

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT
DIRECTION DES ROUTES

dossier pilote des tunnels génie civil

section 2
géologie - hydrogéologie - géotechnique

Juillet 1998

CENTRE D'ÉTUDES DES TUNNELS
25, AVENUE FRANÇOIS-MITERRAND - CASE N°1 - 69674 BRON CEDEX - FRANCE
TEL : 04 72 14 34 00 - TELECOPIE : 04 72 14 34 30

I.S.B.N. 2-11-084743-3

SOMMAIRE

Chapitre 1	Préambule	7
1.1	Objet du document	7
1.2	Conditions d'une bonne étude	7
1.3	Problèmes majeurs	8
Chapitre 2	But des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques	9
2.1	Articulation des études	9
2.2	Eléments nécessaires à la mise au point du projet	10
2.2.1	Optimisation de la géométrie	10
2.2.2	Dimensionnement	12
2.2.3	Choix des méthodes d'exécution	13
2.3	Objectifs à atteindre	13
2.3.1	Coupe géologique et hydrogéologique	13
2.3.2	Caractérisation géomécanique de tous les matériaux	14
2.3.3	Identification de tronçons homogènes	14
2.4	Suivi géologique et auscultation pendant les travaux	14
Chapitre 3	Contenu des études et reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques	17
3.1	Etude géologique.....	17
3.1.1	Inventaire des données existantes	17
3.1.2	Levé géologique de surface	18
3.1.3	Techniques de reconnaissances	19
3.2	Etude hydrogéologique.....	19
3.2.1	Problèmes posés par l'eau	19
3.2.2	Reconnaissances spécifiques	20
3.3	Etude géotechnique	22
3.3.1	Objectifs	22
3.3.2	Cas des sols	23
3.3.3	Cas des roches	24
3.4	Etudes spécifiques.....	26
3.4.1	Tassements	26
3.4.2	Gonflement	26
3.4.3	Sismicité.....	27
3.4.4	Etude des têtes.....	27
3.4.5	Etudes spécifiques pour les méthodes d'exécution	29

Annexes	2.0	Articulation des études géologiques et géotechniques
	2.1	Etude qualitative et quantitative des discontinuités
	2.2	Méthodes géophysiques
	2.3	Sondages
	2.4	Diagraphies
	2.5	Galeries de reconnaissance

Préambule

1.1 - Objet du document

Divers documents, émanant notamment du Ministère chargé de l'Équipement et des Transports, traitent de la reconnaissance géologique et géotechnique des tracés en section courante dont principalement :

- *Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes - Note d'information technique - L.C.P.C. - 1982.*
- *Méthodologie des études routières : Géologie et géotechnique dans les projets routiers interurbains - S.E.T.R.A. - CETE de l'Est - Décembre 1983.*

Les tunnels et ouvrages souterrains routiers sont considérés à juste titre comme des points singuliers des itinéraires et relèvent en conséquence du domaine des études spécifiques.

L'objet de la présente section, traitant exclusivement des tunnels creusés et en particulier des tunnels routiers, est de définir la manière dont les études géologiques et géotechniques doivent être conduites.

On ne traite pas de la reconnaissance des tranchées couvertes ni des tunnels immergés qui posent (sauf pour leurs rampes d'accès) des problèmes spécifiques très différents. Ces ouvrages sont simplement évoqués en annexe de la section 4 "Procédés de creusement et de soutènement".

On pourra également se référer aux documents suivants :

- *Recommandations des groupes de travail de l'association française des travaux en souterrain (AFTES) et notamment celles relatives à la description des massifs rocheux, aux mesures et essais dans le cadre d'un chantier de creusement mécanique, au choix du type de soutènement en galerie, au choix d'un type de tunnelier ou de bouclier mécanisé et enfin aux travaux*

d'injections pour ouvrages souterrains ; numéros spéciaux de la revue Tunnels et Ouvrages Souterrains (T.O.S.) : Novembre 1984, Mai 1988 et Mai 1993;

- *Fascicule n° 69 "Travaux en souterrain" du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, qui stipule entre autres la contractualisation du mémoire de synthèse géologique et géotechnique. Ce mémoire établi par le maître d'œuvre contient celles des données qui ont été retenues et interprétées en vue de l'établissement du marché, à partir des résultats des sondages, des renseignements recueillis au cours de l'exécution des puits ou galeries de reconnaissance ou postérieurement, des essais ou mesures effectués en laboratoire ou sur le site, des informations sur les eaux de surface ou souterraines.*

1.2 - Conditions d'une bonne étude

Une reconnaissance de tunnel bien conduite doit obéir aux règles suivantes :

- 1 - Les géologues et géotechniciens chargés de l'étude doivent avoir l'expérience des travaux souterrains et une bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie de la région étudiée ; cette règle conduit dans la plupart des cas à faire intervenir, sur un même projet, des géologues ayant une bonne connaissance de la géologie régionale et des spécialistes de diverses disciplines : hydrogéologues, tectoniciens, géophysiciens, mécaniciens des sols ou des roches...etc...

2 - Ils doivent être parfaitement informés par le maître d'œuvre du "Programme" et ainsi avoir connaissance de toutes les contraintes liées au projet : sujétions à imposer au tracé, marges d'implantation des têtes, environnement, présence ou projet de construction ou d'ouvrage à proximité...etc...

3 - Ils doivent également être en étroite relation avec les ingénieurs en charge du projet de manière à assurer une très bonne adéquation entre les reconnaissances effectuées et les besoins des ingénieurs pour la conception de l'ouvrage : géométrie, choix des méthodes, dimensionnement du soutènement et du revêtement...etc...

4 - Des délais suffisants doivent être réservés par le maître d'œuvre à chaque phase de la procédure, de manière à ce que les reconnaissances nécessaires à chaque phase puissent être réalisées en totalité. Il faut souligner que, dans certains cas, ces délais peuvent être très longs comme pour une galerie de reconnaissance, par exemple.

1.3 - Problèmes majeurs

Le creusement d'un tunnel entraîne une modification de l'état de contraintes et de déformation du terrain

qui peut aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée ou à provoquer des désordres inadmissibles dans l'environnement du tunnel.

La réponse du terrain au creusement dépend, bien sûr, en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géomécaniques du matériau encaissant, mais aussi des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage. La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage.

Aussi, très schématiquement, l'attention doit être attirée en priorité sur les points suivants :

- *identification complète des terrains (lithologie, répartition des couches, caractérisation géomécanique) ;*
- *hétérogénéités géologiques ;*
- *discontinuités du massif et fissuration de la roche ;*
- *conditions hydrauliques (nappes, modes de circulation, perméabilité, chimie des eaux) ;*
- *environnement et impact des déformations de surface.*

Ces quelques indications ne signifient pas -loin de là- que les études doivent s'y restreindre mais qu'il s'agit, des points principaux autour desquels s'organisent les options fondamentales.

But des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

2.1 - Articulation des études

On se limitera ici à rappeler succinctement le canevas de développement des études par étapes successives. Des éléments détaillés sont donnés en annexe 0.

a) Lors des études préliminaires :

Dès la première phase de recherche de tracé, le maître d'œuvre doit être en mesure d'écarter les solutions irréalistes en regard des autres critères techniques et économiques.

Pour atteindre cet objectif, l'auteur du projet de tunnel doit donc disposer d'un ensemble de données géologiques et géotechniques suffisamment exactes dès l'étude préliminaire pour être à même :

- de vérifier que le contexte géologique ne comporte pas d'unité structurale extrêmement défavorable au point de conférer au projet un caractère à très haut risque, tant technique que financier ;
- de s'assurer de la faisabilité technique du projet en confirmant la possibilité de mettre en œuvre, dans des conditions économiques raisonnables, les techniques de construction a priori les mieux adaptées au contexte géologique et géotechnique, pour assurer la stabilité de l'excavation et préserver l'intégrité de l'environnement.

b) Lors des phases d'études suivantes, la nature et le volume des reconnaissances sont déterminés de manière à accéder dans la définition et l'estimation de l'ouvrage projeté à un niveau de précision et de fiabilité conforme au stade correspondant de la procédure.

Plus précisément, il s'agit :

◆ lors des études d'avant-projet sommaire et de l'établissement du dossier d'EPOA (Etudes Préliminaires d'Ouvrage d'Art) :

- de recueillir toutes les informations nécessaires pour figer les principales caractéristiques géométriques en tracé en plan et en profil en long et aboutir à une estimation du coût de l'ouvrage dont la marge d'incertitude est de moins de 20 %, (sauf dans des cas particulièrement difficiles où une marge allant jusqu'à 30 % peut être admise à condition d'être assortie de propositions très précises de reconnaissances complémentaires);

◆ lors des études de projet et de l'établissement du dossier de POA (projet d'Ouvrage d'Art) :

- d'affiner la coupe géologique établie à l'avant-projet en précisant les contours des différentes unités structurales ou géomécaniques et les longueurs d'application des profils types de soutènement ;
- de procéder aux études détaillées des sites de têtes et des points particuliers ;
- de conduire les études spécifiques relatives aux méthodes d'exécution (forabilité, injections, essais de tirs, etc...) ;

◆ lors de l'établissement du dossier de consultation des entreprises (DCE) :

- de procéder aux compléments d'études qui n'auraient pas pu être réalisés lors des phases précédentes ;
- de rédiger le mémoire de synthèse en communiquant aux entreprises toutes les informations susceptibles de servir dans l'établissement de leur offre ; mais en prenant bien soin pour chaque donnée de préciser la part d'interprétation et le degré de fiabilité.

2.2 - Éléments nécessaires à la mise au point du projet

2.2.1 - Optimisation de la géométrie

L'implantation optimale de l'ouvrage au sein du massif nécessite une bonne connaissance :

- des différentes unités structurales constituant le massif,
- de la nature des diverses couches de terrain composant chacune des unités et de leurs relations géométriques,
- de la nature et de la position des accidents majeurs,
- de la situation et des variations des nappes aquifères,
- de l'importance des venues d'eau.

2.2.1.1 - Tracé en plan et profil en long :

Plus précisément le tracé en plan et le profil en long sont conditionnés par :

a) L'emplacement des têtes :

◆ Eviter autant que possible :

- les couloirs d'avalanche en haute montagne : l'examen de la végétation, souvent arrachée, la consultation des guides et des professionnels de la montagne apportent des éléments très sûrs ;
- les zones naturellement instables qui montrent des traces de glissement, superficiels ou en masse ; la pose de repères nivelés périodiquement ou d'inclinomètres peut alors être nécessaire ;
- les zones exposées à des chutes de blocs ;
- les zones humides : il convient de s'écarter des fonds de thalwegs ou des zones de sources dont la proximité peut être gênante (instabilité des talus de déblais, assèchement de captages, entraînement des coulis d'injection ou de frigories en cas de congélation...etc) ;
- les zones bâties, la proximité de canalisations ou autres aménagements analogues susceptibles de dégradations et pouvant provoquer une alimentation en eau artificielle et brutale des terrains.

◆ Rechercher :

- les zones où les terrains de bonne tenue sont les moins profonds ;
- les zones à forte pente où la couverture augmentera très vite ;
- les structures orientées favorablement vis-à-vis du creusement et de la stabilité du versant (si possible en travers bancs avec pendage vers la montagne).

b) La nature des terrains traversés :

- Les roches altérées, fissurées ou altérables, les roches très déformables ou susceptibles de gonfler, les sols pulvérulents ou dont la cohésion est amoindrie, sont à éviter autant que possible.
- En cas de couches horizontales, il faut essayer de placer le tunnel ou au moins la voûte du tunnel dans celles qui possèdent les meilleures caractéristiques géomécaniques de manière à éviter les instabilités de voûte et si possible les tassements sous les piédroits.

c) L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités :

(Plans de stratification, schistosité, directions principales de fracturation).

L'orientation en travers bancs est généralement la meilleure, celle en direction (ou recoupant les couches successives avec un petit angle) la plus défavorable (figure 2.1).

d) La présence d'accidents géologiques le plus souvent accompagnés de broyage et de venues d'eau :

- D'une manière générale, il faut les éviter ou si ce n'est pas possible, chercher à les franchir perpendiculairement au plus court.
- En présence d'accidents horizontaux ou faiblement inclinés, le profil en long doit être aménagé de manière à en être tenu le plus loin possible.

e) La présence d'eau :

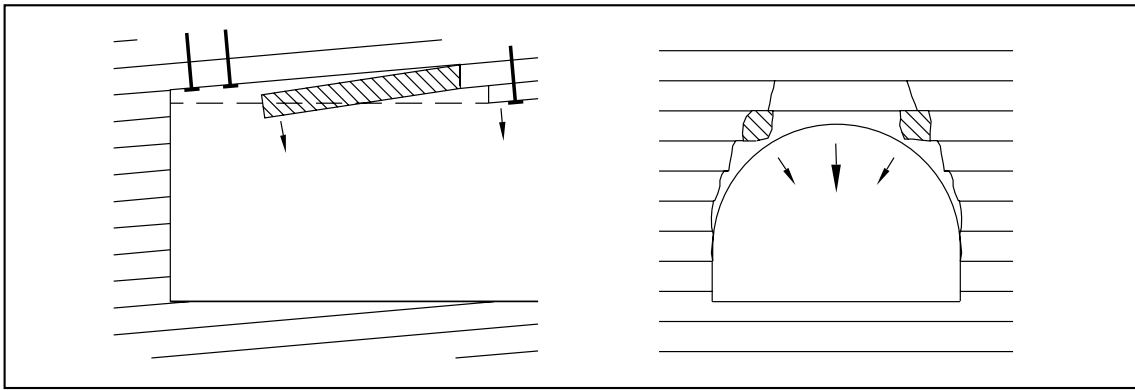
Il faut d'une manière générale éviter les zones aquifères, et au contraire, rechercher les terrains secs ou imperméables.

- Dans les sols, il convient de se tenir si possible à une cote supérieure à celle du toit de la nappe pour éviter les surcoûts de réalisation induits par la mise en œuvre de dispositions constructives spécifiques telles que : traitement de terrain par injections ou congélation, pompage et rabattement de nappe, exécution d'écrans d'étanchéité, dimensionnement du revêtement pour résister aux sous-pressions.

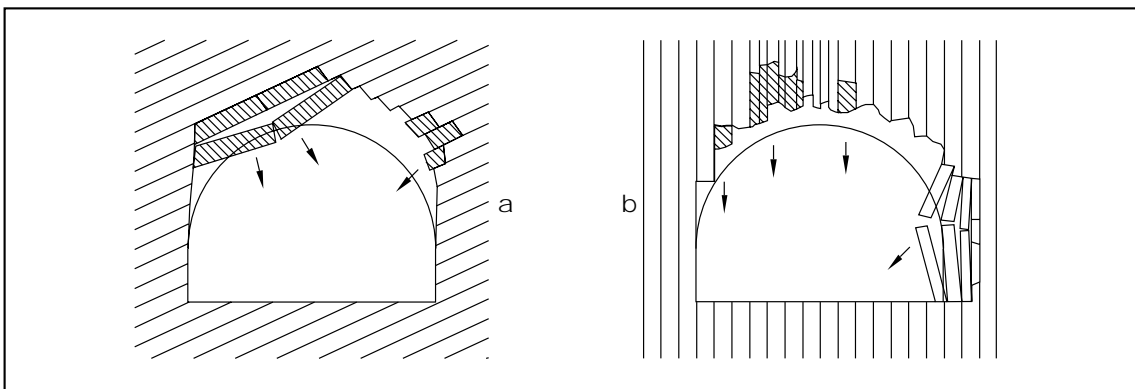
- Dans les roches, il y a lieu de rechercher les formations massives et imperméables par opposition à celles qui sont fracturées ou poreuses (susceptibles d'occasionner des venues d'eau sur tout le tracé) ou karstiques (susceptibles de provoquer la rencontre de circulations d'eau soudaines, importantes et dangereuses).

f) Les débits d'eau prévisibles :

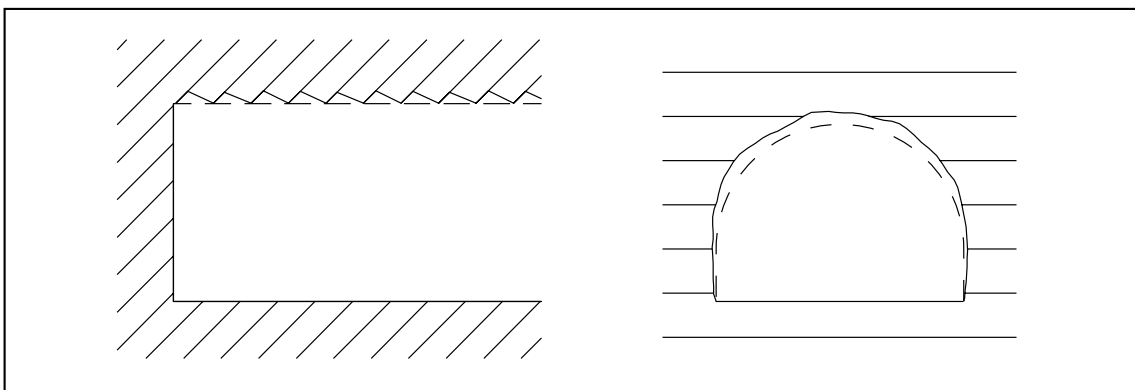
Une forte rampe facilite l'exhaure si les débits à évacuer sont importants. En règle générale, et même si les débits prévisibles sont très faibles, il est adopté un profil en long présentant une rampe d'une valeur minimale de 0,5 %, l'attaque se faisant en montant ; pour les tunnels de grande longueur nécessitant deux attaques le profil en long le plus courant est un profil en "toit" permettant deux attaques montantes.



1 - Pendage subhorizontal : hors-profilés et risques d'effondrement de la voûte (boulonnage)



2 - Galerie en direction : a) pendage oblique b) pendage vertical
 - hors-profilés importants
 - flexion des couches minées tangentes à la paroi (boulonnage)
 - risque d'effondrement de panneaux importants dans le cas de pendage vertical



3 - Galerie en travers-bancs : d'autant moins de hors-profilés que le pendage est plus proche de la verticale

▲ Fig. 2.1

*Influence de l'orientation de la stratification
 sur la stabilité des parois de la galerie*

g) La nature et l'épaisseur de la couverture :

En général, la qualité du terrain s'améliore avec la profondeur et les désordres de surface sont moins sensibles, aussi dans le cas d'un tunnel peu profond (épaisseur de la couverture inférieure à 50 mètres) le profil en long devra être aménagé de manière à ce que l'épaisseur de la couverture soit maximale. Les paramètres importants sont, d'une part, le rapport entre profondeur de couverture et diamètre de l'ouvrage et, d'autre part, le rapport entre contrainte initiale en place et résistance du terrain au niveau où doit être creusé le tunnel.

Dans le cas des tunnels profonds où le niveau de contrainte du terrain intervient comme un facteur déterminant dans le dimensionnement du soutènement et du revêtement, le profil en long devra être aménagé pour parvenir à un optimum dans le compromis entre l'amélioration de la roche avec la profondeur et l'augmentation de l'état de contrainte.

Il faut souligner toutefois que cette optimisation de la géométrie, basée sur la prise en compte des facteurs évoqués ci dessus, n'est possible que lorsque le projeteur dispose d'une grande liberté quant à l'implantation de l'ouvrage ; or de plus en plus souvent, les contraintes imposées par le bâti de surface, par le respect de l'environnement et par les limites d'emprises réservées au plan d'aménagement font que les possibilités de modification de la géométrie sont très réduites.

Pour les tunnels longs, la présence de puits de ventilation et de galeries d'accès intermédiaires peut également constituer une contrainte lourde.

L'utilisation d'un tunnelier à front pressurisé peut permettre de s'affranchir de certaines contraintes citées ci-dessus, concernant notamment la nature des terrains et la présence d'eau.

2.2.1.2 - Profil en travers :

La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- aux dispositions constructives induites par le respect du programme du maître d'ouvrage, largeur roulable, trottoirs, hauteur libre, revanches diverses, section de ventilation éventuellement, etc... ;
- aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable il pourra être adopté un profil

en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;

- au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement. Pour des raisons d'économie, il convient d'adopter un profil le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage ; en particulier dans les cas où un profil circulaire ne s'impose que sur une longueur assez courte, il vaudra mieux renforcer très fortement (augmenter l'épaisseur du revêtement, ferrailer le béton, mettre en place un radier contre-voûté...) le profil courant non circulaire, plutôt que d'appliquer sur toute la longueur de l'ouvrage la forme circulaire.

2.2.2 - Dimensionnement

Dans ce paragraphe sont évoqués les principaux paramètres intervenant dans le choix et le dimensionnement du soutènement et du revêtement à appliquer le long du tunnel, et dont les études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques doivent permettre la détermination.

2.2.2.1 - Soutènement :

Le soutènement a pour but :

- de garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie,
- d'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations,
- de protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

Bien évidemment les besoins en soutènement sont directement fonction de la nature lithologique et de l'état des matériaux encaissant l'excavation.

Plus particulièrement interviennent :

- la résistance de la roche, exprimée le plus souvent sous forme d'une résistance à la compression simple pour les roches R_c ou sous forme de caractéristiques de cisaillement C et φ pour les sols, les roches tendres ainsi que pour les surfaces de discontinuité ;
- les contraintes en place qui, comparées aux valeurs de résistance de la roche, permettent de juger de la stabilité à court terme de l'excavation ;
- la déformabilité de la roche déterminée sur éprouvette en laboratoire ou celle du massif déterminée par des essais en sondages ou en galerie de reconnaissance, nécessaires pour appréhender les déformations

radiales (convergence relative) susceptibles de se développer à partir du contour de l'excavation ;

- la fracturation qui, indépendamment de la résistance, peut contribuer selon son intensité à des états d'instabilité plus ou moins défavorables ; la quantification de cette fracturation peut être approchée par plusieurs indices, comme indiqué au sous-chapitre "3.3 Etude géotechnique" ;
- les conditions hydrogéologiques : position du tunnel par rapport aux nappes phréatiques sises dans le massif, perméabilité en grand du matériau encaissant, charge hydraulique susceptible de s'exercer au droit de l'ouvrage, phénomènes liés aux circulations d'eau : karstification, dissolution, délitage, gonflement... etc ;
- l'environnement : ex. incidence des tassements.

2.2.2.2 - Revêtement :

Les fonctions du revêtement sont très diverses et peuvent varier notablement d'un ouvrage à l'autre. (Cf. section 5 "Etanchement et Revêtement").

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent permettre de justifier la stabilité à long terme du revêtement lorsque le soutènement n'est pas en mesure d'assurer la stabilité de l'excavation de manière définitive, c'est-à-dire :

- lorsque le revêtement est mis en place rapidement à l'avancement, derrière un bouclier par exemple ou avant qu'un équilibre se soit instauré entre terrain et soutènement ;
- lorsque le massif encaissant est affecté par un comportement différé très actif résultant du fluage, d'efforts tectoniques ou du gonflement par exemple ;
- lorsque l'action du soutènement est supposée diminuer dans le temps en raison d'une dégradation de ses constituants : corrosion des boulons, altération des scellements, délavage du béton projeté... etc ;
- lorsque le tunnel est implanté dans une zone sismique active ;
- lorsque la charge hydraulique susceptible de s'exercer sur l'ouvrage définitif est très importante.

2.2.3 - Choix des méthodes d'exécution

Font également partie des reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques le recueil des informations ou(et) les études spécifiques permettant de juger de la pertinence de chacune des méthodes d'exécution a priori envisageables, ainsi que des sujétions que l'environnement est susceptible d'imposer dans le cadre de la mise en œuvre de ces méthodes.

Pour ce qui concerne le choix des méthodes d'exécution, on peut se reporter à la section 4 "Procédés de

creusement et de soutènement".

Des éléments concernant l'étude de forabilité en cas d'utilisation de machine foreuse, les paramètres significatifs d'une solution au bouclier et l'emploi d'injections sont donnés en 3.4.5 de la présente section.

2.3 - Objectifs à atteindre

2.3.1 - Coupe géologique et hydrogéologique

L'ensemble des informations géologiques et hydrogéologiques doit être synthétisé sous forme d'une coupe géologique prévisionnelle établie suivant une surface verticale décrivant le tracé en plan (figure 2.2).

Cette coupe doit faire apparaître toutes les unités géologiques concernées par le creusement ainsi que leurs relations géométriques et si possible cinématiques. Au sein de chaque unité doit être représentée chacune des formations constitutives.

Les conditions hydrogéologiques connues sont également à reporter sur ce document.

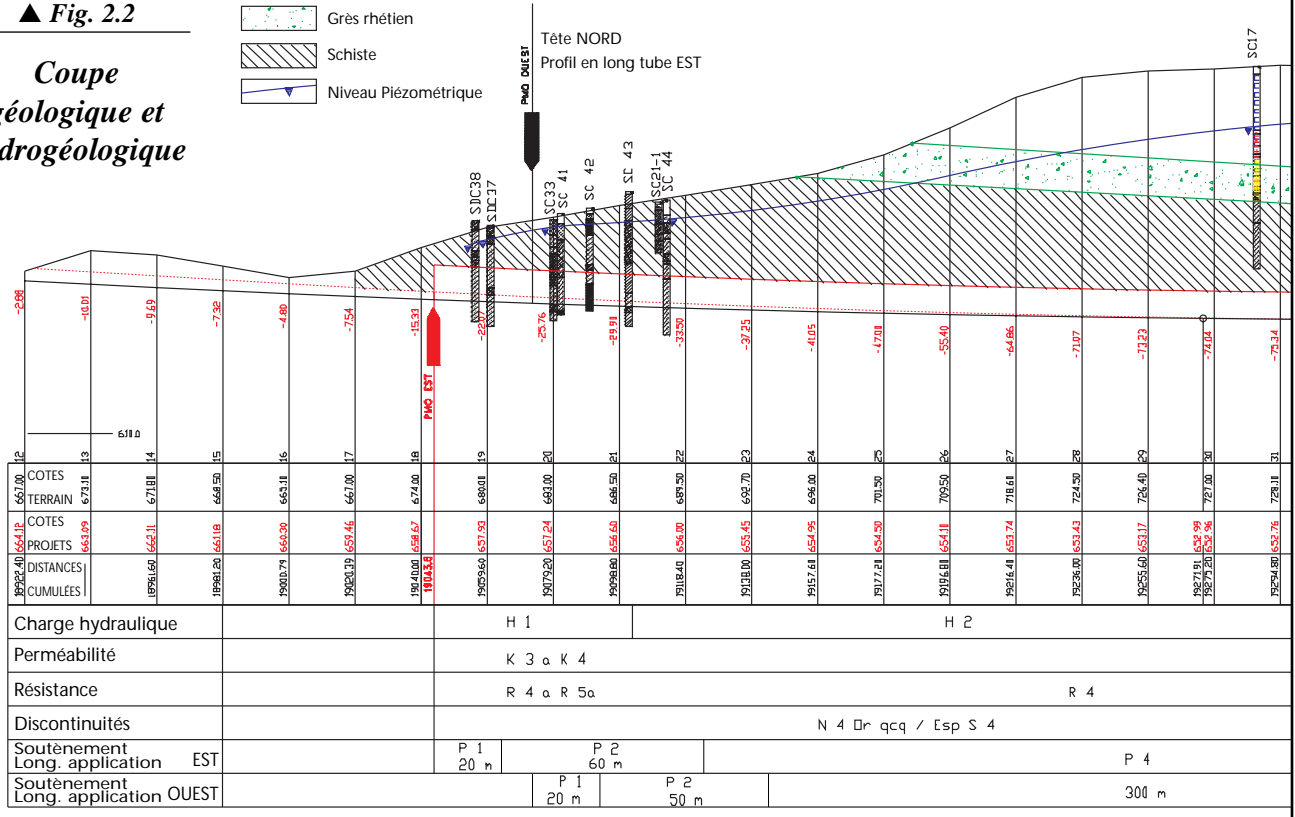
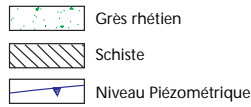
Suivant l'état d'avancement des études, cette coupe géologique prévisionnelle établie à une échelle variant du 1/500 pour les tunnels courts (de l'ordre de quelques centaines de mètres) au 1/1000 pour les tunnels très longs (de l'ordre de plusieurs kilomètres) est à compléter par des coupes de détail exécutées au 1/200 sur les points particuliers : accidents, zones de têtes, attaque intermédiaire, puits de ventilation ou(et) par des coupes réalisées perpendiculairement au tracé susceptibles d'aider à la compréhension des structures géologiques.

Le rapport de synthèse accompagnant cette coupe prévisionnelle doit souligner tout particulièrement le degré de confiance à accorder aux éléments figurés sur la coupe géologique, ainsi que les incertitudes majeures et le programme de reconnaissance le mieux adapté, compte-tenu des conditions de terrain, pour lever ces incertitudes.

La tectonique et l'état de contrainte en place doivent également être précisés.

▲ Fig. 2.2

Coupe géologique et hydrogéologique



2.3.2 - Caractérisation géomécanique de tous les matériaux (1)

Il s'agit pour chacune des couches de terrain intervenant dans la stabilité de l'excavation et/ou dans le développement des déformations en surface, de déterminer les valeurs des caractéristiques géomécaniques nécessaires à la définition du projet du point de vue des moyens à mettre en œuvre, des techniques à appliquer et du dimensionnement des soutènements et revêtements.

Les principales caractéristiques géomécaniques sont les suivantes :

- résistance à la compression,
- résistance à la traction,
- caractéristiques de cisaillement C et φ,
- état de contrainte en place,
- module de déformabilité,
- coefficient de Poisson,
- fracturation du massif,
- caractéristiques hydrogéologiques : perméabilité et valeur de la charge hydraulique,
- sensibilité à l'eau,
- teneur en minéraux gonflants et potentiel de gonflement,
- dureté et abrasivité,
- fluage,
- porosité,
- injectabilité.

2.3.3 - Identification de tronçons homogènes

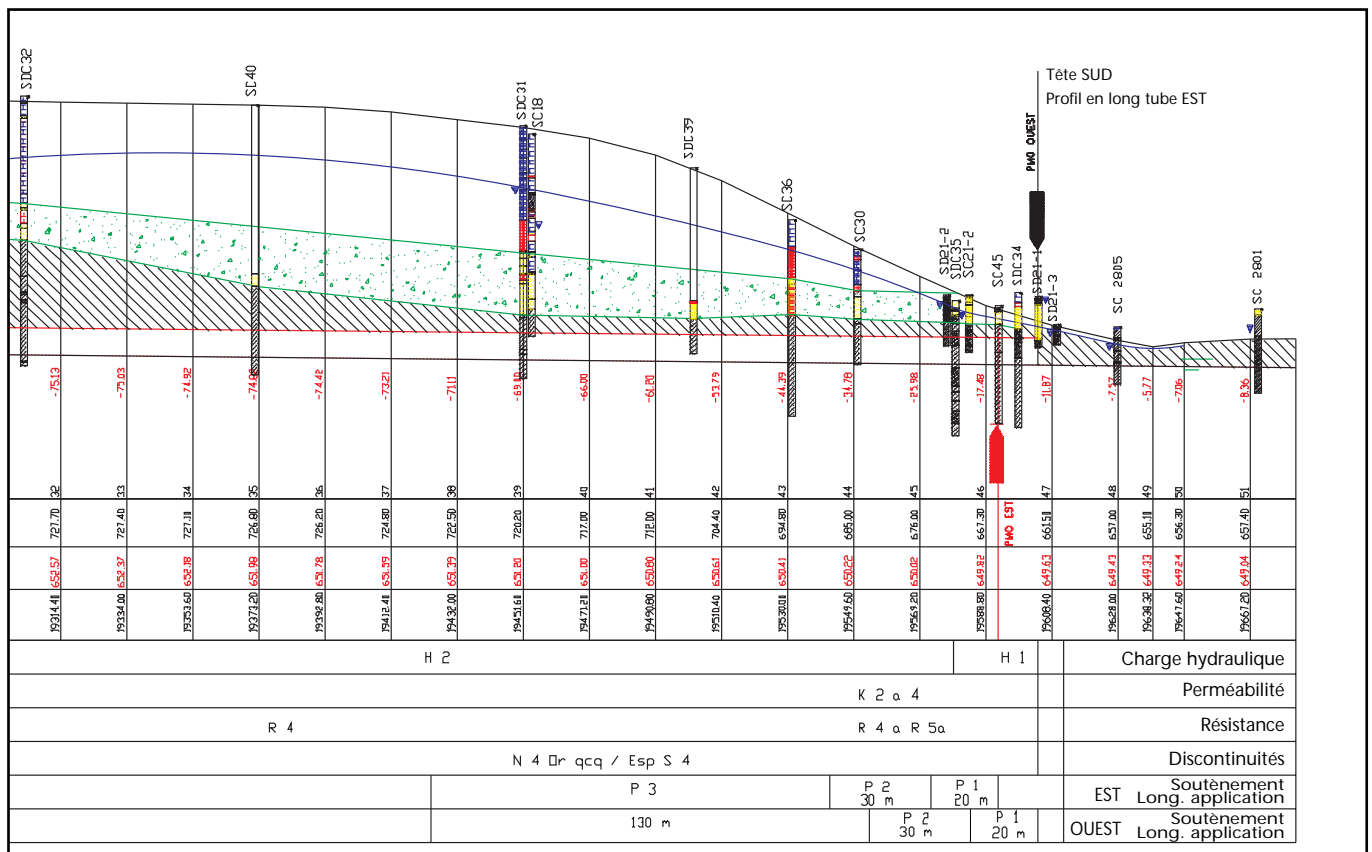
La méthode consistant à individualiser le long du tracé des tronçons homogènes du point de vue de la géologie, de l'hydrogéologie, de la géotechnique et des conditions de couverture et d'environnement se révèle être une manière efficace pour synthétiser les "données du terrain" et en déduire tronçon par tronçon les techniques de traitement du terrain préalable éventuel, d'excavation, de soutènement et de revêtement de l'ouvrage.

2.4 - Suivi géologique et auscultation pendant les travaux

a) Durant les travaux la reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique se poursuit sous plusieurs formes possibles :

- tout d'abord par un suivi géologique à l'avancement qui consiste en un examen de visu de l' "affleurement"

(1) On pourra se référer à la recommandation de l'AFTES portant sur le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain. *Tunnels et Ouvrages Souterrains n°123 - Mai/Juin 1994.*



créé et renouvelé à chaque pas d'avancement.

Cet examen peut fournir les éléments d'appréciation permettant de confirmer et éventuellement ajuster les hypothèses faites sur le contexte géologique ou au contraire de corriger lourdement ces hypothèses si nécessaire.

Il repose essentiellement sur l'observation des faciès pétrographiques et sur la saisie des indices structuraux disponibles.

Parallèlement des observations de caractère géomécanique, focalisées sur le comportement rhéologique du massif encaissant permettent la même démarche en ce qui concerne les hypothèses faites pour le comportement mécanique du terrain.

- ensuite par des reconnaissances au front de taille le plus souvent réalisées sous forme de forages carottés ou destructifs avec enregistrement de paramètres.

Cette reconnaissance à l'avancement est quasi obligatoire lorsque des incertitudes lourdes portent sur la nature et la qualité des terrains situés en avant du front de taille et que celles-ci peuvent avoir des conséquences très graves pour le chantier :

Exemples :

- débouillage très important d'une grande fracture aquifère ou d'un karst,
- niveau particulièrement peu consistant.
- de plus associées à ce suivi géologique doivent être réalisées des mesures in situ présentées en détail au

chapitre 3 de la section 4 "Procédés de creusement et de soutènement".

- ainsi éventuellement qu'un suivi piézométrique permettant de juger des effets du creusement sur les conditions hydrogéologiques et là encore de confronter les résultats aux prévisions et éventuellement procéder aux adaptations nécessaires.

b) Les objectifs des observations continues faites pendant les travaux sont :

- de vérifier la conformité des prévisions géologiques aux conditions réelles et de les rectifier éventuellement en temps utile ;
- d'assurer le pilotage du chantier en indiquant la nature des terrains, la proximité d'accidents géologiques ou de zones difficiles, et en conseillant le maître d'œuvre sur les mesures à adopter ;
- d'améliorer les connaissances sur les conditions d'emploi des méthodes d'exécution par des constatations systématiques complétées éventuellement par des mesures.

c) Les observations doivent donner lieu à des comptes-rendus détaillés. Elles pourront ainsi être versées au dossier de récolement de l'ouvrage et être utilisables lors de travaux d'entretien ou de confortement ultérieurs.

En outre, le fait de codifier clairement l'expérience acquise la rend utilisable ultérieurement dans des cas analogues.

Contenu des études et reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

3.1 - Etude géologique

3.1.1 - Inventaire des données existantes

3.1.1.1 - Géologie générale :

On doit toujours considérer comme un préalable indispensable à l'étude d'un tunnel la collecte la plus complète possible des données et documents existants relatifs à la géologie et à la géomorphologie régionales, ainsi qu'aux travaux réalisés à proximité.

La liste des documents et informations à rassembler est généralement la suivante :

- documents cartographiques (carte géologique de la France au 1/50 000 essentiellement) et photographiques (photos aériennes et photos satellites),
- informations issues de la banque de données GEO-BANQUE gérée par le BRGM -service public(1) : sondages, données géotechniques et(ou) hydrogéologiques,
- documents géologiques produits par les facultés, les écoles, laboratoires de recherche : thèses universitaires, synthèses régionales, études stratigraphiques, structurales et (ou) pétrographiques,
- comptes-rendus de travaux (galeries EDF, SNCF, METRO, Mines, tunnels routiers, collecteurs, sondages, fondations, talus...) effectués dans des formations analogues et, si possible, non loin de l'ouvrage projeté,
- renseignements météorologiques : pluviométrie, enneigement,

- enquêtes systématiques auprès de services gestionnaires d'ouvrages ou de secteurs à risques tels que SNCF, EDF, DDE, DDA, ONF, DRIRE, Sociétés Concessionnaires, etc... ; ainsi qu'auprès de tout groupement ou association susceptible de posséder des informations utiles au projeteur (club de spéléologie, de minéralogie).

3.1.1.2 - Hydrogéologie :

De même que pour l'étude géologique, il faut se préoccuper, dès le premier stade de l'étude, de recueillir tous les renseignements possibles relatifs à :

- l'hydrogéologie de formations analogues en sites comparables à celui étudié,
- l'observation des venues d'eau au cours de travaux souterrains dans des formations comparables. A ce sujet, on peut signaler que certaines formations se comportent d'une manière assez constante sur le plan hydrogéologique ; le raisonnement par analogie y est donc très fructueux.

Aussi convient-il de rechercher les documents suivants :

- indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des sols d'unités sédimentaires bien connues analogues à celle étudiée (thèses, résultats des sondages, d'essais de pompage, études synthétiques -Bureau de Recherche Géologique et Minière-Institut Français du Pétrole),
- examen de comptes-rendus d'exécution et des études d'ouvrages souterrains dans des sites analogues (EDF, SNCF, collecteurs, etc...) indiquant le type, la fréquence, et les débits des venues d'eau,

(1) Le BRGM, a entre autres pour mission de collecter toutes les informations relatives au sous-sol national et obtenues lors de travaux d'exploration par des professionnels, à qui le Code Minier fait obligation de communiquer ces résultats.

- inventaire des circulations souterraines (eaux thermales, karsts). Il est indiqué de recenser les grottes connues (il existe un inventaire national des cavités souterraines publié par le BRGM) et d'essayer de connaître les débits des rivières souterraines et leur localisation (collaboration avec les Spéléo-Clubs régionaux). Des visites de ces grottes peuvent apporter au géologue des précisions sur la stratigraphie et la tectonique en même temps que sur l'hydrogéologie.
- recensement des captages ou (et) puits dans un grand périmètre.

3.1.2 - Levé géologique de surface

Le levé géologique détaillé du site et sa transcription sous forme de documents graphiques tels que cartes, coupes, blocs diagrammes, schémas interprétatifs constitue l'outil fondamental et prioritaire du géologue.

Effectué avec le plus grand soin, il doit permettre d'implanter des prospections plus coûteuses là où c'est nécessaire et de parvenir à une interprétation plus complète des investigations ultérieures.

3.1.2.1 - Etendue à lever :

La zone à lever, de toute façon très large au départ, peut avoir, une fois la solution optimale définie, une extension variable selon la complexité de la géologie régionale.

- Dans le cas de terrains sédimentaires horizontaux non faillés et pour un tunnel peu profond, un levé d'une centaine de mètres de largeur peut suffire.
- Au cas où la complexité de la structure l'exige, on peut être conduit à un levé plus ou moins détaillé sur plusieurs kilomètres de part et d'autre du tracé.
- Dans chaque cas cependant, plus l'ouvrage projeté est profond plus la superficie à lever en surface est grande, car le volume de la masse rocheuse directement concernée par le creusement dépend bien sûr de la profondeur.

3.1.2.2 - Contenu du levé :

Le levé géologique doit obligatoirement comporter :

- le levé de tous les affleurements avec indication de leur validité ;
- la succession stratigraphique des couches quand cela est possible ;
- la mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches (stratification, diaclases, schistosité, fissures), ce relevé doit être suffisamment complet pour permettre une étude géotechnique qualitative et quantitative des discontinuités dont les résultats constituent un élément fondamental dans le dimensionne-

ment de l'ouvrage ; le contenu d'une telle étude est présentée en Annexe 1 de la présente section ;

- le recensement des éléments relatifs à la structure tectonique (mode de plissements) et plus particulièrement la présence de failles et de zones broyées ainsi que leur géométrie et extension en profondeur.

La prévision de l'état de fissuration en profondeur à partir d'observations de surface est souvent délicate et difficile. Ces renseignements ont néanmoins une valeur indicative dont il faut tenir compte dans l'estimation de la stabilité, des hors profils, et éventuellement de la nature et de la densité du soutènement.

- la description des phénomènes de surface et plus particulièrement :
 - altération (fissuration, produits d'altération),
 - fissuration en liaison avec le phénomène de fauchage, d'appel au vide,
 - glissements,
 - effondrements (dus à des exploitations, des dissolutions karstiques),
- l'inventaire des indices hydrogéologiques :
 - le relevé des sources, puits et autres points d'eau,
 - le relevé des zones d'infiltration (zones fissurées, karsts),
 - d'une manière générale, l'observation de tous les phénomènes contribuant à préciser le trajet des eaux souterraines, la localisation des nappes, le type de circulation, et les débits,
 - des mesures et contrôles divers (jaugeage des sources, essais de débits de puits, contrôle de trajets par traceurs...). Les mesures de débit sont à répéter plusieurs fois de manière à appréhender les variations saisonnières et à les comparer éventuellement à des données plus anciennes.

La synthèse de ces résultats peut être fructueusement reportée sur le schéma géologique.

L'étude doit en outre attirer l'attention sur les difficultés spécifiquement attribuables à l'eau (présence, localisation et caractéristiques des nappes, risque de rencontre de rivières souterraines, risque d'eau sous pression provoquant la boulangerie des terrains peu consolidés ou peu cohérents).

- l'interprétation de la morphologie ;
- un examen particulièrement détaillé des sites possibles pour les têtes (cf. 3.4.4).

3.1.2.3 - Présentation des résultats du levé géologique :

Les résultats conduisent à l'établissement des documents suivants :

- carte d'affleurements avec indication de leur degré de validité,

- carte géologique dont l'échelle dépendra de la précision qu'il est possible d'obtenir, et de l'importance du projet (1/10 000 en site montagneux pour un grand projet, 1/5 000 ou 1/2 000 pour un tunnel court en site accessible avec nombreux affleurements),
- coupes géologiques suivant l'axe du tunnel et éventuellement suivant d'autres directions privilégiées particulièrement éloquentes (avec la même échelle en longueur et en hauteur),
- éventuellement plan géologique à la cote du projet avec indication du degré de certitude,
- rapport commentant ces résultats et surtout indiquant leur degré de certitude (sûr, probable, incertain), et les points qu'il n'a pas été possible d'élucider ou sur lesquels on ne dispose d'aucun élément,
- restitution géométrique des couches au moyen d'une maquette à 3 dimensions ou d'un logiciel de visualisation, dans le cas d'une structure complexe.

Lorsque l'élaboration de ces documents ne peut pas être précise du fait des difficultés de procéder à un levé géologique de surface (zones sans affleurements, zones urbaines), il y a lieu d'entreprendre, dès le premier stade des études et après examen des documents et ouvrages existants, les prospections indiquées ci-dessous en 3.1.3.2.

3.1.2.4 - Délais du levé géologique :

L'attention doit être attirée de nouveau sur la nécessité d'engager ces études le plus tôt possible :

- le rassemblement des données existantes, notamment des comptes-rendus de travaux, et la prise de contact avec les maîtres d'œuvre ou entreprises responsables peut demander plusieurs mois ;
- le levé géologique, suivant les conditions topographiques et la complexité de la géologie locale, peut être exécuté par un (ou deux) géologue(s) (de préférence) dans des délais très variables. Il faut tenir compte des conditions climatiques pouvant conduire à répartir les missions sur plusieurs années (cas de tunnels sous de hautes montagnes).

Sans pouvoir donner de chiffre précis, on peut dire, d'une manière générale, que la durée du levé de terrain croît très rapidement avec la longueur, la profondeur du tunnel, et la complexité de la géologie. A titre indicatif, le levé géologique détaillé d'un tunnel de 3 km de longueur, dans des conditions topographiques et tectoniques complexes, exige six mois de travail.

3.1.3 - Techniques de reconnaissances

En complément du levé géologique de surface, le géologue dispose d'un certain nombre de techniques de reconnaissance susceptibles de fournir une aide à l'investigation et à la compréhension du contexte géologique.

3.1.3.1 - Photogéologie :

En premier lieu, doit être citée la photogéologie (ou photo interprétation) qui consiste en un examen puis une interprétation des photographies aériennes ou spatiales du site concerné par l'étude. Cette interprétation, basée sur l'analyse des tonalités et des couleurs, sur l'analyse des structures et sur l'analyse des formes, permet de reconnaître les ensembles lithologiques constituant les paysages, d'apprécier la fracturation et de localiser les grands accidents structuraux, et de procéder ainsi à une première approche du schéma tectonique et de détecter les zones singulières. Cette étude réalisée sur couples de photographies stéréographiques nécessite bien sûr une vérification, même partielle, à conduire sur le terrain pour confirmer les principales options retenues lors de l'interprétation et améliorer le calage du modèle.

3.1.3.2 - Autres techniques de reconnaissance :

Les autres techniques de reconnaissances qui peuvent être schématiquement regroupées en quatre familles :

- Méthodes géophysiques
- Sondages
- Diagraphies
- Galeries de reconnaissance

sont présentées respectivement dans les annexes 2, 3, 4 et 5 de cette section 2.

3.2 - Etude hydrogéologique

3.2.1 - Problèmes posés par l'eau

Les problèmes posés par la présence d'eau ont en général des conséquences très importantes pour le maître d'œuvre.

Les principaux problèmes posés par l'eau souterraine sont :

- l'irruption d'eau avec des débits importants susceptibles de créer des problèmes d'exhaure importants ou même de noyer le chantier,

- l'instabilité de l'excavation sous l'effet des gradients hydrauliques dirigés vers l'excavation, notamment lorsque l'excavation s'approche de zones aquifères de forte perméabilité,

- le rabattement des nappes pouvant entraîner d'une part l'assèchement des sources et des puits et d'autre part des tassements de surface.

3.2.1.1 - Cas des sols :

La présence d'une nappe au droit de l'ouvrage introduit des sujétions d'ordres divers :

- tassements de surface sur une largeur parfois importante à la suite d'un rabattement de la nappe :
- tassements dus au dénoyage des sols,
- consolidation des argiles,
- difficultés d'exécution causées par les tassements ou le défaut de portance sous les piédroits,
- modifications défavorables des caractéristiques mécaniques à court terme du sol,
- instabilité de l'excavation due au gradient hydraulique créé par le drainage au voisinage de la paroi, dans les sols faiblement cohérents : débousses, renards. Des valeurs élevées du coefficient d'uniformité (d_{60}/d_{10}) sont néfastes,

Des méthodes d'exécution particulières (bouclier, travail à l'air comprimé) sont nécessaires, associées ou non à des traitements préalables longs et onéreux (rabattements, drainages, traitement des sols).

3.2.1.2 - Cas des roches :

Les venues d'eau abondantes en pluie dans une roche très fracturée peuvent constituer une gêne importante pour la bonne marche du chantier. Des phénomènes de débousses risquant de remblayer la galerie peuvent se produire dans les zones broyées qui accompagnent les grandes failles.

Des circulations de type karstique sont dangereuses par le risque de venues d'eau brutales à fort débit qu'elles comportent. Il en résulte un double problème de sécurité du chantier et d'exhaure qui peut conduire à ne retenir qu'une seule attaque montante.

Par ailleurs, la tenue du rocher peut en être affectée de la façon suivante :

- des roches de qualités mécaniques acceptables et de bonne tenue au moment de l'excavation peuvent être rapidement altérées au contact de l'eau (marnes, calcaires à joints marneux ou argileux) et nécessiter la pose rapide d'un revêtement protecteur pour assurer la stabilité de l'excavation, mais aussi éviter l'apparition de désordres (tassements) en surface.
- au contact de l'eau, certaines roches développent des pressions de gonflement non négligeables (anhydrite, certaines marnes et argiles), d'autres (sel, gypse) sont très solubles et doivent être mises hors d'eau.
- certaines roches qui peuvent être franchies par des moyens courants si elles sont sèches (cargneules, calcaires ou grès broyés...) nécessitent en présence d'eau des soutènements importants et même des traitements spéciaux avant creusement (drainage, injections).

Enfin demeure très souvent le risque d'assécher des

sources et (ou) puits existants et de devoir à postériori réparer le préjudice causé aux riverains.

3.2.2 - Reconnaissances spécifiques

En raison de l'importance des problèmes indiqués ci-dessus, une bonne connaissance des régimes hydrauliques et une prévision aussi exacte que possible des difficultés qu'ils entraîneront permet de définir :

- la nécessité de traitements spéciaux (préalables ou en cours d'exécution) ou de recours à des procédés d'exécution complexes,
- les reconnaissances à effectuer à l'avancement,
- la conception et le dimensionnement du profil en travers de l'ouvrage et les dispositifs d'exhaure (pompes, cunettes),
- le type d'étanchéité à réaliser,
- la nature du ciment à utiliser dans le revêtement (eaux agressives).

Les études hydrogéologiques doivent donc tendre à la détermination :

- du régime hydraulique du secteur intéressé,
- du type des venues d'eau,
- des débits,
- de la méthode de drainage ou de rabattement,
- de la nature chimique des eaux pour juger de leur nocivité : corrosion des armatures ou du béton, dégagement de gaz nocifs, mais aussi de leur possible réemploi par captage ou pompage des eaux d'exhaure pour les besoins du chantier.

Aussi, en sus des données recueillies dans le cadre du levé géologique et de l'inventaire des indices hydrogéologiques, est-il couramment fait appel à des reconnaissances spécifiques telles que :

3.2.2.1 - Pose de piézomètres :

Les sondages de reconnaissance peuvent être utilisés pour poser des piézomètres dont le bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Il convient d'agir ainsi de façon systématique dans les sols, la localisation des niveaux aquifères et la forme de la nappe devant impérativement être connues.

Les données que l'on cherche à préciser sont les suivantes :

- toit et mur des nappes dans les terrains traversés par le tunnel,
- interdépendance entre ces nappes,
- niveau piézométrique de l'eau captive dans les terrains perméables au sein des sols imperméables traversés par le projet.

Le relevé des niveaux d'eau dans les piézomètres doit être effectué régulièrement et pendant une période d'au moins un an, en relation avec les données pluviométriques.

Les piézomètres posés pour l'étude du projet peuvent être utilisés pendant et après le chantier pour contrôler les modifications hydrauliques apportées par le creusement.

3.2.2.2 - Essais in situ et constatations dans les sondages et les galeries :

a) Observations dans les sondages :

Une surveillance étroite des sondages de reconnaissance permet le plus souvent des observations très utiles pour préciser certaines données hydrogéologiques :

- pertes de fluide d'injection,
- venues d'eau dans les sondages,
- traces de circulation dans les fissures du rocher, etc...

b) Essais in situ :

L'étude quantitative des nappes nécessite des essais in situ destinés à préciser les caractéristiques hydrauliques des terrains intéressés (perméabilité) et celles de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement).

Des relations débit-rabattement il est possible de déduire le rayon d'action des puits, les débits à prévoir lors de l'exécution des travaux, le nombre de puits nécessaires pour réaliser des rabattements.

De plus, dans certaines formations hétérogènes (lentilles aquifères) ces essais permettent de prévoir si l'on se trouve en présence de réservoirs limités susceptibles de s'épuiser rapidement ou d'aquifères importants nécessitant un traitement du terrain.

Il est utilisé essentiellement trois types d'essais :

- l'essai LEFRANC,
- l'essai LUGEON,
- et l'essai de pompage.

L'essai LEFRANC s'applique plutôt au cas des sols alors que l'essai LUGEON est réservé au cas du rocher fracturé. L'essai de pompage constitue une opération lourde à mettre en œuvre mais aussi le seul moyen d'accéder à la détermination des paramètres quantitatifs de l'aquifère étudié.

c) Observations dans les galeries :

Les observations dans les galeries sont les plus précieuses car directement utilisables et permettent d'apprécier pour chaque formation traversée :

- le type de venues d'eau (ponctuelles, généralisées, etc...),

- les débits,
- les délais d'apparition et la localisation des venues d'eau (immédiatement au front de taille, au bout d'un certain temps, en voûte, ou en radier) en relation, notamment, avec les précipitations extérieures,
- l'incidence de l'eau sur la tenue du terrain,
- la chimie des eaux et leur température,
- l'influence des écoulements sur les eaux de surface.

On peut en tirer des conclusions sur les vitesses d'avancement, la nécessité de forages à l'avancement, les délais de pose du soutènement, le choix du type d'étanchéité, la nécessité d'un traitement de terrain.

3.2.2.3 - Etude de la chimie des eaux :

La nature pétrographique des terrains traversés peut déjà renseigner sur la nature chimique des sels dissous dans l'eau (les eaux du Trias sont presque toujours sulfatées ; les eaux des terrains cristallins sont très pures donc légèrement acides et agressives ; les eaux très douces sont aussi particulièrement agressives).

L'examen de l'état de corrosion du revêtement et des concrétions dans les ouvrages existants apporte également des renseignements (eaux calcaires, sulfureuses, ferrugineuses etc...).

Des prélèvements peuvent être effectués dans les sondages et les galeries de reconnaissance et soumis à une analyse chimique permettant de définir les possibilités de corrosion du béton, et éventuellement des métaux, et les conditions de réutilisation des débits d'exhaure.

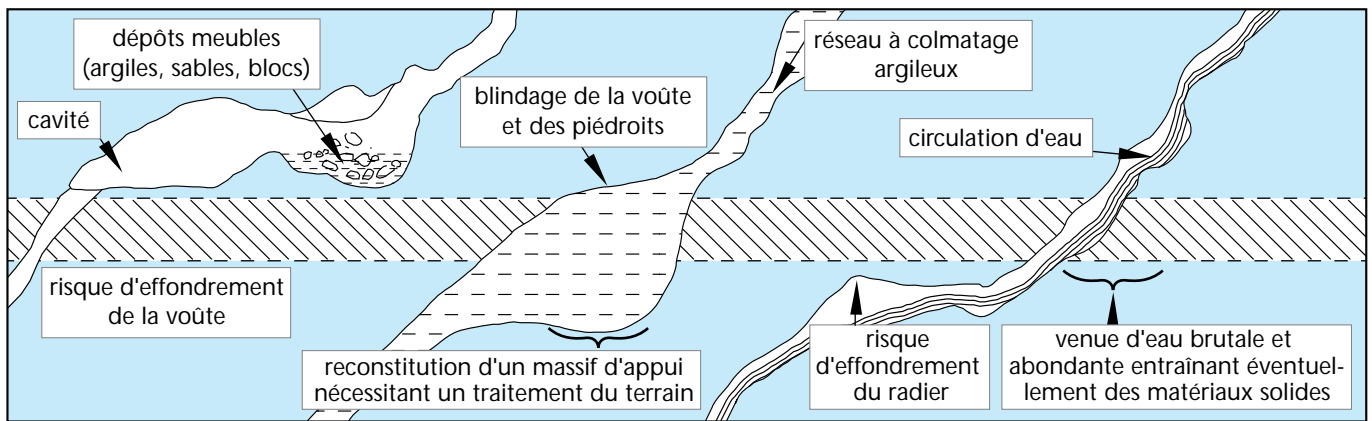
Pour le choix du ciment, il y a lieu de se reporter aux recommandations pour les bétons devant être soumis à l'action d'eaux agressives.

3.2.2.4 - Cas particuliers des karsts : (figure 3.1)

Leur étude est difficile et une attention toute particulière doit leur être apportée.



Exemple de cavité karstique



▲ Fig. 3.1

Sujétions dues aux karsts

a) Sujétions dues aux karsts :

- venues d'eau irrégulièrement réparties, et à débit très variable d'où nécessité de traitements ponctuels pour assurer l'étanchéité ;
- risques d'interception de rivière souterraine, dangereuse pour la sécurité du personnel et du matériel, pouvant nécessiter des canalisations d'exhaure très surdimensionnées et même des galeries de dérivation ;
- risque de rencontre de cavités vides ou comblées de produits alluvionnaires ou argileux pouvant déboucher dans la galerie ;
- risque de tangenter des cavités importantes, sans les déceler d'où possibilité d'effondrements de la paroi excavée (dangereux principalement en voûte et en radier).

b) Reconnaissance des karsts :

Avant travaux, on essaye de localiser les cavités et les circulations par :

- l'inventaire et la visite des réseaux souterrains,
- la gravimétrie dans les limites de ses possibilités, c'est-à-dire pour des cavités superficielles ou en galerie, avec des difficultés d'interprétation particulières dans ce dernier cas,
- des essais de coloration dans les réseaux actifs,

Une connaissance détaillée de la stratigraphie et des principaux réseaux de discontinuité du massif aide grandement le géologue à comprendre et à localiser ces circulations. La photo aérienne peut donner d'utiles indications.

Pendant les travaux, on repère les principales circulations et les cavités les plus importantes :

- en avant du front de taille par sondage à partir du front,
- à la périphérie du tunnel excavé par sondages rayonnants essentiellement en voûte et en radier, éventuellement optimisés par des investigations géophysiques en forage.

Il faut noter que des études très poussées et des essais correctement réalisés ne permettent pas toujours d'obtenir des réponses précises aux questions posées. Des chantiers expérimentaux contribuent alors à accroître la précision des estimations et à choisir les méthodes d'exécution avant la passation des marchés.

3.3 - Etude géotechnique

3.3.1 - Objectifs

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.

La nature et la disposition des terrains traversés par le tunnel sont décelés par l'étude géologique qui permet une première décomposition en tronçons homogènes du point de vue lithologique et(ou) structural. Mais si historiquement, la géologie a constitué le paramètre essentiel de l'art des tunnels, ainsi qu'en témoignent les premières classifications (PROTODIAKONOV-1909, TERZAGHI-1946) élaborées dans le cadre d'une formalisation des méthodes empiriques et fondées sur des critères géologiques, il n'en est plus de même aujourd'hui où l'analyse des conditions de stabilité de l'excavation et de son environnement comporte une part beaucoup plus importante d'approche par le calcul faisant intervenir les valeurs des paramètres caractéristiques du comportement géomécanique du matériau dont la détermination nécessite des procédures spécifiques.

Toutefois, il convient de souligner, que parallèlement à cette approche théorique, persiste dans la conception d'un projet de tunnel, une fraction empirique non

négligeable faisant appel à l'expérience des cas vécus et s'appuyant sur l'emploi de classifications géotechniques et sur les textes des recommandations de l'AFTES (voir la section 3 "Conception et dimensionnement").

Ainsi, les objectifs de l'étude géotechnique sont-ils :

- de déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtement ;
- de recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques ;
- de détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux ;
- et de procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

Dans la pratique, et compte-tenu des particularités qui leur sont inhérentes, il convient de distinguer : le cas des sols, le cas des tunnels peu profonds, et celui des tunnels à grande profondeur.

Les sols indurés et les roches tendres, fréquemment rencontrés dans les tunnels peu profonds, peuvent poser des problèmes relevant du cas des sols ou de celui des roches.

3.3.2 - Cas des sols

Les principaux problèmes posés par la réalisation des ouvrages dans les sols sont liés :

- aux caractéristiques mécaniques des terrains traversés,
- à la présence ou non d'une nappe aquifère au niveau du tunnel,
- à l'importance que revêt dans chaque cas le problème des déformations consécutives à l'exécution de l'ouvrage, et en particulier, dans le cas des tunnels urbains, le problème des tassements de surface.

Les argiles gonflantes ou surconsolidées peuvent également poser des problèmes importants (voir 3.4.2 Gonflement).

Les essais les plus courants sont les suivants :

3.3.2.1 - Identification des sols :

On s'attachera à déterminer les principaux paramètres contribuant à définir la nature du sol ; certains peuvent donner des indications intéressantes sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols :

- masse volumique,
- granulométrie (courbe granulométrique, d_{10} ,

d_{60}/d_{10} , distribution et dimensions des gros éléments...),

- indice des vides,
- teneur en eau,
- degré de saturation,
- limites d'Atterberg (quand la partie argileuse est importante),
- analyse minéralogique des argiles (le cas échéant).

3.3.2.2 - Etat initial des contraintes :

Des études sur modèle mathématique tel que les éléments finis, requièrent la connaissance de l'état initial des contraintes dans le sol.

Le coefficient des terres au repos K_0 représentant le rapport de la contrainte principale horizontale à la contrainte principale verticale, souvent pris arbitrairement égal à 0,5 pour les sols normalement consolidés est difficile à déterminer. Pour les milieux cohérents diverses méthodes permettent de l'estimer : essai à déformation nulle au triaxial, essai par fracturation hydraulique, essai au pressiomètre auto-foreur.

3.3.2.3 - Etudes des caractéristiques mécaniques :

a) Résistance au cisaillement :

La stabilité à court et long terme et les efforts sur le revêtement dépendent des caractéristiques de cisaillement du sol :

- pour les milieux pulvérulents, très perméables, la cohésion en place est très faible ou nulle suivant le degré d'humidité ; en général seul l'angle de frottement interne φ est à déterminer à la boîte de cisaillement ou à l'essai triaxial en tenant compte de l'indice des vides initial ;
- pour les sols fins peu perméables où les dissipations des surpressions interstitielles sont lentes, on doit distinguer la résistance au cisaillement à court terme et la résistance au cisaillement à long terme.

On détermine la résistance au cisaillement à court terme en contraintes totales, C_u , ou cohésion non drainée, sur des échantillons non remaniés soumis à des essais non consolidés - non drainés (essais UU). Des essais in situ, essais pressiométriques et pénétrométriques, permettent d'évaluer la valeur de C_u .

On détermine les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme en contraintes effectives, la cohésion C' et l'angle de frottement interne φ' , au moyen d'essais triaxiaux consolidés - drainés (essais CD) ou consolidés - non drainés (essais CU) avec mesure de la pression interstitielle. Les essais in situ ne permettent de déterminer ces caractéristiques qu'à partir de corrélations dont la validité doit être discutée au cas par cas.

b) Caractéristiques de déformation :

Il faut considérer là aussi le problème des déformations à court terme et à long terme :

- à court terme dans les milieux peu perméables et saturés, les déformations sont liées aux seules contraintes de cisaillement. Ces déformations seront grandes si le sol est en plasticité sur une épaisseur et une hauteur importantes. Les essais triaxiaux donnent des renseignements sur la loi de comportement des sols. L'essai de plaque ou l'essai pressiométrique fournissent des indications sur le module de réaction à court terme suivant les conditions de drainage et d'essais. Cette déformation est à calculer et à contrôler en regard de la méthode d'exécution et des servitudes imposées par l'environnement en surface.

- les déformations à long terme peuvent avoir pour cause :

- le fluage du sol,

- la consolidation des sols fins saturés liée à la modification des contraintes résultant du creusement du tunnel, du drainage et du rabattement de la nappe,

- le gonflement de certains sols argileux raides et fortement consolidés résultant de la diminution de la contrainte moyenne dans certaines zones autour du tunnel, souvent sous le radier.

3.3.2.4 - Caractéristiques hydrauliques

a) Etude de perméabilité :

La perméabilité des terrains intervient dans la détermination :

- des procédés à envisager pour s'affranchir de la présence éventuelle de la nappe aquifère,

- des procédés à envisager pour améliorer éventuellement les caractéristiques mécaniques :

- du sol de fondation (stabilité de l'ouvrage pendant les phases provisoires et en phase définitive),

- des terrains sus-jacents (limitation des désordres en surface, en particulier pour les ouvrages urbains).

Ces deux aspects complémentaires interviennent dans le choix de la méthode d'exécution.

On doit effectuer les essais suivants :

b) Essais de perméabilité in situ :

Les essais de perméabilité sur échantillons sont insuffisants pour donner une indication valable de la perméabilité moyenne des terrains rencontrés.

Il est nécessaire d'effectuer des essais d'eau in situ dans les sols pulvérulents ou cohérents. Dans le cas des sols très plastiques qui sont pratiquement imperméables, ces essais ne présentent pas d'intérêt.

Ils doivent permettre selon les cas :

- de déterminer la possibilité et l'efficacité d'un drainage, ou d'un rabattement éventuel de la nappe ;

- d'orienter le choix d'un procédé de traitement de sol.

Les coefficients de perméabilité des sols varient sur une échelle très étendue et leur détermination se fait avec une précision généralement voisine d'une puissance de 10, ce qui laisse une forte marge d'incertitude sur les débits d'exhaure.

3.3.3 - Cas des roches

Le comportement du massif rocheux encaissant l'excavation dépend :

- de l'état de contrainte initial in situ régnant au droit de l'excavation projetée,

- des propriétés intrinsèques de la roche constituant le massif,

- des discontinuités affectant la roche,

- et des conditions hydrogéologiques.

3.3.3.1 - Etat de contrainte initial :

L'état de contrainte intervenant directement dans la détermination des conditions de stabilité de l'excavation, il est souhaitable d'en connaître, aussi précisément que possible, l'intensité et l'orientation des composantes.

Cependant, les techniques mises en œuvre pour déterminer l'état de contrainte in situ ainsi que les méthodes d'exploitation des résultats sont lourdes et complexes, et de plus la nécessité de la détermination in situ du champ de contrainte initial n'apparaît pas avec la même acuité selon qu'il s'agit par exemple d'un projet de tunnel en rocher résistant à faible profondeur ou au contraire d'un projet en roche tendre à grande profondeur ; aussi dans la pratique est-on le plus souvent amené à distinguer selon les cas :

- dans le premier cas où la résistance de la roche est largement suffisante pour supporter la concentration de contrainte induite à la périphérie de l'excavation, l'étude de l'état de contrainte peut être limitée à l'estimation de la contrainte verticale majeure σ_v , prise alors égale à la contrainte géostatique due au poids de la couverture :

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h$$

où

ρ est la masse volumique du terrain constituant la couverture,

g est l'accélération de la pesanteur,

et h est l'épaisseur de la couverture.

- au contraire lorsque l'approximation de l'état de contrainte calculée de cette manière montre que la roche sera sollicitée par un état de contrainte dont l'intensité est supérieure au quart de la valeur de sa résis-

tance à la compression simple, il convient, dans la perspective d'une modélisation et d'un calcul de la stabilité de l'excavation au moyen d'une approche numérique, de déterminer aussi complètement que possible les trois contraintes majeures ; l'objectif minimal étant la connaissance des deux contraintes principales dans le plan orthogonal à l'axe de l'ouvrage projeté.

Les principales méthodes permettant de déterminer l'état de contrainte en place sont les suivantes :

- la méthode du sur-carottage qui se pratique en forage à faible distance d'une paroi,
- la fracturation hydraulique,
- la méthode du vérin plat (on ne peut donner l'état de contrainte que très près de la paroi du puits ou de la galerie à partir desquels est réalisée la mesure).

Ces méthodes, sans mode opératoire formalisé, nécessitent pour leur mise en œuvre le recours à des opérateurs spécialisés en mécanique des roches et maîtrisant parfaitement ces techniques. Elles ne sont pas praticables dans tous les massifs rocheux, notamment en cas de fracturation importante.

3.3.3.2 - Propriétés de la roche :

Les propriétés des roches mesurées sur échantillons sont souvent anisotropes et de ce fait il est nécessaire de procéder à des essais dans plusieurs directions. Elles peuvent également dépendre du volume de l'échantillon. Les résultats des essais montrent souvent une dispersion importante et il est nécessaire de faire un nombre d'essais suffisant pour estimer la moyenne et le coefficient de variation. Par ailleurs les résultats peuvent varier assez fortement suivant les conditions opératoires. Il est donc indispensable de respecter scrupuleusement les normes et modes opératoires officiels ou recommandés.

Les échantillons soumis aux essais de laboratoire ne doivent pas être choisis de manière aléatoire, mais résulter d'une interprétation claire des variations de la lithologie d'une formation qui sera considérée comme homogène ; par exemple dans une formation sédimentaire stratifiée le choix des échantillons résultera de la connaissance des séquences de sédimentation.

a) Identification :

- masse volumique,
- porosité,
- teneur en eau à l'état naturel,
- teneur en CaCO_3 .

Pour tous les matériaux calcaires dolomitiques et(ou) marneux, il convient de déterminer la teneur en CaCO_3 et éventuellement en MgCO_3 et en argiles.

b) Caractérisation mécanique :

Les essais sont à réaliser de préférence sur des échantillons de roche à la teneur en eau naturelle.

- mesure de la résistance à la compression simple,

- mesure de la résistance à la traction.

Réalisés sur éprouvettes en laboratoire, ces deux essais, sous réserve d'être exécutés en nombre suffisant et selon les modes opératoires standardisés, permettent de déterminer très facilement et efficacement la valeur de la résistance de la roche à prendre en compte pour étudier la stabilité.

- mesure du module de déformabilité,
- mesure du coefficient de Poisson.

Ces caractéristiques de déformabilité à court terme doivent nécessairement être déterminées dans les cas où compte-tenu de l'état de contrainte et de la valeur de la résistance de la roche, il faut s'attendre à des déformations radiales importantes à la périphérie de l'excavation (convergence relative), afin de pouvoir les utiliser dans le calcul prévisionnel destiné à apprécier l'amplitude des déformations et à dimensionner le soutènement correspondant.

Les valeurs des modules de déformation et des coefficients de Poisson déterminés par des essais de laboratoire sont rarement transposables dans un calcul pour évaluer les déplacements dus au creusement d'un ouvrage souterrain ou pour être introduits dans un calcul d'interaction entre le terrain et le soutènement. Ces caractéristiques doivent être évaluées à l'échelle du massif, en ayant par exemple recours aux corrélations fournies par les classifications géomécaniques, sous réserve d'utiliser celles-ci avec toute la prudence nécessaire (cf. section 3 "Conception et dimensionnement" - 2.2.1 - Classifications de BIENIAWSKI et de BARTON).

Un problème important pour les tunnels où l'on observe de fortes convergences est celui de la chute de résistance qui peut accompagner la déformation. Les comportements de type fragile ou avec radoucissement, les notions de résistance de pic et de résistance résiduelle doivent être bien mis en évidence s'il y a lieu.

c) Comportement différé :

Pour toute roche susceptible de présenter un comportement différé notable soit en raison d'une très forte déformabilité, soit en raison d'une valeur élevée de l'état de contrainte, il est nécessaire d'étudier et de mesurer les paramètres définissant ce comportement différé.

Cette étude est relativement malaisée dans la mesure où les essais classiques de fluage en laboratoire ne permettent pas le plus souvent d'accéder à des valeurs de paramètres applicables aux conditions in situ.

Pour obtenir des résultats exploitables, il faut recourir soit à des essais plus poussés en laboratoire, soit à une reconnaissance in situ.

Cette dernière peut prendre plusieurs formes :

- essais de fluage au dilatomètre en sondage,
- essais de fluage au vérin à plaque en galerie de reconnaissance,

- exploitation, analyse et interprétation d'un suivi en fonction du temps de la convergence relative se développant dans une galerie de reconnaissance.

d) Altérabilité :

Sous ce vocable sont regroupés tous les processus de modification de l'état d'une roche susceptibles de conduire assez rapidement à une réduction notable des caractéristiques mécaniques. Ces processus sont essentiellement le délitage, la dissolution et le gonflement.

Le cas du gonflement sera examiné dans le paragraphe 3.4 - Etudes spécifiques.

Le délitage affecte plus particulièrement les roches "schisteuses" ou présentant localement des zones "schisteuses", il apparaît suite à l'action de la décompression, de l'humidité de l'air ambiant ou des circulations d'eau et se manifeste par une perte totale de cohésion entre les différents feuillets constituant la roche. L'étude géotechnique doit permettre d'estimer ce risque au moyen d'essais spécifiques adaptés à chacun des cas et dont les procédures et méthodes d'interprétation doivent être indiquées en détail.

La dissolution concerne essentiellement les évaporites dont les représentants les plus couramment rencontrés dans le domaine du génie civil sont le gypse et l'anhydrite. Dans un tel cas, il convient de déterminer le risque de dissolution et d'entraînement de matériau qui dépend du degré de fissuration, des proportions relatives d'anhydrite et de gypse et des conditions hydrogéologiques (circulations ou non) ; l'étude géotechnique comportera donc :

- une quantification de la micro-fissuration par l'indice de discontinuité par exemple (cf. 3.3.3.3),
- une analyse minéralogique complète apte à donner les teneurs respectives en anhydrite, gypse et éventuellement autres composantes,
- l'étude des possibilités de drainage au sein du massif et à la périphérie de l'ouvrage projeté.

Le problème du gonflement lié à la transformation par hydratation de l'anhydrite en gypse est évoqué au paragraphe 3.4.2.

3.3.3.3 - Quantification des discontinuités sur carottes :

En complément de l'analyse des discontinuités réalisée dans le cadre de l'étude géologique et du levé de terrain Cf. paragraphe 3.1.2.2. et annexe 1, il peut être nécessaire ou simplement utile de procéder à une quantification des discontinuités par l'intermédiaire :

- du RQD calculé sur les carottes de sondage,
- de l'indice de continuité I_c défini comme suit dans les recommandations A.F.T.E.S. relatives à la description des massifs rocheux (T.O.S. Supplément au numéro 117, Mai-Juin 1993) :

$$I_c \% = \frac{V_{Im}}{V_{Ic}}$$

où V_{Im} est la vitesse des ondes mesurée en laboratoire sur éprouvette,

et V_{Ic} est la vitesse théorique des ondes calculée à partir de la composition minéralogique de la roche considérée. Cette composition peut être obtenue à partir de l'analyse d'une lame mince de roche.

Ainsi défini, I_c mesure plus l'influence des microfissures, pores et minéraux altérés existant dans la roche que celle des discontinuités. En outre I_c est souvent difficile à déterminer en raison de la méconnaissance de la composition minéralogique exacte de la roche. C'est pourquoi on se réfère également à un indice de continuité prime I_c' qui est déterminé par le rapport de la vitesse des ondes mesurées in situ (par sismique par exemple) V_{Is} à la vitesse des ondes V_{Im} mesurée en laboratoire sur éprouvette.

- ou encore d'essais d'eau de type LUGEON dont l'unité de perméabilité renseigne sur la densité de fracturation et (ou) la nature de la fracturation (fermée ou ouverte) du milieu rocheux.

3.4 - Etudes spécifiques

3.4.1 - Tassements

Les tassements de surface susceptibles d'être induits par le creusement du tunnel dépendent des lois de comportement des sols mais également du mode de creusement et de soutènement. Les méthodes d'évaluation de ces tassements sont donc traitées dans la section 3 "Conception et dimensionnement".

3.4.2 - Gonflement

Dans certains cas le phénomène de gonflement est susceptible d'induire des désordres très importants :

- soit immédiatement lors du creusement sous forme principalement de soulèvement et de déstructuration de la roche sise en radier et accessoirement d'instabilité en base de piédroit,
- soit ultérieurement, bien après la mise en service, sous forme de pressions très élevées s'exerçant sur le revêtement rigide, le plus souvent en radier mais aussi dans certains cas (zones tectoniques altérées) sur tout le contour du revêtement.

Les dispositions techniques à adopter pour réduire les effets du gonflement sont d'autant moins coûteuses qu'elles sont préventives et mises en œuvre préalablement aux manifestations du phénomène. Aussi convient-il dans le cadre d'un projet de tunnel en milieu susceptible d'induire du gonflement :

- d'apprécier correctement la probabilité d'occurrence du phénomène,
- et de caractériser quantitativement l'intensité des effets attendus,

afin d'être en mesure de définir et de dimensionner en conséquence les dispositions constructives adéquates.

De manière très schématique la démarche à suivre pour atteindre ces objectifs peut être la suivante :

- dès que l'environnement géologique est susceptible de contenir des minéraux argileux (argiles, marnes, molasse marneuse, zones de faille, zones karstifiées, ...etc) il est impératif de déterminer la présence ou non parmi ces minéraux de smectites (minéraux argileux expansifs en présence d'eau dont le type est la montmorillonite) ou d'interstratifiés comportant un feuillet de smectites ;
- cette détermination doit être effectuée soit par des analyses minéralogiques complètes, soit par des analyses minéralogiques semi quantitatives (détermination aux rayons X), soit encore par un essai au bleu de méthylène ou mieux par une association de deux de ces méthodes, les résultats de l'une validant l'autre et inversement ;
- si la présence de tels minéraux est avérée il convient de procéder à des essais de gonflement :
 - mesure de la pression de gonflement à volume constant ,
 - essai Huder-Amberg,

afin de quantifier le risque et de disposer des données pour prévoir les efforts pouvant être induits (par le gonflement) sur le revêtement de radier.

Le risque de gonflement par hydratation de l'anydrite en gypse doit également être examiné s'il y a lieu.

3.4.3 - Sismicité

3.4.3.1 - En section courante :

Les enseignements de récents tremblements de terre (Mexico, Kobé) ont confirmé que les structures souterraines ne subissaient que des désordres tout à fait mineurs lors de secousses sismiques, aussi, a priori, n'y a-t-il pas lieu de prévoir de disposition particulière pour le revêtement du tube en section courante.

Cependant si l'ouvrage recoupe une ou plusieurs faille(s) actives susceptible(s) de rejouer sous l'effet du séisme, il est bien évident que les désordres, même en section courante, pourront être très importants.

3.4.3.2 - Au niveau des têtes :

Au niveau des têtes du tunnel et plus particulièrement s'il s'agit d'ouvrage comportant un plafond et une station de ventilation, le risque sismique peut ou doit être pris en compte selon :

- le classement de l'ouvrage au sein de la catégorie dite " à risque normal" des bâtiments, équipements et

installations telle que définie dans le décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique,

- la situation géographique de l'ouvrage au sein des cinq types de zones de sismicité définies dans le même décret du 14 mai 1991.

Seuls les ouvrages de classe B, C ou D, implantés dans une zone Ia, Ib, II ou III impliquent la mise en œuvre de mesures préventives et au contraire les ouvrages de classe A : "ceux dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique" ne nécessitent pas de telles dispositions.

3.4.4 - Etude des têtes

(figure 3.2)

Les têtes de tunnels constituent des zones particulières où les techniques à mettre en œuvre peuvent être très diverses selon la configuration géométrique et l'environnement géologique et où très souvent les difficultés d'exécution sont grandes pour peu que le site nécessite des terrassements importants avant d'entrer en souterrain.

Sans être exhaustive la liste suivante recense les principales reconnaissances et études particulières qui peuvent s'avérer nécessaires pour mener à bien l'élaboration d'un projet d'entrée en terre.

3.4.4.1 - Reconnaissances géologiques aux têtes :

Pour s'assurer au niveau des entrées en terre d'une bonne adéquation du projet aux conditions de terrain, il est souvent nécessaire de disposer d'un degré de précision plus élevé qu'en section courante dans la connaissance du contexte géologique.

Pour ce faire le maillage des reconnaissances est plus serré dans ces zones afin de réduire le plus possible le domaine d'incertitude.

Ainsi il sera procédé à des prospections géophysiques étalonnées par des sondages carottés ou des sondages à la pelle mécanique et éventuellement complétées par des sondages destructifs également étalonnés :

- pour préciser les contacts entre les divers niveaux de formations : couverture végétale, sol ou éboulis, tranche de rocher altéré, rocher sain ...etc ;
- pour apprécier l'intensité et la profondeur d'altération et (ou) de fracturation du substratum ;

afin d'être en mesure de positionner au mieux le front d'attaque correspondant à l'entrée en souterrain proprement dite.

Il faut bien sûr pouvoir identifier les instabilités éventuelles du versant naturel.

Afin d'être en mesure de pouvoir dimensionner les soutènements à mettre en œuvre pour assurer la stabilité des talus de front et latéraux : ancrages, clous et béton projeté, ...etc il sera réalisé :

Exemples de programmes de reconnaissances spécifiques pour une tête de tunnel

Premier cas :

Entrée en tunnel suivant un relief peu marqué sans rocher affleurant :

- ◆ Campagne de géophysique (sismique réfraction principalement) pour :
 - déterminer l'épaisseur de terrains meubles et localiser précisément le contact entre la couverture et le substratum sain ;
 - et détecter éventuellement les surcreusements.
- ◆ Campagne de sondages carottés pour :
 - étalonner les résultats de la géophysique ;
 - préciser la nature pétrographique du substratum et des différents horizons individualisés dans la couverture: sols, éboulis, colluvions, substratum altéré ;
 - apprécier visuellement leur état physique: granulométrie, consolidation, indice de vide, teneur en argile, teneur en eau ;
 - prélever des échantillons permettant l'identification précise et la caractérisation en laboratoire de ces matériaux de couverture (granulométrie, teneur en eau, teneur en argile, essais de cisaillement, essais triaxiaux, essais de gonflement).
- ◆ Campagne de sondages pressiométriques pour :
 - caractériser mécaniquement les matériaux ;
 - dimensionner en conséquence les fondations des structures extérieures: fausse tête remblayée, bâtiment de la station de ventilation.

Deuxième cas :

Entrée en tunnel suivant une pente rocheuse assez raide :

- ◆ Dans le rocher, analyse structurale des discontinuités (relevé des orientations, des fréquences et description des surfaces de discontinuités) et mise en évidence des modes d'instabilité rocheuse suivant les divers plans de terrassement: front d'attaque et talus latéraux de la tranchée d'accès afin de préciser la géométrie de ces talus et d'en définir les principes de confortement .
- ◆ Etude spécifique effectuée par des spécialistes pour apprécier les risques de chutes de blocs et définir les dispositions constructives (purges, ancrages, pose de filets, ...etc) permettant d'assurer la sécurité du chantier et des usagers après la mise en service .



Front d'attaque



Exemple d'entrée en tunnel (tunnel de Foix)

▲ Fig. 3.2

- dans le cas d'une entrée en terrain rocheux , un levé structural suffisamment minutieux pour permettre une étude détaillée des conditions de stabilité de ces talus,
- dans le cas d'une entrée en terre dans des formations meubles ou de faibles caractéristiques mécaniques, une identification et une caractérisation mécanique complètes des matériaux.

De même si nécessaire il sera réalisé une étude hydrogéologique spécifique au droit des têtes pour appréhender correctement les conditions hydrogéologiques du site et en déduire les dispositions d'exécutions particulières (rabattement de nappe, drainage, traitement du terrain,...etc) à appliquer.

Enfin dans les cas où au droit de la tête il est prévu une station de ventilation et (ou) des bâtiments d'exploitation, il faut s'être assuré, au moyen de sondages pressiométriques le plus souvent, de la capacité portante du sol amené à supporter les fondations de ces constructions.

3.4.4.2 - Etudes particulières :

Suivant la configuration du site, entrée en falaise ou en talus très raide notamment, il peut être nécessaire de procéder à une étude particulière du risque de chutes de blocs sur l'emprise du chantier durant la construction ou sur la chaussée après la mise en service. Selon les conclusions de cette étude il doit être défini des dispositions permettant de supprimer ce risque au moyen de purges, ancrages, pose de filets de protection, construction de merlon ou d'ouvrage de protection, ...etc.

3.4.5 - Etudes spécifiques pour les méthodes d'exécution

3.4.5.1 - Etude de forabilité :

L'objectif dans ce cas est d'être en mesure de décider si, tout en restant dans des conditions économiques acceptables, le terrain constituant l'encaissant du tunnel peut être excavé mécaniquement au moyen d'une machine foreuse à attaque ponctuelle ou en pleine section.

L'aptitude d'un terrain à être excavé mécaniquement est fonction de la résistance mécanique, de la dureté et de l'abrasivité de la roche, ainsi que de la nature et de la densité des discontinuités.

a) La résistance mécanique est déterminée :

- soit par des essais classiques de laboratoire : mesure de la résistance en compression simple et mesure de la résistance à la traction directe ou indirecte (essai brésilien) dont les modes opératoires sont parfaitement définis par la Société Internationale de Mécanique des Roches (SIMR),
- soit par des essais de résistance sous charges ponctuelles : "Point Load Test" ou "Essais Franklin".

b) La dureté est déterminée soit à partir de tests de dureté de type CERCHAR, soit par des essais de forabilité "Toulouse" ou des essais de ténacité "Toulouse" (mis au point au laboratoire de minéralogie de l'université de Toulouse), soit encore par des essais de résistance à la fragmentation par chocs dont le mode opératoire est parfaitement défini.

c) L'abrasivité est déterminée soit directement à partir de tests de type CERCHAR ou par des essais d'abrasivité à l'abrasimètre L.C.P.C., ou par une méthode pétrographique (facteur d'usure SHIMAZECK).

d) Les discontinuités sont caractérisées :

- soit par une étude systématique de la fracturation donnant le nombre de familles N, l'orientation OR de chacune des familles, l'espacement moyen S entre discontinuités d'une même famille ainsi que l'indice global de densité de fracturation ID,
- soit par l'indice de continuité I_C (cf. 3.3.3.3.),

Les relations entre cet indice et la porosité de la roche permettent de distinguer la part des fissures de celles des pores à l'aide d'abaques.

e) Dans le cas où il est envisagé une machine foreuse pleine section, il convient également de déterminer les conditions géologiques générales du massif à savoir :

- la fracturation en grand, le nombre et l'importance des failles,
- la présence d'accidents géologiques,
- la continuité et l'homogénéité des terrains dans le profil en long, l'hétérogénéité dans le profil en travers.

Le risque de collage dans les formations argileuses est à examiner le cas échéant.

Pour en savoir plus :

- *Texte des recommandations AFTES relatives aux mesures et essais à effectuer dans le cadre d'un chantier de creusement mécanique -TOS - Numéro spécial - Mai-Juin 1993.*
- *Dossier Pilote - Section 4 - Annexes 4.8 et 4.9.*

3.4.5.2 - Propagation des ébranlements :

Lorsque l'excavation est réalisée au moyen d'explosifs à proximité de sites sensibles : ouvrage d'art, voie circulée, construction, masse rocheuse instable... etc, l'emploi d'explosif peut être soumis à des limitations qui sont fonction de la nature du site sensible et des exigences de son gestionnaire en matière de seuils de vibration, de l'éloignement du point de tir et de la loi de propagation des ébranlements au sein du massif encaissant.

Pour pouvoir fixer les limitations des charges unitaires à imposer pour respecter les valeurs de seuils de vibration lors de l'exécution des tirs, il convient de déterminer la loi de propagation au moyen "d'essais de tirs" dont le principe et la méthodologie sont décrits dans l'annexe 7 de la Section 4 : "Procédés de creusement et de soutènement".

3.4.5.3 - Emploi d'un bouclier :

La décision de recourir à l'emploi d'un tunnelier avec bouclier pour réaliser le creusement d'une excavation résulte d'une analyse extrêmement rigoureuse de plusieurs types de critères : environnement, conditions géomécaniques, coûts, délais.

Du point de vue des conditions géomécaniques, il peut être distingué deux facteurs essentiels : la résistance du terrain et les conditions hydrogéologiques participant directement à la faisabilité, et plusieurs facteurs secondaires n'intervenant que dans le choix du type de tunnelier à mettre en œuvre.

Paramètres significatifs et déterminants d'une solution au bouclier

Géologiques												
Stratigraphie fine	○	○	○	○	○	○	●	○	○	○	○	○
Toit du rocher	●	○	●	○	○	○	○	○	○	○	○	○
Obstacles naturels	●	○	○	○	○	○	●	●	○	○	○	○
Physiques												
Granulométrie	○			●	●	●			●	○		
% fines, I _c	○			○	○	○	○	○	○	●		
% gros éléments 100 < d < 500 mm	●			○	●	●	○	○	●	●		○
Densité en place					○	●	○	○	○	○		
Porosité				●	○	●						
Abrasivité	○	●							○			
Hydrauliques												
Perméabilité				●	○	○						
Charge d'eau				●	●	○	○	●	○	○		●
Mécaniques												
Résistance	○	○	●	○	○	○	●	●				
Déformabilité									○	●		
				(en site urbain)								
Moyens méthodes	plateau rotatif	fraise	pelle	air	boue	pression terre				hydraulique	vis	convoyeur
Fonctions du bouclier ⇒	abattage			stabilisation du front						évacuation des déblais		
	soutènement - propulsion - guidage											
	revêtement injection											

Paramètre significatif ○ - Paramètre déterminant ●

Pour en savoir plus :

- Texte des recommandations AFTES relatives au choix d'un type de tunnelier ou d'un bouclier mécanisé - TOS - Numéro spécial - Mai 1988.
- Dossier Pilote - Section 4 : Annexe 4.12.
- Reconnaissance du sous-sol et creusement au bouclier - Spécificité des terrains meubles en site urbain - C. Chapeau & A. Schwenzfeier - AFTES - Bordeaux 1987 - Compte-rendus des journées d'études internationales.

Choix du type :

Dans l'établissement du choix du type de tunnelier interviennent plusieurs paramètres dont le poids est variable selon le type et les fonctions du tunnelier.

Le tableau ci-contre présente une synthèse des besoins en reconnaissance en fonction de la conception même du tunnelier.

3.4.5.4 - Traitement des terrains par injections :

Lorsqu'il est envisagé d'avoir recours à des injections, les études préalables visent dans un premier temps à juger de l'injectabilité du terrain et ensuite à préciser les valeurs des paramètres intervenant directement dans la définition du programme d'injection.

Le paramètre fondamental pour juger sommairement de l'injectabilité est la perméabilité k du matériau à traiter ; en conséquence, immédiatement après l'étude géologique ayant permis de reconnaître l'environnement géologique : structure générale, stratigraphie, nature lithologique des différentes couches, assez largement autour de l'ouvrage, il doit être procédé à une étude hydrogéologique sérieuse.

Cette étude comporte en principe les éléments suivants :

- identification des divers aquifères et caractérisation de leur perméabilité,

- fluctuation des niveaux d'eau, alimentation et vitesse de circulation,
- analyse de la chimie des eaux si nécessaire.

Les moyens mis en œuvre et les techniques utilisées pour atteindre ces résultats sont présentés en détail dans l'étude hydrogéologique au paragraphe 3.3.

En seconde phase, pour l'élaboration du projet d'injection, il est judicieux de compléter la connaissance du matériau à injecter en procédant à :

- une étude très fine de la stratigraphie,
- une étude de la fissuration, espacement, ouverture, remplissage,
- une recherche de cavités ou de vides éventuels,
- et pour les sols une étude physique du matériau : granulométrie, porosité, densité en place, résistance, déformabilité.

Pour en savoir plus :

- *Texte des recommandations AFTES relatives aux travaux d'injection pour ouvrages souterrains - TOS - Numéro spécial - Mai 1988. (Révision en cours)*
- *Dossier Pilote - Section 4 : Annexe 4.13 "Traitements de terrain".*
- *Norme européenne provisoire sur les travaux d'injection CEN/TC 288*

Articulation des études géologiques et géotechniques

Du point de vue du maître d'œuvre, l'étude d'un projet se développe par étapes correspondant à des phases administratives successives.

Le responsable des études géologiques et géotechniques doit apporter dans un ordre logique des éléments techniques qui permettent, à chaque stade, de lever les indéterminations majeures. Un échange réciproque d'informations avec les ingénieurs chargés du projet est nécessaire. Les orientations doivent être prises après un débat approfondi.

Les tableaux ci-après présentent un canevas moyen des études géologiques et géotechniques, dans l'esprit qui vient d'être défini.

Il va de soi qu'aucune doctrine "passe-partout" ne peut être proposée. Au contraire, il est nécessaire de remettre en cause et d'adapter, à chaque stade, l'orientation des études qui restent à faire en fonction des incertitudes qui subsistent, de la possibilité de les étudier et de leurs conséquences sur l'implantation, la définition, le délai d'exécution et le coût de l'ouvrage.

Les tableaux présentés ci-après résultent directement des instructions contenues dans la circulaire du 5 mai 1994 pour le réseau national non concédé et dans les circulaires du 27 Octobre 1987 et 23 Août 1990 pour les autoroutes concédées.

Ces tableaux doivent pouvoir être utilisés tels quels dans la majeure partie des cas (excepté pour les tunnels immergés qui donnent lieu à des prospections spécifiques qui sont des cas d'espèce).

La spécificité des tunnels (longueur, site, terrain encaissant, couverture ...) doit cependant conduire le maître d'œuvre et les services d'études à approfondir plus particulièrement ou à alléger tel ou tel aspect de l'étude.

Les études ont été décomposées en 3 étapes (Cf. tableau 1) qui correspondent aux phases administratives :

● Première étape :

Etude de faisabilité (réseau national non concédé) ou APS 1^{er} stade (autoroutes concédées).

Ces premières études doivent permettre de faire l'inventaire des difficultés et de donner un ordre de grandeur des coûts de façon à retenir une solution de

base et éventuellement, un nombre limité de variantes.

● Deuxième étape :

E.P.O.A. - Etude Préliminaire d'Ouvrage d'Art - (réseau national non concédé)

APS 2^{ème} stade et E.P.O.A. (autoroutes concédées)

L'E.P.O.A. constitue la phase où sont prises les options essentielles du projet qui doivent aboutir aux choix précis de la solution et à une estimation très serrée du coût de l'ouvrage. Les études doivent être complétées, à ce stade, afin d'éliminer tout aléa susceptible de modifier cette estimation.

● Troisième étape :

P.O.A. - Projet d'Ouvrage d'Art (réseau national non concédé)

A.P.O.A. - Avant Projet d'Ouvrage d'Art (autoroutes concédées)

et D.C.E. - Dossier de Consultation des Entreprises.

Du point de vue des reconnaissances et études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques, ces deux stades - P.O.A. (ou A.P.O.A.) et D.C.E. - sont quasiment confondus.

TABLEAU 1

	Réseau National non concédé	Autoroutes concédées
Première Etape	Etude de faisabilité	A.P.S. 1 ^{er} stade
Deuxième Etape	E.P.O.A.	A.P.S. 2 ^{ème} stade E.P.O.A.
Troisième Etape	P.O.A.	A.P.O.A.

Première étape

Etude de faisabilité ou A.P.S. 1^{er} stade

N°	Phases de l'étude	Opérations à effectuer	Résultats à obtenir
1	Etude géométrique des solutions possibles	Envisager toutes les solutions possibles sur une large bande de terrain : <ul style="list-style-type: none">• Pas de tunnels• Tranchées couvertes ou non• Tunnels	<ul style="list-style-type: none">• Carte géologique au 1/20.000 ou 1/5.000• Profil en long prévisionnel• Appréciation d'ensemble sur chaque tracé
2	Reconnaissance géologique et hydrogéologique sommaire	<ul style="list-style-type: none">• Examen des données existantes• Etude des ouvrages souterrains existants en site analogue• Levé géologique et hydrogéologique sommaire	<ul style="list-style-type: none">• Inventaire des difficultés inhérentes à chacun d'eux• Difficultés ne compromettant pas le projet et dont on peut déterminer approximativement l'incidence financière• Emprise des têtes et accès• Difficultés majeures conditionnant la faisabilité du projet
3	Reconnaissance spécifique des difficultés majeures	<ul style="list-style-type: none">• Levé de terrain très précis• Géophysique• Sondages• Etude de cas analogues	<ul style="list-style-type: none">• Description de la difficulté• Indication d'une solution technique et ordre de grandeur de son coût
4	Choix des solutions possibles	<ul style="list-style-type: none">• Impact sur l'environnement• Estimation financière de toutes les solutions envisagées• Bilan économique généralisé sur l'ensemble des itinéraires (y compris les sections hors tunnels)	<ul style="list-style-type: none">• Présentation :<ul style="list-style-type: none">- d'une solution de base- d'un nombre limité de variantes, éventuellement (1)

(1) L'étude géologique ne pouvant tenir compte de tous les facteurs, il appartient au maître d'œuvre de définir en cours d'étude les variantes envisageables, notamment en fonction des contraintes d'environnement.

Deuxième étape

E.P.O.A. (réseau national non concédé)
ou A.P.S. 2^{ème} stade (autoroutes concédées)

N°	Phases de l'étude	Opérations à effectuer	Résultats à obtenir
1	Etude géométrique du tracé de base et de ses variantes éventuelles		<ul style="list-style-type: none"> Plan au 1/1.000 En site urbain, plan plus détaillé (1/500)
2	a - Etude générale	<ul style="list-style-type: none"> Levé géologique et hydrogéologique détaillé : <ul style="list-style-type: none"> - Etude des affleurements, sondages géophysiques aux têtes, piézomètres - Localisation très précise des accidents - Etude de la géométrie interne du massif (fissuration, stratification) - Etude géotechnique (essais sur éprouvettes) - Etude ou prévision de l'état des contraintes résiduelles dans le massif - Galerie de reconnaissance ou d'essai Etude de la qualité des terrains : <ul style="list-style-type: none"> - Définition des différentes qualités de terrain et de leur répartition sur le tracé - Etude géotechnique <ul style="list-style-type: none"> * sur éprouvettes * in situ (galerie de reconnaissance) - Définition de la section des ouvrages - Etude des méthodes d'exécution possibles 	<ul style="list-style-type: none"> Plan, profil en long et coupes géologiques prévisionnels Maquette géologique Identification complète des nappes et circulation d'eau, prévision des venues d'eau en tunnel Profil en long géotechnique avec identification des terrains Proposition d'une méthode de base et estimation de son coût
	b - Etude des difficultés particulières	<ul style="list-style-type: none"> Reconnaitances complémentaires : <ul style="list-style-type: none"> - Sondages - Galerie de reconnaissance ⁽¹⁾ - Contraintes liées à l'environnement Etudes géotechniques particulières : <ul style="list-style-type: none"> - Comportement du terrain naturel - Etude des méthodes de franchissement possibles (consolidation, étanchement, drainage, rabattement, congélation, méthodes spéciales d'avancement) 	<ul style="list-style-type: none"> Etablissement d'une solution de base et estimation de son coût
3	Etudes des accès	<ul style="list-style-type: none"> Etude géologique et géotechnique des têtes Etude des routes d'accès : <ul style="list-style-type: none"> - tracé - ouvrages d'art 	<ul style="list-style-type: none"> Intersection de l'axe avec le terrain naturel Vérification de la stabilité des versants aux têtes du tunnel
4	Définition précise du tracé retenu	<ul style="list-style-type: none"> Synthèse des études 1, 2 et 3 	<ul style="list-style-type: none"> Tracé du projet de base fixé à 10 m près Estimation du coût et des délais de construction Variante à admettre

(1) Exceptionnellement, cette galerie peut être nécessaire dès les études préliminaires.

Troisième étape

P.O.A. (réseau national non concédé) ou
A.P.O.A. (autoroutes concédées) et D.C.E.

N°	Phases de l'étude	Opérations à effectuer	Résultats à obtenir
1	Etude détaillée des têtes	Etudes géologique et géotechnique Dispositions constructives (ancrages, parois moulées, méthode d'attaque...)	<ul style="list-style-type: none"> • Implantation définitive des têtes • Délai des travaux préparatoires
2	Etude complémentaire de la qualité des terrains et des méthodes d'exécution	Compléments géologiques et géotechniques : - Définition des hypothèses de calcul - Tenue des terrains en grande section - Nature et importance du soutènement à prévoir - Présence d'eau, solutions envisagées - Difficultés de perforation et d'excavation - Définition et dimensionnement des revêtements et des sections - Appréciation des quantités d'injections nécessaires	<ul style="list-style-type: none"> • Etude détaillée des méthodes et précautions d'exécution • Estimation de l'ouvrage sur cette base • Estimation des délais • Efficacité des traitements de sol éventuels
3	Etude complémentaire des zones difficiles	Etude expérimentale des méthodes de franchissement possibles (essai in situ des procédés)	Proposition d'une méthode de base et estimation de son coût et des délais d'exécution
4	Etude des conditions particulières	Définition des sujétions diverses qui seront rencontrées en cours de travaux : - Sujétions de chantier : présence d'autres ouvrages, limitations d'emprise... - Nuisances : déformations de surface, ébranlements	Définition des clauses particulières du CCTP
5	Projet définitif	Synthèse des études précédentes	<ul style="list-style-type: none"> • Lancement de l'enquête parcellaire • Préparation du dossier d'appel d'offres (projet et CCTP)

1 - Etude qualitative et quantitative des discontinuités

1 - Principes généraux

Le terme "discontinuité" est utilisé en mécanique des roches dans un sens très général pour désigner toute interruption physique de la continuité du massif rocheux ; il inclut tous les types de fractures, les contacts géologiques, les diaclases, les plans de stratification, de litage, de foliation et de schistosité, les clivages, les failles...

Les discontinuités sont souvent des structures planaires et se caractérisent essentiellement par une résistance à la traction très faible, voire nulle, dans la direction normale à leur plan.

Pour une description complète des discontinuités d'un massif, et conformément aux recommandations

de l'AFTES (*), il convient de déterminer les caractéristiques suivantes :

a) la densité des discontinuités affectant le massif.

b) l'orientation des discontinuités :

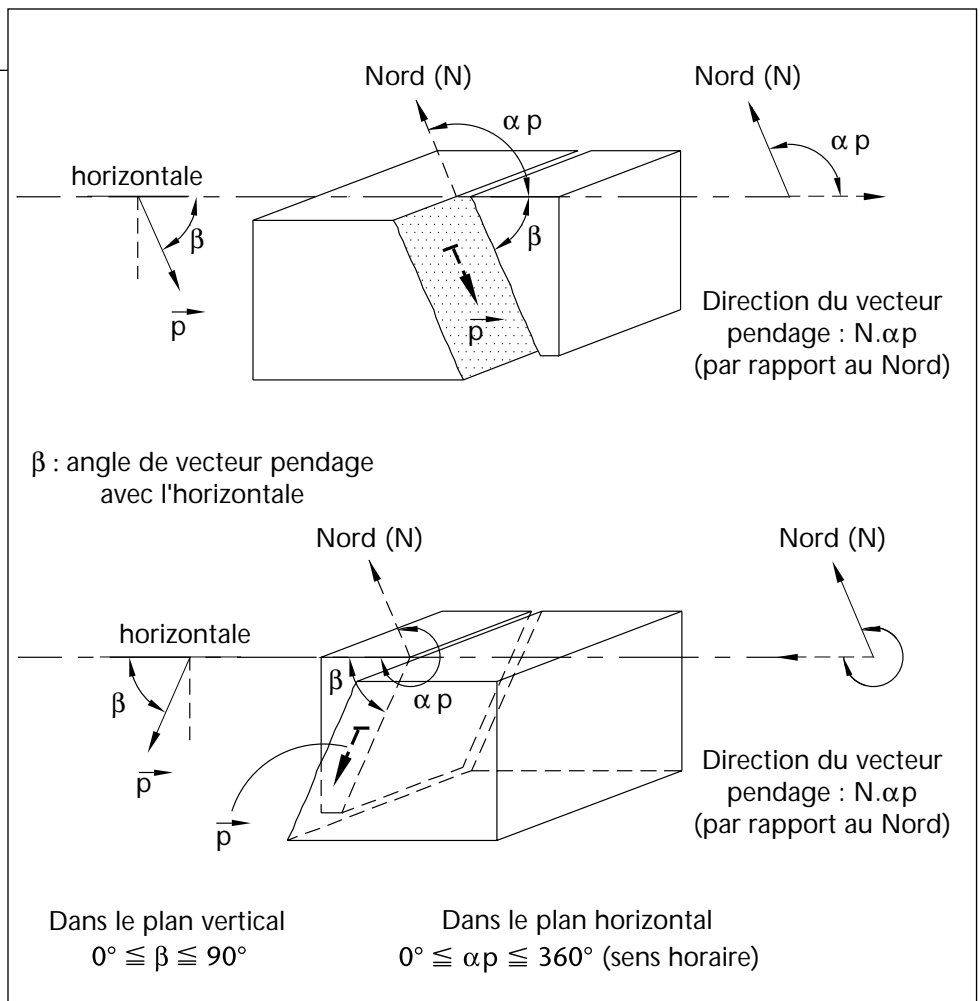
(figure 2.1.1)

L'orientation du plan d'une discontinuité est donnée par le vecteur pendage P de ce plan. Ce vecteur est porté par la ligne de plus grande pente du plan et orienté dans le sens descendant.

Il est repéré par le couple de l'azimut ($N \alpha p$) de la direction du vecteur pendage par rapport au Nord (N) mesuré dans le sens inverse du sens trigonométrique, et de l'angle (β) du vecteur pendage avec l'horizontale ($N. \alpha p, \beta$).

▲ Fig. 2.1.1

Repérage de l'orientation d'un plan dans l'espace à l'aide du vecteur de pendage P



* A.F.T.E.S. Recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains. (T.O.S. Supplément au n° 117 mai-juin 1993).

c) l'organisation des discontinuités en familles :

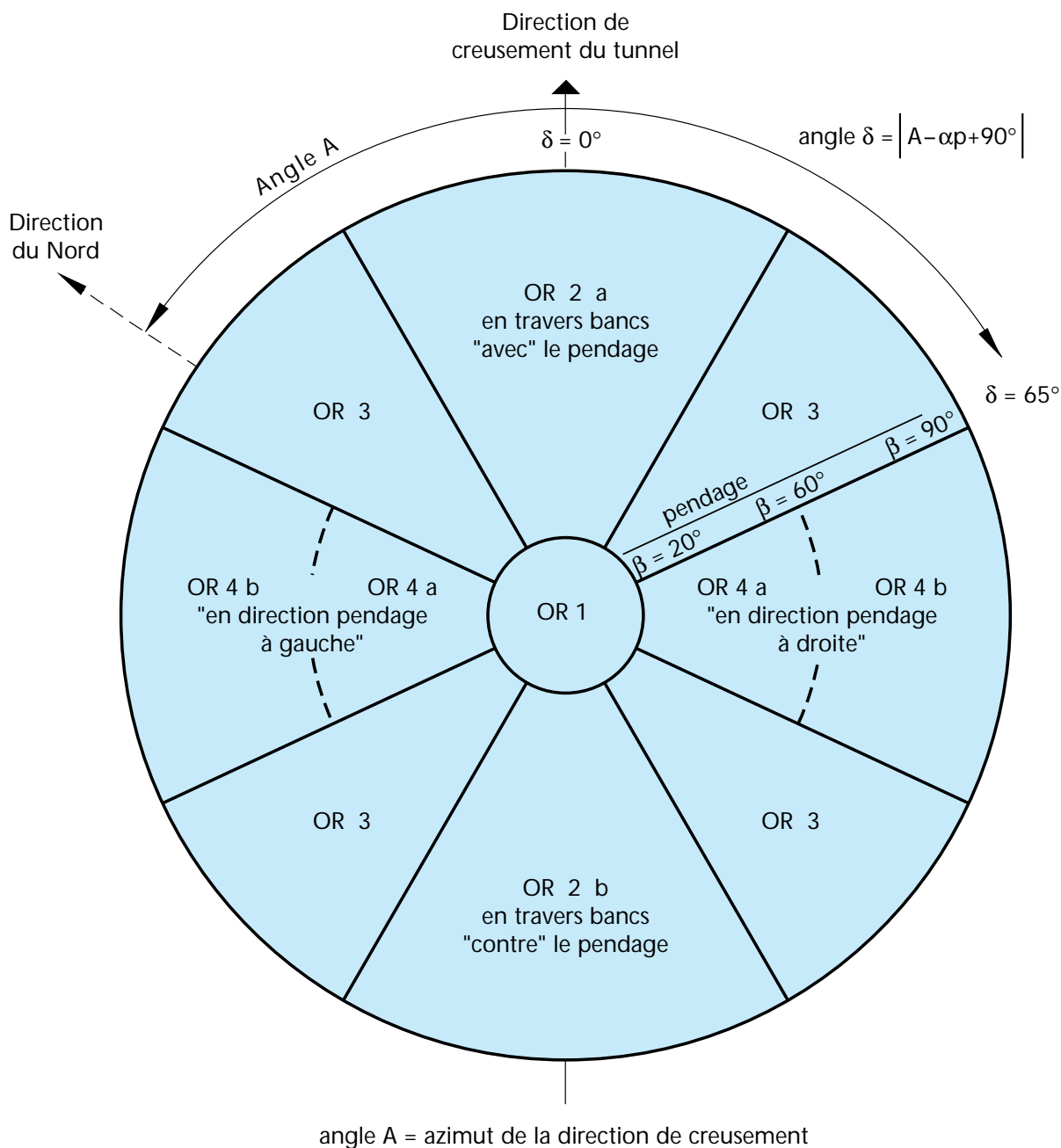
(figure 2.1.2)

Les joints de stratification et le litage des roches sédimentaires constituent une famille de discontinuités parallèles ou subparallèles, de même la schistosité et la foliation des roches métamorphiques. Les diaclases et tous les autres types de discontinuités s'organisent souvent aussi en familles dont les individus sont subparallèles et ont en commun, outre la direction, divers autres des caractères décrits ci-dessous. Cette organisation apparaît généralement à l'observation in situ

et/ou sur les stéréogrammes polaires. L'analyse statistique des orientations peut être effectuée directement sur des diagrammes polaires tracés sur un canevas, non plus de Wülf mais de Schmidt, établi à partir d'une projection qui conserve les aires mais non les angles (projection équiréable).

On précise alors :

- le nombre **N** de familles principales de discontinuités,
- l'**espacement moyen S** entre les discontinuités de chaque famille.



▲ Fig. 2.1.2

Orientation des discontinuités (OR)

Les différents secteurs de stéréogramme correspondent au lieu géométrique des pôles des plans de discontinuités orientés selon les données des classes (OR)

d) l'ouverture des discontinuités :

Distance séparant les épontes d'une discontinuité, elle joue un rôle dans son comportement mécanique. Elle influence également les circulations d'eau dans le massif et par là les venues d'eau dans l'excavation. L'eau est également susceptible d'avoir une influence importante sur le comportement des discontinuités.

e) la persistance :

Elle correspond à la continuité dans l'espace d'une discontinuité. Elle est limitée par l'existence de ponts de matière entre les épontes.

f) la morphologie des épontes :

Élément important du comportement de la discontinuité, en particulier au cisaillement, elle décrit la plénitude, les irrégularités et la rugosité des surfaces des épontes.

g) le remplissage :

Le comportement d'une discontinuité sans remplissage est très sensiblement différent de celui d'une discontinuité avec remplissage. On précise alors la nature, l'épaisseur et la résistance du remplissage.

La description de certaines de ces caractéristiques est détaillée ci-après.

2 - Densité de fracturation

Il n'est pas toujours possible d'accéder à une description aussi complète que ci-dessus ; il est cependant toujours nécessaire d'apprécier la fréquence des discontinuités affectant le massif. Pour cela, on utilise un indice global décrivant l'état de fracturation du massif.

L'AFTES a retenu comme indice de base, l'**intervalle entre les discontinuités** (ID), de l'anglais "Discontinuity Intercept", proposé par la commission de classification des massifs rocheux de la Société Internationale de Mécanique des Roches.

Cet indice se mesure le long d'une ligne tracée sur des affleurements naturels, sur les parois d'une galerie, à partir d'un sondage carotté, ou par endoscopie d'un sondage destructif.

Les longueurs (i) des intervalles découpés par les discontinuités adjacentes successives sont mesurées selon une direction quelconque. On retient la valeur moyenne des longueurs (i) comme valeur de (ID).

Les mesures sont réalisées suivant plusieurs directions sélectionnées en fonction des directions caractéristiques du massif et de l'orientation de l'ouvrage.

Pour chaque direction il est recommandé :

- de préciser l'orientation de cette direction,
- d'établir l'histogramme des longueurs (i),
- de calculer l'écart type σ (i) et le coefficient de variation :

$$CV = \frac{\sigma (i)}{(ID)}$$

- de comparer la valeur de ID ainsi déterminée à la valeur du diamètre de l'excavation projetée.

Dans le cas des roches stratifiées, il est essentiel de déterminer l'épaisseur moyenne des bancs individualisés par la stratification en procédant comme pour l'indice ID, c'est-à-dire en établissant l'histogramme et en calculant l'écart type et le coefficient de variation.

Un autre indice global de la densité des discontinuités du massif est souvent employé : le Rock Quality Designation (RQD). A partir d'un sondage carotté, convenablement exécuté, d'un diamètre de l'ordre de 50 mm, le RQD est calculé sur la longueur de la passe de sondage qui peut varier de 1 à 3 m, voire 5 m par la relation

$$RQD = \frac{\Sigma \text{ des longueurs de carottes de long } > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de sondage}}$$

3 - Orientation des discontinuités

Dans un premier temps, l'analyse de toutes les mesures d'orientation effectuées sur le terrain permet de distinguer une ou plusieurs familles de discontinuités dont les orientations ne varient que légèrement par rapport à l'orientation du pôle de la famille déterminée de manière statistique au moyen du canevas de Schmidt.

Ensuite, l'orientation des discontinuités est à considérer particulièrement pour les familles principales, par rapport à la direction d'avancement de l'ouvrage.

2 - Méthodes géophysiques

Dans la chronologie des études, la prospection géophysique s'inscrit comme un apport au lever géologique qu'elle précise et complète. Elle permet, en règle générale, d'aborder les points suivants :

- prévision de l'épaisseur de la zone altérée aux têtes ;
- détermination de la géométrie d'un accident mettant en contact des terrains bien différenciés ;
- première esquisse structurale dans le cas d'un site sans affleurement ;
- appréciation de la compacité du rocher en profondeur ;
- facilité d'interprétation des prospections ultérieures.

Certaines techniques spécifiques, judicieusement appliquées, permettent en outre d'apporter des éléments sur :

- l'hydrogéologie (thermographie) ;
- la présence de cavités ou de vides (microgravimétrie).

2.1 - Domaine d'application

Le tableau ci-dessous présente de manière synthétique le niveau d'adéquation (numéroté de 0 à 4 dans le sens de l'adéquation croissante) des principales méthodes géophysiques pour répondre aux problèmes les plus courants :

Thermographie infrarouge aéroporté	2	2	2	2	2	0	0	2	2	1	2	4	1
Radar de forage	1	2	3	3	2	0	2	1	0	1	0	2	0
Radar géologique	2	2	3	2	2	0	2	2	1	1	3	4	2
EM en forage à émetteur mobile	0	2	2	2	3	0	2	0	0	3	0	1	0
EM sol à émetteur mobile	4	2	3	3	3	0	0	2	2	3	1	3	2
Panneau électrique entre forages	0	2	2	2	4	0	0	0	1	2	2	2	2
Panneau électrique au sol	4	2	2	3	4	0	2	2	2	4	1	2	2
Traine électrique	2	2	3	3	3	0	2	2	2	3	0	2	3
Sondage électrique long	4	3	2	3	2	0	2	0	3	2	0	0	0
Sondage électrique	4	3	2	3	2	0	2	2	3	2	1	1	2
Cross-hole	2	0	2	1	1	4	2	0	0	0	2	0	3
Tomographie sismique	3	0	3	3	3	3	0	0	0	2	3	1	4
Profil sismique vertical	3	2	3	2	2	0	0	0	0	1	0	0	0
Sismique très haute résolution	3	4	3	3	4	0	0	0	3	2	0	0	0
Sismique haute résolution	3	4	3	3	3	0	0	0	3	1	0	0	0
Sondage sismique	2	1	1	1	1	3	3	0	2	1	2	1	2
Base sismique	3	3	2	2	3	2	1	1	3	2	1	1	1
Microgravimétrie	1	1	1	1	1	0	0	1	2	1	4	2	1
	Lithologie et stratigraphie	Structures géologiques	Contacts géologiques	Faïlles	Discontinuités / Fracturation	Modules dynamiques	Aptitude au creusement	Venues d'eau	Paléo vallées	Localisation de zones karstifiées	Cavités en sous-sol	Fondations d'ouvrages anciens	Contrôle du traitement des sols

(EM = méthode électromagnétique)

2.1.1 - Prospection électrique

2.1.1.1 - Elle permet de déterminer l'épaisseur et la résistivité de chaque couche, la résistivité étant liée à la teneur en eau et à la minéralisation (les sols argileux sont ceux dont la résistivité est la plus faible).

2.1.1.2 - Elle peut être utilisée par exemple pour :

- préciser la nature et l'épaisseur du recouvrement ;
- détecter un accident important à remplissage argileux dans le rocher ;
- caractériser les différentes couches (nature et épaisseur) dans le cas des sols ou de rocher avec présence d'argile ou de marne.

2.1.2 - Prospection par sismique-réfraction

2.1.2.1 - Elle permet de mesurer la vitesse de propagation du son dans les différentes couches et l'épaisseur de celles-ci.

La sismique réfraction ne permet d'explorer que des couches de célérité croissante vers le bas. Une couche de célérité supérieure à celle des terrains sous-jacents interdit en effet toute investigation plus profonde.

2.1.2.2 - La prospection par sismique-réfraction est par exemple à utiliser dans les cas suivants :

- recherche du bed-rock sous une couverture alluvionnaire ;
- mesure de l'épaisseur d'altération du rocher ;
- mesure de la compacité du rocher (en ce cas les indications doivent être étalonnées sur un rocher analogue bien connu ou sur des ouvrages existants) ;
- détection de grands accidents (les failles et les zones très fracturées épaisses sont marquées par une chute de la célérité) ;
- mesure du module dynamique du rocher. La mesure des vitesses des ondes longitudinales et transversales permet le calcul du module dynamique de la roche, dont la valeur est liée à la composition minéralogique et au degré de fracturation de la roche ;
- détermination de l'importance d'une famille de discontinuités en disposant les lignes sismiques parallèlement ou perpendiculairement à la direction de discontinuité et en examinant l'influence qui en résulte sur la vitesse de propagation du son ;

Pour ces deux derniers points une approche plus fine est possible en effectuant les mesures par transmission directe entre sondages forés dans la roche à tester : méthode du "cross-hole", "tomographie sismique".

2.1.3 - Microgravimétrie

Cette technique est aujourd'hui couramment utilisée dès lors qu'il s'agit de détecter la présence de cavités. Elle est appliquée en particulier pour les études de tunnels implantés :

- dans des zones d'anciennes exploitations souterraines : mines, carrières de gypse de la région parisienne, marnières, carrières de craie ou d'argile ;
- ou dans un environnement karstique ;

ainsi que pour les projets de tunnels creusés au bouclier, pour lesquels la connaissance précise des hétérogénéités du massif en avant du front est extrêmement importante.

2.1.4 - Thermographie

Le principe de l'analyse des données thermographiques réside dans la recherche de différences entre des images d'un même site acquises à des moments différents, soit sur l'année : saison froide et saison chaude par exemple, soit sur la journée : fin du jour et fin de nuit.

Les variations diurnes ou annuelles amplifient les contrastes et permettent de différencier des unités géologiques dont la réponse thermique dépend en particulier : de la pétrographie, de la teneur en eau, de la fracturation et du degré de tectonisation ou d'altération.

Cette technique est bien adaptée pour la recherche de zones de circulation d'eau, ainsi que pour l'étude de phénomènes tels que la karstification ou les grands glissements de terrain.

Encore en cours de développement, cette technique peut présenter un très grand intérêt pour peu que le site se prête bien à son application (vaste plateau calcaire karstifié par exemple) et qu'elle soit mise en oeuvre lors des toutes premières phases d'étude de recherche ou d'optimisation du tracé.

En tout état de cause, il convient de s'interroger systématiquement sur l'intérêt du recours à une telle méthode et dans l'affirmative s'assurer des services d'un spécialiste du domaine.

2.1.5 - Prospection par sismique réflexion-haute résolution

Cette méthode issue de la prospection pétrolière a été adaptée récemment au domaine du génie civil et plus particulièrement aux reconnaissances profondes de cent à mille mètres environ.

C'est précisément cette profondeur d'investigation qui en fait l'intérêt principal car elle permet, dans le

cadre de l'étude de tunnels profonds, de procéder à une première approche de la structure générale du massif, à partir de laquelle pourront être ultérieurement orientées les autres reconnaissances.

2.2 - Avantages de la prospection géophysique

La prospection géophysique présente le triple avantage :

- d'être non destructive : aucune installation de chantier n'est nécessaire et il ne subsiste aucune trace du passage de l'équipe sur le terrain pour les prospections de surface ;
- d'être rapide : suivant les difficultés et la longueur à prospector la campagne nécessite de quelques jours à une ou deux semaines ;
- d'être peu coûteuse pour les prospections de surface (ceci est un peu moins exact pour les prospections aéroportées qui demeurent encore aujourd'hui d'un coût assez élevé).

Pour toutes ces raisons, il y a intérêt à utiliser la prospection géophysique chaque fois que le problème posé s'y prête. Les résultats ainsi obtenus rapidement et à peu de frais (le plus souvent) permettent une meilleure organisation et une réduction des prospections plus coûteuses ultérieures.

2.3 - Limites d'application des prospections géophysiques

Après avoir montré l'intérêt de ces méthodes, il faut rappeler que la géophysique ne peut pas fournir des indications très détaillées. Les principes utilisés ne permettent en effet d'aboutir qu'à une image globale de la disposition des terrains (lorsqu'ils sont différenciés).

Ces méthodes, bien qu'elles fassent parfois apparaître une anomalie localisée, ne peuvent la définir avec précision. Il en va de même pour les structures

complexes présentant des accidents ou des variations de nature de terrain à petite échelle.

2.3.1 - Les anomalies ont plus de chance d'être détectées si elles sont proches de la surface, leur influence sur la mesure devenant négligeable à grande profondeur. Elles sont également d'autant mieux caractérisées que le contraste de la propriété physique mesurée est plus grand.

2.3.2 - D'une manière générale, la géophysique n'est à utiliser que pour des investigations à une profondeur maximale de l'ordre de un à trois cents mètres, étant donné le degré de précision nécessaire (sauf pour la sismique réflexion qui permet des investigations nettement plus profondes mais la précision peut être insuffisante).

2.3.3 - Ces méthodes, à l'exception de la microgravimétrie, ne sont guère utilisables en ville en raison des parasites (circulation, lignes électriques, canalisations diverses, ...).

La prospection géophysique doit être systématiquement étalonnée :

- sur des affleurements ou dans des zones de structure bien connue intéressées par des terrains identiques à ceux étudiés ;
- par des sondages carottés.

Code de bonne pratique

La fiabilité des résultats obtenus à partir des méthodes géophysiques dépend énormément de la qualité de la prestation fournie par l'opérateur ayant effectué l'étude ; or, le donneur d'ordre n'est pas forcément à même de pouvoir juger de cette qualité et par suite de se faire une idée exacte de la confiance qu'il doit accorder aux résultats.

Pour éviter toute dérive et assurer l'image de marque de la géophysique, un groupement de sociétés françaises de service en géophysique non pétrolière, constitué du B.R.G.M., du L.C.P.C., de la C.G.G. et de la C.P.G.F., et aidé par le ministère de l'industrie a rédigé un document intitulé : "Géophysique appliquée - Code de bonne conduite". Ce document composé de trois parties :

- 1 • recommandations pour l'assurance de la qualité des prestations de service géophysique,
- 2 • guide d'adéquation des méthodes et techniques géophysiques aux applications concernant le sol et le sous-sol,
- 3 • recueil des fiches géophysiques,

constitue un outil extrêmement efficace pour faciliter la communication entre la société de service géophysique et le donneur d'ordre et assurer à celui-ci que :

- la (ou les) méthode(s) choisie(s) est (sont) les mieux adaptée(s) au problème qui lui est posé ;
- la (ou les) prestation(s) géophysique(s) sera (seront) exécutée(s) suivant les règles de l'art ;
- les résultats seront présentés en indiquant clairement les limites de l'incertitude.

En conséquence, le recours à ce document apparaît comme une quasi-obligation pour tout service d'étude amené à programmer des prospections géophysiques.

Pour en savoir plus :

- *Géophysique appliquée - Code de bonne pratique, diffusé par :*

*UFG (Union Française des Géologues)
Maison de la Géologie
77, rue Claude Bernard - 75005 PARIS*

3 - Sondages

3.1 - Intérêt des sondages

En règle générale, l'exécution de sondages mécaniques ne doit être envisagée que lorsque les reconnaissances géologiques et géophysiques ont été exploitées au maximum de leur possibilité.

Rappelons qu'il existe des cas où les sondages constituent cependant le seul moyen de reconnaissance possible (zones urbaines notamment où le levé de terrain et la géophysique ne peuvent être pratiqués, natures de terrains non différenciables par géophysique).

Le recours aux sondages permet selon les cas de résoudre les problèmes suivants :

- étalonner ou préciser les résultats du levé de terrain et de la géophysique ;
- renseigner sur la structure et la nature des terrains si le levé géologique et la géophysique n'ont pu être effectués.

Essais possibles à partir des sondages.

Les sondages permettent d'effectuer un certain nombre d'essais :

- ◆ prélèvements d'échantillons :
 - pour déterminer la nature de la roche ou du sol ;
 - pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche ;
 - pour pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques) ;
- ◆ exécution de diagraphies ;
- ◆ mesure in situ des modules et du champ de contraintes ;
- ◆ mesures in situ de la perméabilité (essais Lefranc et Lugeon).

3.2 - Nature des sondages

3.2.1 - Inclinaison

3.2.1.1 - Sondages verticaux

Ce sont les plus classiques et les plus faciles à exécuter. On les utilise en règle générale pour la reconnaissance :

- des tunnels dans les sols ;
- des têtes ;
- des tunnels peu profonds (où l'on n'a besoin que de renseignements ponctuels) ;
- lorsqu'il est nécessaire de connaître la nature du recouvrement.

3.2.1.2 - Sondages horizontaux

Pour la reconnaissance des tunnels relativement courts (jusqu'à 400 m) ou d'accidents au voisinage des têtes, ce type de sondage est très intéressant pour reconnaître les terrains *au droit du tunnel*, à condition que la connaissance des terrains sus-jacents ne soit pas impérative.

Ces sondages sont réalisables d'une façon économique sur des longueurs atteignant 200 m à l'aide de carottiers à câble limitant notablement les déviations de trajectoire. Le prix de revient est environ 1,5 fois celui du forage vertical traditionnel. L'extension à des longueurs de l'ordre de 500 m est envisageable dans certains types de terrain compte tenu des progrès des techniques de forage.

3.2.1.3 - Sondages inclinés

Dans le cas de structures à couches obliques et homogènes, des sondages inclinés perpendiculairement à la stratification permettent de recouper toute la série intéressant l'ouvrage avec une faible longueur de forage.

Les sondages horizontaux et inclinés restent parfois difficiles à piloter avec précision.

3.2.2 - Carottage

Selon le but recherché, les forages peuvent être :

- carottés en totalité ou partiellement (selon l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon) ;
- réalisés avec un outil perforateur (tricône ou marteau pneumatique sans carottage) :

si l'on désire un sondage peu coûteux sans échantillon, en vue d'essais in situ (diagraphies),

dans les zones où les carottages ne présentent pas d'intérêt particulier (terrains bien connus par ailleurs, couverture).

Il y a le plus grand intérêt, de façon générale, à conserver les carottes afin de les mettre à la disposition des entrepreneurs consultés lors de l'adjudication.

De toute manière, il est impératif de photographier en couleur toutes les carottes de sondages ; on dispose ainsi d'un document de travail et d'archive extrêmement utile.

3.3 - Domaine d'application des sondages

3.3.1 - Pour les reconnaissances de tunnels, on doit toujours se poser la question préalable de l'intérêt des sondages.

Suivant le but recherché, la profondeur du tunnel, les possibilités d'occupation du terrain, il peut être en effet plus rentable d'effectuer une galerie de reconnaissance ou des puits.

3.3.2 - Il est des cas cependant où des sondages sont justifiés :

- étude de la stabilité des terrains aux têtes ;
- reconnaissance des sols pour un tunnel urbain peu profond (généralement de l'ordre de 50 m, au maximum la centaine de mètres) ;
- nécessité de connaître la nature de tous les terrains au-dessus du tunnel (projet n'intéressant que des sols, où il est nécessaire de connaître la mécanique et l'hydraulique de l'ensemble du massif) ;
- intérêt de reconnaître de manière détaillée une structure complexe à l'aide de diagraphies.

3.4 - Avantages et inconvénients des sondages

3.4.1 - Rappelons en premier lieu que les sondages n'apportent qu'une information linéaire et en général, même, ponctuelle sur le tracé. Ils ne permettent pas de repérer avec précision l'orientation des discontinuités dans les massifs rocheux, sauf mise en œuvre d'un procédé minutieux d'orientation des carottes.

3.4.2 - Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique et d'effectuer un certain nombre d'essais d'identification et d'essais mécaniques.

Ils sont par contre assez coûteux et entraînent une installation de chantier plus ou moins importante qui entrave la circulation ou gêne le propriétaire du terrain pendant la durée du forage.

3.4.3 - Il convient en conséquence :

- de les implanter judicieusement après avoir tiré le plus possible d'informations de la géophysique et du levé de terrain ;
- de les "rentabiliser" au maximum en y effectuant, après concertation avec les projeteurs, tous les prélèvements et essais utiles pour les stades ultérieurs de la conception du projet ;
- après exécution, les sondages sont à équiper de piézomètres de façon systématique même s'ils n'ont pas été exécutés dans ce but précis, quand il y a des problèmes d'eau.

4 - Diagraphies

4.1 - Définition des diagraphies

On désigne par ce terme l'ensemble des méthodes permettant d'explorer les trous de sondages. Le résultat de la mesure est appelé log.

Les différents types de diagraphies utilisés le plus fréquemment en génie civil sont :

- le log sonique : mesure de la vitesse sismique de la formation le long des parois du forage ;
- le log électrique : mesure de la résistivité des formations ;
- le log γ ray : mesure de la radioactivité naturelle du sol, liée à la présence d'isotopes radioactifs absorbés par les argiles ;
- le log neutron : mesure de la teneur en eau volumique du matériau par ralentissement des neutrons ;
- le log $\gamma\gamma$: mesure de la masse spécifique humide du sol (le principe utilise la diffusion des rayons γ) ;
- le log de vitesse d'avancement instantanée : il renseigne sur les hétérogénéités de dureté à petite échelle et sur la présence des vides. Il doit être complété par des logs de fonctionnement de la sondeuse.

4.2 - Utilisation des diagraphies

Ces mesures peuvent être effectuées dans des sondages non carottés et donner des indications sur différentes caractéristiques physiques des terrains.

Le principal intérêt demeure néanmoins la possibilité d'effectuer au meilleur prix des corrélations nombreuses pour localiser des accidents ou préciser le détail d'une structure, les sondages nécessaires à leur exécution n'étant pas carottés, donc d'un coût peu élevé.

Rappelons qu'elles ne peuvent être valablement exploitées qu'après un étalonnage minutieux sur des sondages carottés.

4.3 - Avantages des diagraphies

La possibilité d'obtenir des forages non carottés à très bas prix (5 à 10 fois inférieurs à ceux des forages carottés) incite à l'utilisation des diagraphies pour des études de détail où il est nécessaire de définir une structure complexe par un grand nombre de points.

Les diagraphies nécessitent en effet un matériel aisément transportable (véhicule léger) et peuvent être effectuées très rapidement (plusieurs centaines de mètres de log par jour).

5 - Galeries de reconnaissance

Nous ne traitons ici que des "galeries de reconnaissance" réalisées dans le cadre des études préalables à l'établissement d'un projet d'ouvrage et non des "galeries pilotes" creusées à l'avancement pendant les travaux de construction de l'ouvrage et destinées à prévenir suffisamment tôt des difficultés techniques liées à la géologie (à ce sujet se référer à l'annexe 4.14 du dossier pilote).

Le principe de la galerie de reconnaissance n'est pas nouveau puisqu'il fut, dès l'antiquité, appliqué dans le domaine minier et dans la recherche de l'eau par exemple ; l'objectif principal dans ces cas étant la connaissance détaillée de la géologie et (ou) de l'hydrogéologie du massif concerné. Pour le génie civil vient tout de suite à l'esprit l'exemple du tunnel sous la Manche avec, creusée dès 1882, la première galerie de reconnaissance qui fournit les premiers renseignements sur la résistance et l'imperméabilité de la craie bleue du Cénomanien.

Cependant, la réalisation de tels ouvrages de reconnaissance est restée exceptionnelle jusqu'au début des années 70 alors que depuis quinze ans, le nombre des galeries de reconnaissance a considérablement augmenté et qu'en 1989, il y a eu en France plus de six galeries en même temps en cours de creusement. Cette "explosion" est due en premier lieu bien sûr au développement de l'activité tunnel au sein du génie civil depuis une quinzaine d'années et notamment au formidable accroissement qu'a connu ces dernières années le nombre d'ouvrages souterrains mis en chantier ou en projets, tunnels autoroutiers, ferroviaires, de métro ou urbains... etc.

En second lieu, l'évolution de la réglementation des marchés publics avec l'élaboration et la mise en application du fascicule 69 dont l'une des conséquences est la contractualisation du mémoire géologique a conduit les maîtres d'œuvre à procéder à des reconnaissances plus détaillées de manière à être en mesure d'établir des projets pour lesquels les aléas géologiques étaient aussi réduits que possible.

Enfin, participe également à la banalisation des galeries de reconnaissance le fait qu'aujourd'hui quasiment tout maître d'ouvrage ou maître d'œuvre adhère à l'idée que la réalisation d'une telle reconnaissance est tout à fait bénéfique au bon déroulement des travaux d'exécution tant du point de vue des délais que de celui du coût de l'ouvrage.

Parallèlement à cette évolution quantitative, il est

apparu une évolution qualitative dans la mesure où les informations escomptées des galeries de reconnaissance aujourd'hui sont sensiblement différentes de ce qu'elles étaient il y a vingt ans.

En effet, si par exemple l'établissement d'une coupe géologique exacte au droit d'une structure particulièrement complexe demeure dans certains cas l'objectif principal d'une galerie de reconnaissance, le plus souvent, désormais, c'est essentiellement l'étude du comportement rhéologique et des caractéristiques géomécaniques du massif encaissant qui justifie la réalisation d'un tel ouvrage. Dans ce cas, le levé géologique n'est plus qu'un élément de connaissance complémentaire mais, même réduit à ce rôle, il doit bien évidemment être maintenu dans le programme d'auscultation.

Trois facteurs sont à l'origine de cette évolution :

- les progrès enregistrés par les autres méthodes de reconnaissance géologique : tels que ceux concernant les techniques de télédétection ou ceux des techniques géophysiques dont l'application au génie civil commence à profiter des recherches développées pour la prospection pétrolière ou encore ceux des techniques de forage tant au niveau du matériel qu'à celui de la saisie d'informations. Tout cela fait que certains problèmes de géologie peuvent être désormais résolus uniquement au moyen de ces techniques "classiques" sans avoir besoin d'une galerie ;
- la disparition de la prééminence du critère géologique dans le choix du tracé qui résulte du fait que de plus en plus souvent les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage imposent des caractéristiques géométriques ou une implantation telles que le tracé est pratiquement défini par la prise en compte de ces exigences et que, dans ces conditions, le but des études n'est plus de rechercher "où" est le meilleur profil géologique mais "comment" réaliser l'ouvrage là où il est implanté ;
- enfin et surtout l'apparition de nouveaux concepts en matière d'étude de stabilité et de dimensionnement du soutènement, tels ceux ayant abouti à la formulation de la méthode convergence-confinement ainsi que l'utilisation généralisée des codes de calcul numériques contribuent largement au développement de l'auscultation dans les galeries de reconnaissance dans la mesure où les simulations très élaborées que permettent ces méthodes sophistiquées n'ont de sens que si les valeurs des paramètres intro-

duites dans les codes de calcul sont suffisamment voisines des valeurs exactes du massif ; or, la seule manière efficace pour atteindre ce but ou tout au moins s'en approcher est de procéder à des mesures in situ nombreuses, diverses et susceptibles de se corroborer les unes les autres.

5.1 - "Pourquoi" une galerie de reconnaissance ?

La décision de procéder au creusement d'une galerie de reconnaissance résulte de deux facteurs :

- premièrement la volonté du projeteur de déterminer le plus précisément possible les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de réalisation de l'ouvrage projeté de manière à d'une part s'assurer de sa faisabilité et d'autre part réduire la marge d'incertitude relative à l'établissement du projet tant du point de vue du coût que de celui des délais ;
- deuxièmement les conclusions d'une analyse faisant clairement apparaître d'une part que la galerie constitue le type de reconnaissance le mieux adapté et celui qui présente le meilleur rendement entre qualité et quantité des informations recueillies par rapport à l'investissement et d'autre part que le montant de cet investissement reste raisonnable par rapport au coût du projet.

Dans la pratique, il est bien évident que les difficultés pour appréhender l'ensemble de ces éléments de décision sont plus ou moins grandes selon la complexité du problème posé. Ainsi, dans l'hypothèse d'une reconnaissance géologique stricto sensu l'analyse apparaît relativement simple dans le cas par exemple où pour s'assurer de la faisabilité d'un projet, il est nécessaire d'aller observer une structure géologique particulièrement complexe sous une très forte couverture, c'est-à-dire dans des conditions où les autres méthodes de reconnaissance sont soit trop imprécises, soit trop coûteuses, soit les deux.

Au contraire, dans l'hypothèse où l'étude du comportement des formations géologiques est aussi important sinon plus que la détermination de leur nature, le projeteur devra estimer très soigneusement ce que peut apporter en plus une galerie par rapport aux informations susceptibles d'être obtenues par des méthodes plus classiques.

Il s'agira par exemple, après avoir retenu une ou plusieurs méthodes de dimensionnement pour l'ouvrage

projeté, de définir les paramètres intervenant dans cette ou ces méthodes et de déterminer dans quelle mesure la plus grande précision ou la plus grande fiabilité des valeurs de ces paramètres obtenues grâce à la galerie de reconnaissance permettent de réduire de manière notable le coût prévisionnel de l'ouvrage.

Cette procédure d'examen des critères de décision s'accompagne bien sûr d'une réflexion approfondie sur la mise au point du programme d'investigations à mener dans la galerie ainsi que sur la conception de la galerie proprement dite : géométrie, profil en travers, implantation, méthode de creusement, types de soutènement à mettre en œuvre, etc... ; c'est-à-dire une réflexion menée sur les réponses à apporter aux quatre autres questions : "Quoi" "Comment" "Où" et "Quand" ?

5.2 - Une galerie de reconnaissance pour faire "Quoi" ?

Le coût du génie civil d'une telle galerie est relativement élevé, de l'ordre de 15 000 à 25 000 francs le mètre linéaire suivant la difficulté, aussi pour rentabiliser au mieux cet investissement le projeteur peut-il être tenté de prévoir un programme d'auscultation très lourd en retenant une grande partie des nombreuses possibilités qu'offre une galerie ; or ce choix n'est sans doute pas le meilleur car ainsi que nous le verrons ci-après les opérations de creusement proprement dit induisent des contraintes relativement gênantes sur l'exécution des mesures et essais in situ et l'expérience montre qu'il vaut mieux privilégier la qualité que la quantité.

Cette observation implique que la mise au point du programme d'investigations ne doit intervenir qu'après que le projeteur ait procédé par étapes en respectant l'ordre suivant :

- 1 • choisir une ou plusieurs méthodes ou outils de calcul pour simuler le comportement du terrain encaissant et dimensionner le soutènement et le revêtement nécessaire ;
- 2 • recenser les paramètres à introduire dans ces calculs et ceux dont la détermination est nécessaire pour la conception du projet ;
- 3 • recenser les procédures d'essais ou de mesures in situ ou en laboratoire permettant d'obtenir la détermination des valeurs de chacun de ces paramètres ;

- 4 • sélectionner parmi ces procédures celles qui semblent les mieux adaptées en fonction du problème posé, des conditions de creusement, des possibilités d'interprétation, du niveau de précision recherché... etc.

Comme illustration, prenons l'exemple d'un projeteur ayant à concevoir un tunnel profond dans des marnes raides dont la résistance à la compression mesurée sur des échantillons provenant de sondages carottés est de l'ordre de 2 fois le poids de la couverture.

- 1 • le projeteur retient la méthode convergence-confinement, en supposant pour le massif l'isotropie des caractéristiques géomécaniques et un comportement rhéologique de type Kelvin-Voigt ;

- 2 • dans ces conditions les paramètres liés au massif nécessaires à l'étude de stabilité de l'excavation sont les suivants :

- σ_v et σ_h les contraintes principales dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel,

- G_0 et G les modules de cisaillement instantané et à long terme,

- T le temps de relaxation ;

- 3 • sans avoir la prétention d'être exhaustif disons que le projeteur a les possibilités suivantes :

- pour l'état de contrainte :

mesures au vérin plat, mesures de contrainte en forage depuis la galerie, mesures en laboratoire de $K_0 = \sigma_h/\sigma_v$ sur des échantillons prélevés en galerie en supposant par ailleurs σ_v égal au poids de la couverture,

- pour la déformabilité :

analyse des déformations radiales mesurées en galerie (convergence relative) en fonction de l'avancement et du temps, essais au vérin à plaque, mesures de modules en laboratoire sur des échantillons prélevés dans la galerie,

- pour le temps de relaxation :

analyse des déformations radiales comme pour la déformabilité, essais de laboratoire sur des prélèvements effectués en galerie ;

- 4 • le choix parmi ces différentes procédures dépend de plusieurs critères dont certains bien spécifiques aux divers cas, aussi nous ne retiendrons que deux points sur lesquels il nous semble utile d'insister :

- l'effet d'échelle est bien connu dans les domaines de la géotechnique et de la mécanique des roches, aussi les procédures d'essais permettant de déterminer des caractéristiques mécaniques du massif à partir d'un volume de matériau plus important comme c'est le cas pour la détermination des modules à partir des mesures de convergence, doivent être très nettement privilégiées par rapport aux essais plus ponctuels comme l'essai à la plaque, le résultat de ce dernier pouvant cependant se révéler très intéressant à titre de confirmation,

- une galerie de reconnaissance constitue un modèle réduit du tunnel projeté aussi a-t-on intérêt également à privilégier les procédures de mesures qui seront également appliquées au titre du contrôle de l'avancement et de la stabilité dans l'ouvrage définitif comme les mesures de convergence relative ou absolue.

Toutefois, si la mise au point d'un programme d'investigation bien défini et correctement adapté au problème posé est absolument nécessaire à la réussite d'une galerie de reconnaissance, cette condition n'est pas suffisante comme nous allons le voir ci-après.

5.3 - "Comment" faire une galerie de reconnaissance ?

Il ne s'agit pas dans ce chapitre de discuter les modes opératoires ou les méthodes d'exécution des essais ou mesures in situ mais de montrer que la bonne qualité de ces essais ou mesures dépend essentiellement de conditions extérieures liées au génie civil proprement dit de la galerie et déterminées en grande partie par les clauses du marché passé entre l'entreprise et le maître d'ouvrage.

Ces conditions nécessaires à la saisie de données de qualité et au bon déroulement des opérations sont réunies lorsque :

- premièrement, l'entreprise de génie civil adjudicataire du marché et le maître d'ouvrage sont bien conscients qu'il s'agit d'un ouvrage de reconnaissance et donc que les exigences de délais et d'application des méthodes doivent comporter une part d'adaptation plus importante que pour un ouvrage normal ;

- deuxièmement, les spécifications techniques relatives au mode d'excavation, à la vitesse d'avancement et à la mise en place du soutènement, prescrites à l'entreprise de génie civil permettent d'assurer la pertinence des mesures ou essais effectués ; ainsi dans le cas où il est réalisé des mesures de convergence relative, en fonction de l'avancement du front, destinées à déterminer la courbe caractéristique du terrain (méthode convergence-confinement) il est essentiel de disposer de plusieurs mesures à proximité du front sur une longueur de l'ordre de deux diamètres, ceci implique de limiter les pas d'avancement à une longueur de 0,25 x diamètre environ et donc condamne a priori une méthode d'excavation à l'explosif pour retenir une excavation mécanisée beaucoup plus souple pour gérer ce type de situation ;

- troisièmement, l'entreprise de génie civil est explicitement informée des sujétions qu'exercent sur l'avancement les prestations de l'opérateur responsable des investigations et que ces sujétions sont rétribuées soit de manière forfaitaire (auquel cas le marché doit faire clairement apparaître le quantitatif), soit sous forme de coûts unitaires ; ainsi en conservant l'exemple des convergences relatives, chaque arrêt d'avancement dû à l'exécution d'une mesure ou à la pose d'un profil doit être rémunéré ;
- quatrièmement, lors de la réalisation le maître d'œuvre ou son conseiller technique assument les fonctions de coordination entre l'entreprise de génie civil et l'opérateur chargé de l'auscultation de manière à ce que pour chaque phase d'investigation toutes les dispositions utiles soient prévues et arrêtées en temps voulu, pour garantir l'harmonie entre les trois intervenants.

Cette mission du maître d'œuvre lui impose de disposer de personnel et de moyens de communication suffisamment importants pour pouvoir, si cela apparaît nécessaire au vu des observations faites en galerie, modifier extrêmement rapidement telle ou telle procédure.

Il apparaît donc que le programme d'auscultation et la définition du projet de génie civil de la galerie sont fortement liés et que le maître d'œuvre a tout intérêt, pour assurer le succès de la reconnaissance, à rédiger parallèlement les deux documents.

5.4 - "Où" et "Quand" faire la galerie de reconnaissance ?

Au contraire de la seconde interrogation à laquelle il est assez facile d'apporter une réponse, la première question est relativement délicate car les critères de choix sont souvent contradictoires.

"Quand"

A notre avis la seule règle déterminant la programmation d'une galerie de reconnaissance dans le déroulement d'une étude de projet est le respect d'un délai suffisamment long entre la fin du creusement de la galerie et l'élaboration du projet de manière à :

- disposer d'un suivi des mesures en fonction du temps permettant d'appréhender le comportement différé ;

- avoir le temps de traiter et d'interpréter toutes les données recueillies, et d'en appliquer les principes à la conception de l'ouvrage définitif.

Il convient de préciser qu'en aucun cas ce délai peut raisonnablement être inférieur à six mois sans gaspiller une partie des informations mises à disposition par la galerie de reconnaissance.

"Où"

L'implantation de la galerie par rapport à l'emprise de l'ouvrage définitif est délicate parce que parmi les critères de choix intervient l'aspect économique et qu'en l'occurrence technique et économie sont contradictoires.

En effet planter la galerie à l'intérieur de l'emprise permet de considérer qu'une partie de l'investissement fait pour les reconnaissances constitue une "avance" sur le terrassement de l'ouvrage définitif et participe donc à une meilleure économie du projet. Cependant un tel choix n'est pas satisfaisant du point de vue technique car le phénomène de décompression qui se développe autour de la galerie affecte le terrain encaissant et en particulier la couronne de terrain où sera situé le contour de l'excavation de l'ouvrage définitif et donc induit une difficulté supplémentaire dans les conditions de creusement.

Aussi a priori la meilleure implantation est nettement hors de l'emprise de l'ouvrage définitif ce qui garantit la préservation du terrain concerné par le creusement définitif sous réserve que le soutènement définitif de la galerie soit renforcé dans le cas où la durée entre la fin du creusement de la galerie et le début des travaux de l'ouvrage définitif est très longue.

En tout état de cause, si pour des raisons particulières il doit en être autrement, il convient d'analyser de manière approfondie les avantages et les inconvénients d'une implantation de la galerie dans l'emprise définitive de manière à ce qu'une telle réalisation ne soit pas en fin de compte une gêne pour le projet.

