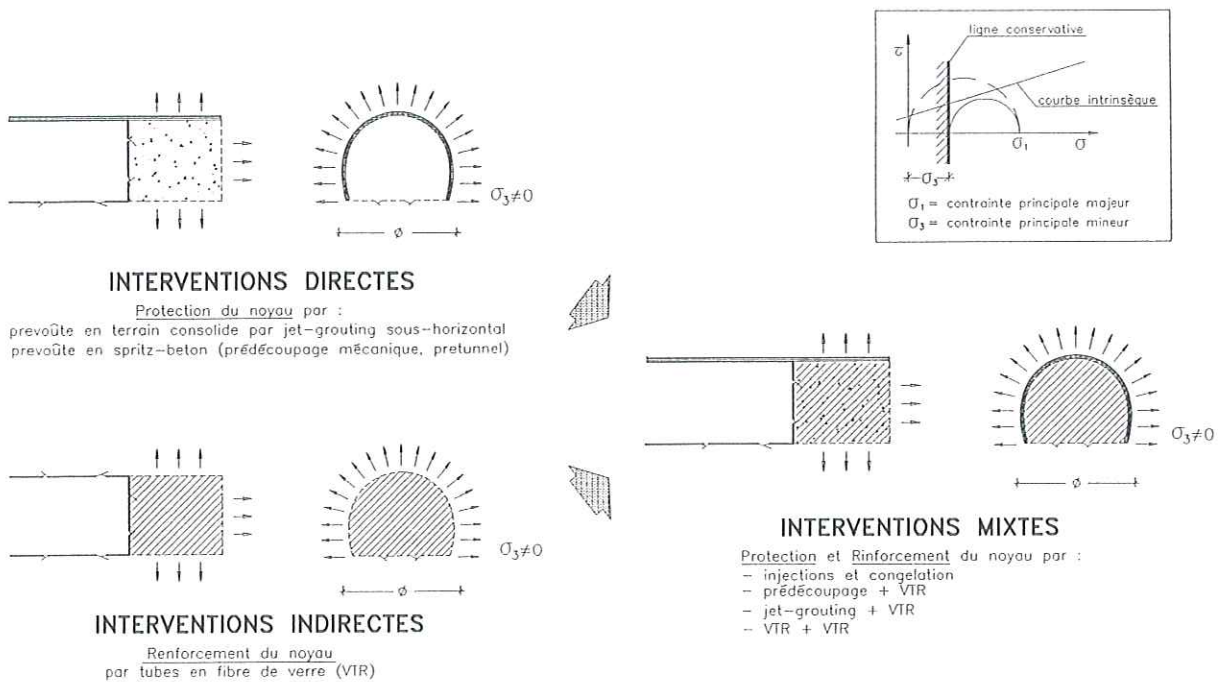


FIG. 14 Interventions de conservation par action de préconfinement : directes, indirectes et mixtes.  
Direct, indirect and mixed conservation techniques.

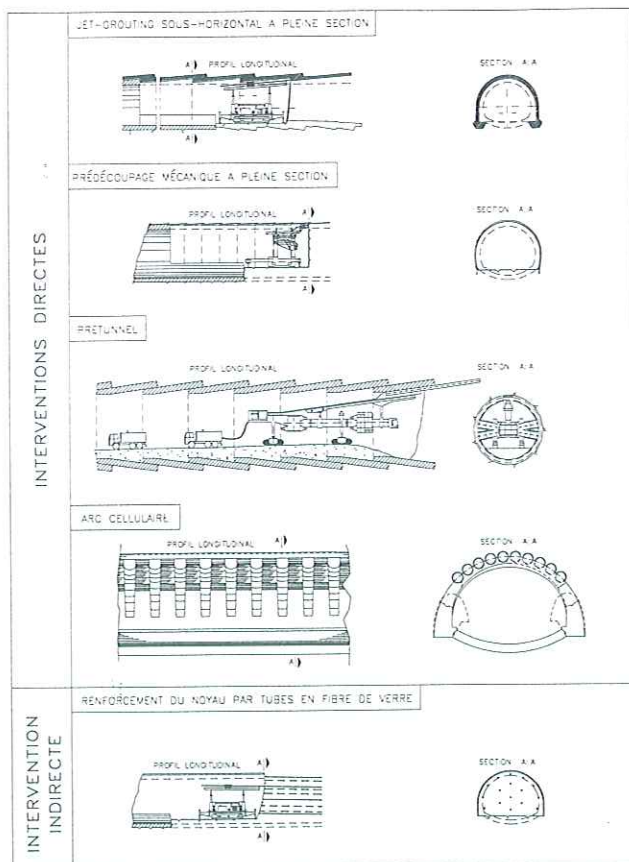


FIG. 15 Interventions de conservation directes et indirectes.  
Direct and indirect conservation techniques.

– le prédécoupage mécanique et le prérenforcement simultané du noyau par des ancrages tubulaires en fibres de verre (première réalisation dans l'absolu en 1988 pour le tunnel Tasso et le tunnel Terranova Le Ville de la ligne Grande Vitesse Rome-Florence pour les chemins de fer de l'État italien <sup>(5)</sup> ;

– le prérenforcement du contour de la cavité et du noyau par des boulons en fibre de verre (première réalisation dans l'absolu en 1991 pour le tunnel San Vitale de la ligne ferroviaire Caserta-Foggia pour les chemins de fer de l'État italien <sup>(6)</sup> ; ou encore la préconsolidation du contour de la cavité par jet-grouting et le prérenforcement du noyau par des ancrages tubulaires en fibres de verre (première réalisation dans l'absolu en 1991 avec le tunnel Vasto de la ligne de chemin de fer Ancona-Bari pour les chemins de fer de l'État italien <sup>(7)</sup>).

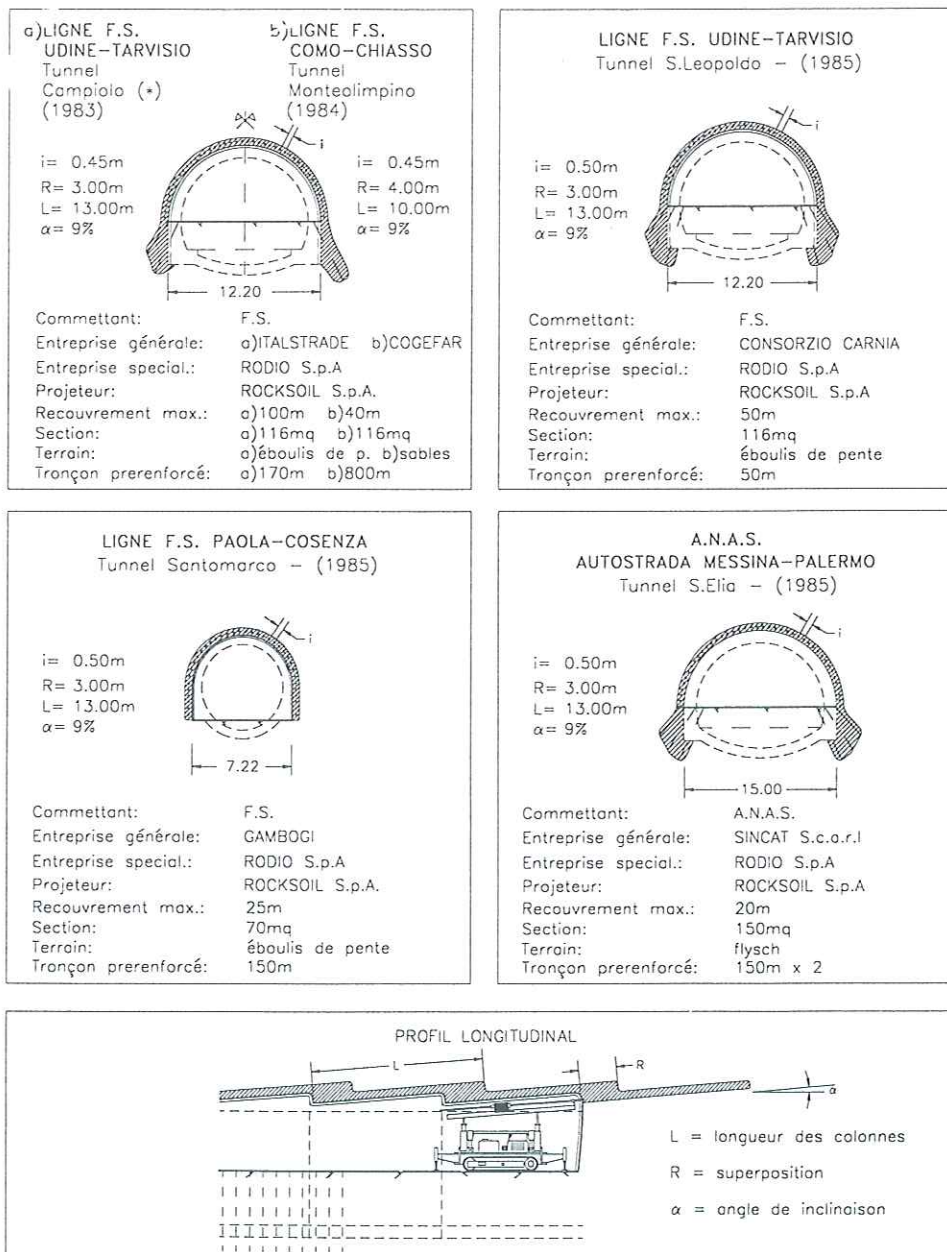
Ces technologies unies à d'autres technologies particulières telles que le système de jet-grouting vertical (Fig. 22) avec lequel il est possible de créer dans le terrain, avant d'excaver, des coques de préconfinement de terrain consolidé, particulièrement efficaces pour la réalisation d'ouvrages d'entrée sur des versants détritiques sans compromettre leur stabilité et dans le respect le plus total de l'environnement (première réalisation dans l'absolu en 1985 pour la tête côté Pontebba du tunnel San Leopoldo de la ligne de chemin de fer Pontebba-

<sup>(5)</sup> Entreprise générale : Consorzio FESPI ; Entreprise spécialisée : Rodio ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [7].

<sup>(6)</sup> Entreprise générale : Consorzio COFERI ; Entreprise spécialisée : Consonda ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [23, 24].

<sup>(7)</sup> Entreprise générale : Fioroni SpA ; Entreprise spécialisée : Fondazioni Speciali SpA ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan.





(\*) PREMIER EXEMPLE DE TUNNEL DE DIAMÈTRE 12.00m RÉALISÉ PAR JET-GROUTING SOUS-HORIZONTAL (1983)

FIG. 16 Premières applications du jet-grouting sub-horizontale.  
First applications of near-horizontal jet-grouting system.

Tarvisio pour les chemins de fer de l'État italien <sup>(6)</sup> ; constituent les interventions de conservation conçues par l'auteur et mises au point au cours des dix dernières années (voir tableaux I et II des travaux réalisés).

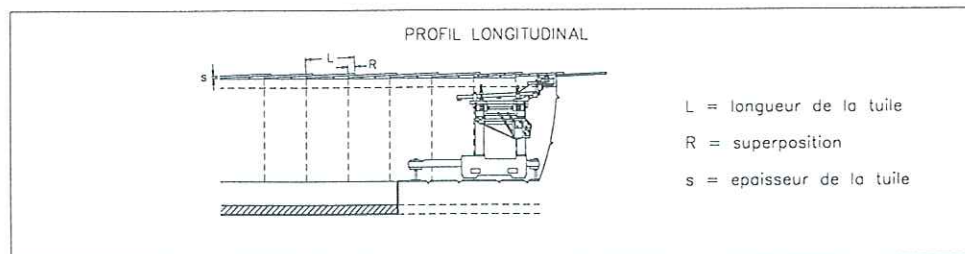
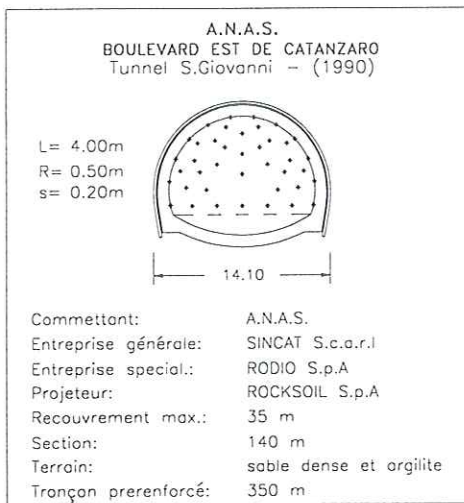
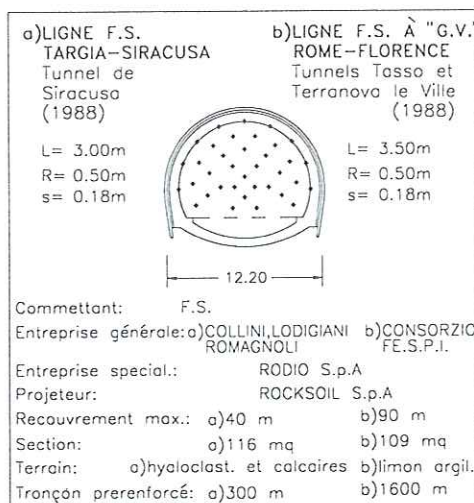
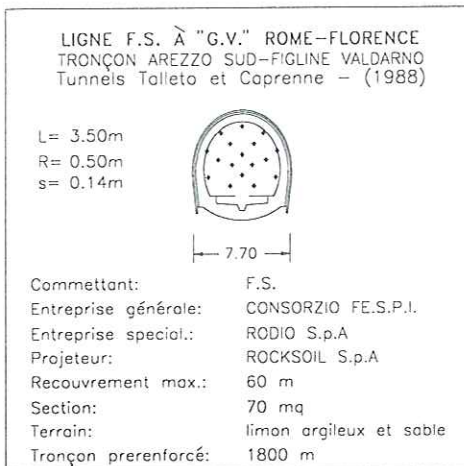
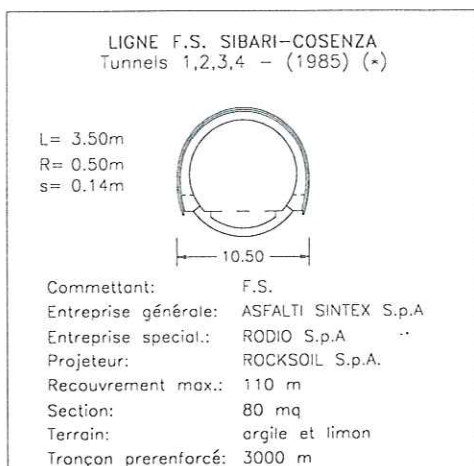
La disponibilité des technologies d'excavation conservatrices au moyen desquelles il est possible d'exercer une action de préconfinement de la cavité, quel que soit le type de terrain et quelle que soit la

situation de contrainte, a entraîné une véritable révolution dans la manière d'aborder les excavations souterraines.

Cette révolution dérive du fait que l'action de préconfinement garantit le respect des cadences d'avancement même dans les situations difficiles, empêche la détente du terrain en amont du front de taille et évite par voie de conséquence l'apparition des manifestations d'instabilité dont nous avons parlé, y compris dans les contextes où les interventions de simple « confinement » ont toujours échoué et continueront de le faire (Fig. 23). Cet état de choses constitue dès lors le point de départ indispensable pour commencer, d'une part à penser concrètement à la possibilité d'industrialiser

<sup>(6)</sup> Entreprise générale : Consorzio Carnia ; Entreprise spécialisée : Rodio ; Projeteur : Rocksoil SpA Milan [3, 15, 18, 22].





(\*) PREMIERE APPLICATION DU PREDECOPAGE MECANIQUE A PLEINE SECTION (1985)

FIG. 17 Premières applications du prédécoupage mécanique à pleine section.  
First applications of full face mechanical precutting system.

liser les ouvrages souterrains et de les planifier en termes de temps et de coûts de construction *indépendamment de la nature du milieu et de l'importance des recouvrements en jeu*. En outre, pour commencer à mettre au point une nouvelle méthode de conception et de construction d'ouvrages souterrains qui soit capable indépendamment de la nature du milieu et de l'importance des recouvrements en jeu, de répondre aux conditions requises pour être considérée comme complète et universellement valable. Elle devra :

- 1) s'appliquer quel que soit le type de terrain et quelles que soient les situations statiques ;
- 2) fournir les instruments de conception et de construc-

tion adéquats, capables de résoudre les différentes situations quel que soit le type de terrain ;

- 3) prévoir une nette séparation entre la conception et la construction de l'ouvrage ;
- 4) permettre de planifier l'ouvrage souterrain en termes de temps et de coûts de construction.

Les méthodes les plus largement utilisées jusqu'ici n'ont pas su répondre complètement à ces exigences. Qu'il s'agisse des méthodes dérivant de critères de classement géomécanique (et donc valables exclusivement pour les massifs rocheux) ou de méthodes dérivant de systèmes de construction comme celui proposé par Rabcewicz.

La Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM), qui a



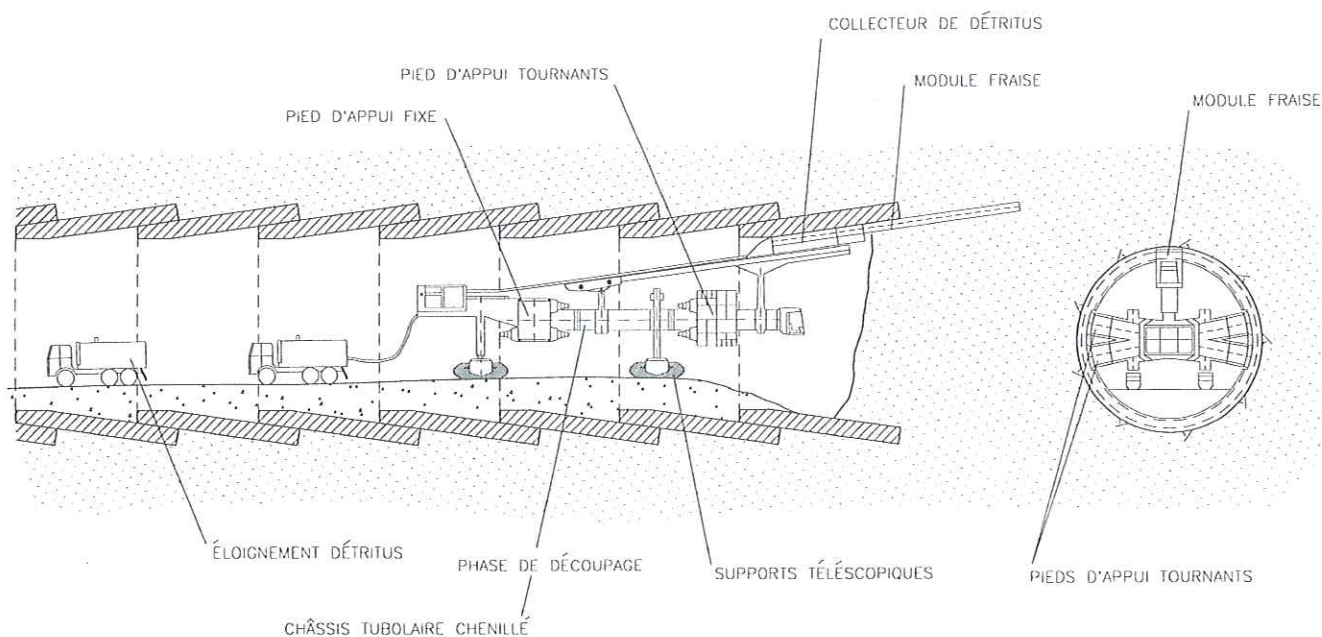


FIG. 18 Le système de « Prétunnel ».  
The Pretunnel system.

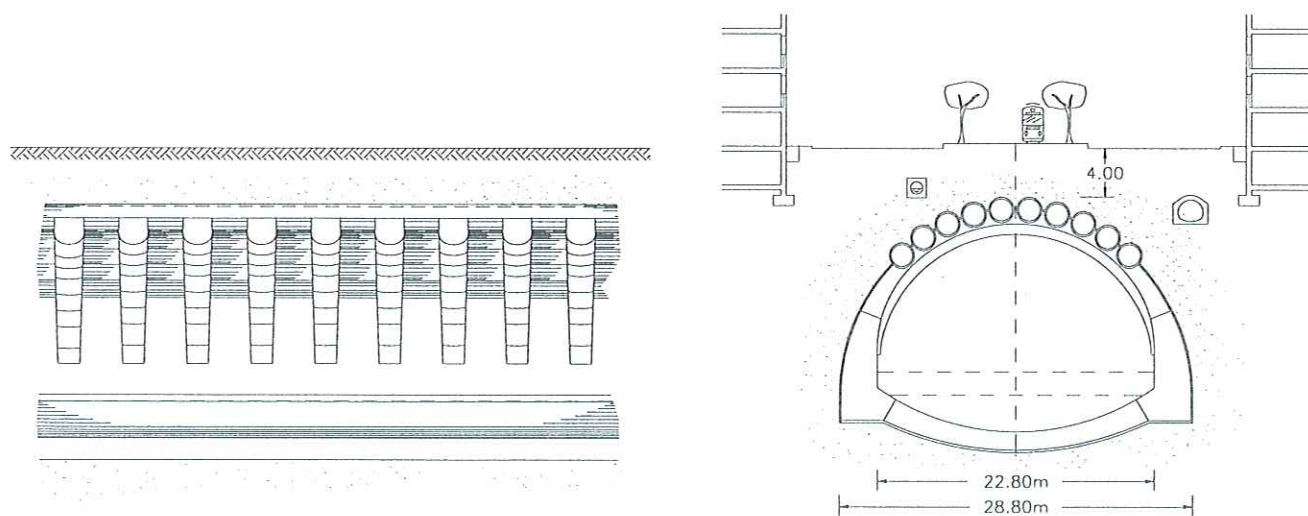


FIG. 19 Le système de l'« Arc Cellulaire ».  
The Cellular Arch system.

eu au demeurant une très large diffusion ces trente dernières années, a incontestablement représenté lors de son introduction, un progrès considérable par rapport au passé. Elle a eu le mérite essentiel :

- de considérer pour la première fois le terrain comme un matériau de construction et de s'orienter vers des actions de *confinement* et non pas de soutènement ;
- d'introduire l'utilisation de nouvelles technologies de simple confinement avec une action active, telles que le béton projeté et les boulons ;

- de souligner le besoin de mesurer et d'interpréter systématiquement la réponse en déformation du massif exclusivement en termes de convergence de la cavité.

Aujourd'hui, toutefois, à la lumière des progrès récents faits dans le domaine technologique et dans le calcul, la méthode révèle des limites importantes :

- elle représente un système de classement incomplet et partiel dans la mesure où ce classement ne s'applique pas à tous les types de terrain et à toutes les situations de contraintes et de déformations ;



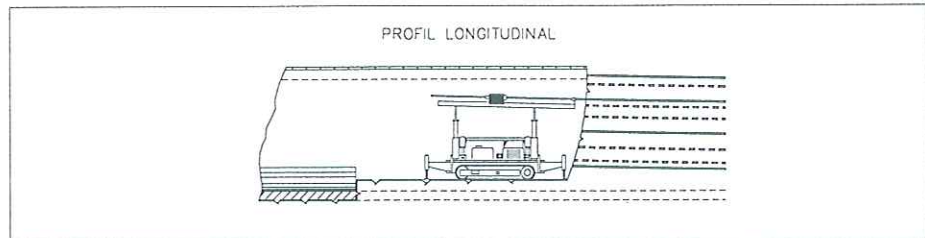
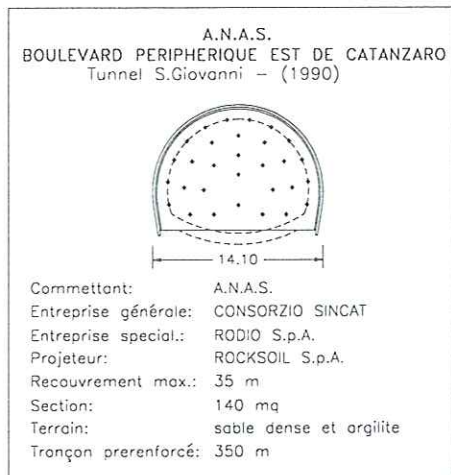
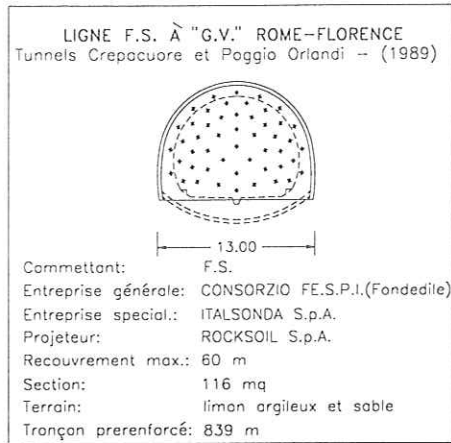
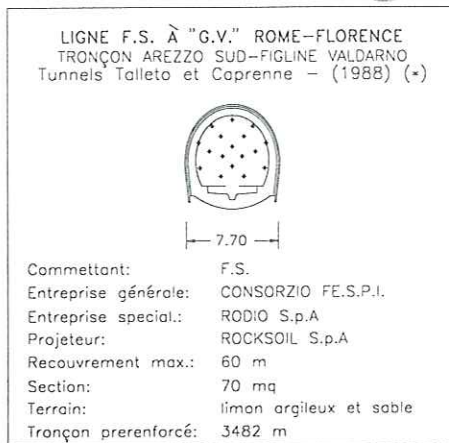


FIG. 20 Premières applications du renforcement du noyau par tubes en fibre de verre (VTR).

First applications of the reinforcement of the ground core using glass fibre tubes.

- elle néglige les nouvelles technologies et continue à prétendre, à tort, d'être à même de résoudre toutes les situations de contraintes et de déformations à travers la seule utilisation de boulons, de cintres et du béton projeté ;
- elle néglige complètement l'importance du noyau d'avancement et le besoin de l'utiliser en tant qu'instrument de stabilisation du tunnel ;
- elle ne prévoit jamais une conception nettement séparée de la construction.

Pour surmonter ces limites, une méthode a été récemment proposée qui se base sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les

sols [20, 21]. Elle se présente comme une nouvelle méthodologie qui a pris acte des possibilités offertes par les instruments les plus récents de recherche et de calcul au cours de la phase de conception et qui tient compte des nouvelles techniques d'avancement et de stabilisation de la cavité au cours de la phase de construction. Une méthode qui valorise sur le plan pratique la contribution scientifique et opérationnelle de la NATM et des autres méthodes utilisées dans le passé. Elles les interprètent dans un sens innovant, elle dépasse leurs limites et constitue leur évolution naturelle. Elle propose entre autres choses :

- de faire référence à un seul paramètre, autrement dit



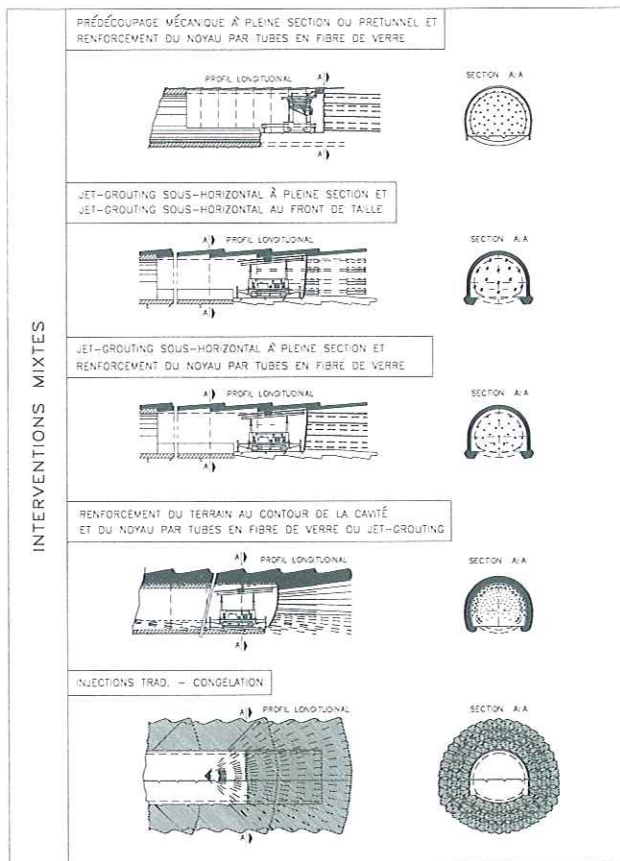


FIG. 21 Interventions de conservation mixtes. Mixed conservation techniques.

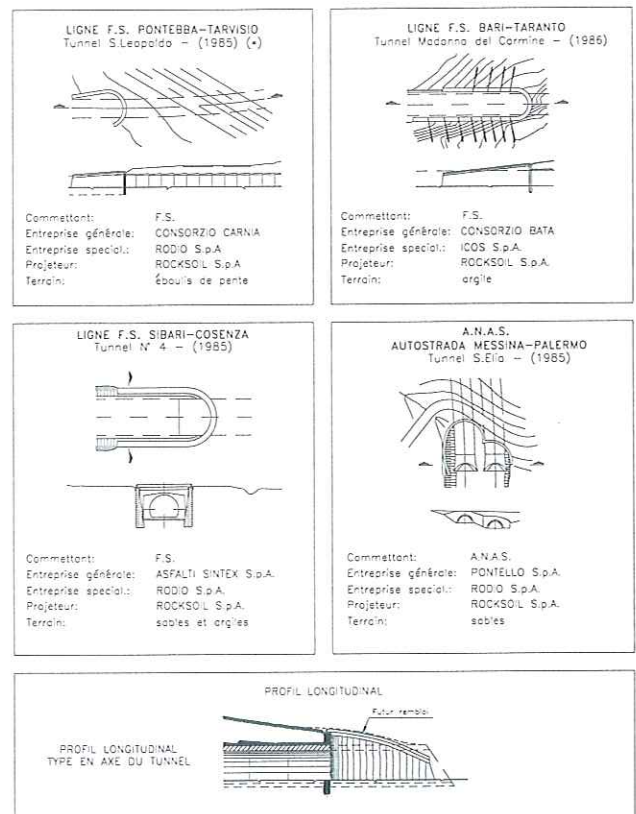


FIG. 22 Premières applications d'attaque du tunnel par jet-grouting vertical. First applications of vertical jet-grouting system to create shells of improved ground before tunnel excavation commences.

ANNÉE	COMMETTANT	TRAVAIL	Ø [m]	SECTION A-A					N
				L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	
1983	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Compilolo	12	170					
1984	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel M. Pol's	12	200					
1984	F.S.	PAOLA-COSENZA Tunnel Santomarcio	7	150					
1984	F.S.	COMO-CHASSO Tunnel M. Olimpia	12	800					
1985	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel S.Leopoldo	12	50					1
1985	ANAS	MESSINA-PALERMO Tunnel S.Elio	15	150x2					1
1985	F.S.	SIBARI-COSENZA Tunnels 1,2,3,4	10	1300	2300	2300			
1986	F.S.	BARI-TARANTO Tunn. Madonna del Carm.	12	200					2
1986	F.S.	BARI-TARANTO Tunnel S.Francesco	12	100					2
1986	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Malbarghetto	12	150					1
1987	Commune Compinas	Passage souterrain de la gare	14	300x2					2
1987	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Camarossa	12	650					2
1987	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel S.Rocco	12	600					
1988	ANAS	AUT. DEI TRAFORTI Tunnel Valsesia	15	600					
1988	ANAS	S.S. 42 Tunnel Lovere	11	200					
1988	MM	TRANSVERSALE FERR DE MILANO Station Venezia	30				250		
1988	F.S.	LIGNE A *GV* ROVE-FLORENCE Tunn. Talieto e Caprenne	8	2500	2800	2800			4
1988	F.S.	LIGNE A *GV* ROVE-FLORENCE Tunnel Tasso	12	150		1650			2
1988	F.S.	LIGNE A *GV* ROVE-FLORENCE Tunn. Terranova la Ville	12	200	1800	2200			3
1988	F.S.	LIGNE A *GV* ROVE-FLORENCE Tunnel Poggio Oriandi	13	250		600			2
1988	F.S.	LIGNE A *GV* ROVE-FLORENCE Tunnel Crepacuore	13	60		120			2
1989	ANAS	BOULEVARD DE CATANZARO Tunnel S.Giovanni	12		400	400			2
1989	ANAS	S.S. 42 Tunn. Costa Valpino	11			200			1
1989	Aqueduc des Pouilles	Aqueduc d'Ofanto	5			200			3
1989	F.S.	TARZIA-SIRACUSA Tunnel di Siracusa	12		1000	1000			
1989	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Villeneuve	12	275x2					2

ANNÉE	COMMETTANT	TRAVAIL	Ø [m]	SECTION A-A					N
				L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	L [m]	
1989	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Avise	12	290x2					4
1989	F.S.	UDINE-TARVISIO Tunnel Tarvisio	16	1000					1
1989	SAT	AUT. LIVORNO-CIVITAV. Tunnel Malenchini	12	900x2					2
1989	SAT	AUT. LIVORNO-CIVITAV. Tunnel Rimozzano	12	900x2		900x2			2
1990	Commune de Remel	Passage souterrain via Cristoforo Colombo	12,5	150					
1990	ANAS	S.S. 1 Tunnel Montenero	11	150x2		2350x2			2
1990	LAURO	S.S. 38 Tunn. Valmagg. Ballardore	12	150					4
1990	COGEFAR	S.S. 38 Tunnel Mandadizzo	12	60					1
1990	CARBON	S.S. 38 Tunn. Le Presse e Verzedo	12	100					2
1990	LODIGIAN	S.S. 38 Tunnel San Antonio	12	40					2
1990	TECNO SVILUPPO	S.S. 38 Tunnel Tola	12	80					2
1990	SECOL	S.S. 38 Tunnel Cepino	12	70					1
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Leverogns	12	270x2					2
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Villerat	12	240x2					4
1990	R.A.V.	AUT. AOSTA-M. BIANCO Tunnel Les Crêtes	12	450x2					2
1990	MM	MILANO Boulevard periferique est	11	70					2
1991	ANAS	S.S. 510 Lotti 5,6,7	11	900		400			15
1991	ANAS	S.S. 237 Tunnel Sabbio	11	300					3
1991	F.S.	CASERTA-FOGGIA Tunnel S.Vitale	12		300	1800			
1991	ANAS	S.S. 62 Tunnel M. Barro	11	100x2					1
1991	PIZZA ROTTI	S.S. 470 Tunnel Lenno	12	30					
1992	ANAS	E 45 Tunnel Quarto	11	100x2		200x2			3
1993	F.S.	ANCONA-BARI Tunnel Vasto	12	2260	2620	4980			
1993	F.S.	FIRENZE-EMPOLI Tunnel S.Vito	12			900			
1993	F.S.	FIRENZE-EMPOLI Tunnel Bellisguardo	12	50		714			2
1993	ANAS	S.S. 106 Tunnel Lofiri	11	90x2		90x2			2
1993	INTER-METRO	METRO DE ROME Stat. Baldo degli Ubaldi	21		120	120			



TERRAIN	ARGILLES	LIMONS	SABLES	GRAVIER	ROCHES FRACTURÉES	ROCHES
INTERVENTIONS						
INJECTIONS TRADITIONNELLES		---	---	---	---	---
CONGÉLATION	---	---	---	---		
JET-GROUTING SOUS-HORIZONTAL		---	---	---	---	---
PRETUNNEL *				---	---	---
RENFORCEMENT DU NOYAU PAR TUBES EN FIBRE DE VERRE	---	---	---	---		
PREDECOUPAGE MÉCANIQUE	---	---	---	---		
ARC CELLULAIRE		---	---	---	---	---

FIG. 23 **Domaine d'application des interventions qui produisent des effets de voûte artificiels.**  
Application range of the techniques which produce an artificial arch effect.

la réponse en déformation du milieu où est creusée l'excavation tout d'abord par voie théorique, comme objet de prévision et de mise sous contrôle, puis par voie expérimentale, comme objet de lecture et d'interprétation pour la mise au point du projet en chantier ;

– de valoriser la fonction du noyau au front de taille comme instrument de stabilisation de la cavité en phase d'excavation ;

– d'encadrer les tunnels sur la base de catégories de comportement en fonction des conditions de stabilité du noyau et du front de taille ;

– d'intégrer, dans la phase du choix et du dimensionnement des interventions de stabilisation, les approches bien connues de « convergence-confinement » et d'« extrusion-confinement » avec celle d'« extrusion-préconfinement » en faisant en sorte qu'il soit possible d'aborder la conception et la construction

des tunnels difficiles avec les mêmes critères de sécurité que ceux adoptés pour les tunnels faciles à réaliser, afin de prévoir d'une manière fiable les temps et les coûts de construction.

Aujourd'hui, l'objectif de l'industrialisation des excavations est donc à notre portée, de même que celui de la planification des ouvrages souterrains qui pourront enfin être élevés à la dignité des autres ouvrages du génie civil.

Une méthode de conception et de construction conforme aux caractéristiques que nous venons d'indiquer peut être adoptée comme référence pour le développement d'une nouvelle réglementation capable de répondre correctement aux exigences de ceux qui opèrent en souterrain (comme cela a été fait par trois importantes administrations italiennes qui ont renouvelé récemment leurs cahiers des charges [25, 26, 27].

## Bibliographie

- [1] Lunardi P. – Nouvelle méthode de construction des écrans d'étanchéité dans les barrages en remblai. XIV<sup>e</sup> Congrès international sur « Le Grand Dighe ». Rio de Janeiro, 6-7 mai 1982.
- [2] Louis C., Lunardi P. – Consolidation des sols par la technique de jet-grouting. État des connaissances et expériences. Colloque international « Renforcement en place des sols des roches ». Paris, octobre 1984.
- [3] Faoro L., Lunardi P., Pasquini M. – Il jet-grouting nel consolidamento di imbocchi di gallerie autostradali. Comptes rendus du Congrès international sur les « Grands Ouvrages en Souterrain ». Florence, 8-11 juin 1986.
- [4] Lunardi P., Mongilardi E., Tornaghi R. – Il preconsolidamento mediante jet-grouting nella realizzazione di opere in sotterraneo. Comptes rendus du Congrès international sur les « Grands Ouvrages en Souterrain ». Florence, 8-11 juin 1986.
- [5] Camargo Guazzelli J.L., Lunardi P. – Tunnel de Campinas : evolución del diseño y problemas de operación. Comptes rendus du Congrès international sur « Les tunnels et l'eau ». Madrid, 12-15 juin 1988.
- [6] Lunardi P. – L'emploi de microtunnels pour la réalisation d'ouvrages souterrains de grande portée : l'arc cellulaire. Comptes rendus du Congrès international sur « Les tunnels et l'eau ». Madrid, 12-15 juin 1988.
- [7] Lunardi P., Bindi R., Focaracci A. – Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front. Colloque international « Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble ». Paris, 7-10 février 1989.
- [8] Colombo A., Lunardi P., Luongo E., et al. – L'Arc cellulaire pour la station Venezia du Passante Ferroviario Metropolitano de Milan. Colloque international « Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble ». Paris, 7-10 février 1989.
- [9] Lunardi P. – Un nuovo sistema costruttivo per la realizzazione di gallerie di grande luce in terreni sciolti : l'arco cellulare. *Gallerie e grandi opere sotterranee*, n° 29, 1989.
- [10] Colombo A., Lunardi P., Luongo E. – Innovative techniques for the realization of large diameter tunnels in loose land. Comptes rendus du Congrès international « Progress and Innovation in Tunnelling ». Toronto, 9-14 septembre 1989.



- [11] Lunardi P. – Un nouveau système constructif pour la réalisation de tunnel de grande portée dans terrains non cohérents : l'arc cellulaire. Colloque international « Les fondations des grands ouvrages ». UNESCO, Paris, 27-29 mars 1990.
- [12] Lunardi P., *et al.* – Soft ground tunnelling in the Milan Metro and Milan Railway Link. Case histories. Soft Ground Tunnelling Course. Institution of Civil Engineers. Londres, 10-12 juillet 1990.
- [13] Colombo A., Lunardi P., Tesserin G.D., *et al.* – Preconsolidamento del terreno mediante jet-grouting nel sottopasso della Tangenziale Est di Milano da parte della Linea 3 della metropolitana. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [14] Golinelli G., Lunardi P., Perelli Cippo A. – La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento delle scavo di gallerie in terreni incoerenti. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [15] Lunardi P. – L'impiego del jet-grouting per l'attacco di gallerie in terreni soffici. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [16] Arsenà F.P., Focaracci A., Lunardi P., Volpe A. – La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [17] Lunardi P. – Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili : interventi di precontenimento del cavo. Comptes rendus du Congrès international sur « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo ». Milan, 18-20 mars 1991.
- [18] Lunardi P. – Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. *Quarry and Construction*, mars 1992.
- [19] Lunardi P., Focaracci A., Giorgi P., Papacella A. – Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. Comptes rendus du Congrès international sur « Towards New Worlds in Tunnelling ». Acapulco, 16-20 mai 1992.
- [20] Lunardi P., Bindi R., Focaracci A. – Technical and financial planning of underground works : The « ADECORS method ». VI Forum Europeo di Ingegneria Economica. Università Bocconi, Milan, 13-14 mai 1993.
- [21] Lunardi P. Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo. SAMOTER : Comptes rendus du Congrès sur « La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo ». Verone, 27-28 mai 1993.
- [22] Lunardi P. – Évolution des technologies d'excavation en souterrain dans des terrains meubles. Conférence au Comité marocain des Grands Barrages. Rabat, 30 septembre 1993.
- [23] Lunardi P. – Glass-resin tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils. SAIE : Seminar on « The application of fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering. Bologne, 22 octobre 1993.
- [24] Lunardi P. – La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble : études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement, Symposium international, Renforcement des sols : expérimentations en vraie grandeur des années 80, Paris, 18 novembre 1993.
- [25] AUTOSTRADE SpA. – Norme tecniche d'Appalto, 1992.
- [26] ITALFERR SIS TAV SpA. – Capitolato di Costruzione Opere Civili, 1992.
- [27] ANAS. – Capitolato Speciale d'Appalto. Parte II : Norme Tecniche, 1993.

# Conception et exécution des tunnels : rôle et résultats de la recherche expérimentale

**P. LUNARDI**

*Rock Soil  
Via Petrarca, 3  
24100 Bergame (Italie)*

## Résumé

Cet article résume les résultats d'une recherche expérimentale menée depuis vingt-cinq années, selon un programme qui a été appliqué systématiquement au cours de la construction de plus de 250 km de tunnels, en présence des types les plus divers de terrain, soumis à différents états de contrainte. Les résultats permettent de montrer comment la rigidité du noyau de terrain au front de taille (noyau d'avancement) influence le comportement contrainte-déformation du tunnel et comment il est possible d'utiliser le même noyau comme instrument de stabilisation.

---

## Tunnel design and construction : importance and results of experimental research

## Abstract

This article illustrates the results of experimental research carried out by the author over the last 25 years. The research was based on a programme that was systematically implemented during the construction of more than 250 km of tunnel driven through many different types of ground subject to different stress-strain conditions. The results show that the rigidity of the core of ground ahead of the face (the advance core) affects the stress-strain behaviour of a tunnel, and that it is possible to use this core as a tool to regulate the short and long term stability of a cavity.



## Introduction

On peut résumer comme suit les considérations développées dans un article précédent intitulé « Présoutènement et préconfinement » [12]:

- 1) la tenue et la durée d'une excavation dans le sous-sol dépendent de la formation de l'*effet de voûte*, autrement dit de la déviation des contraintes sur le contour de la cavité;
- 2) par voie de conséquence, l'objectif premier et le plus important du projeteur de tunnels consiste à étudier *si* l'effet de voûte peut s'amorcer au moment de l'excavation d'une cavité et *comment*;
- 3) la confirmation de la mobilisation de l'effet de voûte est fournie par la lecture et par l'interprétation de la *réponse en déformation* du milieu à l'action d'excavation;
- 4) la réponse en déformation *se produit en amont du front de taille*, dans le cadre de la zone perturbée à la suite de l'augmentation des contraintes provoquées dans le milieu sur le contour de l'excavation. Elle dépend de la nature du milieu soumis à un certain état de contrainte (consistance) et des modalités suivies dans la réalisation de l'avancement du front (action);
- 5) la réponse en déformation se manifeste tout d'abord au front de taille, par des phénomènes d'*extrusion* et de *préconvergence*, puis sur le contour de la cavité par des phénomènes de *convergence* du front conditionnés dans une large mesure par les premiers. Extrusion, préconvergence et convergence dépendent *directement* ou *indirectement* de la *rigidité du noyau au front* ou *noyau d'avancement* et donc de même que toutes les manifestations d'instabilité qui s'ensuivent;
- 6) dès lors, la stabilité d'un tunnel ne peut pas ne pas dépendre de celle de son *noyau* au front de taille, dont le comportement contrainte-déformation devra faire l'objet d'une étude prioritaire de la part du projeteur de tunnels;
- 7) dans cette optique, le problème de la stabilité d'un tunnel est intrinsèquement *tridimensionnel* et sera traité en tant que tel même en ce qui concerne le choix des instruments de calcul;
- 8) le *noyau d'avancement* peut être vu comme l'instrument principal de la stabilisation à court et à long terme du tunnel. A court terme car il est à même de conditionner la réponse en déformation. A long terme car il est à même d'uniformiser et de réduire au maximum les charges qui se mobilisent, à la suite de l'avancement, sur le revêtement final et sur la base desquelles ce dernier est dimensionné et vérifié. Le comportement du noyau peut donc être adopté comme référence pour un nouveau type d'encadrement des ouvrages souterrains, et non par des classes géomécaniques mais sur des catégories de comportement contrainte-déformation;
- 9) cette découverte a permis, d'une part, de mettre au point le nouveau concept de préconfinement de la cavité ainsi que des interventions innovantes de stabilisation (« interventions de conservation ») et, d'autre part, de commencer à penser à une nouvelle approche de conception et de construction, basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les

sols, valable pour n'importe quel type de terrain et dans n'importe quelle condition de contrainte et de déformation (A.DE.CO-RS);

10) il est devenu enfin possible de concevoir et de construire des tunnels quel que soit le contexte géomécanique et quelle que soit la situation de contrainte et de déformation, tout en respectant les délais et les coûts prévus par le devis.

Nous sommes parvenus à ces importantes conclusions après vingt-cinq années de recherches menées selon un programme d'études et d'observations qui s'est développé progressivement en trois phases principales et qui a été appliqué systématiquement au cours de la construction de plus de 250 km de tunnels, en présence des types les plus divers de terrain, assujettis à différents états de contrainte.

A ce stade, avant d'entrer dans le détail et d'exposer les concepts de base de la nouvelle approche de conception et de construction des tunnels basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, il est indispensable d'illustrer la recherche et les observations qui nous ont mené à formuler les affirmations précédentes, non sans avoir souligné auparavant que les exemples qui suivent se sont renouvelés et répétés dans de nombreuses autres réalisations souterraines que nous ne pouvons pas toutes développer ici.

## La recherche sur la réponse en déformation du milieu

En partant de la considération que la stabilité d'une excavation à court et à long terme est strictement liée à la « formation de l'effet de voûte » et que sa formation et sa position par rapport à la cavité sont signalées par la « réponse en déformation » du milieu à l'action de l'excavation en termes d'importance et de typologie, le besoin se fit résolument sentir de mener des études approfondies sur les rapports entre la modification de l'état de contrainte dans le milieu, provoquée par l'avancement d'un tunnel et la réponse en déformation qui s'ensuit.

Nous estimons qu'il est tout particulièrement indispensable de focaliser l'attention sur la genèse, l'évolution, le contrôle et la stabilisation de la réponse en déformation. A ces fins (Fig. 1):

- 1) nous avons décidé de consacrer une première période – appelée première phase de la recherche – à l'observation systématique du comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et *non de la cavité seule*, comme l'a proposé et continué de le proposer même aujourd'hui la NATM et les méthodes qui en dérivent;
- 2) dans une seconde période – appelée deuxième phase de la recherche – sur la base des analyses approfondies des phénomènes d'instabilité observés au cours de l'exécution de nombreux tunnels dans les types de terrains les plus divers et dans les situations les plus disparates de contrainte et de déformation, sur le plan chronologique notamment, nous avons essayé de vérifier l'existence de *liens* entre le comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement (extrusion et préconvergence) et celui de la cavité (convergence);



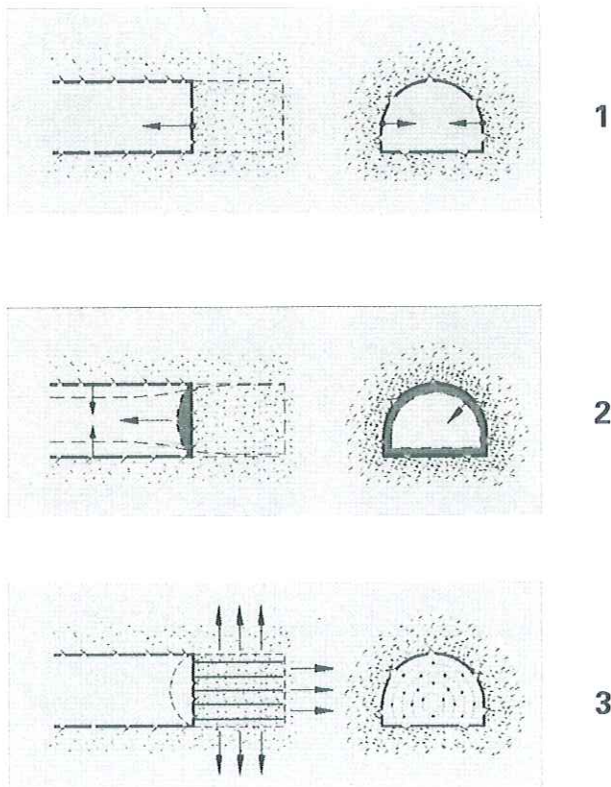


FIG. 1 Phases du programme de recherche sur la genèse et l'évolution des phénomènes de déformation du système « front de taille-noyau d'avancement ».

- 1) Observation systématique du comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et non seulement de la cavité ;
  - 2) Vérification de l'existence de liaisons entre le comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et de la cavité ;
  - 3) Vérification du fait qu'en réglant la rigidité du noyau on peut contrôler la réponse en déformation de la cavité.
- Outline of the research phases.

3) une fois constaté que le comportement en déformation de la cavité est systématiquement conditionné par la rigidité du noyau de terrain au front de taille, dans une troisième période de temps – appelée troisième phase de la recherche – nous avons cherché à vérifier jusqu'à quel point, *en agissant sur la rigidité* et donc sur la déformabilité du noyau, *il était possible de régler et de contrôler la réponse en déformation de la cavité.*

## 2.1

### Première phase de la recherche

La première phase de recherche (observation systématique du comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement) a été menée en faisant des contrôles visuels et par instruments du comportement en déformation des parois d'excavation, en ce qui concerne notamment les phénomènes suivants (Fig. 2):

a) *l'extrusion du front de taille.* En fonction du matériau et de l'état de contrainte, elle peut se manifester selon des géométries de déformation plus ou moins axisymé-

triques (gonflement du front) ou de renversement gravitationnel (rotation du front);

b) *la préconvergence de la cavité*, c'est-à-dire la convergence du profil théorique en amont du front de taille. Elle dépend strictement des caractéristiques de déformabilité du noyau en relation avec l'état présent des contraintes;

c) *la convergence de la cavité* qui se manifeste par la réduction de la section théorique d'excavation.

Pour les contrôles expérimentaux, en plus de l'exécution systématique des mesures de convergence de la cavité superficielles et profondes déjà connues, nous avons étudié, mis au point et effectué de nouveaux types de contrôles qui devaient nous permettre d'étudier à fond, dans une section donnée, le comportement en déformation du milieu *avant*, *pendant* et *après* l'arrivée du front de taille et tout particulièrement la zone même du front. En particulier des mesures de préconvergence ont été effectuées à partir de la surface avec la mise en œuvre, toutes les fois que la morphologie du terrain et l'importance de la couverture le permettaient, d'instruments multibase pour la mesure des déformations (tassomètres ou *sliding micrometers*), introduits verticalement dans le terrain à la hauteur de la clef et des reins du tunnel à réaliser.

Dans la plupart des cas, les mesures de préconvergence s'accompagnaient de mesures d'extrusion du noyau d'avancement, réalisées par l'introduction horizontale dans le noyau même d'un *sliding micrometer* et complétées, pour ces typologies de déformation, par des rattissages topographiques des cibles de référence positionnées sur le front.

Les observations visuelles effectuées systématiquement à l'intérieur de la cavité nous ont permis de leur associer les manifestations d'instabilité localisées soit sur le front soit sur le contour de la cavité.

## 2.2

### Deuxième phase de la recherche

Après avoir défini les typologies de déformation et les manifestations d'instabilité qui peuvent se produire sur le noyau au front de taille et sur le contour de la cavité d'un tunnel, nous nous sommes posé la question de savoir si à travers l'observation des premières il était possible d'être en quelque sorte orientés sur le type et sur l'importance qu'auraient eu les secondes. Nous avons ainsi commencé la *deuxième phase* de recherche [vérification de l'existence de *liaisons éventuelles* entre le comportement en déformation du système front de taille-noyau d'avancement (→ extrusion et préconvergence) et celui de la cavité (→ convergence)] qui a été menée par l'étude, l'observation et le contrôle des événements de déformation du front et de la cavité, en tenant tout particulièrement compte de leur importance et de leur succession chronologique en fonction des méthodes, des phases et des cadences d'excavation adoptées au cours des travaux.

Avant de présenter les résultats obtenus dans cette phase expérimentale, il est indispensable d'illustrer les observations faites par quelques exemples significatifs.



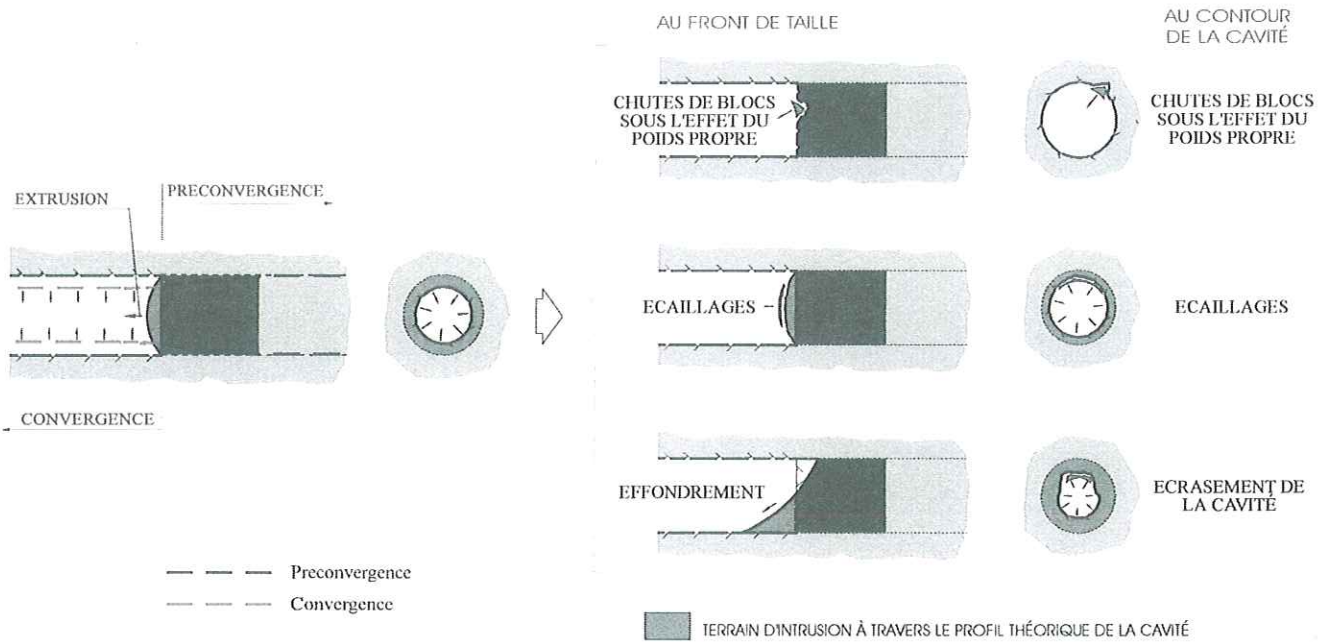


FIG. 2 Synthèse de la 1<sup>re</sup> phase de recherche : typologies de déformation et manifestations conséquentes de l'instabilité (par instabilité on entend l'intrusion de terrain à travers le profil théorique d'excavation).  
Outline of the 1<sup>st</sup> research phase.

### 2.2.1

## Le tunnel autoroutier du Fréjus (1975)

Le tunnel de l'autoroute du Fréjus traverse sur 95 % de son tracé (13 km de longueur, avec des couvertures atteignant 1 700 m) une formation métamorphique de calcschistes lithologiquement homogène le long de son tracé.

À l'appui du projet du tunnel, une campagne géologique et géomécanique a été menée dans le tunnel ferroviaire adjacent (réalisée en 1860) et dans les tunnels de service. Les essais de résistance et de déformabilité effectués sur des échantillons de calcschistes indiquaient les paramètres géotechniques moyens suivants :

- angle de frottement interne : 35° ;
- cohésion : 3 Mpa ;
- module élastique : 10 000 MPa.

Dans le cadre du projet original (1975), aucune prévision n'avait été formulée quant au comportement en déformation du tunnel car à l'époque, cela ne relevait pas des pratiques habituelles.

Compte tenu de l'expérience acquise un siècle plus tôt par Sommeiller au cours de la réalisation du tunnel ferroviaire adjacent, nous avons choisi d'avancer à pleine section en stabilisant immédiatement l'anneau de roche autour de la cavité, sur une épaisseur de 4,5 m environ, par des boulons actifs à ancrage ponctuel intégrés dans du béton projeté. Le revêtement définitif en béton dont l'épaisseur moyenne était de 70 cm, était coulé par la suite et complétait l'ouvrage.

L'étude des phénomènes de déformation a constitué la partie la plus significative de la campagne d'observations et de mesures pratiquée en plein chantier pour tenir sous contrôle la réponse du massif rocheux face aux interventions de stabilisation opérées. Compte tenu notamment du fait exceptionnel que nous nous trouvons pour la première fois devant un tunnel

qui allait être réalisé dans un massif homogène (calcschiste) avec des couvertures variables, soumis à un champ de contraintes croissantes et variant selon la couverture (0 - 1 700 m).

Jusqu'à 500 m environ de couverture, les contraintes s'exerçaient dans un champ élastique et le tunnel révélait un comportement à *front stable*, avec des phénomènes de déformation négligeables et des manifestations d'instabilité limitées sur le front de taille et sur la cavité, dues exclusivement à des arrachements de type gravitationnel.

Avec l'augmentation de la couverture et par conséquent l'augmentation de l'état de contrainte, le massif rocheux passait en élastoplasticité, le tunnel adoptait un comportement à *front stable à court terme*, avec des phénomènes de convergence sur le contour de la cavité de l'ordre de quelques décimètres (convergence diamétrale 10 à 20 cm). L'anneau de roche armée collaborait efficacement à la statique du tunnel limitant leur importance et évitant l'apparition des manifestations d'instabilité qui en découlent.

L'avancement, notamment grâce à la bonne qualité de la roche, continuait sans problèmes, à la vitesse de 200 m par mois, jusqu'à ce que les travaux soient momentanément arrêtés (au P.M. 5 172) pour les vacances d'été dans une zone de massif homogène, en présence d'une couverture de 1 200 m environ (Fig. 3).

La station n°6 de mesure des convergences, mise immédiatement en place à un mètre du front de taille (P.M. 5 172), présentait, au bout de 15 jours d'arrêt, une déformation maximale de 10 cm environ. Il s'agissait incontestablement d'une déformation de simple fluage (à charge constante), le front étant resté complètement immobile entre-temps. À la reprise des excavations, la convergence diamétrale, dans la même section, augmentait assez brusquement jusqu'à atteindre des valeurs jamais mesurées auparavant de 60 cm au bout de trois mois. Puis, poursuivant l'avancement, la



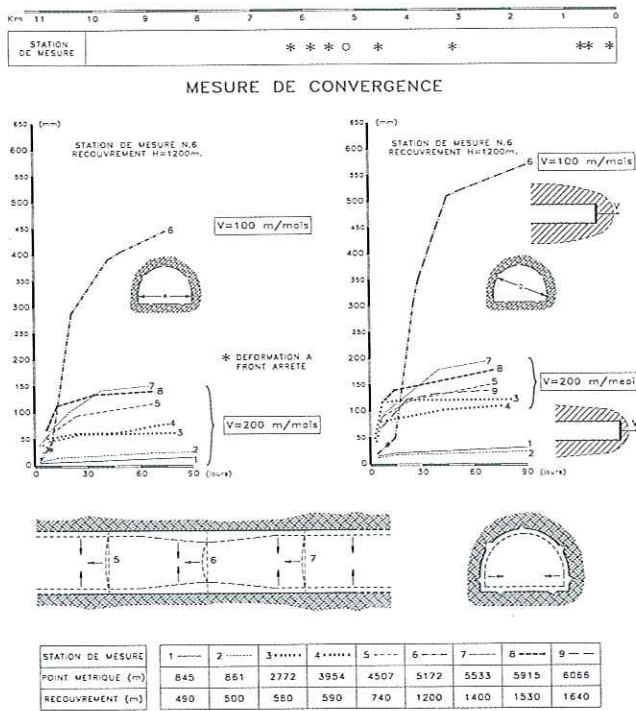


FIG. 3 Tunnel autoroutier du Fréjus. Fréjus motorway tunnel.

convergence retrouvait des valeurs normales après quelques dizaines de mètres (convergence diamétrale de 20 cm environ).

Il convient de préciser qu'avant l'interruption des travaux, la cavité avait été consolidée jusqu'à un mètre du front de taille avec plus de 30 boulons par mètre linéaire mais aucune intervention n'avait eu lieu sur le noyau. Une fois l'avancement repris, l'intervention de stabilisation sur le contour de la cavité s'était poursuivie avec la même intensité et à la même cadence qu'auparavant.

Nous en avons déduit qu'au cours de la fermeture du chantier d'avancement, le noyau de terrain au front de taille, non aidé par des interventions de consolidation, avait eu tout le temps d'extruder en élastoplasticité, amorçant un phénomène de détente par fluage du massif sur son contour (préconvergence) qui a produit à son tour l'augmentation très importante des convergences de la cavité par rapport aux valeurs normales (Fig. 3).

## 2.2.2

### Le tunnel de San Stefano (1984)

Le tunnel de San Stefano fait partie du nouveau tracé à double voie de la ligne de chemin de fer Gênes-Vintimille, dans le tronçon compris entre San Lorenzo al Mare et Ospedaletti.

L'ouvrage traverse la formation de Flysch à Helminoïdes caractéristique de la Ligurie occidentale. Il s'agit de schistes argileux et argileux-arénaux avec de minces bancs de grès et de calcaires marneux repliés et intensément fracturés. La composante argilo-schisteuse est fortement laminée. Une zone de transition assez tectonisée marque le passage entre la partie H2 et la partie H1 la plus calcaire-marneuse de la formation (Fig. 4).

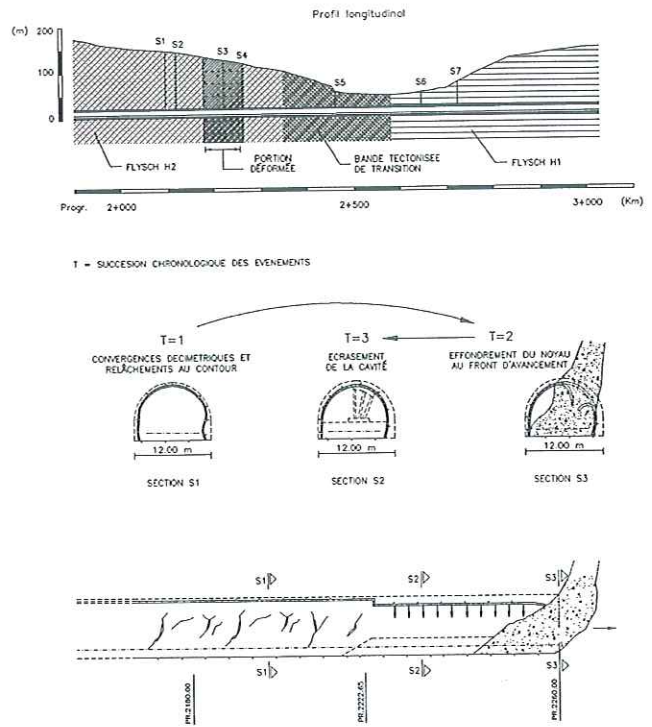


FIG. 4 Ligne ferroviaire Gênes-Vintimille : portion déformée du tunnel de San Stefano. San Stefano railway tunnel: out of shape part.

Les essais de résistance effectués en laboratoire sur des échantillons prélevés donnaient des valeurs d'angle de frottement variant entre 20 et 24 degrés avec une cohésion de 1,5 MPa à 0.

Dans ce cas aussi, lorsque nous avons commencé les travaux, en 1982, aucune prévision n'avait été faite sur le comportement en déformation du tunnel.

Le projet initial prévoyait l'avancement à pleine section, avec la mise en place de cintres et de béton projeté comme revêtement de première phase et d'un anneau de béton de grande épaisseur (jusqu'à 110 cm) en tant que revêtement définitif.

Au cours des travaux d'excavation, il a été possible de constater que tant que l'on avançait dans des conditions d'élasticité, les phénomènes en déformation du front et de la cavité étaient tout à fait négligeables. Les manifestations d'instabilité localisées étaient pratiquement absentes (comportement à *front stable*). Au fur et à mesure que les excavations avançaient et que l'on pénétrait dans une zone intéressée par des états de contrainte résiduels d'origine tectonique, le massif se trouvant dans des conditions d'élastoplasticité, les manifestations en déformation commençaient à entraîner quelques difficultés compte tenu notamment d'importantes poussées dissymétriques dues à la présence dans le terrain de masses rigides dispersées dans la matrice plastique. En même temps, on observait sur le front de taille, des détachements de plaques de matériau, signal sûr et certain de la présence d'un mouvement extrusif, typique d'une situation de *front stable à court terme*, et avec des convergences dont les valeurs étaient de l'ordre de quelques décimètres.

A un moment donné, la situation de contrainte du massif ayant manifestement évolué jusqu'au champ de rupture, c'était l'effondrement du front de taille tout entier (situation de *front instable*) suivi, dans l'espace





**FIG. 5 Tunnel San Stefano : effondrement de la cavité.**  
San Stefano tunnel : collapse of the cavity.

de quelques heures, de l'écrasement de la cavité, avec des convergences diamétrales de plus de 2 mètres, même dans la partie déjà stabilisée par des cintres et du béton projeté, sur une longueur très significative (plus de 30 m en aval du front de taille (Fig. 4 et 5).

Il convient, à ce stade, de souligner que le type de terrain traversé dans les trois situations de contrainte et de déformation citées était fondamentalement le même et que le seul phénomène d'écrasement de la cavité, avec des convergences de l'ordre de 2 mètres, bien que dans une partie de tunnel déjà stabilisé, ne s'est produit en fait que lorsque la contribution de rigidité du noyau au front de taille a fait défaut.

### 2.2.3

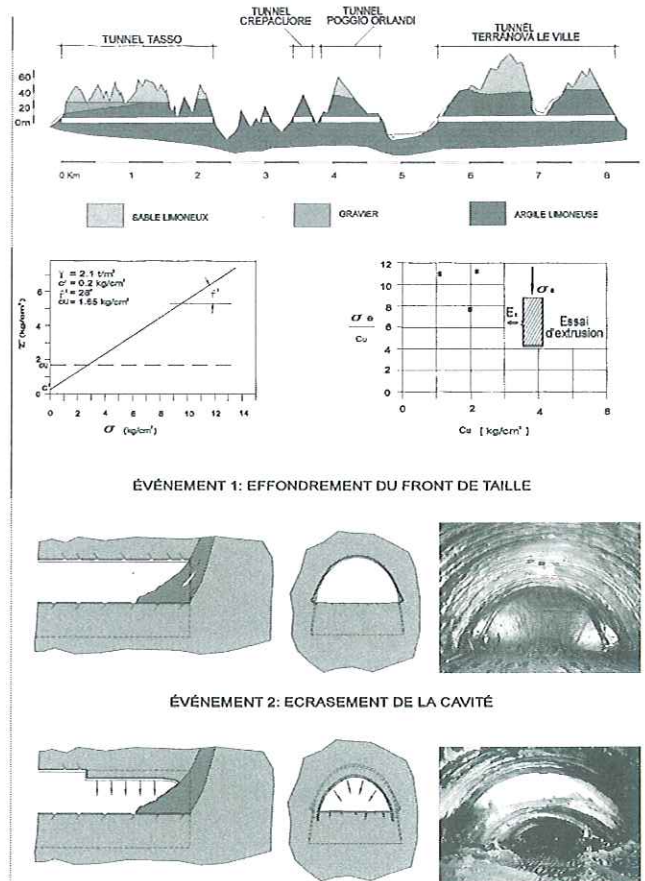
#### Le tunnel du Tasso (1988)

Le tunnel du Tasso fait partie d'une série de tunnels excavés vers le milieu des années 80 pour la réalisation de la nouvelle ligne « G.V. » Rome-Florence (Fig. 6). La zone où l'ouvrage se situe appartient au bassin lacustre du Valdarno Superiore, constituée de sables limoneux et de limons sablonneux intercalés de strates argilo-limoneuses contenant des lentilles et des niveaux sablonneux saturés d'eau.

Initialement, le projet prévoyait d'avancer à *demi-section*, en renforçant les parois de l'excavation par des cintres et du béton projeté. Les cintres étaient fixés au pied par des tirants sub-horizontaux et fondées sur les micropieux ou sur des colonnes de terrain consolidé par *jet-grouting*.

Initialement, l'excavation – qui se trouvait dans des conditions de *front stable à court terme* – ne manifesta pas de phénomènes de déformation appréciables, ni du front, ni de la cavité.

Au fur et à mesure que les couvertures et donc l'état de contrainte du milieu augmentaient, du fait notamment des caractéristiques géomécaniques insuffisantes du matériau traversé, on est passé en très peu de temps d'une situation de *front stable à court terme* à une situation de *front instable*. Après l'effondrement du front, malgré un avancement en *demi-section*, il se produisit, pendant une seule nuit, l'écrasement de la cavité avec des convergences diamétrales de l'ordre de 3-4 mètres sur 30-40 mètres de tunnel déjà excavé et protégé par des cintres et du béton projeté (Fig. 6).



**FIG. 6 Ligne ferroviaire « G.V. » Rome-Florence.**  
High speed railway line Roma-Firenze.

### 2.2.4

#### Résultats de la deuxième phase de la recherche

L'étude et l'analyse des cas illustrés ainsi que d'autres cas analogues nous ont permis de constater que :

- lorsqu'on avance dans des conditions d'élastoplasticité du massif, il est extrêmement important de ne pas laisser au noyau le temps de se déformer. A cet égard, l'exemple du Fréjus dont nous avons parlé est très significatif puisque dans un massif lithologiquement homogène, l'arrêt de l'avancement du front dans un milieu contraint en champ élastoplastique a comporté, avec la reprise des travaux, une augmentation très importante des phénomènes d'extrusion, de préconvergence et enfin de convergence de la cavité. Une fois l'avancement repris, ces phénomènes reprirent rapidement les valeurs qui avaient été mesurées auparavant. Cela signifie que si nous conservons une cadence d'excavation soutenue et constante, il est possible d'éviter l'amorce des phénomènes d'extrusion et de préconvergence qui constituent l'antichambre des phénomènes de convergence de la cavité qui s'ensuivent ;
- l'effondrement du noyau et l'écrasement de la cavité ne se produisent jamais sans que l'un suive l'autre et en particulier sans que le second ne soit précédé du premier. Cette situation, observée plusieurs fois au cours de la réalisation de nombreux tunnels en plus de ceux qui viennent d'être cités, souligne, au-delà de tout doute possible (Fig. 7) :



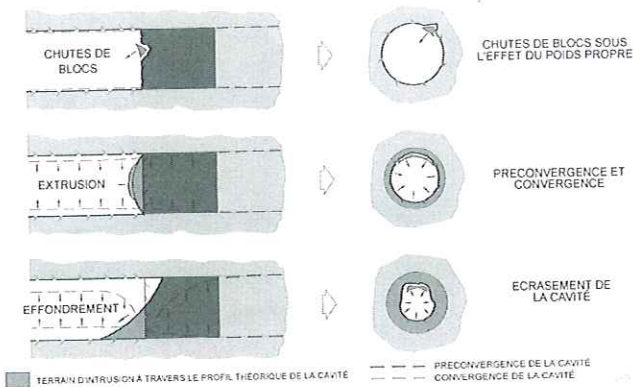


FIG. 7 Synthèse de la 2<sup>e</sup> phase de recherche : le comportement en déformation du système « front de taille-noyau d'avancement » conditionne celui de la cavité.

Outline of the 2<sup>nd</sup> research phase.

- 1) l'existence d'un lien étroit entre le phénomène d'extrusion du noyau au front de taille et les phénomènes de préconvergence et de convergence ;
- 2) l'existence de liens étroits entre l'effondrement du noyau d'avancement et l'écrasement de la cavité même déjà stabilisée ;
- 3) que les phénomènes de déformation de la cavité sont toujours chronologiquement postérieurs aux phénomènes qui impliquent le noyau d'avancement dont ils dépendent.

Ce que nous avons observé dans la seconde phase de recherche montre clairement le besoin de faire en sorte que l'effet de voûte – dont la formation, nous le savons, conditionne la stabilité du tunnel – s'amorce déjà en amont du front de taille pour continuer à être opérationnel dans une section donnée, même après que le front se sera éloigné d'elle.

## 2.3

### Troisième phase de la recherche

Les résultats de la seconde phase de la recherche renforçaient notre impression que la rigidité du noyau d'avancement d'un tunnel jouait un rôle déterminant dans sa stabilité à court et à long terme. Puisque le comportement de la cavité répondait corrolairement à la rigidité du noyau, il est apparu logique d'envisager la possibilité d'utiliser le noyau comme *instrument de stabilisation* pour le tunnel en cours d'avancement, après confirmation de la possibilité de modifier sa rigidité par des interventions appropriées.

*Nous avons donc travaillé sur la rigidité du noyau pour vérifier jusqu'à quel point ceci pouvait permettre de contrôler la réponse en déformation de la cavité. Pour ce faire, il nous a fallu étudier et mettre au point des technologies nouvelles pour agir sur le noyau, pour faire varier sa résistance au cisaillement ainsi que les caractéristiques de déformabilité : c'est l'origine des systèmes de conservation directs, indirects et mixtes.*

Ces nouvelles idées ont été expérimentées au cours de la réalisation de plusieurs tunnels dans des condi-

tions de contrainte et de déformation difficiles. Voyons tout particulièrement ce qui a été fait dans un chantier expérimental particulièrement significatif.

## 2.3.1

### Le tunnel de San Vitale (1991)

Le tunnel de San Vitale a 4 200 mètres de longueur, avec des couvertures variables jusqu'à 150 m. Il fait partie du projet de doublement et de renforcement de la ligne de chemins de fer Caserta-Foggia entre les gares d'Apice et de Vitulano, aux portes de Benevento.

Le tracé se développe dans des terrains appartenant à deux unités litho-stratigraphiques. L'« Unità di Altavilla » et l'« Unità delle Argille Varicolori » (voir profil de la Fig. 8).

L'Unità di Altavilla, moyennement tectonisée, est constituée d'alternances de niveaux de sables, parfois même peu cimentés, et de niveaux d'argiles marneuses et d'argiles silteuses.

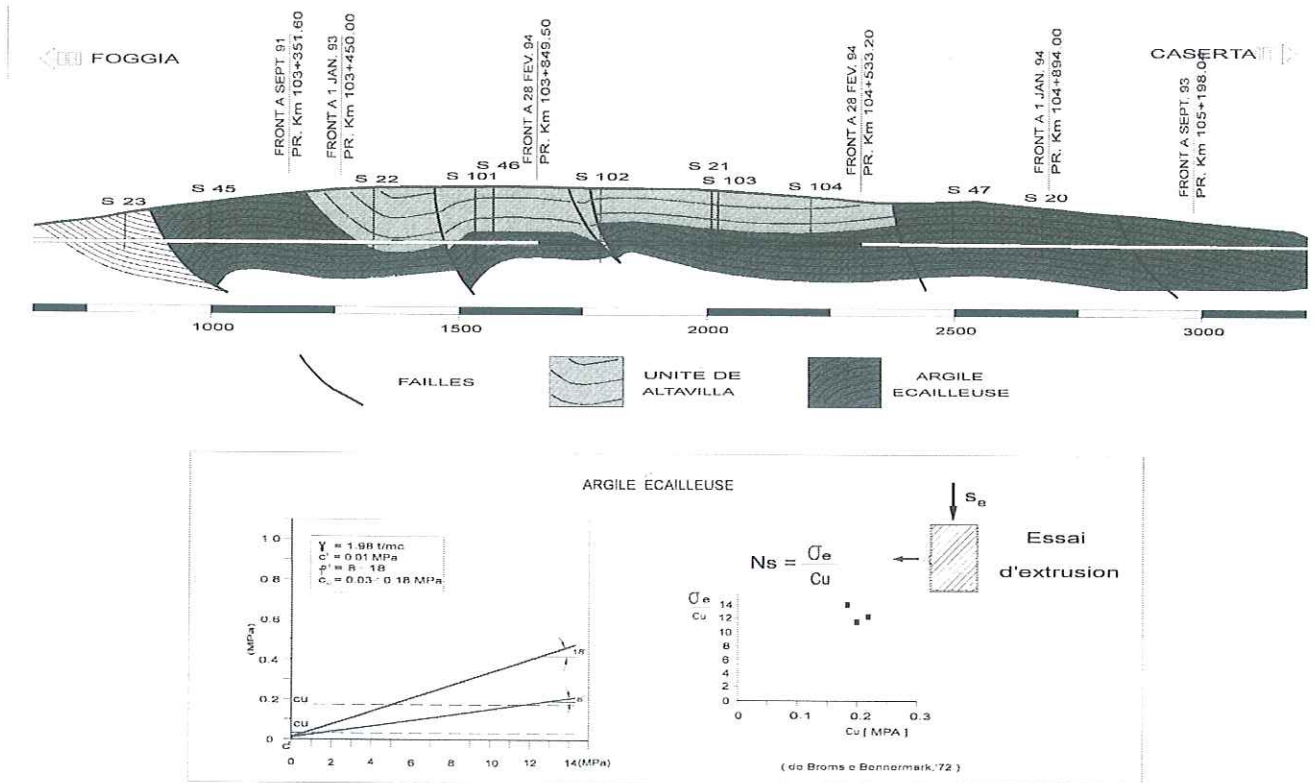
L'Unità delle Argille Varicolori qui se trouve au-dessous est constituée de deux différents lithotypes. L'un essentiellement argileux-marneux, l'autre essentiellement calcaréo-marneux. Tous deux ont fait l'objet d'une tectonisation intense qui leur a conféré une structure écailleuse désordonnée et chaotique et les a rendus extrêmement altérables, donnant lieu à une fragmentation très menue des parties lithoïdes les plus compétentes. Actuellement, celles-ci ont pris la forme de massifs isolés enfermés dans une matrice argileuse ou argilo-marneuse et non en niveaux continus comme c'était le cas initialement. Le terrain se présente réduit en menus fragments qui tendent à lui conférer le comportement d'un massif incohérent, avec des boucles de matériaux pierreux pliés par les forces tectoniques et dispersés dans la matrice argileuse dont les écailles ne sont plus de l'ordre du décimètre mais du millimètre, ce qui la rend très sensible à l'humidité de l'air.

## 2.3.2

### Très rapidement, l'histoire de l'excavation

L'excavation du tunnel a commencé en mars 1986. Le projet initial reposait sur des critères de la NATM. Il prévoyait pour tout le tunnel, l'excavation en classe Vb en sections divisées, avec l'exécution d'un boulochage radial en aval du front de taille. La fermeture de l'anneau résistant de la première phase était réalisée à 30 m environ de distance du front de taille. Grâce à ce système, il a été procédé par fronts opposés jusqu'à la fin de 1988, dans un segment qui se caractérisait par la présence du faciès marno-arénacé de l'Unità di Altavilla, avec des couvertures de l'ordre de 30 à 40 mètres. Comme on le voit sur la figure 9, la méthode d'avancement mise en place ne prévoyait aucun type de confinement du terrain en amont du front de taille. Par conséquent, aussitôt arrivés dans les argiles écailleuses, il se produisait des phénomènes d'extrusion très visibles du noyau d'avancement doublés de phénomènes importants de préconvergence qui se répercutaient immédiatement en aval sur la demi-section avec des convergences radiales importantes, jusqu'à des valeurs de l'ordre de 1 m, qui compromettaient complètement l'épaisseur utile pour le revêtement en béton, obligeant l'arrêt les travaux d'excavation.

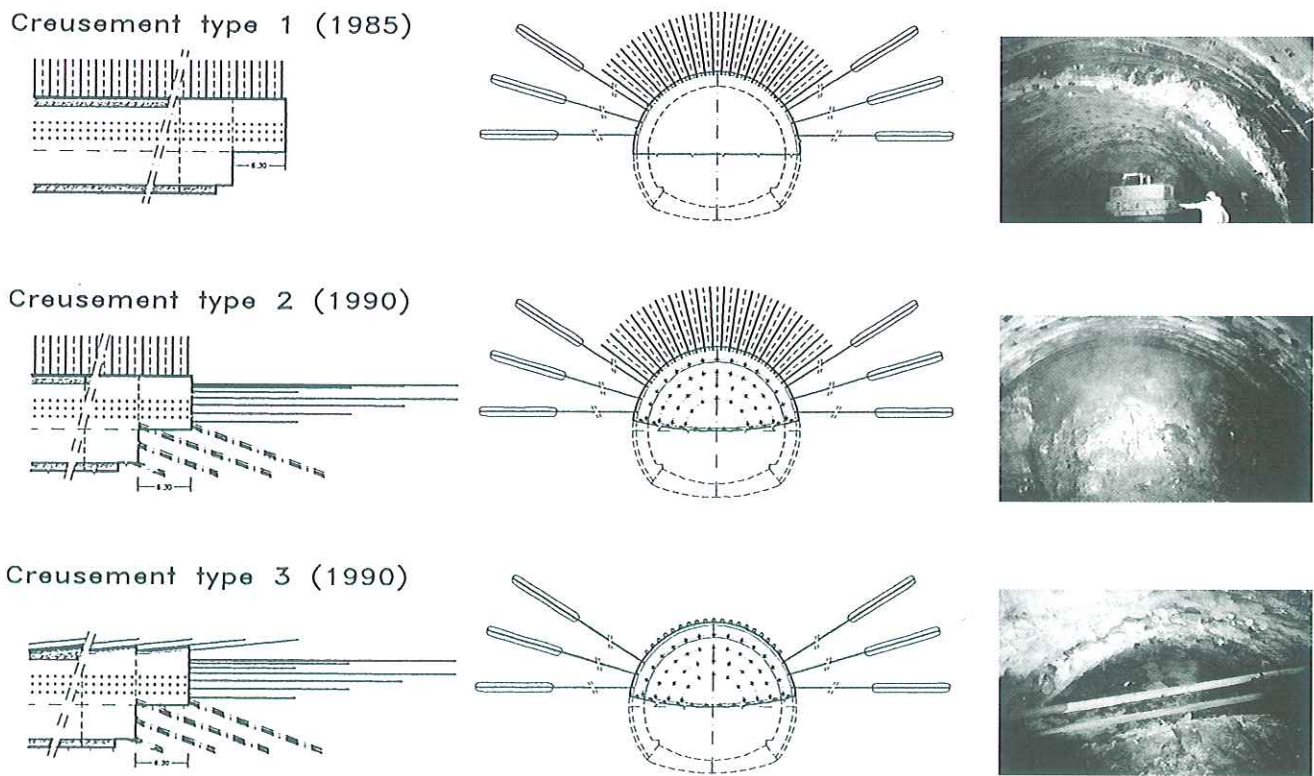




**FIG. 8** Ligne ferroviaire Caserta-Foggia : phase de reconnaissance au tunnel de San Vitale. Caserta-Foggia railway line : survey phase at San Vitale tunnel.

A la suite de cela, en 1989, un nouveau projet fut élaboré, spécialement pour le segment dans le argiles écailleuses. L'avancement était prévu encore par demi-section, avec emploi de tubes métalliques perforés, de

tirants radiaux prétendus au niveau des reins et de tubes en résine armée de fibres de verre sur le front de taille. L'exécution d'un radier provisoire complétait l'intervention de la première phase (Fig. 9).



**FIG. 9** Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale (phase de thérapie). Caserta-Foggia railway line – San Vitale tunnel (therapy phase).



L'introduction du renforcement du noyau, effectuée par ailleurs selon des procédures et des critères non corrects, n'avait aucun effet efficace. Les résultats étaient désastreux tant du point de vue de la production (80m seulement d'avancement en un an) que du point de vue statique. Le court segment excavé était effectivement assujéti à des chutes de matériau constantes, à des convergences élevées, à des ruptures du revêtement de la première phase, etc.

Au cours de toute l'année 1991, aucun avancement ne fut fait. Le Groupe d'entreprises COFERI, en accord avec le client (les Chemins de fer italiens) décidait de confier le projet à Rocksoil S.p.A. de Milan qui, compte tenu des indications fournies par le programme de recherche appliqué jusqu'alors, abandonnait totalement tous les projets précédents, adoptant pour les 1 800m de tunnel restants un nouveau critère d'avancement dont les principes reposent sur le contrôle des phénomènes de déformation au moyen du raidissement du noyau au front de taille, produisant donc des actions de préconfinement de la cavité.

### 2.3.3

#### Phase de reconnaissance pour le tunnel de San Vitale

Avant de commencer le nouveau projet, nous avons pensé qu'il était utile de procéder à une caractérisation géotechnique plus approfondie des matériaux impliqués par les excavations. En plus des essais habituels de laboratoire qui nous ont permis de construire les courbes intrinsèques du matériau et qui ont révélé la grande capacité qu'avaient ces terrains d'absorber rapidement l'humidité et donc de réduire considérablement la résistance au cisaillement (Fig. 10), nous

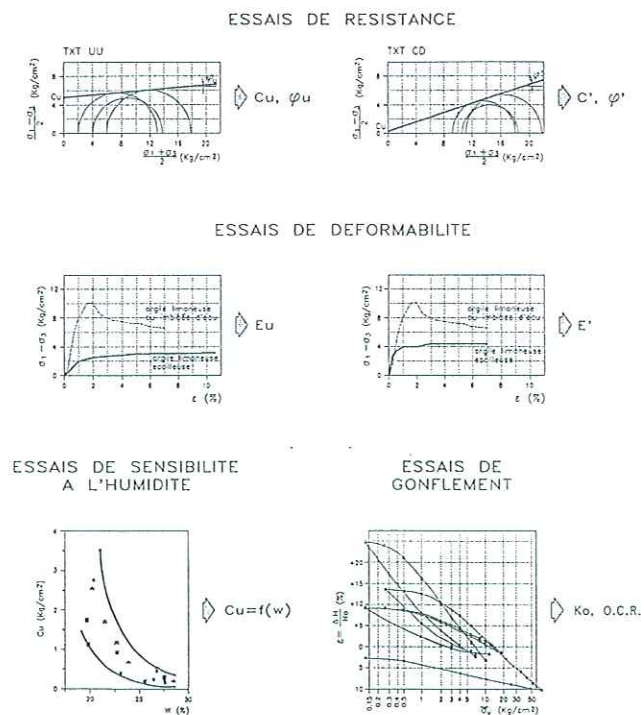


FIG. 10 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale : essais géotechniques (phase de reconnaissance). Caserta-Foggia railway line – San Vitale tunnel : geotechnical tests (survey phase).

avons procédé à différents essais d'extrusion à vitesse de charge constante, en cellule triaxiale et aussi en centrifugeuse.

Les deux derniers, conçus et mis au point par Rocksoil S.p.A. de Milan, pour être utilisées spécialement au cours de la phase de diagnostic, permettent d'étudier la future réponse en déformation du système front de taille-noyau d'avancement, simulant en laboratoire sur des bases vraisemblables l'avancement de l'excavation d'un tunnel dans quelque état de contrainte que ce soit.

Tout particulièrement dans les essais en cellule triaxiale, l'échantillon de terrain est introduit dans la cellule en reconstituant l'état de contrainte initial du massif. Grâce à la pression d'un fluide, cet état de contrainte est exercé également à l'intérieur d'un volume cylindrique particulier (qui simule le tunnel dans la zone du front de taille) préparé avant l'essai à l'intérieur de l'échantillon et coaxial par rapport à lui.

En conservant l'état de contrainte sur le contour de l'échantillon et en réduisant progressivement la pression du fluide à l'intérieur du volume cylindrique, nous simulons la modification de contrainte au front provoquée par l'excavation et nous obtenons une évaluation de l'importance du phénomène d'extrusion au front de taille en fonction du temps.

Il est particulièrement utile de se servir des essais d'extrusion en centrifugeuse lorsqu'il est nécessaire de prendre en considération l'effet de la gravité. Ces essais permettent, d'une part, de considérer l'effet des pressions géostatiques agissant sur le contour de l'excavation même dans le cas de couvertures moyennes ou hautes et, d'autre part, ils nous permettent de suivre méticuleusement, grâce à des transducteurs de pression et de déplacement correctement introduits à l'intérieur du modèle, le comportement du phénomène d'extrusion dans le temps.

Le lecteur intéressé peut trouver une illustration plus ample des essais d'extrusion en centrifugeuse effectués pour la réalisation du tunnel de San Vitale dans le mémoire [10] cité dans la bibliographie.

Les essais d'extrusion, intégrés dans des modèles mathématiques simples aux éléments finis, sont extrêmement utiles même pour l'étalonnage des paramètres géomécaniques ( $c$ ,  $\phi$ ,  $E$ ) à utiliser dans les phases suivantes de diagnostic et de thérapie.

Pour compléter cette phase de reconnaissance nous avons effectué *in situ* des essais d'extraction des tubes en résine armée des fibres de verre du front pour déterminer la résistance limite d'adhérence entre le mortier de cimentation et le terrain, à la profondeur du projet.

Les résultats de ces essais, onéreux et difficiles à exécuter, ont été confrontés et intégrés à ceux précédemment obtenus dans des terrains analogues.

### 2.4.4

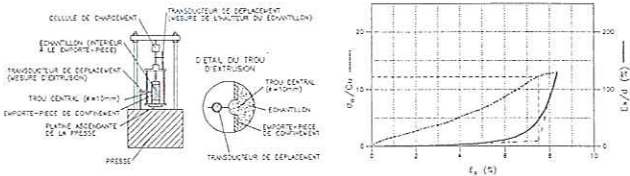
#### Phase de diagnostic pour le tunnel de San Vitale

Dans la phase de diagnostic, l'étude des résultats des essais d'extrusion et des lignes caractéristiques du tunnel penchait, en l'absence d'interventions de stabilisation et de contrôle des phénomènes de déformation, en faveur d'un comportement à front résolument instable (Fig. 11 et 12). La situation apparaissait encore plus compromise car, comme cela a été montré par les



a - Essai d'extrusion à vitesse de chargement contrôlée

(Broms et Bennermark) →  $N_s = \frac{\sigma_0}{C_u}$  = Coefficient de stabilité



b - Essai d'extrusion en cellule triaxiale →  $P_i$  = Pression dans la chambre d'extrusion

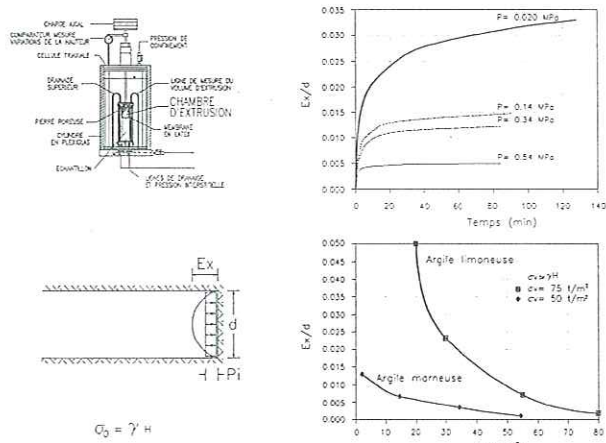


FIG. 11 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia - Tunnel de San Vitale : essais d'extrusion (phase de diagnostic).

Caserta-Foggia railway line - San Vitale tunnel : extrusion test (diagnostic phase).

essais d'extrusion en laboratoire, à la suite du relâchement du terrain du fait de l'excavation, il se produisait sur le contour de la cavité une variation rapide de la teneur en eau de l'argile suivie d'une réduction du facteur de stabilité à l'extrusion.

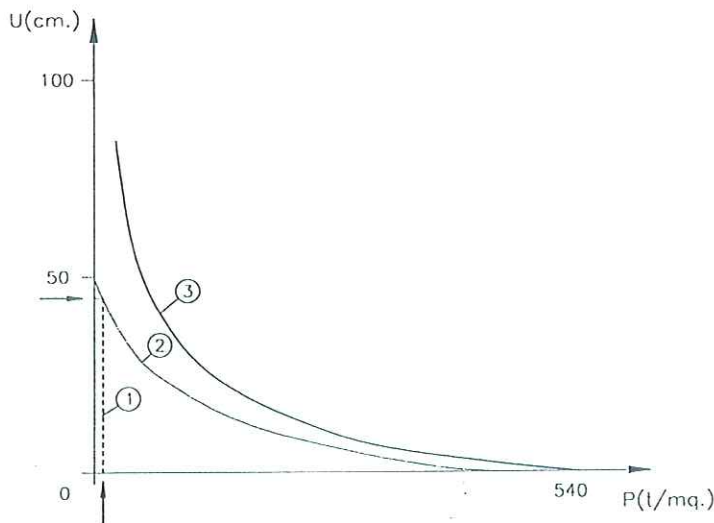


FIG. 12 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia - Tunnel de San Vitale : étude par les lignes caractéristiques (phase de diagnostic).

Caserta-Foggia - San Vitale tunnel : characteristic lines study (diagnostic phase).

Les essais d'extrusion étaient également modélisés numériquement avec des programmes aux éléments finis pour étalonner d'une part les paramètres de résistance et de déformabilité en fonction des états de contrainte initiaux et de l'autre, pour évaluer qualitativement le type probable de cinématique attendu au front de taille, le volume de terrain impliqué par le phénomène d'extrusion et l'importance des charges mobilisées.

2.3.5

Phase de thérapie pour le tunnel de San Vitale

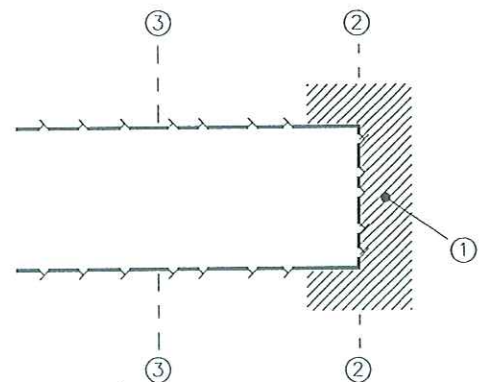
Dans la phase de thérapie, compte tenu des résultats de la phase de diagnostic, des caractéristiques des terrains à creuser et des expériences acquises dans des cas analogues, nous avons choisi d'intervenir en amont du front de taille en empêchant d'une part la diminution de la contrainte principale mineure sur le noyau et de l'autre, en essayant d'amorcer artificiellement l'effet de voûte que le terrain n'aurait pas réussi à mobiliser à lui tout seul.

Nous avons donc projeté une intervention de conservation de type mixte qui répondrait à cette double fonction (Fig. 13) et qui comprendrait :

- un renforcement du noyau d'avancement par des tubes en résine armée de fibres de verre à adhérence améliorée ;
- un prérenforcement du contour de la cavité par un écran de matériau cimenté réalisé selon la technique du prédécoupage mécanique ;
- des drainages ;
- un radier en béton armé coulé derrière le front de taille.

L'intervention de la première phase était complétée par un revêtement de cintres et de béton projeté renforcé de fibres d'acier alors que le revêtement en béton de la seconde phase était coulé aussitôt après.

Dans le cadre du projet, nous avons prévu également une solution alternative à celle du prédécoupage,





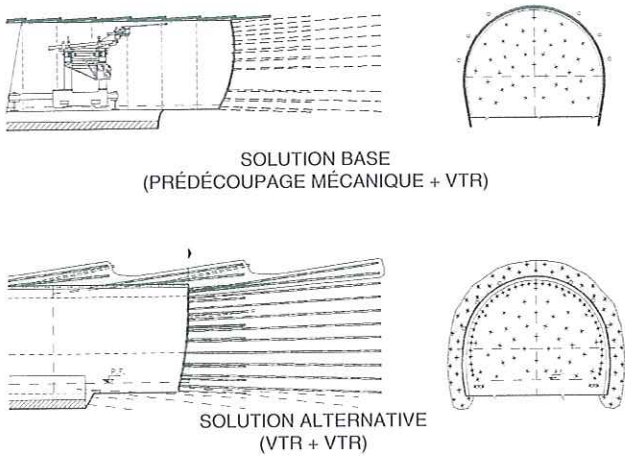


FIG. 13 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale: phase de thérapie. Caserta-Foggia – San Vitale tunnel: therapy phase.

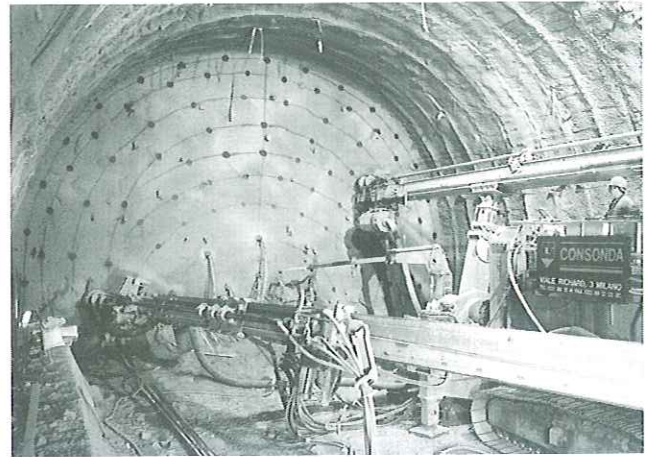


FIG. 14 Tunnel de San Vitale: avancement par la solution alternative. San Vitale tunnel: work with the alternate solution.

prévoyant le remplacement des tuiles de béton projeté renforcé de fibres par une anneau de terrain renforcé par des tubes en résine armée de fibres de verre, équipés pour l'exécution d'injections de recompression et injectés à haute pression (Fig. 14).

Le dimensionnement des interventions de clouage au front, en termes d'intensité, de profondeur et de géométrie, a été effectué, dans une première approximation, par deux méthodes différentes. Une méthode

expérimentale, basée sur l'interprétation des essais d'extrusion et une méthode théorique, basée sur la théorie des lignes caractéristiques (Fig. 15).

Dans le premier cas, sur les diagrammes obtenus par les essais d'extrusion, nous avons défini la pression de préconfinement nécessaire à la stabilisation du front. L'intensité de l'intervention (nombre de tubes en fibre de verre à mettre en œuvre pour garantir cette pression) a été donc évaluée sur la base des résultats

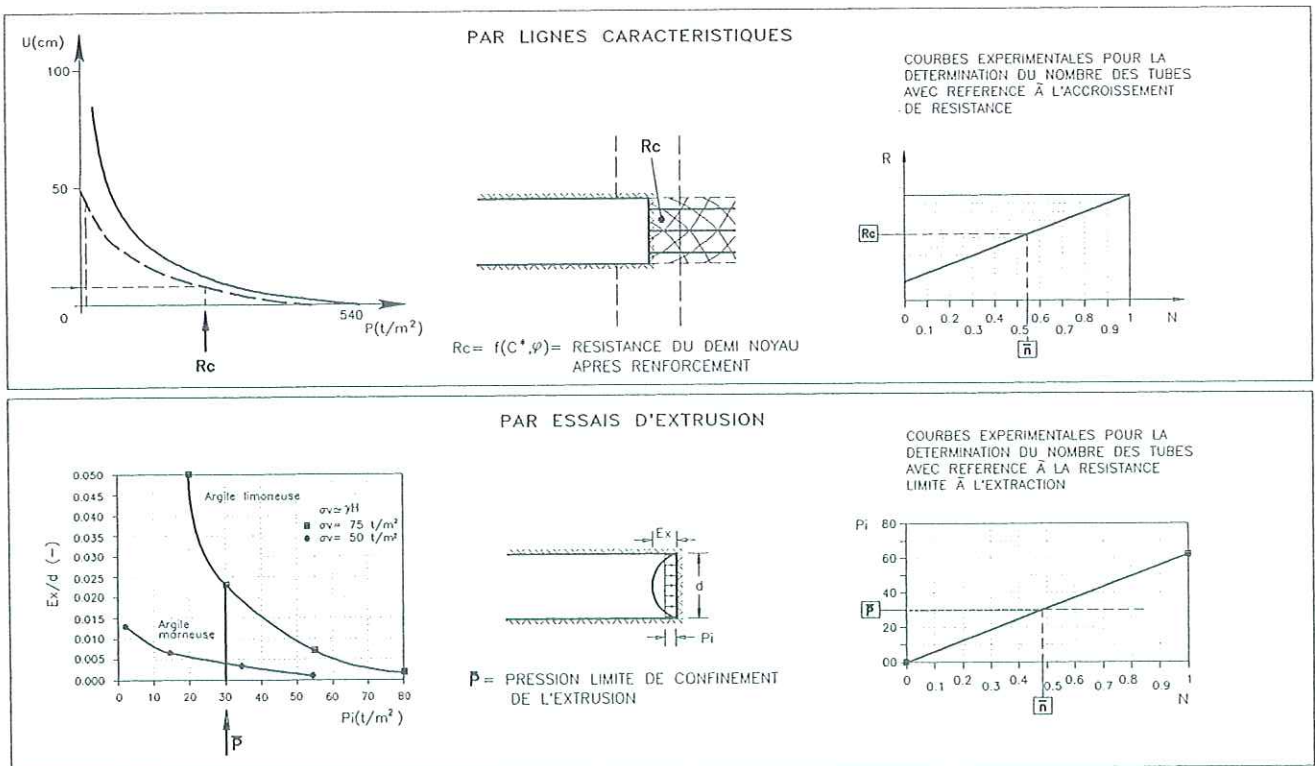


FIG. 15 Évaluation de l'étendue du renforcement du noyau pour éviter son instabilité (phase de thérapie). Size assessment of the nucleus reinforcement to avoid instability (therapy phase).



des essais d'extraction. Lorsqu'ils n'étaient pas disponibles, des hypothèses fiables ont été avancées sur la base d'essais faits dans des terrains analogues.

Des évaluations analogues ont été faites avec la méthode des lignes caractéristiques en tenant compte, d'une manière simplifiée, de l'effet du clouage du front de taille dans le calcul de la ligne caractéristique du noyau. Les deux approches ont fourni des résultats comparables entre eux et confirmé l'analogie conceptuelle existante.

La *profondeur* de l'intervention (longueur des tubes) a été enfin définie en fonction des mécanismes cinématiques révélés par la simulation numérique des essais d'extrusion.

Pour éliminer les simplifications que nous sommes obligés d'adopter lorsque nous évaluons l'effet de préconfinement exercé par les tubes en résine armée de fibres de verre au front de taille, nous mettons au point un type d'essai d'extrusion en centrifugeuse qui fournira une évaluation directe de l'intensité de l'intervention de clouage nécessaire.

Enfin, la vérification des solutions adoptées et la mise au point de la *géométrie* de l'intervention ont été effectuées à l'aide d'un modèle numérique tridimensionnel aux éléments finis en domaine non linéaire.

Le modèle a largement confirmé l'importance du contrôle exercé par le noyau d'avancement sur la statique de la cavité. Il a souligné que les cinématiques activées dans la phase d'excavation peuvent être contrôlées en agissant sur l'intensité des interventions de renforcement du noyau.

En définitive, l'étude de thérapie soulignait, pour la solution de base, le besoin de renforcer le noyau d'avancement au moyen de 50 tubes en résine armée de fibres de verre Ø 40/10 de 18 m de longueur. Pour la solution alternative, l'étude confirmait la possibilité de remplacer les tuiles du prédécoupage par une couronne de terrain renforcé par 49 tubes en résine armée de fibres de verre Ø 60/40, équipés de vannes pour l'exécution d'injections de recompression.

### 2.3.6

#### Phase opérationnelle pour le tunnel de San Vitale

Rassurés par le résultat des vérifications effectuées grâce au calcul numérique, nous avons procédé à l'application pratique des interventions choisies dans la phase conceptuelle, dans le cadre des sections type prévues (Fig. 13).

Les 300 premiers mètres de tunnel ont été excavés avec de bons résultats, en adoptant la solution de base. Par la suite, l'interception le long du tracé d'intercalations calcaires importantes souvent doublées d'amples replis d'origine tectonique, rendait difficile le fraisage de l'arc de prédécoupage, créant des problèmes inacceptables de géométrie et de statique de la voûte. Ne pouvant plus compter sur la collaboration de l'anneau de protection sur le contour de la cavité, constitué par le prédécoupage mécanique car sa continuité aurait fait défaut, nous avons décidé de passer à la solution alternative qui donnait des garanties de continuité par l'emploi du prérenforcement à l'aide de tubes en résine armée de fibres de verre, même sur le contour de la cavité.

L'adoption de la nouvelle section type nous a permis d'augmenter, par des mesures opérationnelles appropriées, les productions déjà bonnes que nous obtenions avec le prédécoupage mécanique (Fig. 16).

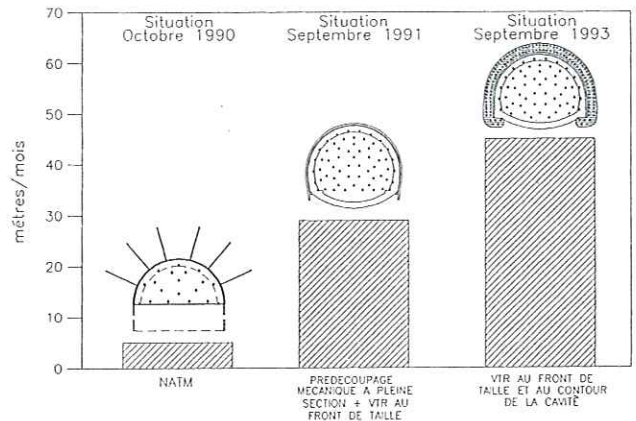


FIG. 16

#### Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale : productions par typologie d'avancement.

Caserta-Foggia railway line – San Vitale tunnel : production with different methods.

Nous avons constaté que dans des situations particulièrement critiques, le renforcement du noyau seul peut ne pas suffire à s'opposer efficacement aux phénomènes de déformation, même en intensifiant le traitement.

Nous avons bien vu que ces situations peuvent être surmontées :

- en travaillant sur la *forme* du noyau afin de créer dans l'avancement une bande de terrain renforcé sur le contour du noyau ;
- en opérant éventuellement par des interventions radiales de renforcement sur le contour de la cavité, dimensionnées pour absorber les convergences résiduelles que le noyau n'est pas capable d'empêcher à lui tout seul.

A l'heure actuelle, l'excavation du tunnel de San Vitale se fait avec la section type alternative, sans rencontrer de difficultés.

### 2.3.7

#### Phase de vérification en cours de chantier du tunnel de San Vitale

Le système d'avancement adopté dont l'objectif est de créer l'effet de voûte en anticipation sur l'excavation, exige, pour vérifier son comportement, le contrôle continu des phénomènes de déformation. Cela permet au système lui-même d'être mis au point en temps utile, en fonction de son évaluation face aux interventions de stabilisation opérées. Le contrôle prévoit l'exécution de :

- mesures tassométriques de la surface, dans les segments à couverture réduite, opérées de manière à pouvoir connaître le comportement des préconvergences et des convergences en amont et en aval du front de taille du tunnel à la hauteur de la station de mesure ;
- mesures d'extrusion du noyau au front de taille ;
- mesures de convergence de la cavité par bande d'acier Invar ;
- mesures de pression au contact entre les structures de revêtement et le massif environnant ;
- mesures au moyen de vérins plats à l'intrados du revêtement définitif en béton pour les relevés de l'état de contrainte.



Naturellement, à ces contrôles de base sont associés d'autres contrôles lorsque les particularités de la situation l'exigent.

Dans le tunnel de San Vitale, nous avons notamment fait, pour la toute première fois dans l'histoire de la construction des tunnels, *des mesures systématiques et simultanées d'extrusion et de convergence*.

Les mesures d'extrusion du front de taille, effectuées par ISMES S.p.A. de Bergame au moyen de l'introduction d'un *sliding micrometer* dans le noyau d'avancement, ont montré des valeurs moyennes de près de 2 cm contre les 20 cm mesurés en 1990 (Fig. 17). Les mesures de convergence à leur tour ont montré des valeurs moyennes de 7 cm seulement contre les 100 cm et davantage observés en 1990. La réduction significative des valeurs mesurées démontre l'efficacité de la nouvelle approche conceptuelle.

Ce qui est particulièrement intéressant, c'est le comportement des extrusions et des convergences à l'intérieur d'un cycle complet de travaux comportant le renforcement du noyau avec des tubes en résine sur une profondeur de 18 m et l'excavation d'avancement sur une profondeur minimale de 6, et maximale de 9 m. Notons à cet égard que les profondeurs d'avancement sont définies au fur et à mesure, en fonction du comportement et de l'importance des convergences de la cavité qui ne doivent pas dépasser le seuil établi par le concepteur afin de maintenir la réponse en déformation le plus possible dans le domaine élastique. La lecture des diagrammes extrusion-convergence de la figure 18 (qui se réfèrent à un segment de tunnel excavé dans un terrain particuliè-

rement médiocre) montre que l'avancement du front, au fur et à mesure de la réduction à 10,5 m de la profondeur du noyau initialement renforcé à 18 m et par conséquent de la réduction de sa rigidité moyenne, est suivi d'un comportement en déformation du noyau même (extrusion) et de la cavité en aval du front de taille (convergence) qui passe progressivement du domaine élastique vers l'élastoplastique. Les courbes de convergence passent notamment d'un comportement initial typique d'une situation qui évolue rapidement vers la stabilité à des comportements qui révèlent une difficulté croissante des phénomènes de déformation à se stabiliser.

La convergence de la cavité apparaît ainsi comme un signal très important pour le projeteur pour choisir le moment où il sera nécessaire d'arrêter l'avancement pour effectuer un nouveau renforcement et rétablir la profondeur minimale du noyau renforcé pour maintenir le massif dans le domaine élastique.

## 2.4

### Résultats de la troisième phase de la recherche

L'étude et les expériences faites dans le tunnel de San Vitale ont montré, d'une part, l'existence d'un lien étroit entre les phénomènes de déformation qui se produisent à l'intérieur du noyau d'avancement du tunnel (extrusions) et, de l'autre, ceux qui se produisent plus tard sur le contour de la cavité, en aval du front de taille

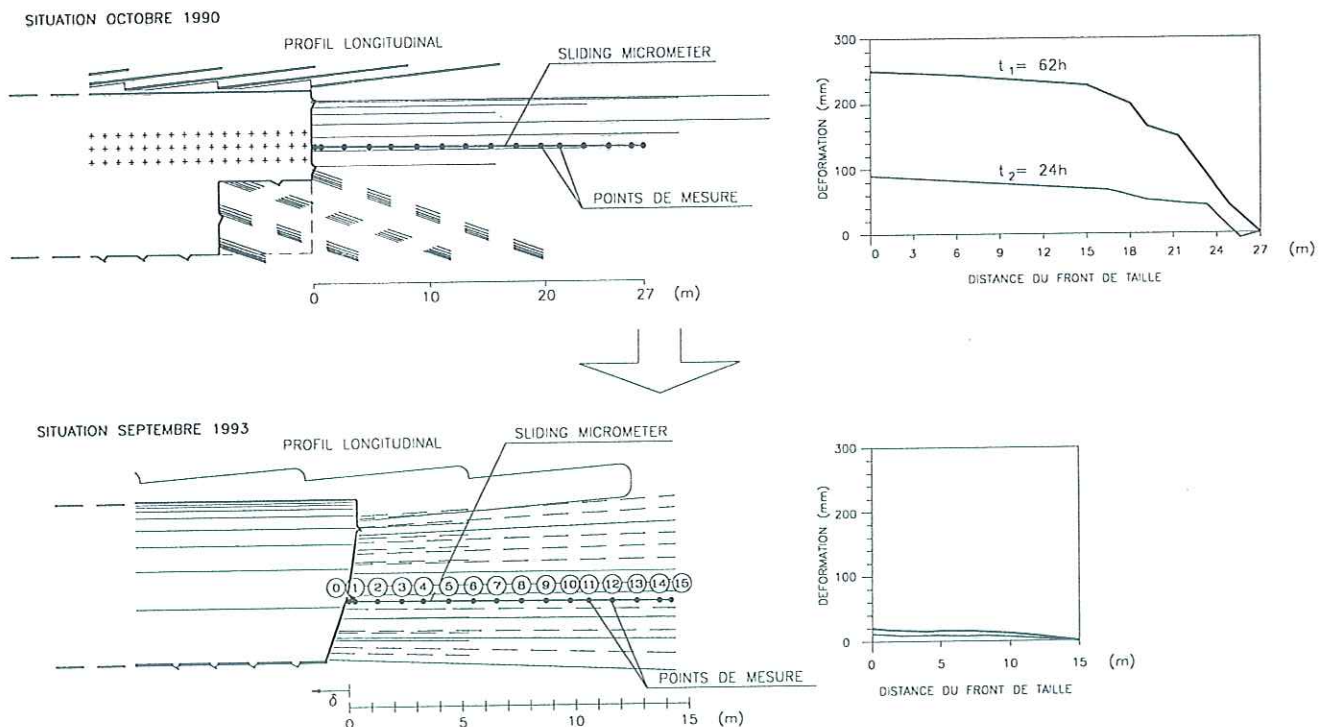
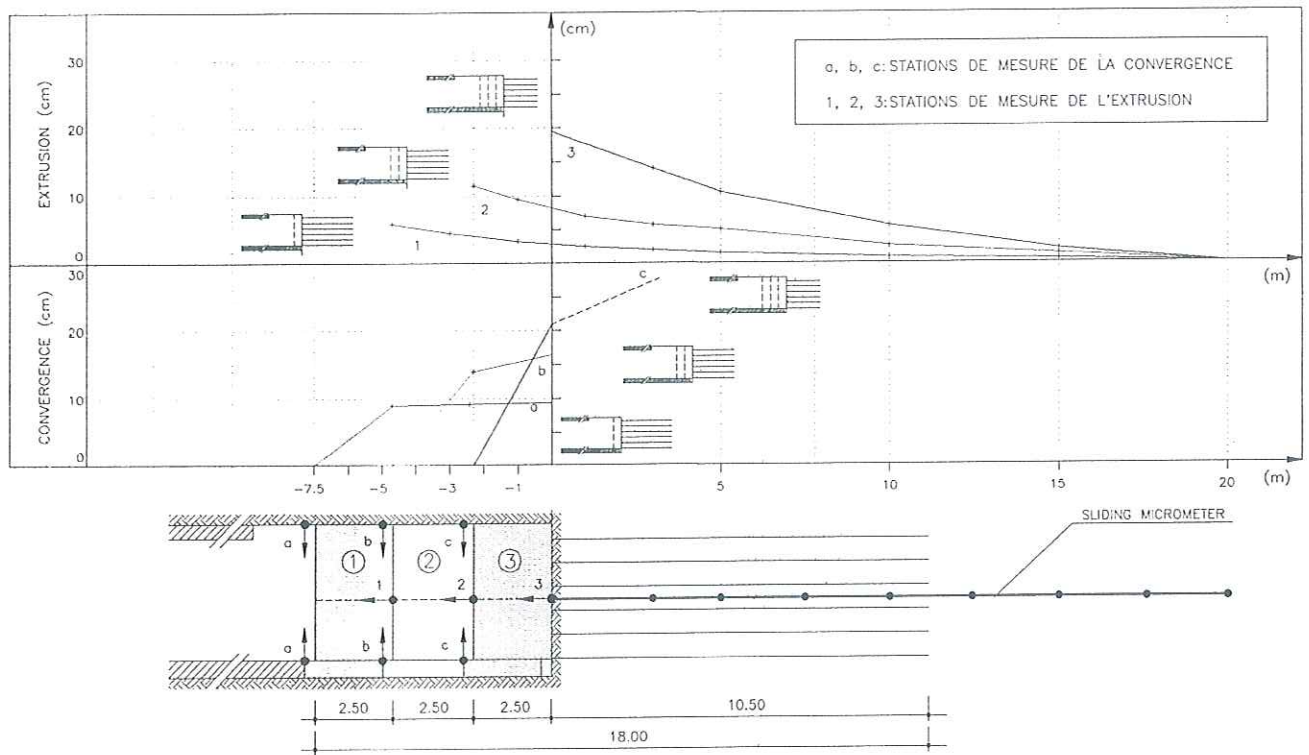


FIG. 17 Ligne ferroviaire Caserta-Foggia - Tunnel de San Vitale : mesures d'extrusion au front de taille (phase de vérification).  
Caserta-Foggia railway line - San Vitale tunnel : extrusion measurements of tunnel face (monitoring phase).





**FIG. 18** Ligne ferroviaire Caserta-Foggia – Tunnel de San Vitale : diagrammes extrusion-convergence en fonction de l'avancement (phase de vérification).  
Caserta-Foggia railway line – San Vitale tunnel : extrusion-convergence diagrams as a function of the production (monitoring phase).

(convergences). Elles ont également révélé que les phénomènes de déformation de la cavité peuvent être contrôlés et sensiblement réduits en réglant artificiellement la déformabilité du noyau d'avancement et donc sa rigidité (confinement des extrusions). Ceci est possible grâce à l'exécution d'interventions appropriées de stabilisation dimensionnées et distribuées entre le noyau au front et la cavité, en fonction de la résistance et de la déformabilité du milieu ainsi que de la situation de contrainte existante.

Compte tenu de cela, dans le cas d'un milieu contraint en *domaine élastoplastique* :

- si l'état de contrainte en fonction des caractéristiques du milieu n'est pas trop élevé, il se peut qu'il suffise d'agir exclusivement sur la cavité par des interventions radiales, évitant toute intervention longitudinale sur le noyau d'avancement ;
- si l'état de contrainte est élevé, il faudra en revanche agir surtout sur le noyau en le consolidant par des interventions longitudinales, évitant totalement les interventions radiales en aval du front de taille.

Au cas où le milieu serait contraint dans le domaine de rupture, il devient impératif de durcir le noyau d'avancement par des actions de préconfinement de la cavité qui pourront être intégrées à des actions de confinement appropriées en aval du front de taille. A cet égard, les expériences faites (et celles décrites précédemment sont particulièrement significatives) nous recommandent de travailler à l'avancement sur la forme et sur le volume du noyau au moyen de la réalisation d'une couronne de protection de terrain ren-

forcé sur le contour du noyau. Au cours de la réalisation du tunnel de San Vitale, nous avons vu que pour surmonter les problèmes dans des sections particulièrement difficiles, il a été extrêmement utile d'opérer ainsi.

Si cela devait s'avérer insuffisant, il faudrait procéder à des interventions radiales supplémentaires de renforcement sur le contour de la cavité, dimensionnées pour absorber les convergences résiduelles que le noyau, bien que durci, n'est pas en mesure d'empêcher à lui seul.

### 3

## Le noyau d'avancement en tant qu'instrument de stabilisation

Les résultats consécutifs à la recherche peuvent se résumer comme suit :

- dans la première phase de la recherche, nous avons défini trois *typologies fondamentales de déformation* (extrusion du front de taille, préconvergence et convergence de la cavité) et les manifestations d'instabilité qui en découlent (chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillages, effondrement du front et écrasement de la cavité) ;
- dans la deuxième phase de la recherche, nous avons obtenu la confirmation expérimentale que tous les phénomènes de déformation (extrusion du front de taille, préconvergence et convergence de la cavité)



ainsi que les manifestations d'instabilité visibles de l'intérieur de la cavité qui en découlent (chutes de blocs sous l'effet du poids propre, écaillages, effondrement du front et écrasement de la cavité) dépendent directement ou indirectement de la rigidité du noyau d'avancement;

- dans la troisième phase de la recherche, nous avons expérimenté qu'il était possible d'utiliser le noyau au front comme un instrument de stabilisation, en agissant artificiellement sur la rigidité du noyau pour contrôler les phénomènes de déformation de la cavité.

Par ailleurs, les résultats de la recherche :

- confirment notre opinion que la réponse en déformation du milieu au cours de l'excavation doit servir de point de référence principal au projecteur de tunnels, à plus forte raison parce qu'elle est l'indice de la formation et de la position de l'effet de voûte par rapport au profil d'excavation, autrement dit de la condition de stabilité atteinte par le tunnel;

- soulignent l'importance de tenir sous contrôle la réponse en déformation du système front de taille-noyau d'avancement au lieu de se limiter au seul contrôle de la cavité, dans la mesure où, comme nous l'avons vu, l'importance des charges agissant à long terme sur le revêtement dépend également de la rigidité du noyau;

- montrent que la réponse en déformation s'amorce en amont du front de taille, à la hauteur du noyau d'avancement et qu'elle évolue en aval, le long de la cavité;

- indiquent clairement l'existence d'un lien direct entre la réponse en déformation du système front de taille-noyau d'avancement et celle de la cavité, dans le sens que cette dernière est la conséquence directe de la première;

- prouvent qu'en agissant sur la rigidité du noyau d'avancement par des interventions de protection et de renforcement, il est possible de contrôler sa déformabilité (extrusion, préconvergence) et par voie de conséquence, de contrôler également la réponse en déformation de la cavité (convergence).

En définitive, les résultats de la recherche permettent de considérer le noyau d'avancement comme un *nouvel instrument de stabilisation* à court et à long terme de la cavité. Un instrument dont la résistance et la déformabilité jouent un rôle déterminant dans la mesure où elles peuvent conditionner l'aspect qui doit préoccuper le plus le projecteur de tunnels, c'est-à-dire le *comportement de la cavité* à l'arrivée du front de taille.

C'est pourquoi, il est permis d'affirmer que le projecteur de tunnels doit, pour être à même de mettre en place un projet capable de garantir la stabilité à court et à long terme de l'ouvrage, concentrer toute son attention sur les phénomènes de contrainte et de déformation du système front de taille-noyau d'avancement, c'est-à-dire sur ses conditions de stabilité.

Il s'ensuit que le comportement du système front de taille-noyau d'avancement peut être adopté comme point de référence pour une standardisation des tunnels, avec en plus, l'avantage de constituer un paramètre conservant sa propre valeur quel que soit le type de terrain et quelle que soit la situation statique.

Dans cette optique, les trois situations fondamentales de contrainte et de déformation du système front de taille-noyau d'avancement définissent également les trois types possibles de comportement de la cavité (Fig. 19) :

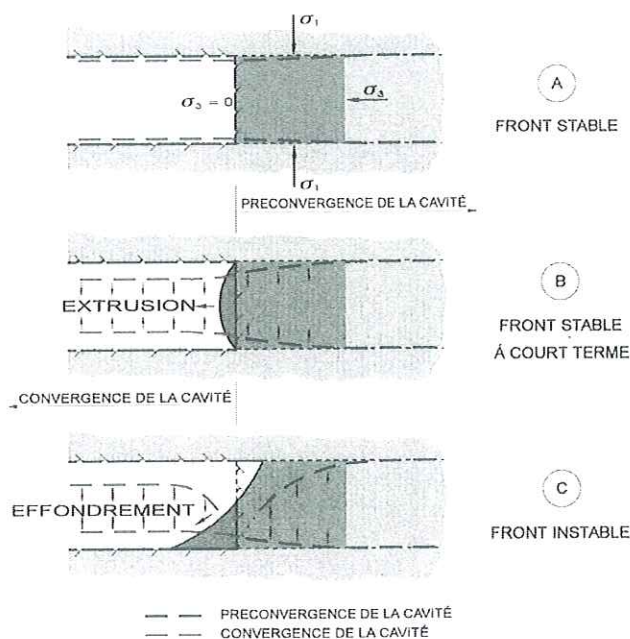


FIG. 19 Définition des catégories de comportement en se référant au noyau du front de taille considéré comme un instrument de stabilisation.

Definition of the behaviour categories, the nuclear of the tunnel face being considered as a stabilisation tool.

- comportement à front stable (catégorie de comportement A);
- comportement à front stable à court terme (catégorie de comportement B);
- comportement à front instable (catégorie de comportement C).

Dans la situation à front stable, la stabilité globale du tunnel est pratiquement assurée, même en l'absence d'interventions de stabilisation. Dans les situations B et C, les résultats de la recherche indiquent que pour éviter les phénomènes d'instabilité du front et donc de la cavité, et pour essayer de revenir à une condition à front stable (A), il faut opérer par des interventions correctement équilibrées entre le front et la cavité et avec une intensité appropriée à la situation de contrainte réelle en fonction des caractéristiques de résistance et de déformabilité du milieu.

Si le système front de taille-noyau d'avancement constitue d'une part le « voyant lumineux » du comportement futur de la cavité et de l'autre, un instrument de stabilisation dans les mains du projecteur, il est nécessaire de pousser aux conséquences extrêmes les connaissances extraordinaires acquises et de développer, au niveau du projet et au niveau de la construction, une approche collant davantage à la réalité par rapport à celles qui ont été utilisées jusqu'ici.

L'approche selon l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, dont les concepts et les informations seront illustrés dans une troisième étude, représente en ce sens la réponse logique et sans équivoque aux résultats de la recherche.



## Bibliographie

- [1] Kastner H. – *Statik des Tunnel und Stollenbaues*, 1962.
- [2] Rabcewicz L.V. – « The New Austrian Tunnelling Method ». *Water Power*, 1969.
- [3] Tamez E. – « Estabilidad de tuneles excavados en suelos ». Conferenza presso la Mexican Engineering Academy, Mexico, 1984.
- [4] Kovari K. – « On the Existence of the NATM: Erroneous Concepts behind the New Austrian Tunnelling Method ». *Tunnel*, 1/1994.
- [5] Lunardi P. – « Progetto e costruzione di gallerie: presentazione dell'approccio ADECO-RS ». ISMES, Programma di istruzione permanente, Bergamo, 14-16 novembre 1988.
- [6] Lombardi G., Amberg W.A. – « Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine ». International Congress ISRM, Denver, 1974.
- [7] Lunardi P., Bindi R., Focaraccia. – « Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front ». Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble, Paris 7-10 février 1989.
- [8] Lunardi P. – « Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo ». Convegno Internazionale « Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo », Milan, 18-20 mars 1991.
- [9] Lunardi P., Focaracci A., Giorgi P., Papacella A. – « Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation ». International Congress Towards New Worlds in Tunnelling, Acapulco, 16-20 mai 1992.
- [10] Lunardi P. – « Glass-resin tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils ». SAIE, Seminario The application of Fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering, Bologna, 22 octobre 1993.
- [11] Lunardi P. – « La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble: études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement ». Symposium International *Renforcement des sols: expérimentations en vraie grandeur des années quatre-vingt*, Paris 18 novembre 1993, Presses des ponts et chaussées, 1993.
- [12] Lunardi P. – « Présoutènement et préconfinement ». *Revue française de géotechnique* n° 80, 1997, p. 17-34.
- [13] Autostrade S.p.A. – « Norme Tecniche d'Appalto », 1992.
- [14] Italferr Sis T.A.V. S.p.A. – « Capitolato di Costruzione Opere Civili », 1992.
- [15] A.N.A.S. – « Capitolato Speciale d'Appalto, Parte II: Norme Tecniche », 1993.



**P. LUNARDI**  
*Rock Soil*  
*Via Petrarca, 3*  
*24100 Bergamo (Italie)*

# Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols : proposition d'une nouvelle approche

## Résumé

Les procédures de conception et d'exécution, adoptées jusqu'ici, se basent sur des critères de classification uniquement géologiques et géomécaniques et ignorent pratiquement les nouvelles technologies dont l'on dispose aujourd'hui. Elles ne se sont pas révélées appropriées pour satisfaire les exigences auxquelles elles doivent répondre. Prenant note de ce fait, l'auteur explique brièvement les principes directeurs d'une nouvelle approche de conception et d'exécution, basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols.

# Design and construction of tunnels using the method based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils : proposal for a new approach

## Abstract

Design and construction procedures adopted until now have been based on exclusively geological and geomechanical classification criteria and take no account of new technologies that are available. Furthermore, they have not in reality been adequate for the functions they are required to fulfil. In this article, the author, starting from this premise, briefly explains the basic principles of a new design and construction approach based on the analysis of controlled deformations in rocks and soils.



## Introduction

Les deux premières parties de cette étude montrent qu'on a assisté ces dernières années à des nouveautés importantes en matière de conception et de construction d'ouvrages souterrains. On peut les résumer en trois points :

1. Importance reconnue de la rigidité du noyau sur le comportement en déformation d'un tunnel au cours du creusement : des résultats positifs ont été obtenus grâce à l'utilisation du noyau en tant qu'instrument efficace de stabilisation, quel que soit le type de terrain.

2. Affirmation du concept de préconfinement de la cavité et, par voie de conséquence, mise au point d'instruments de stabilisation innovants, permettant la construction.

3. La possibilité qui en découle d'aborder en toute sécurité la construction des tunnels dans des terrains de toute espèce, quels que soient les contextes et les conditions de contrainte et de déformation.

Pour être largement accueillies et exploitées, ces nouveautés importantes obligent à mettre au jour les modèles de conception et de construction traditionnels et à mettre en place une approche différente qui en tienne dûment compte.

Ainsi donc, pour ne pas tomber dans des erreurs qui pourraient compromettre l'efficacité du travail accompli, avant de commencer à transformer en proposition pour une nouvelle approche les connaissances récemment acquises en matière de projets et de construction de tunnels, il est indispensable d'établir les lignes directrices qui doivent servir à ceux qui envisagent de concevoir et de construire un ouvrage souterrain.

Il est raisonnable d'affirmer que, pour concevoir et construire correctement un ouvrage souterrain, il est fondamental :

### • dans la phase de la conception

– de connaître parfaitement le milieu dans lequel il faudra opérer, et tout particulièrement ses caractéristiques de résistance et de déformabilité ;

– d'étudier au préalable le comportement mécanique (réponse en déformation de ce milieu à l'excavation), en l'absence d'interventions de stabilisation ;

– de définir le type d'actions de confinement et de préconfinement nécessaires pour maîtriser et contrôler la réponse en déformation du milieu à l'excavation ;

– de choisir le type d'intervention de stabilisation parmi celles dont nous disposons à l'heure actuelle grâce aux technologies existantes, sur la base des actions de préconfinement et de confinement qu'elles sont à même d'assurer ;

– de mettre en place – en fonction du comportement prévu du milieu d'excavation – les sections type tout en définissant, en plus des interventions de stabilisation les plus appropriées au contexte dans lequel on est supposé devoir opérer, les phases, les cadences et les temps de leur mise en chantier ;

– de mesurer et vérifier à l'aide de calculs mathématiques, les interventions choisies pour obtenir le comportement voulu du milieu vis-à-vis de l'excavation ainsi que le coefficient de sécurité nécessaire de l'ouvrage.

### • dans la phase de la construction

– de vérifier, sur le chantier, si le comportement du milieu vis-à-vis de l'excavation correspond bien à celui qui a été calculé à travers l'analyse de la phase de la conception, avant de procéder à la mise au point du projet et équilibrer le poids des interventions entre le front de taille et le périmètre de la cavité.

Il en résulte que la conception et la construction d'un ouvrage souterrain doivent inévitablement se structurer dans le temps à travers :

1. une *phase de reconnaissance* liée à la connaissance géologique, géomécanique et hydrologique du milieu ;

2. une *phase de diagnostic* liée à la prévision théorique du comportement du milieu c'est-à-dire de la réponse en déformation, en l'absence d'interventions de stabilisation ;

3. une *phase de thérapie* liée tout d'abord à la définition des modalités d'excavation et de stabilisation du milieu pour contrôler sa réponse en déformation, puis, à l'évaluation théorique de l'efficacité des solutions choisies ;

4. une *phase de vérification* liée au contrôle expérimental du comportement réel du milieu vis-à-vis de l'excavation (réponse en déformation) pour la mise au point des systèmes d'excavation et de stabilisation.

Pour le projet et la construction d'ouvrages souterrains, deux principaux types d'approche ont été adoptés.

Certains auteurs ont proposé des modèles de support au concepteur pour préparer le projet des ouvrages de stabilisation et de revêtement d'un tunnel d'après les classifications géomécaniques.

Parmi ceux-ci, les modèles de Bieniawski (RMR System) et de Barton (Q System) sont bien connus. Tous deux définissent des classes géomécaniques sur la base d'une série de paramètres géomécaniques et géostruc-turels. Ils associent à chaque classe des interventions type de stabilisation qui déterminent les sections type de projet. Malheureusement – et les auteurs [3] sont les premiers à le regretter – il a été fait un usage assez erroné de ce type de classifications dans la mesure où l'on a prétendu les utiliser comme base de méthodes complètes de conception et de construction et non simplement en tant que simples supports pour les ingénieurs spécialistes de tunnels ce qui était dans l'intention des auteurs.

Utilisées dans des buts différents de ceux pour lesquels elles avaient été conçues, les classifications géomécaniques et, par voie de conséquence, les méthodes de conception et de construction qui s'y réfèrent, comme la NATM, ont révélé des limites considérables.

Elles peuvent être difficilement appliquées aux roches tendres, aux flyshs et aux sols. Elles ne tiennent pas suffisamment compte des effets de tension naturelle, des dimensions et de la géométrie de l'excavation vis-à-vis du comportement en déformation de la cavité. Elles ne sont pas mises à jour en tant que systèmes de construction capables de produire des actions de préconfinement de la cavité (le jet-grouting horizontal, le prédécoupage mécanique, le prérenforcement du noyau d'avancement à l'aide de tubes en résine armée de fibres de verre, etc.). Tout cela constitue des limites réelles. De telle sorte que les approches de conception et de construction qui s'y réfèrent se révèlent inévitablement incomplètes et ne sont pas valables universellement.



Une alternative existe à ce type d'approche essentiellement *empirique*. Elle est résolument *théorique* et a débouché sur des résultats intéressants encore qu'exclusivement limités jusqu'ici à la phase de conception de l'ouvrage souterrain. Cette approche recourt à l'instrument mathématique pour décrire le plus fidèlement possible les contraintes et les déformations du terrain et des structures de revêtement pour les dimensionner. Les résultats les plus importants obtenus par cette approche sont :

- d'avoir défini le concept de pression de confinement de la cavité permettant au projeteur spécialiste des ouvrages en souterrain de contrôler l'étendue du terrain plastifié sur le contour du tunnel (rayon plastique  $R_p$ ), ce que Kastner a démontré analytiquement pour la première fois en 1962 ;

- d'avoir reconnu que le problème du calcul des dimensions du revêtement d'un tunnel est absolument tridimensionnel et qu'il n'est pas permis de négliger ce facteur, tout particulièrement lorsqu'il s'agit d'affronter des situations d'avancement dans des terrains soumis à des états de tension élevés par rapport à leurs caractéristiques de résistance et de déformabilité. En ce sens, Lombardi a eu le mérite remarquable d'avoir compris l'importance - pour la statique d'un ouvrage souterrain - du noyau de terrain sur le front de taille ;

- d'avoir démontré que la valeur de la pression exercée par le massif environnant sur les structures de stabilisation et de revêtement d'un tunnel n'est pas prédéterminé et qu'il dépend, entre autres choses, des modalités d'excavation et de mise en œuvre des structures (nous le déduisons de la méthode de calcul des « lignes caractéristiques » (Lombardi, 1974) et de la méthode de « convergence-confinement » (Panet *et al.*).

L'approche théorique a fourni aux projeteurs les instruments de calcul nécessaires pour évaluer les contraintes et les déformations d'un massif et pour dimensionner les structures de stabilisation et de revêtement d'un tunnel. Elle ne tient cependant pas compte des problèmes de construction de sorte qu'elle ne constitue certes pas une méthode de conception et de construction intégrée. Elle ne fournit notamment pas d'indications concernant la manière de traiter les situations d'instabilité du front de taille.

La figure 1 montre schématiquement les limites présentées par chacune des approches illustrées, réparties

sur chacune des quatre phases fondamentales de la conception-construction d'un ouvrage souterrain (reconnaissance, diagnostic, thérapie, vérification).

Tout récemment, grâce aux connaissances acquises au cours de la recherche illustrée dans la deuxième partie de cet article (voir *RFG* n° 84), il a été possible de penser à un nouveau concept d'encadrement des tunnels qui, tout en utilisant ce qui a été fait de bon par les deux approches traditionnelles dont nous avons parlé, contourne leurs limites et apporte une réponse appropriée aux quatre phases de conception et de construction citées (Fig. 1).

Ce troisième et dernier volet de cette étude illustre brièvement mais complètement les concepts essentiels.

2

## Critère d'encadrement selon l'approche basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols

L'approche basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols se distingue de celles qui ont été prises comme référence jusqu'ici pour des raisons importantes en partie illustrées dans les chapitres déjà publiés de cet article. Entre autres choses, cette approche :

1. prévoit que la *conception* et la *construction* d'un tunnel ne s'identifient plus comme dans le passé. Elles représentent deux phases bien distinctes ayant chacune une physionomie bien définie au niveau chronologique et pratique ;

2. fait référence à un nouveau type d'encadrement des ouvrages souterrains, basée sur un seul paramètre commun à toutes les excavations. Le comportement de contrainte et de déformation du système front de taille-noyau d'avancement ;

3. fait référence à la prévision, au contrôle et à l'interprétation de la réponse en déformation, du massif à l'excavation qui devient le seul paramètre auquel se référer. Pour commencer, par la voie théorique, comme objet de prévision et de contrôle. Puis par la voie expé-

Methodes de conception et/ou de construction	Théorie de Kastner - Fenner	NATM (Nouvelle Methode Austrichienne)	Classifications géomécaniques (Beniawski, Barton, ecc.)	Théorie des lignes caractéristiques	ADECO-RS
Phases de la conception					
Phase de Reconnaissance	●		●	●	●
Phase de Diagnostic	●		●	●	●
Phase de Therapie		●			●
Phase de Verification		●		●	●

FIG. 1

Comparaison entre les contributions fournies par les différentes écoles au problème de la conception et de la construction des tunnels.

Comparison among contributions provided by different schools to the problem of design and construction of tunnels.



rimentale, comme objet de lecture et d'interprétation pour la mise au point du projet en cours de chantier ;

4. introduit le concept de *préconfinement de la cavité* qui intègre le concept déjà bien connu de confinement et permet d'apporter des solutions, même aux conditions statiques les plus difficiles, d'une manière programmée, sans recourir à des improvisations dans la construction ;

5. prévoit l'emploi de *systèmes de conservation* pour maintenir le plus intactes possible les caractéristiques géotechniques et structurelles du terrain dans le sens de « matériau de construction », lorsque ces caractéristiques jouent un rôle fondamental sur la vitesse et sur la cadence d'avancement des travaux souterrains.

Nous l'avons dit, l'introduction d'un nouveau concept d'encadrement des ouvrages souterrains est un élément particulier de cette approche.

Partant de l'observation que les déformations du milieu au cours de l'excavation et donc la stabilité même d'un tunnel sont liées au comportement du noyau d'avancement, c'est la *stabilité du système front de taille-noyau d'avancement* qui devient l'élément d'encadrement. Faisant référence à un paramètre unique valable pour tous les types de terrain (le comportement de contrainte et de déformation du noyau de terrain en amont du front de taille) l'approche contourne donc les limites des systèmes adoptés jusqu'ici, tout particulièrement dans le cas de terrains à faible consistance.

Comme nous l'avons vu dans la deuxième partie de cette étude, trois catégories fondamentales de comportement sont définies (voir § 3, Fig. 19) :

- catégorie A : Comportement à front stable ou de type rocheux ;

- catégorie B : Comportement à front stable à court terme ou comportement de type cohérent ;

- catégorie C : Comportement à front instable ou de type sans cohésion.

## 2.1

### Catégorie A

Elle se manifeste lorsque l'état de coaction dans le terrain, au front de taille et sur le contour de la cavité, ne dépasse pas les caractéristiques de résistance du milieu. Plus le profil d'excavation adhère au profil théorique et plus « l'effet de voûte » se forme près du profil d'excavation.

Les phénomènes de déformation évoluent dans le domaine élastique. Ils sont immédiats et de l'ordre de quelques centimètres.

Le front de taille est globalement stable. Il peut se produire simplement des instabilités locales qui se ramènent à quelques chutes de blocs sous l'effet de leur poids propre, isolés par une structure défavorable du massif rocheux. Dans ce contexte, l'anisotropie des contraintes et de la déformation du terrain joue effectivement un rôle fondamental.

La présence éventuelle d'eau, même en régime hydro-dynamique, n'influence pas la stabilité du tunnel, à moins qu'il ne s'agisse de terrains altérables ou que des gradients hydrauliques trop intenses ne provoquent une dénivellation capable de battre en brèche la résistance au cisaillement le long des plans de discontinuité.

Les interventions de stabilisation sont généralement destinées à empêcher la dégradation du terrain et à conserver le profil de l'excavation.

## 2.2

### Catégorie B

Elle se manifeste lorsqu'au cours de l'avancement l'état de coaction dans le terrain, au front de taille et sur le contour de la cavité, est susceptible de dépasser la capacité de résistance du milieu en domaine élastique.

« L'effet de voûte » ne se réalise pas immédiatement sur le contour de la cavité mais à une distance qui dépend de l'épaisseur de l'anneau où le terrain subit le phénomène de plastification.

Les phénomènes de déformation évoluent dans le domaine élastoplastique. Ils sont différés et de l'ordre du décimètre.

Dans les cadences normales d'avancement, le front de taille reste stable à court terme et sa stabilité s'améliore ou se détériore selon que la vitesse d'avancement augmente ou diminue. Le cas échéant, les déformations du noyau sous la forme d'extrusions ne conditionnent pas la stabilité du tunnel parce que le terrain est encore en mesure de mobiliser une résistance résiduelle suffisante.

Les phénomènes d'instabilité, sous la forme d'écaillages diffus sur le front de taille et sur le contour de la cavité, laissent le temps d'opérer après le passage du front de taille des interventions de stabilisation traditionnelles de confinement radial. Dans certains cas, il peut s'avérer nécessaire de recourir également à des actions de préconfinement de la cavité, équilibrant les interventions de stabilisation entre le front de taille et la cavité, de manière à contenir les phénomènes de déformation dans des limites acceptables.

La présence d'eau, tout particulièrement si elle est en régime hydro-dynamique, réduit la capacité de résistance au cisaillement du terrain, favorise l'extension de la plastification et accroît ainsi l'importance des phénomènes d'instabilité. Il est donc nécessaire de la prévenir essentiellement dans la zone du front, déviant son parcours à l'extérieur du noyau.

## 2.3

### Catégorie C

Elle se manifeste lorsque l'état de coaction dans le terrain dépasse sensiblement sa capacité de résistance, même dans la zone du front de taille. « L'effet de voûte » ne peut se former ni au front, ni sur le contour de la cavité car le terrain ne possède pas une résistance résiduelle suffisante. Les phénomènes de déformation sont inacceptables, dans la mesure où ils évoluent immédiatement vers la rupture, donnant lieu à de graves manifestations d'instabilité telles que l'effondrement du front de taille et l'écrasement de la cavité sans laisser le temps d'agir par des interventions de confinement radial. Il s'impose donc de procéder à des interventions de préconsolidation en amont du front de taille, capables de développer une action de préconfinement qui puisse créer des effets de voûte artificiels.

Si elle n'est pas correctement traitée, la présence d'eau en régime hydro-statique réduit davantage encore la capacité de résistance au cisaillement du ter-



rain, favorise l'extension de la plastification et accroît en définitive l'importance des phénomènes de déformation. Cette même présence d'eau, en régime hydrodynamique, se traduit par des phénomènes d'entraînement de matériau et de renard absolument inacceptables. Il est donc nécessaire de la prévenir essentiellement dans la zone du front et de dévier son parcours à l'extérieur du noyau.

D'après l'expérience acquise pendant plus de vingt-cinq ans de conception et de construction d'ouvrages souterrains, nous pouvons dire que tous les cas d'ouvrages déjà réalisés tombent dans ces trois catégories de comportement.

3

## Phases de développement de l'approche basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols

Dans le développement logique du projet et de la construction d'un tunnel, l'approche fondée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols nous pousse à procéder conformément aux phases résumées dans la figure 2, compte tenu des réponses positives attribuées à chacune des trois questions posées dans l'introduction.

La phase de la *conception* comprend :

- une *phase de reconnaissance* au cours de laquelle, en fonction des terrains rencontrés par le tunnel, le

projeteur procède à la caractérisation mécanique des roches ou des sols du milieu, indispensable pour procéder à l'analyse des équilibres naturels préexistants et pour pouvoir opérer correctement dans la phase de diagnostic qui suit ;

- une *phase de diagnostic* au cours de laquelle, sur la base des éléments réunis pendant la reconnaissance, le projeteur procède à une subdivision du tunnel en tronçons dont le comportement en déformation est homogène, dans le cadre des trois catégories de comportement A, B, C qui viennent d'être décrites. Les détails de l'évolution de la déformation et les types de charges mobilisées par l'excavation sont définis pour chacun des tronçons ;

- une *phase de thérapie* au cours de laquelle – à la suite des prévisions faites lors du diagnostic – le projeteur choisit le type d'action à adopter (préconfinement ou simple confinement) et les interventions nécessaires, dans le cadre des trois catégories de comportement A, B, C, afin d'obtenir la stabilisation complète du tunnel. Il effectue la composition des sections types longitudinales et transversales qu'il a dimensionnées et dont il va vérifier l'efficacité à travers les instruments de calcul mathématique.

La *phase de la construction* comprend :

- la *phase opérationnelle* au cours de laquelle les instruments de stabilisation sont mis en œuvre selon les prévisions conceptuelles, adaptés au niveau du confinement et du préconfinement à la réponse réelle en déformation du massif, et contrôlés selon des plans de contrôle de qualité préétablis ;

- la *phase de vérification* au cours de laquelle on vérifie – à travers la lecture et l'interprétation des phénomènes de déformation (qui sont la réponse du milieu à l'action de l'avancement) – la justesse des prévisions faites durant le diagnostic et la thérapie, afin de perfectionner la mise au point du projet à travers un équilibre des instruments de stabilisation entre le front de taille et la cavité. La vérification ne s'achève pas lorsque le tunnel est terminé. Elle se poursuit tout au long de sa vie dans le but bien précis de contrôler constamment la sécurité de son exploitation.

*Projeter* correctement un ouvrage souterrain signifie dès lors savoir *prévoir*, sur la base de la connaissance des équilibres naturels préexistants, le comportement que le terrain aura au cours de l'excavation lors du début puis de l'évolution des phénomènes de déformation et donc de définir – dans le cadre des trois catégories de comportement fondamentales – le type d'actions à mettre en place (confinement ou préconfinement) et les typologies d'intervention capables de les contenir dans des limites acceptables. Non sans établir des délais et des cadences d'application en fonction de l'avancement et de la position du front de taille.

*Construire* correctement un ouvrage souterrain signifie par ailleurs agir dans le respect des choix faits lors de la conception. Pour cela, il faut d'abord, *lire* très attentivement la réponse en déformation du terrain vis-à-vis de l'action d'avancement et des interventions de stabilisation, en termes d'extrusions et de convergences superficielles et profondes du front et des parois d'excavation. Il faut ensuite, après interprétation des résultats des lectures, *perfectionner* les percements, la vitesse, la cadence d'avancement, l'intensité, l'emplacement et les moments d'application des interventions de stabilisation en les équilibrant correctement entre le front et le périmètre de l'excavation.

MOMENT	PHASE	ARGUMENT
DE LA CONCEPTION	– RECONNAISSANCE	– analyse des équilibres naturels préexistants
	– DIAGNOSTIC	– étude et prévision des phénomènes de déformation (*) ou absence de stabilisation
	– THERAPIE	– régulation des phénomènes de déformation (*) en termes de choix des systèmes de stabilisation
DE LA CONSTRUCTION	– OPERATIONNELLE	– application des interventions de stabilisation pour la régulation des phénomènes de déformation (*)
	– VERIFICATION EN COURS D'OUVRE	– contrôle et lecture des phénomènes de déformation (*) comme réponse de l'A.R. durant l'avancement des excavations (relèvement extrusion du front et des convergences superficielles et profondes de l'excavation)
	– MISE AU POINT DU PROJET	– interprétation des phénomènes de déformation (*)  – équilibrage des systèmes de stabilisation entre le front et le périmètre de l'excavation

(\*) Phénomènes de déformation en termes de extrusion du front et de convergence superficielle et profonde de la cavité

FIG. 2 Analyse des déformations contrôlées.  
Analysis of controlled deformations.



## Phase de reconnaissance

Réaliser une excavation souterraine signifie bousculer les équilibres qui existaient dans le milieu. Projeter cette excavation en perturbant le moins possible le milieu où s'opère cette excavation et en réduisant le plus possible la réponse en déformation suppose dès lors une *connaissance* préalable la plus complète possible de l'état des équilibres naturels en présence dans le terrain avant l'intervention.

Il en résulte la nécessité de faire précéder la conception et la construction d'un tunnel par une phase de reconnaissance au cours de laquelle a lieu la caractérisation du milieu à travers *l'acquisition des éléments lithologiques, structurels, stratigraphiques, morphologiques, tectoniques, hydrologiques, géotechniques, géomécaniques et des contraintes des terrains intéressés par l'ouvrage*. Ces données sont indispensables au projeteur, qui doit procéder à l'analyse des équilibres naturels préexistants et opérer correctement lors de la phase suivante de diagnostic.

La phase de reconnaissance prévoit deux étapes (Fig. 3).

Lors d'une *première étape* on établit un premier profil géologique sur un axe tracé d'après la carte géologique au 1/1 000 000, d'après la littérature existante et des relevés aérophotogrammétriques, le tout complété des relevés de surface comprenant :

- le relevé lithologique, avec une définition des principales unités ;
- le relevé géomorphologique, tenant tout particulièrement compte des conditions de stabilité des versants ;
- le relevé géostructurel, avec une définition des principales lignes de discontinuité ;
- le relevé hydro-géologique, avec une détermination du système hydrologique principal et le recensement des sources. À propos de sources, il est indispensable de mesurer leur débit et de suivre leur évolution durant le chantier pour établir l'influence de l'effet drainant de la cavité.

Le premier profil sera accompagné d'une série de fiches lithologiques des lithotypes trouvés en affleurement le long du tracé, comportant la synthèse des relevés effectués.

Au cas où l'étude de la première phase conclurait en faveur de la faisabilité d'une *galerie pilote* (Fig. 4), la conception (exécutive) peut se prévaloir avantageusement des relevés géologiques et géomécaniques dans la galerie [4, 5] ainsi que des résultats des essais *in situ* réalisés pour l'évaluation des caractéristiques de résistance et de déformabilité du massif rocheux.

Lors d'une *deuxième étape*, sur l'acquis des résultats de l'étude de la première phase, on élabore le projet des recherches géognostiques comprenant la définition des recherches géophysiques indirectes, des essais *in situ* et des sondages - essentiellement par carottage continu - de tarage, avec récupération des échantillons intacts de la portion de massif intéressée par l'excavation.

Le prélèvement d'échantillons intacts devra obligatoirement être fait à l'aide d'un équipement approprié susceptible de perturber le moins possible le massif. Les échantillons prélevés seront utilisés pour évaluer les propriétés physico-chimiques du massif rocheux en

fonction notamment de leur évolution dans le temps et également pour évaluer les paramètres géotechniques et géomécaniques.

Ceci permet de déterminer :

- la courbe intrinsèque de la matrice ;
- les paramètres de déformabilité de la matrice (module élastique initial et module de déformation totale évalué pour des niveaux de contrainte comparables à ceux qui vont s'instaurer à la suite de la construction de l'ouvrage).

Dans la mesure du possible, il est important de déterminer les caractéristiques de résistance et de déformabilité d'éventuelles discontinuités structurelles à partir desquelles on peut obtenir les courbes intrinsèques et les paramètres de déformabilité du massif sur la base de considérations détaillées.

L'étude de la deuxième phase se complète par l'estimation de l'état des contraintes naturelles, sur la base des recouvrements en jeu et des structures tectoniques principales.

Selon l'importance de l'ouvrage projeté et la complexité des structures tectoniques intéressées, il pourrait être très utile d'effectuer, le plus souvent possible, des essais pour la détermination du tenseur naturel des efforts à la profondeur de la cavité.

## Phase de diagnostic

Lors de la phase de diagnostic, sur la base des éléments collectés lors de la phase de reconnaissance, le projeteur procède à une subdivision du tracé en tronçons ayant un comportement de déformation homogène dans le cadre des trois catégories fondamentales A, B et C (front stable, front stable à court terme et front instable). Pour aller de l'avant dans cet objectif, il fait des *prévisions* théoriques sur la réponse en déformation du milieu sous l'action d'excavation. Il met tout particulièrement l'accent sur les phénomènes de déformation qui - à défaut d'interventions de stabilisation - se manifesteraient au front de taille et par voie de conséquence dans la partie de terrain qui entoure la cavité.

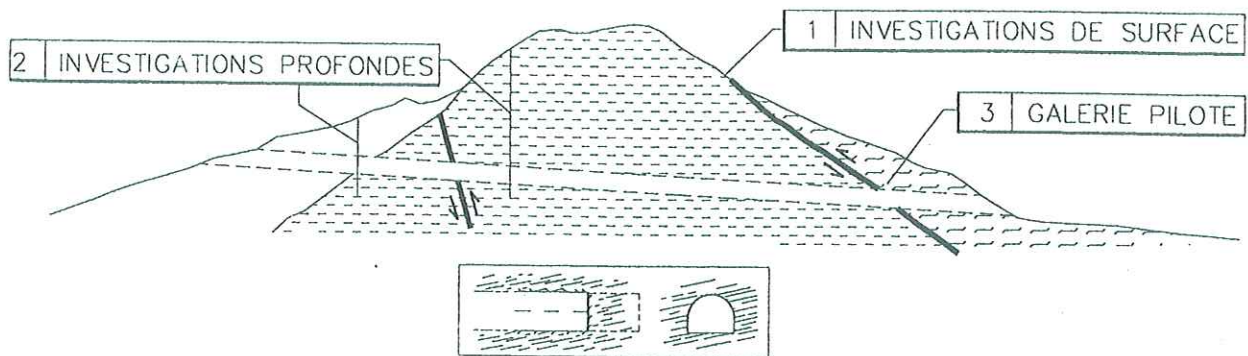
L'analyse de la réponse en déformation du front de taille-noyau d'avancement et de la cavité est faite, en ce qui concerne la genèse, la localisation, l'évolution et l'importance, en recourant à des méthodes expérimentales et à des instruments mathématiques tels que les lignes caractéristiques, les éléments finis bi- ou tridimensionnels, etc., capables d'orienter le projeteur dans la définition de l'appartenance de différents tronçons de tunnel aux trois catégories de comportement A, B et C déjà citées.

Parmi ces méthodes, celle des lignes caractéristiques [12] utilisable dans la plupart des situations courantes se présente comme étant particulièrement utile et simple, pour atteindre ces objectifs (Fig. 5).

Parmi les méthodes expérimentales, dans certains types de terrain, les essais d'extrusion en cellule triaxiale permettent de simuler en laboratoire, sur des échantillons intacts prélevés *in situ*, l'avancement du tunnel sous les différentes couvertures et les modifications de contrainte provoquées par l'action d'excaver dans le système front de taille-noyau d'avancement en soulignant son type de comportement (Fig. 5).

À la fin, le diagnostic se traduit par l'établissement d'un profil longitudinal du projet de tunnel qui souligne





ANALYSE DES EQUILIBRES NATURELS PREEXISTANTS



DETERMINATION DES PARAMETRES



- 1 INVESTIGATIONS DE SURFACE SUR**  
 morphologie  
 tectonique  
 structure  
 lithologie  
 stratigraphie  
 hydrologie  
 geotechnique et geomecanique
- 2 INVESTIGATIONS PROFONDES SUR**  
 stratigraphie  
 lithologie  
 structure  
 hydrogeologie  
 geotechnique et geomecanique
- 3 GALERIE PILOTE**  
 caracterisation complete  
 geolithologique, structurelle et  
 hydrogeologique du terrain  
  
 analyse des parametres de la  
 fraise  
  
 essais in situ et prelevement  
 d'echantillons  
  
 analyse cinematique des  
 instabilite  
  
 relevement des convergences



- ETAT DE CONTRAINTE NATURELLE
- $$\lambda = \frac{Ph}{Pv}$$
- SYSTEMES DE DISCONTINUITÉ  
 ANISOTROPIE
- CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE
- |               |                  |
|---------------|------------------|
| $\sigma_c$    | $\sigma_t$       |
| $\sigma_{gd}$ | $\sigma_{gz}$    |
| $c_p, c_r$    | $\phi_p, \phi_r$ |
- CARACTERISTIQUES DE DEFORMABILITE
- |       |          |
|-------|----------|
| $E_t$ | $E_s$    |
| $E_d$ | $E_{dt}$ |
- ∇
- CARACTERISTIQUES DE PERMEABILITE
- k
- PRESSION HYDROSTATIQUES  
 ET HYDRODYNAMIQUES
- GRADIENT HYDRAULIQUE
- i
- ALIMENTATION  
 DE LA NAPPE
- Q

FIG. 3 Phases de reconnaissance.  
 Diagnosis phases.

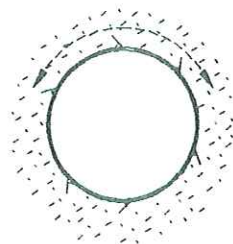
la subdivision en tronçons ayant un comportement de déformation homogène et les catégories de comportement (A, B, C) associées.

Après avoir défini l'appartenance de chaque tronçon à l'une des trois catégories de comportement, il

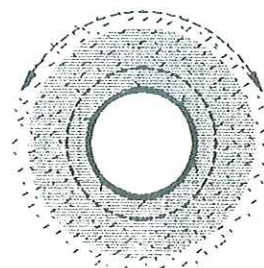
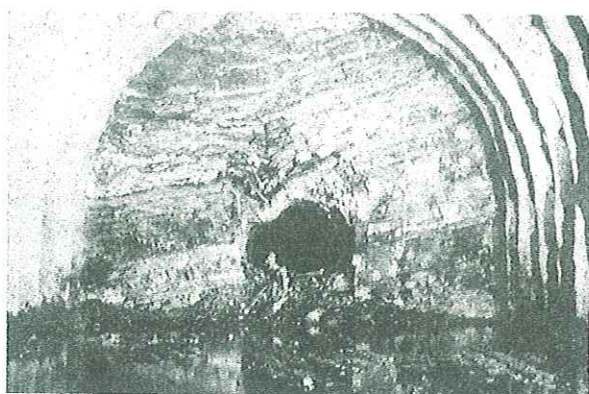
incombe à la phase de diagnostic de définir pour chaque catégorie :

a - les typologies de déformation qui se développeront sur le contour de l'excavation (extrusion, préconvergence et convergence) ;

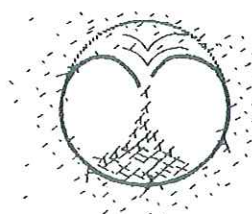
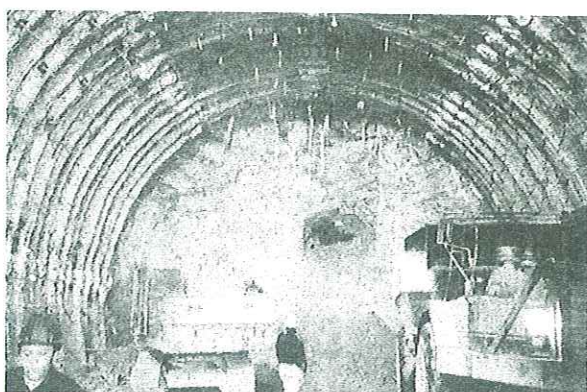




① NATUREL



② DEVIÉ



③ NUL

FIG. 4 Galerie pilote et effet de voûte.  
Pilot tunnel and arch effect.

b - les manifestations d'instabilité attendues qui s'ensuivent telles que :

- les chutes de blocs sous l'effet de leur propre poids et les écaillages sur le front de taille, produits par l'extrusion du noyau et par la préconvergence.

- les chutes de blocs sous l'effet de leur propre poids et les écaillages sur le contour de la cavité produits par la convergence,

- l'écrasement de la cavité produit par l'effondrement du front de taille;

c - les charges mobilisées par l'excavation selon les modèles de solides de chargement ou d'anneaux plastifiés (Fig. 6).

### 3.3

## Phase de thérapie

Lors de la phase de thérapie, le projeteur, sur la base des catégories de comportement définies lors de

la phase du diagnostic, choisit le type d'action à adopter (préconfinement, confinement ou présoutènement) pour obtenir la stabilisation complète du tunnel (contrôle des phénomènes de déformation).

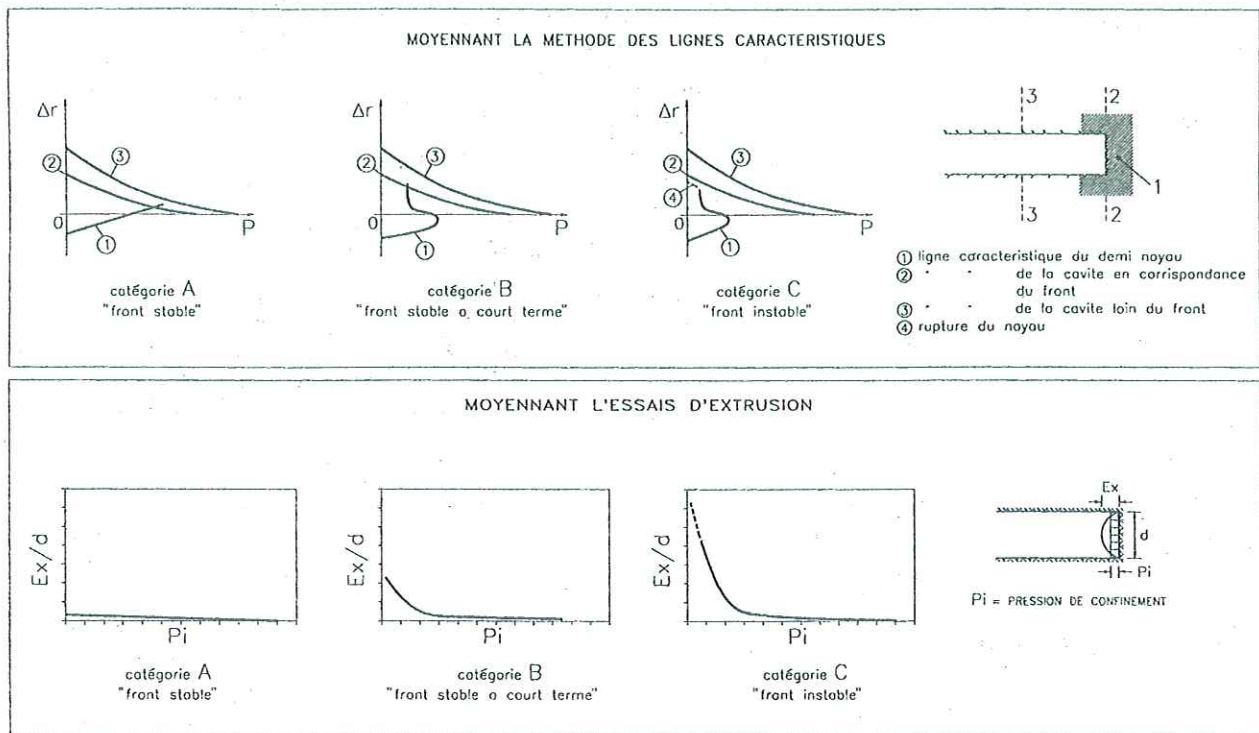
Conformément au paragraphe 2 concernant l'importance de la rigidité du noyau d'avancement vis-à-vis du comportement en déformation du front de taille et de la cavité et, par voie de conséquence, de la stabilité du tunnel tout entier, le projeteur, en principe :

- pourra se limiter à exercer des actions de simple confinement dans le cas des tunnels ayant un comportement de déformation à front stable (catégorie A) :

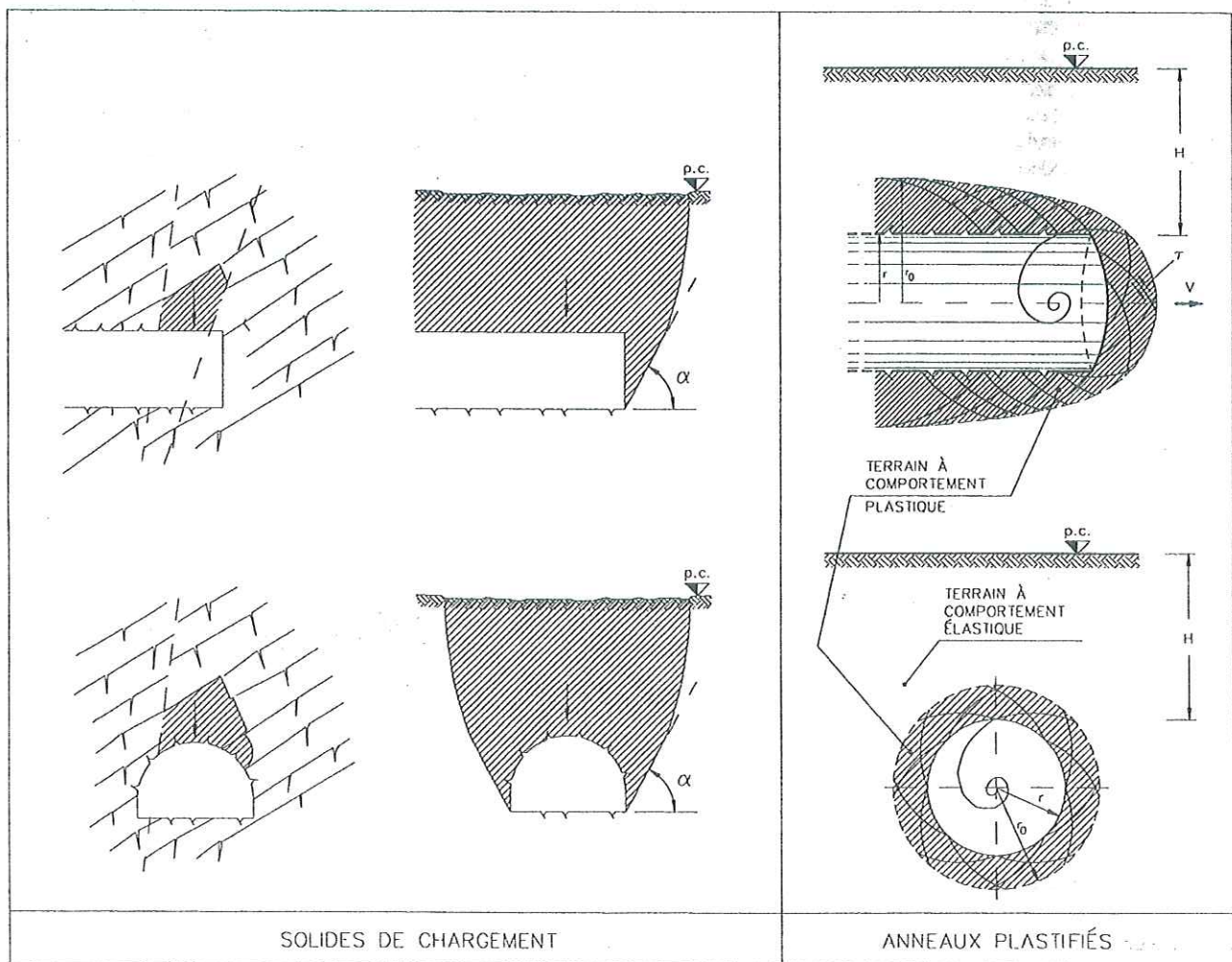
- devra tendre à produire des actions énergiques de préconfinement - au-delà naturellement de celles de confinement - dans le cas des tunnels ayant un comportement en déformation à front instable (catégorie C) :

- pourra opter entre préconfinement ou simple confinement de la cavité en fonction de la vitesse et de la cadence d'avancement supposées être réalisées dans





**FIG. 5** Phase de diagnostic : prévision de la catégorie de comportement.  
 Diagnosis phase : prediction of the behaviour category.



**FIG. 6** Phase de diagnostic : comportement par solides de chargement et anneaux plastifiés.  
 Diagnosis phase : behaviour by load solids and by plasticised rings.



le cas des tunnels ayant un comportement en déformation à front stable à court terme (catégorie B).

Une fois que le type d'action à exercer aura été choisi, il faudra mettre au point les systèmes, les cadences, les phases d'excavation et, plus encore, les interventions et les instruments de stabilisation, tout en prévoyant pour ces derniers comment et où les mettre en œuvre par rapport à la position du front de taille, et d'après les trois catégories de comportement pour qu'ils produisent l'action voulue.

Dans la pratique pour obtenir le type d'action choisie, le projeteur dispose de toute une série d'instruments grâce auxquels il peut réaliser tous les types d'intervention de stabilisation nécessaires.

Il est bon de rappeler que les interventions de stabilisation peuvent être :

- des interventions de *conservation* dont l'effet essentiel est d'empêcher la chute de la contrainte principale mineure ;

- et des interventions d'*amélioration*, lorsqu'elles agissent principalement pour augmenter les caractéristiques de résistance au cisaillement du milieu.

Parmi les instruments dont dispose le projeteur dans le cadre des **interventions produisant des actions de préconfinement de la cavité** [16] (Fig. 7), ceux qui exercent essentiellement un effet de *conservation* sont :

- les tuiles en béton projeté renforcé de fibres, réalisées en utilisant le comme coffrage [15, 16] le *prédecoupage mécanique* le long du profil d'excavation ;
- le prérenforcement du noyau, pour des profondeurs supérieures au diamètre d'excavation, à l'aide de boulons tubulaires en résine armée de fibres de verre, fixés au terrain à l'aide de mortier de ciment. Le nombre de boulons sera défini en fonction de l'aug-

mentation de la résistance au cisaillement qu'on veut lui donner [15, 17, 19, 20] ;

- les parapluies tronconiques constitués par le rapprochement de colonnes subhorizontales de terrain consolidé par *jet-grouting* [15, 18].

Exercent en revanche un effet essentiellement d'amélioration :

- les auréoles tronconiques de terrain consolidé par *injections traditionnelles* ou par *congélation* ;

- les auréoles tronconiques de *drainages* en présence de nappe.

Parmi les instruments dont dispose le projeteur dans le cadre des **interventions produisant des actions de confinement de la cavité**, ceux qui exercent essentiellement un effet de *conservation* sont :

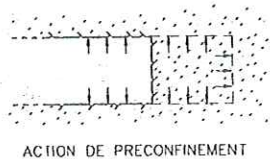
- les *coques en béton projeté* de 1<sup>re</sup> phase, capables de produire, en fonction de leur épaisseur, une pression de confinement sur le contour de la cavité ;

- les excavations mécanisées à pleine section à l'aide de *boucliers à pression* capables de produire une pression de confinement sur le front de taille et sur la cavité (anneaux de revêtement en voussoirs préfabriqués) ;

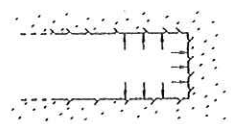
- les excavations mécanisées à l'aide de *boucliers ouverts*, qui fournissent un confinement radial au terrain pendant les opérations d'excavation ;

- le boulonnage radial réalisé à l'aide de *boulons à ancrage ponctuel* qui appliquent sur le parement du tunnel une pression de confinement « active » déterminée par la précontrainte des boulons ;

- le *radier* qui crée une structure de revêtement fermée, augmentant la capacité de la coque de revêtement de 1<sup>re</sup> et de 2<sup>e</sup> phase à développer des pressions élevées de confinement sur le contour de la cavité.



ACTION DE CONFINEMENT



ACTION SUR L'EXCAVATION	INTERVENTIONS DE STABILISATION		INTERVENTIONS AGISSANT SUR		
			C, ϕ	$\sigma_3$	H <sub>2</sub> O SOUS PRESS
PRECONFINEMENT	PRECONSOLIDATIONS	INJECTIONS TRADITIONNELLES (•) CONGELATION	*	*	*
		JET-GROUTING (•) SOUS-HORIZONTAL	*	*	*
		PREDECOUPAGE (•) ET PRETUNNEL	*	*	*
		DRAINAGES (•)	*	*	*
		RENFORCEMENT (•) DU CONTOUR DE LA CAVITE ET/OU DU NOYAU PAR TUBES EN FIBRE DE VERRE	*	*	*
CONFINEMENT	CONSRADIALE	SPRITZ-BETON (•)	*	*	*
		BOUCLIER SOUS PRESS. MECANIQUE	*	*	*
		BOUCLIER SOUS PRESS. DE FLUIDE	*	*	*
	CONSRADIALE	BOULONNAGE (•) ADHERENCE CONTINUE	*	*	*
		BOULONNAGE (•) ANCR. PONCTUEL	*	*	*
		RADIER (•)	*	*	*
		BOUCLIER OUVERTS	*	*	*
PRESOUT.		TUBES PREFORES OU VOÛTE PARAPLUIE	*	*	*

LEGENDE  
 (•) = INTERVENTIONS STRUCTURELLES  
 $\sigma_3$  = PRESSION DE CONFINEMENT  
 C = COHESION DU TERRAIN  
 $\phi$  = ANGLE DE FROTTEMENT DU TERRAIN

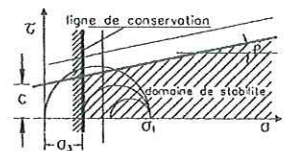


FIG. 7 Effets des interventions par action de confinement et préconfinement. Type of effect exerted by the stabilisation instruments in use.



Exerce en revanche un effet essentiellement d'amélioration :

- l'anneau de terrain armé sur le contour de la cavité, réalisé à l'aide de boulons à adhérence continue capables d'accroître la résistance au cisaillement du terrain traité et de produire un relèvement de la courbe intrinsèque.

Les instruments qui ne tombent pas dans ces deux catégories, dans la mesure où ils ne produisant ni des actions de préconfinement ni des actions de confinement, sont des interventions de présoutènement ou de soutènement, selon qu'ils agissent ou n'agissent pas en amont du front de taille. Ils n'exercent aucune influence sur la formation de « l'effet de voûte », car ils ne sont pas à même de s'opposer d'une manière appréciable à la diminution de la contrainte principale mineure et pas davantage d'améliorer d'une manière déterminante la résistance au cisaillement du terrain.

Fait, par exemple, partie des interventions de présoutènement la voûte parapluie, héritière des tubes préforés, qui bien que constituée d'éléments structuraux appuyés sur des cintres, placés après la mise en œuvre de l'excavation et placés le long d'une génératrice circulaire, ne sont pas capables de produire des effets de voûte dans l'avancement à défaut de collaboration réciproque dans le sens transversal.

#### **Composition des sections type**

Les paragraphes qui précèdent nous ont montré que la stabilité du système front de taille-noyau d'avancement joue un rôle fondamental sur la réponse en déformation du massif lors de l'ouverture de la cavité souterraine et, par conséquent, sur la stabilité du tunnel à court et à long terme. Nous avons également vu que les conditions de stabilité de ce système se ramènent à trois catégories fondamentales de comportement. Elles caractérisent et encadrent les tronçons examinés pour le tunnel à creuser, et il y a lieu d'en tenir compte au moment du choix des interventions de stabilisation sur lesquelles devront reposer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Ceci dit, pour l'encadrement proposé, la figure 8 indique schématiquement les champs d'application possibles des différents instruments de stabilisation à la disposition du projeteur. Leur assemblage aboutit aux sections types capables de garantir la faisabilité de l'excavation et la stabilité à court et à long terme du tunnel. Et notamment :

- dans les tronçons de tunnel à front stable (catégorie de comportement A ; contraintes : en domaine élastique ; manifestations d'instabilité typiques : chutes de blocs sous l'effet de leur propre poids), les interventions de stabilisation proposées ont essentiellement une fonction de protection. Elles sont déterminées par l'état géostructurel du massif et par une éventuelle présence d'eau ;

- dans les tronçons de tunnel à front stable à court terme (catégorie de comportement B ; contraintes : en domaine élastoplastique ; manifestations d'instabilité typiques : chutes de blocs sous l'effet de leur propre poids par extrusion du noyau, préconvergence et convergence de la cavité), les interventions de stabilisation doivent garantir la formation de l'effet de voûte le plus près possible du profil d'excavation. Nous proposons donc des instruments capables d'empêcher la détérioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain et notamment du système front de taille-noyau d'avancement. Ils développent des

actions de préconfinement ou de confinement capables d'empêcher l'apparition de phénomènes de plastification du massif ou pour le moins de limiter leur extension ;

- dans les tronçons de tunnel à front instable (catégorie de comportement C ; contraintes : en domaine de rupture ; manifestations d'instabilité typiques : effondrement du front de taille et écrasement de la cavité), les interventions de stabilisation doivent garantir la formation d'un effet de voûte artificiel en avance sur le front de taille. Nous proposons donc des instruments de préconfinement de la cavité qui assurent la stabilité du système front de taille-noyau d'avancement et – lorsque les phénomènes en déformation sont encore contrôlables – qui empêchent la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  de s'annuler.

Le tableau de la figure 8 peut donc servir de point de référence au projeteur pour la définition des sections types, longitudinales et transversales.

La figure 9 montre un exemple de composition de section type C1.

#### **Dimensionnement et vérification des sections type. Synthèse de la phase de thérapie**

Après avoir choisi le type d'action à accomplir, prévu les interventions pour la réaliser, composé les sections type, le projeteur doit dimensionner et vérifier ces dernières avec les méthodes de calcul déjà utilisées au cours de la phase de diagnostic. A cet égard, il est très important de vérifier l'équilibre correct des interventions entre le front et le périmètre de l'excavation et d'évaluer leur degré d'efficacité lorsque l'intervention aura été effectuée, en fonction du comportement prévisible contrainte-déformation. Naturellement, selon le comportement supposé, le calcul peut être fait en recourant à de simples modèles « convergence-confinement » ou, au contraire, à des modèles plus complexes d'extrusion-confinement ou d'extrusion-préconfinement.

Le résultat de l'étude de thérapie est donc résumé en reportant la section type à adopter sur le profil géomécanique du tunnel pour chaque tronçon dont le comportement en déformation est homogène.

### **3.4**

#### **Phase de vérification**

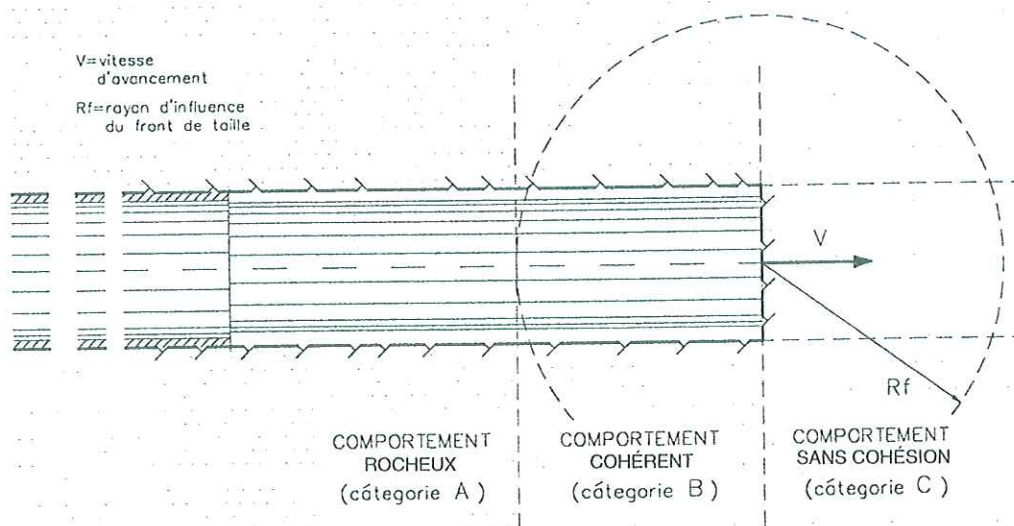
Le démarrage des travaux d'excavation, c'est-à-dire la phase de construction, coïncide avec le démarrage de la vérification des prévisions faites lors des phases de diagnostic et de thérapie concernant les phénomènes de déformation.

Cette vérification (qui acquiert une importance considérable du fait que la conception tout entière a été basée sur ces prévisions) se fait par la mesure et le contrôle de la « réponse » du milieu à l'action de l'excavation, dans la cavité, au front de taille et aux parois de l'excavation et en surface, le long du tracé du tunnel.

Dans ce but, il faut disposer des stations de mesure appropriées, au niveau du front de taille (Fig. 10) ainsi qu'en amont et en aval.

Toutes les fois que l'avancement du front de taille est prévu dans des conditions de stabilité à court terme ou d'instabilité, et toutes les fois que le recouvrement du tunnel le permet, il est bon, voire tout à fait recommandé, de mettre en place, dans une section détermi-





FRONT		STABLE		STABLE À COURT TERME			INSTABLE				
		A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>
INSTRUMENTS DE STABILISATION	BOULONS RADIAUX			●	●						
	SPRITZ-BÉTON ARMÉ *			● ●	●	●	●	●	●	●	●
	RENFORCEMENT DU NOYAU PAR TUBES EN FIBRE DE VERRE				●			●		●	
	RENFORCEMENT DU CONTOUR DE LA CAVITE ET/OU DU NOYAU PAR TUBES EN FIBRE DE VERRE									●	
	RADIER			●	●	●	●	●	●	●	●
	PRÉDÉCOUPAGE					●		●			
	CONSOLIDATIONS RADIALES À PARTIR D'UNE GALERIE PILOTE									●	
	JET-GROUTING							●			
	INJECTIONS EN AVANCEMENT										●
	DRAINAGES			● ●	●	●	●	●	●		●
ENFILAGES			●								
PHÉNOMÈNES DÉFORMANTS		CENTIMÉTRIQUES		DÉCIMÉTRIQUES			INACCEPTABLE				

\*COFFRAGE CONSTITUÉ DE CINTRES ET/OU MAILLAGE ELECTRO-SOUDÉ ET/OU FIBRES D'ACIER

P. LUNARDI -

FIG. 8

Critère de choix des instruments de stabilisation pour la composition des sections types.  
Choice of stabilisation instruments for the composition of cross section types.

née, des instruments multi-bases verticaux testés et capables de mesurer les phénomènes de déformation radiale qui précèdent l'arrivée du front (préconvergence).

De plus, pour le système front de taille-noyau d'avancement, il sera possible, à l'aide de « micro-mètres glissant » longitudinaux et d'extensomètres

radiaux multi-bases à tige de contrôler les extrusions et les convergences superficielles et profondes du massif à des distances variables du profil d'excavation. Des extensomètres à bande permettront de contrôler les convergences périmétrales en aval du front.

Plus ces mesures seront effectuées systématiquement et avec précision et plus les informations seront



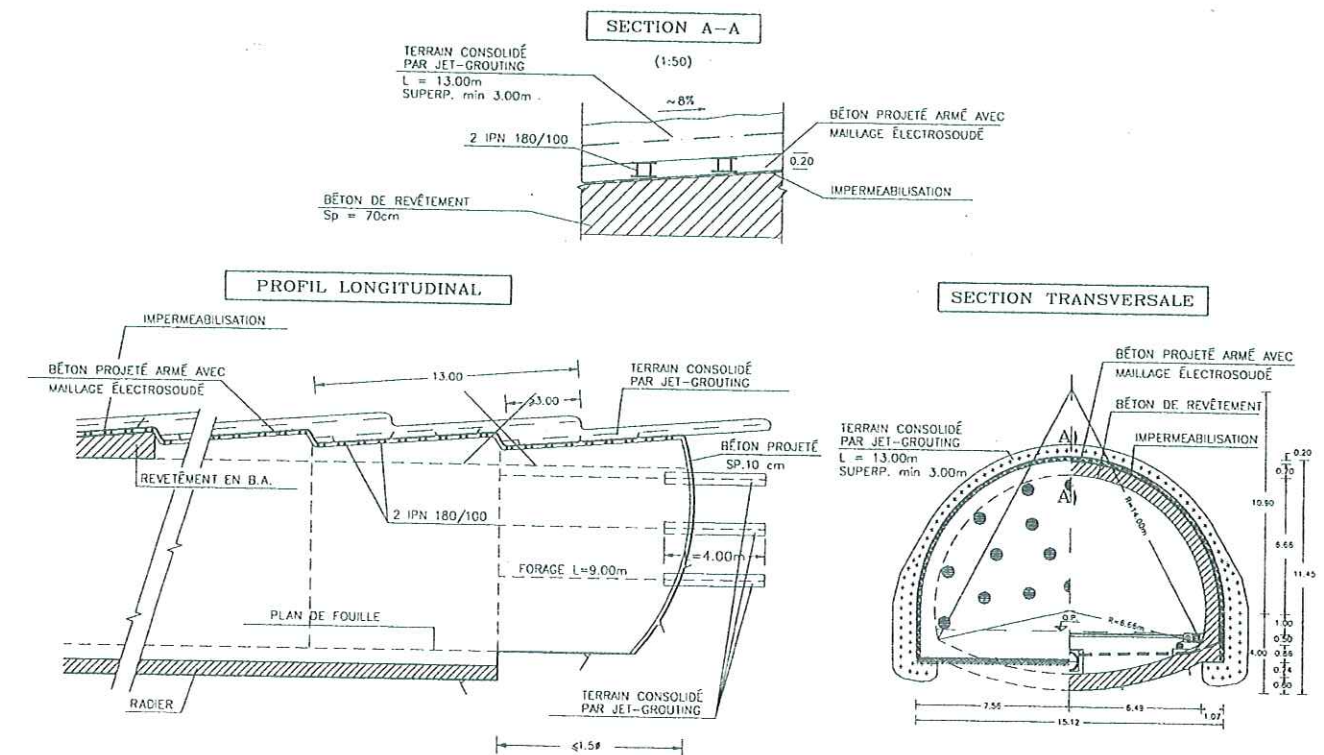


FIG. 9 Section type C1 avec jet-grouting.  
C1 type section with jet-grouting.

fiables et utiles. La tâche du projeteur pourra alors s'avérer plus ou moins complexe selon le comportement du milieu.

Si l'avancement se déroule dans un milieu à comportement de type rocheux ou sans cohésion (catégorie A ou C respectivement) où les phénomènes de déformation prévus sont tellement réduits qu'ils n'éveillent aucune préoccupation (cas des terrains lithoïdes sous des recouvrements faibles-moyens) ou tellement forts qu'ils sont inacceptables et obligent à procéder à un préconfinement de la cavité (cas des terrains sans cohésion sous n'importe quel recouvrement, argileux et lithoïdes sous de forts recouvrements), le nombre des contrôles est effectivement réduit, compte tenu du fait que les phénomènes de déformation évoluent rapidement dans le temps et que cette évolution est limitée. Le travail du projeteur s'en trouve par conséquent fortement allégé, une fois choisi le contrôle adéquat pour la situation réelle.

Lorsque l'avancement se fait dans un milieu à comportement de type cohérent (catégorie B), l'effort du projeteur change de même que l'attention qu'il doit consacrer à l'analyse des déformations du système front de taille-noyau d'avancement et à l'analyse des convergences superficielles et profondes de la cavité dont il doit suivre l'évolution dans le temps et dans l'espace.

Dans ce cas, face à des phénomènes de déformation lents, progressifs et différés, d'importance sans cesse croissante, la lecture constante des contrôles est effectivement la seule qui puisse fournir au projeteur les informations nécessaires, d'une part, pour optimiser l'intensité et l'équilibre entre front et cavité des interventions de stabilisation et, d'autre part, pour calibrer les phases, les cadences et les systèmes d'excavation.

Il est donc superflu de souligner l'importance de l'interprétation correcte des résultats fournis par les

contrôles. C'est d'elle que dépend la bonne mise au point du projet sur chantier.

En revanche, il est impératif de souligner que la phase de vérification ne s'achève pas avec l'achèvement du tunnel. Bien au contraire. Elle doit se poursuivre par une surveillance systématique destinée à contrôler la sécurité du tunnel pendant son exploitation, autrement dit pendant toute sa vie.

#### 4

## Conclusion

L'approche basée sur l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols est un mode de conception et de construction des ouvrages souterrains valable pour tous les types de terrains. Elle exploite les connaissances, les moyens de calcul, les technologies d'attaque les plus récentes (Fig. 11) et sert de guide au projeteur pour encadrer un tunnel dans l'une des trois catégories fondamentales de comportement. Les points de référence sont les conditions de stabilité du système front de taille-noyau d'avancement prévues grâce à une étude théorique approfondie des contraintes et des déformations menée à l'aide d'instruments de calcul mathématique. Pour chaque tronçon et en fonction du type de comportement prévu, le projeteur décide le genre d'action (préconfinement ou simple confinement) à entreprendre pour obtenir le contrôle des phénomènes de déformation. Par voie de conséquence, il choisit au fur et à mesure les interventions de stabilisation et la section type longitudinale et transversale la plus conforme à la situation. Des sections types appropriées peuvent être prévues pour tous les types de terrain et pour toutes les situations de contrainte et de déformation. Leur coût (par mètre linéaire de tunnel) et les temps d'exécution nécessaires sont automatiquement définis. De la sorte :



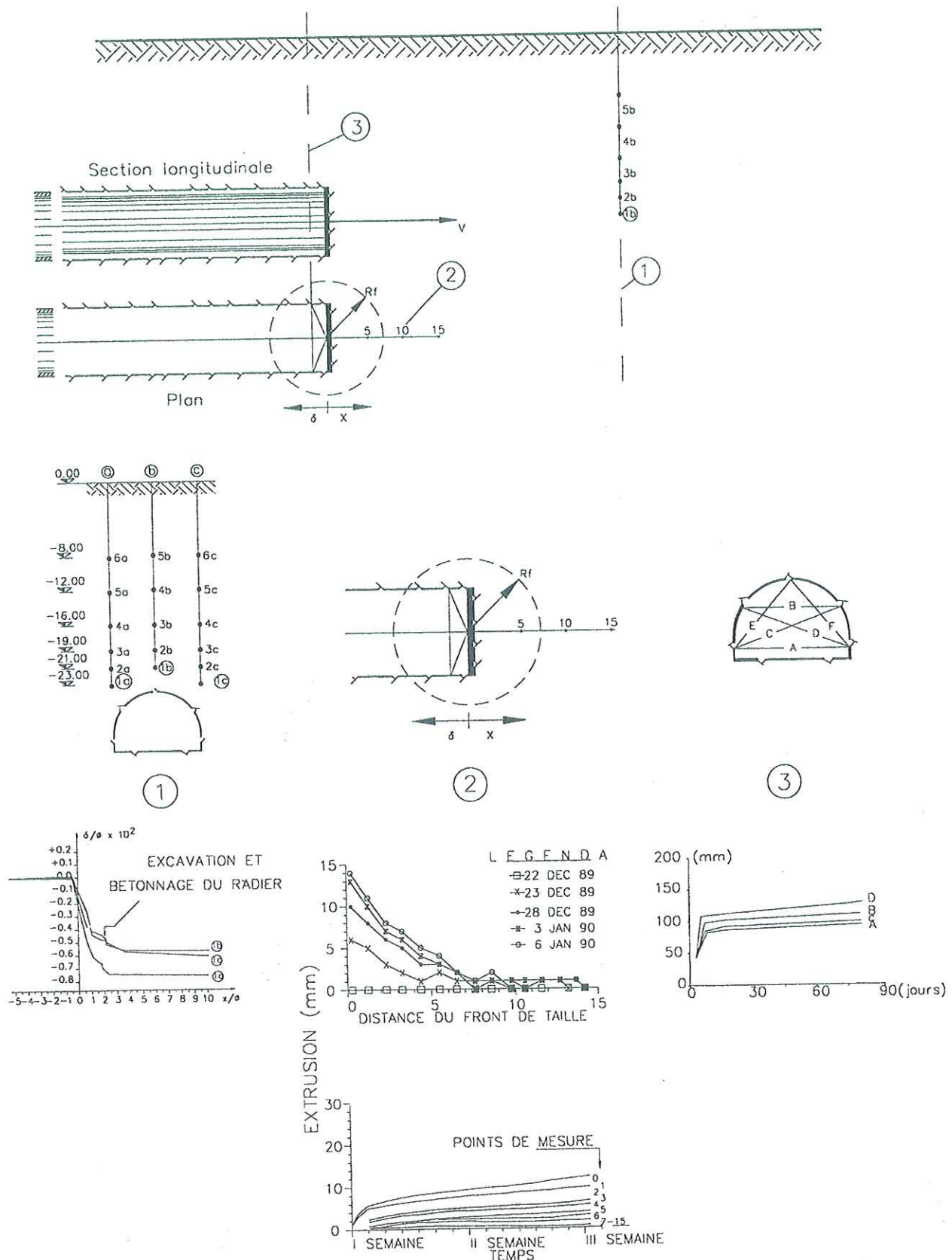


FIG. 10 Disposition des systèmes de mesure et résultats.  
Arrangement of measurement devices and results.

• on valorise l'importance des interventions de stabilisation en tant qu'instruments indispensables pour maîtriser les phénomènes de déformation et donc en tant qu'« éléments structurels » destinés à assurer la stabilité finale de la cavité (les tunnels sont encadrés et

payés en fonction de l'importance de leur déformation). A cet égard, il faut rappeler que dans le bilan économique d'une réalisation souterraine, les interventions de stabilisation et de consolidation du terrain sont restées les seules variables significatives alors que l'on



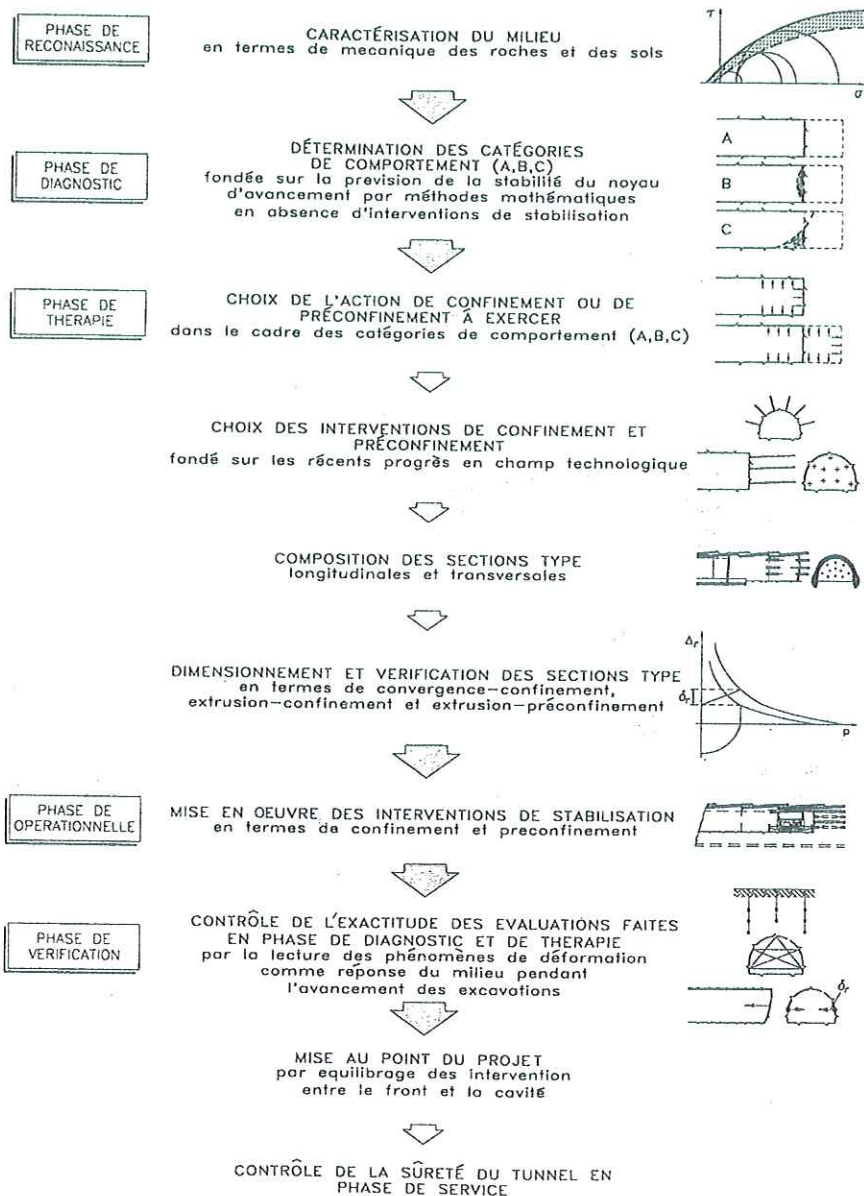


FIG. 11 Conception et exécution des tunnels.  
Design and construction of tunnels.

tend de plus en plus à considérer comme constants les postes représentés par l'excavation et le revêtement, quel que soit le type de terrain (Fig. 12) ;

- le projeteur – sur la base d'un projet complet et fiable – est amené à industrialiser les opérations d'avancement quel que soit le type de terrain, y compris les terrains les plus difficiles ;

- grâce à la possibilité de planifier les interventions, les délais et les coûts de construction, on évite le contentieux qui s'instaure normalement à l'heure actuelle entre la direction des travaux et l'entreprise de construction ;

- en adoptant comme référence un seul paramètre commun à tous les types de terrain (le comportement contrainte-déformation du front de taille), facile à mesurer objectivement au cours de l'avancement des travaux, on évite l'inconvénient le plus flagrant des systèmes de classification précédents (confronter les

classes géomécaniques avec les déformations) qui alimente si souvent le contentieux entre la direction des travaux et l'entreprise de construction.

Compte tenu de ces caractéristiques importantes, cette approche a fait l'objet en Italie d'une discussion dans une commission du ministère des Travaux publics, ayant pour objet la mise en place d'une réglementation technique et d'un cahier des charges doté d'une liste de prix valant pour tout le territoire national et, ainsi, trois importantes administrations italiennes [21-23] ont récemment refait leurs cahiers des charges.

Les exigences dictées par la planification font sans doute perdre à l'art de projeter et de construire des ouvrages souterrains une partie de leur beauté, mais elles lui confèrent très certainement une efficacité et une fonctionnalité plus grandes, sans pour autant contraindre ou conditionner l'imagination du projeteur.



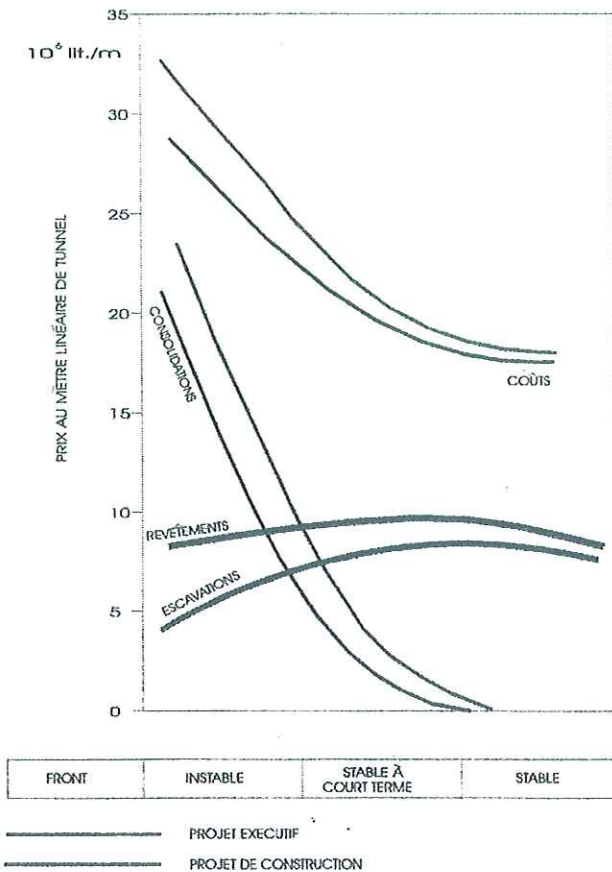


FIG. 10 Coûts unitaires des tunnels Malenchini et Rimazzano.  
Unit costs for the Malenchini and Rimazzano tunnels.

## Bibliographie

- [1] Lunardi P. – « Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Présoutènement et préconfinement ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 80, 1997.
- [2] Lunardi P. – « Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Rôle et résultats de la recherche expérimentale ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 84, 1998.
- [3] Bieniawski Z.T. – « Rock mass classification as a design aid in tunnelling ». *Tunnels & Tunnelling*, juillet 1968.
- [4] Lunardi P. – « Lo scavo delle gallerie mediante cunicolo pilota ». Politecnico di Torino, Primo ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, Torino, 25-26 novembre 1986.
- [5] Campana M., Lunardi P., Papini M. – « Dealing with unexpected geological conditions in underground construction: the pilot tunnel technique ». Acts of 6th European Forum on Cost Engineering, Università Bocconi, Milano, vol. 1, 13-14 mai 1993.
- [6] Kastner H. – *Statik des Tunnel und Stollenbaues*, 1971.
- [7] Rabcewicz L.V. – « The New Austrian Tunnelling Method ». *Water Power*, 1969.
- [8] Kovari K. – « On the existence of the NATM: erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method ». *Tunnel*, 1/1994.
- [9] Lunardi P. – « Progetto e costruzione di gallerie: presentazione del metodo ADECO-RS ». ISMES. Programma di istruzione permanente, Bergamo 14-16 novembre 1988.
- [10] Lunardi P., Bindi R., Focaracci A. – « Technical and financial planning of underground works: the ADECO-RS method ». Acts of 6th European Forum on Cost Engineering, Università Bocconi, Milano, vol. 1, 13-14 mai 1993.
- [11] Lunardi P. – « Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo ». SAMOTER: Convegno su La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo, Verona, 27-28 mai 1993.
- [12] Lombardi G. – « Une méthode de calcul élastoplastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine ». International Congress ISRM, Denver, 1974.
- [13] Lunardi P. – « Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo ». Convegno Internazionale su Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo, Milano, 18-20 mars 1991.
- [14] Lunardi P. – « Un nuovo sistema costruttivo per la realizzazione di gallerie di grande luce in terreni sciolti: l'Arco Cellulare ». *Gallerie e grandi opere sotterranee*, n° 29, 1989.
- [15] Lunardi P. et al. – « Soft ground tunnelling in the Milan Metro and Milan Railway Link. Case histories ». Soft Ground Tunnelling Course, Institution of Civil Engineers, Londres, 10-12 juillet 1990.
- [16] Lunardi P., Bindi R., Focaracci A. – « Nouvelles orientations pour la conception et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau



## Bibliographie

---

- au front ». Colloque international Tunnels et microtunnels en terrain meuble, Paris, 7-10 février 1989.
- [17] Lunardi P., Focaracci A., Giorgi P., Papacella A. – « Tunnel face reinforcement in soft ground : design and controls during excavation ». Convegno Internazionale Towards New Worlds in Tunnelling, Acapulco, 16-20 mai 1992.
- [18] Lunardi P. – « Évolution des technologies d'excavation souterraine dans des terrains meubles ». Comité marocain des Grands Barrages, Rabat, 30 septembre 1993.
- [19] Lunardi P. – « Fibre-glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils ». SAIE : Seminar on The application of Fiber Reinforced Plastics (FRP) in civil structural engineering, Bologne, 22 octobre 1993.
- [20] Lunardi P. – « La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble : études et expériences sur la consolidation du noyau d'avancement ». Symposium international Consolidation des sols : expérimentations grandeur réelle des années 80, Paris, 18 novembre 1993.
- [21] Autostrade S.p.A. – *Norme Tecniche d'Appalto*, 1992.
- [22] Italferr Sis T.A.V. S.p.A. – *Capitolato di Costruzione Opere Civili*, 1992.
- [23] A.N.A.S. – *Capitolato Speciale d'Appalto*, parte II : « Norme Tecniche », 1993.