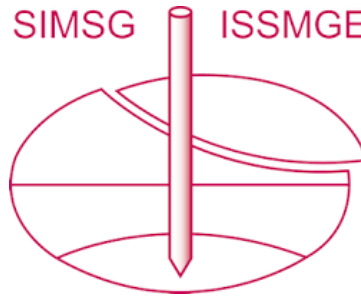


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

LA CRAIE, AU LABORATOIRE ET DANS UN TUNNEL PROFOND

CHALK, AT THE LABORATORY AND IN A DEEP TUNNEL

J. L. DESSENNE.

Centre National de la Recherche Scientifique.

G. COMES - P. DUFFAUT - P. GERARD

Electricité de France.

RESUME - Un tunnel de reconnaissance a permis de mesurer un tenseur contrainte hydrostatique jusqu'à 100 m. de profondeur, et de constater la rupture fragile par écaillage (rockburst) au-delà de 120 m. lorsque la résistance en compression simple est dépassée. De nombreux essais en place et au laboratoire montrent que la craie se comporte comme un continu élasto-fragile, sans effet d'échelle ni sur les modules ni sur les résistances.

En outre l'étude du domaine ductile montre d'abord une très forte compressibilité accompagnée d'écroutissage. En souterrain ceci se traduit par une faculté d'adaptation aux contraintes que l'on ne rencontre pas dans les roches moins poreuses. Par contre la moindre blessure se traduit par la transformation en sol, au voisinage immédiat de la limite de liquidité.

Les travaux ont confirmé ces propriétés. S'il a été difficile de résoudre certains problèmes technologiques (hors-profils en radier, causés par la circulation) la réalisation d'ouvrages souterrains profonds est toutefois possible.

1. INTRODUCTION

1.1. Les études préliminaires d'une usine souterraine dans la craie du Bassin Parisien ont comporté le creusement d'une galerie de reconnaissance (section 10 m², pente descendante, longueur 1000 m) pour atteindre la zone choisie sous 200 m de recouvrement environ. Au fur et à mesure de son avancement, des prélèvements d'échantillons et des essais en place ont été exécutés à diverses profondeurs.

La mesure des contraintes était nécessaire pour étudier les formes sur des modèles photoélastiques ou mathématiques. L'influence de la dimension et le calcul des soutènements nécessitait l'étude des déformations en fonction du temps. Un modèle réduit de l'usine projetée, à l'échelle 1/4, a été exécuté dans la zone d'essai n° 2, mais les résultats, en cours de dépouillement, seront publiés ailleurs. L'objet de la présente communication est la comparaison des comportements constatés dans les essais (en place

et au laboratoire) et pendant l'exécution des travaux. En particulier l'étude du domaine ductile a été abordée par plusieurs méthodes.

1.2. Cadre géologique

Dans la région d'Epernay, à 120 km à l'Est de Paris, la vallée de la Marne est encaissée de 200 m environ dans un plateau horizontal. Dans la zone étudiée, la partie superficielle de ce plateau, sur 50 m d'épaisseur environ, comporte une succession de divers terrains tertiaires; au contraire la partie principale, affleurant sur les versants ainsi que dans le fond de la vallée est formée de craie (figure 1).

L'étage crétacé a été ainsi nommé en français justement parce qu'il est représenté dans toute l'étendue des bassins de Paris et de Londres par la craie. Au sommet du Crétacé, la craie sénonienne qui intéresse les travaux décrits ici est pratiquement pure, alors que plus bas dans la série elle peut contenir une proportion appréciable d'argile (ainsi le tunnel sous

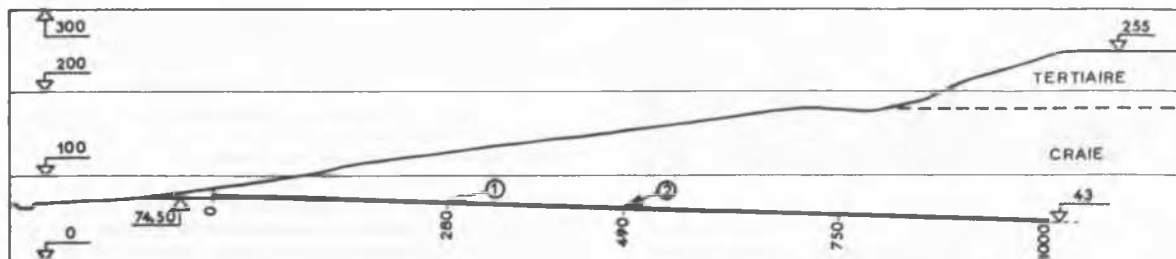


Fig. 1 - Coupe schématique du plateau tertiaire et du versant crayeux de la vallée de la Marne. Profil en long de la galerie avec distances à l'origine en mètres. Zones d'essais 1 et 2. Hauteurs et longueurs à la même échelle. Altitudes en mètres.

la Manche est-il projeté dans une assise de craie argileuse de la base du Crétacé) (1).

La stratification a un pendage négligeable à l'échelle des travaux décrits. On ne discerne pas de joints de sédimentation, ni de diaclases. On y rencontre de rares surfaces de discontinuité planes, avec des stries de glissement sur un remplissage peu épais à consistance d'argile molle (espacement : quelques décimètres; épaisseur : quelques millimètres). Toutefois le rejet de ces "failles" paraît insignifiant.

Le versant en pente douce (qui porte le vignoble de Champagne) est presque uniformément recouvert, sur plusieurs mètres d'épaisseur, d'une couche très altérée et profondément remaniée par solifluxion. Quelques sondages préliminaires, puis l'entrée en galerie, ont montré sous ce terrain remanié une importante zone superficielle encore très brisée mais sans déplacement important. C'est seulement au bout de 140 mètres que le tunnel a atteint une roche massive pratiquement dépourvue de fissures.

L'entrée du tunnel, à 10,5 mètres au-dessus du niveau moyen de la rivière, est dans une craie sèche, au-dessus du niveau de la nappe phréatique. A partir de 190 mètres d'avancement, le tunnel pénètre dans la craie saturée en permanence. Malgré l'existence de cette nappe phréatique, le débit total drainé par la galerie s'établira au maximum à 0,5 l/s. En fait, la zone superficielle, entre 200 et 300 m, fournit à elle seule plus de la moitié de ce débit.

1.3. Caractères physiques de la craie

Dans son état initial, la craie non remaniée se présente comme une roche très poreuse :

- poids spécifique 2,7
- densité sèche 1,6; densité à l'état saturé 2,0
- porosité 0,4; teneur en eau à saturation 0,25
- limite de plasticité 17; limite de liquidité 26

L'analyse chimique montre qu'elle est formée à plus de 95 % de carbonate de chaux.



Fig. 2 - Reproduction d'une surface de rupture de la craie par photographie au microscope électronique d'une réplique au carbone. Les rhomboédres sont bien visibles, leur diamètre est de l'ordre du micron (Photo du laboratoire de Physique Chimie Métallurgie d'E.D.F.).

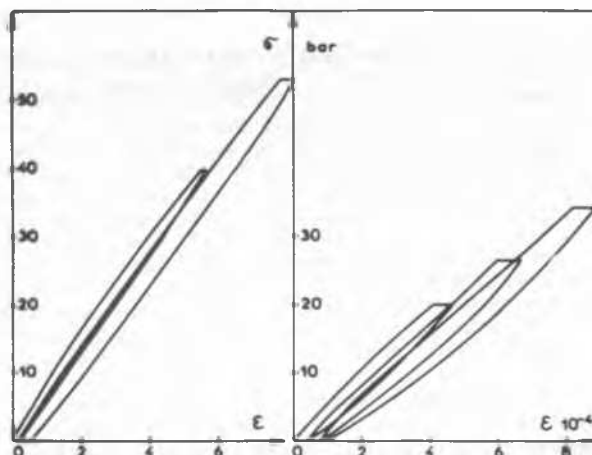


Fig. 3 - Déformations comparées en compression simple de la craie sèche à gauche et saturée à droite. Les modules de Young sont respectivement 70.000 et 45.000 bars.

L'examen en lame mince ne décèle aucun caractère utilisable mais le microscope électronique précise que c'est un assemblage lâche de cristaux rhomboédriques de l'ordre du micron (figure 2). La dimension des interstices se compte ainsi en dixièmes de micron. Cette observation est en accord avec la hauteur h d'ascension capillaire exprimée en fonction du temps t par une loi parabolique $h^2 = kt$ où k est proportionnel au rayon des capillaires.

Les variations de teneur en eau ne se traduisent que par des variations de longueur de l'ordre de 10^{-4} , contrairement au cas des craies à fraction argileuse; ainsi les alternances hygroscopiques ne détruisent pas les blocs prélevés. On a préféré toutefois assurer le transport et la conservation des prélèvements dans les conditions d'humidité généralement appliquées aux prélèvements de béton.

2. LES ESSAIS

2.1. LE DOMAINE ELASTIQUE ET LA RUPTURE FRAGILE

2.1.1. Etude du module et de la vitesse du son sur échantillons

Cette étude a été faite sur des cylindres de 100 mm de diamètre, d'éclatement 2.

La figure 3 rapproche les deux graphiques obtenus pour la craie saturée et pour la craie séchée à l'étuve à 105°. Les deux graphiques montrent une très bonne réversibilité. La craie saturée a un hystérésis plus important et son module est compris entre la moitié et les deux tiers du module de la craie sèche.

La dispersion constatée tout d'abord provient en grande partie de l'anisotropie. Sur échantillons orientés, les modules verticaux sont de l'ordre de 60.000 contre 40.000 pour les modules horizontaux (toujours sur échantillons saturés). La déformation transversale permet de calculer un coefficient de Poisson moyen de 0,22 (échantillons saturés).

Les mesures de vitesse du son ont donné des valeurs légèrement différentes en

LA CRAIE

fonction de la direction : 2330 m/s verticalement, 2220 m/s horizontalement. On notera que pour la craie sèche, la vitesse est un peu plus faible, de l'ordre de 2100 m/s.

2.1.2. Etude du module et de la vitesse du son en galerie

Trois méthodes ont été employées, dont le principe et les détails sont traités ailleurs : l'essai à la plaque, le dilatomètre en sondage EDF Médératéc, enfin le vérin plat en saignée. (2)

Les modules obtenus sont réunis dans le tableau 1 subdivisé en fonction de la direction des essais. L'essai en saignée donne les valeurs les plus élevées mais il est interprété en négligeant la variation de la contrainte le long des bases de mesure (il faudrait donc ramener 90.000 aux environs de 60.000). L'essai à la paroi donne des valeurs 1,5 à 2 fois plus faibles que le Médératéc, ce qui est conforme à l'expérience d'autres chantiers mais ne peut être ici attribué à l'influence de la fissuration. Il est plus logique de penser à l'existence d'une zone superficielle à module affaibli (confirmée par l'étude microsismique).

Le recours habituel à l'augmentation de contrainte pour augmenter la pénétration de l'essai en profondeur est inapplicable à la craie à cause de sa résistance trop faible. Par contre la continuité du massif permet d'appliquer un autre procédé qui n'est sans cela que théorique : l'emploi de la déformation autour de la plaque (3). On obtient alors des valeurs un peu plus élevées que celles provenant du Médératéc.

L'influence de la direction est partout nette : les modules verticaux sont supérieurs de

type d'essai et de mesure	zone et direction	domaine de contraintes	nombre de mesures et moyenne
laboratoire Ø 100 mm	xy z	0-30 bars	2 40.000 2 60.000
enfonce- ment d'une plaque contre la paroi	xy z (haut) z (bas)	0-60 bars	6 22.500 4 24.000 4 32.500
dilatomètre en sondage MEDERATEC	zone 1 xy zone 1 z zone 2 xy zone 2 (xy) zone 2 z	0-40 bars	3 40.000 6 49.000 12 44.000 10 50.000 6 51.000
enfonce- ment de la paroi autour de la plaque	xy z (haut) z (bas)	?	8 60.000 4 70.000 4 77.000
vérin plat	z	20-40 bars	4 93.500
sismique refraction	xy	0	8 66.000

.Tableau 1 : Modules d'élasticité de la craie saturée mesurés sur échantillons et en galerie xy horizontalement - z verticalement - (xy) dans un forage horizontal, un diamètre de mesure du Médératéc est vertical, les autres sont inclinés à 30° sur l'horizontale.

20 à 30 % aux modules horizontaux. On constate aussi une forte différence entre les modules mesurés verticalement en calotte ou en radier; les modules mesurés en calotte sont systématiquement moins élevés.

Les mesures de vitesse du son ont permis de calculer aussi un module dynamique sur diverses bases toujours horizontales, à partir des célérités des ondes longitudinales et transversales, $V_l = 2310$, $V_t = 1120$. On en déduit un module dynamique de 66.000 et un coefficient de Poisson dynamique de 0,34. Ce module est plus élevé au-delà de 750 mètres.

2.1.3. Etude de la rupture en compression simple

La craie sèche se rompt toujours par extension : rupture en "colonnettes" suivant des fissures parallèles à l'effort. Certaines fissures commencent à se développer dès 80 % de la résistance maximale. Les surfaces sont rugueuses et montrent fréquemment des "nerfs" comme les ruptures fragiles des métaux fragiles, nerfs parallèles à l'effort ou nerfs rayonnants à partir d'un défaut où la rupture a commencé. Certains de ces défauts sont des zones à grain plus grossier, probablement des fragments de coquilles. La zone d'essai 2, plus riche en défauts, se caractérise par une résistance moyenne plus basse.

La craie saturée se rompt toujours par séparation suivant une surface de cisaillement inclinée à 60° sur la direction de l'effort. Des cassures annexes se manifestent au voisinage des têtes, individualisant des "cônes" ou des pyramides, ou quelquefois à la faveur d'un défaut; elles sont alors parcourues de nerfs caractéristiques.

L'effet d'échelle s'est avéré inexistant dans le domaine étudié : la résistance en compression simple est la même depuis 100 mm de diamètre jusqu'à 25 mm. Au-dessous seulement on constate une légère variation, mais en diminution; il s'agit alors probablement d'un effet de paroi. La dispersion de l'ensemble des lots reste importante puisque les valeurs extrêmes sont 25 et 50 bars.

L'anisotropie a été étudiée à partir des sondages destinés aux essais au Médératéc. Les sondages horizontaux ont même permis de comparer deux directions perpendiculaires x et y repérées par rapport à la galerie. Tous les essais concernent des carottes saturées.

Le tableau 2 montre que les résistances verticales sont significativement supérieures, tandis qu'on ne peut différencier les directions horizontales :

axe ou plan	nombre d'essais	moyenne	coefficient de variation
z	11	47,7 bars	0,10
x	8	27,9 bars	0,13
y	8	29,2 bars	0,18
xy	7	29,8 bars	0,25
x, y, xy	23	29,0 bars	0,19

Tableau 2 : Résistance en compression simple

On constate que l'anisotropie des résistances reproduit fidèlement celle des modules. D'une manière plus générale on peut lier entre eux les couples de valeur module et résistance qui varient dans le même sens lorsqu'on change le point de prélèvement, l'orientation, ou même la teneur en eau. Pratiquement la déformation à la rupture apparaît presque constante, de l'ordre de $1,5$ à $2 \cdot 10^{-3}$.

Ceci peut s'exprimer aussi par la constance du "modulus ratio" de Don. Deere (rapport E/R_c) qui varie peu autour de 600. (4).

2.1.4. Etude de la rupture en traction

Comme dans beaucoup d'autres cas, l'anisotropie se manifeste en sens inverse sur les résistances en traction et en compression. On notera en outre la faible influence de la saturation.

axe ou plan	craie sèche	craie saturée	R_c/R_t (craie saturée)
z	8,3	6,0	8,0
xy	9,6	8,6	3,4

Tableau 3 : Résistance à la traction centrifuge

On peut constater que les rapports entre les résistances à la compression et à la traction sont particulièrement faibles, surtout pour les échantillons horizontaux.

2.1.5. Rupture fragile constatée en galerie

Les mesures effectuées tant dans la zone 1 à 67 m de profondeur que dans la zone 2 à 95 m ont montré que la contrainte parallèle au tunnel était égale à la pression de la couverture, et que la contrainte verticale sur l'extrémité d'un diamètre horizontal était double de cette pression. Ces conditions correspondent bien à l'hypothèse d'un tunnel circulaire percé dans un champ hydrostatique.

Il était donc aisé de prévoir que la résistance en compression serait atteinte sur tout le pourtour du tunnel dès lors que la couverture dépasserait 120 m. A cette profondeur la pression hydrostatique devait être de 24 bars, donc la contrainte à la paroi de 48 bars. En effet, on a constaté à partir de 750 m l'écaillage naturel de la paroi, avec un aspect tout à fait similaire à celui manifesté par le granite à 2500 m de profondeur dans le tunnel du Mont Blanc. Cette rupture aurait même dû se manifester plus tôt en calotte à cause de l'anisotropie des résistances.

2.2. AU-DELA DE L'ELASTICITE INSTANTANEE

2.2.1. Etude du fluage sur échantillons

L'étude a été menée sur des durées variant de quelques heures à quelques mois sur des cylindres saturés de 100 mm de diamètre et d'éclatement 2, sous diverses fractions de la charge de rupture en compression simple R_c . On a mesuré aussi la recouvrance, c'est-à-dire l'évolution de la déformation après le retour à zéro de la charge (figure 4).

Ces essais ont eu lieu dans un local à température et hygrométrie contrôlée. La charge est fournie par des vérins à vis qu'il faut surveiller et remonter à la main périodiquement.

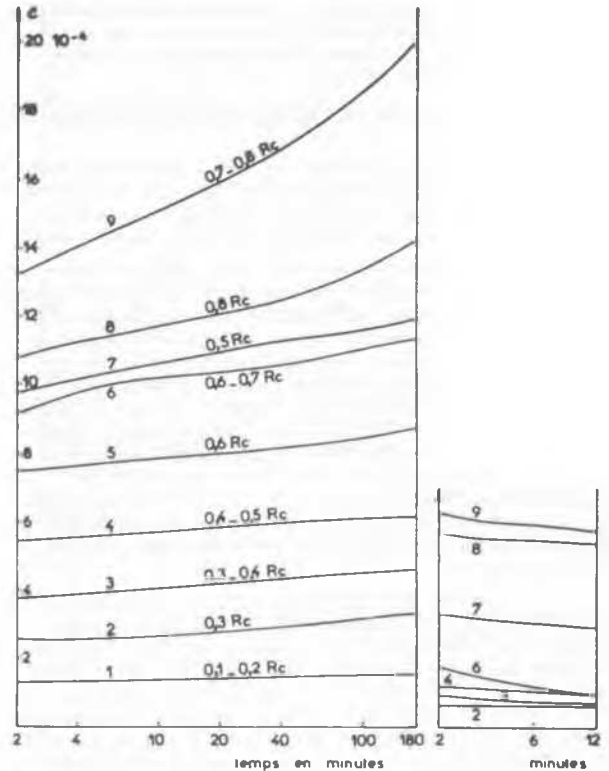


Fig. 4 - Déformations différées à charge constante (fluage) à gauche et après décharge (recouvrance) à droite, pour différentes fractions de la résistance à la compression R_c . La recouvrance instantanée est à peu près égale à la déformation instantanée à la mise en charge.

Les déformations, mesurées comme dans le paragraphe 2.1.1., sont enregistrées soit en permanence, soit pendant quelques heures chaque jour au début de l'essai, quelques heures chaque semaine par la suite. Les échantillons sont enfermés dans des sachets étanches en plastique, ces enveloppes s'étant avérées plus efficaces qu'une couche de peinture spéciale essayée en même temps.

Les résultats encore provisoires sont les suivants : sur le fluage court, on individualise aisément deux familles de comportement. Au-dessus de $0,6 R_c$ la pente augmente nettement (l'échelle des temps étant logarithmique). Dans le fluage long, on enregistre un grand nombre de ruptures différées (quelques jours à quelques semaines) dès lors que la charge dépasse $0,5 R_c$. On peut donc fixer à $0,5 R_c$ la contrainte que la craie peut supporter indéfiniment.

2.2.2. Etude au laboratoire de la rupture et de la déformation en conditions triaxiales

Les essais sont faits sur des cylindres de craie de 38 mm de diamètre et 76 mm de longueur dans une cellule triaxiale. Les échantillons sont protégés contre la pénétration de l'huile par une enveloppe de caoutchouc serrée sur les embases métalliques par des joints toriques. La déformation axiale, est déduite du déplacement du piston. Faute d'un matériel et

d'une méthode appropriée aux essais sur la craie saturée, trop peu perméable, les essais triaxiaux ont porté surtout sur la craie sèche.

On constate d'abord une compressibilité appréciable sous contrainte hydrostatique. On suppose qu'il s'agit d'une déformation permanente à tenseur sphérique mais on n'a mesuré que la composante axiale, qui atteint $2,5 \cdot 10^{-2}$ pour 500 bars. Ceci correspond à une augmentation de densité trois fois plus forte, c'est-à-dire à une diminution déjà importante de la porosité.

Pour les faibles pressions latérales, l'augmentation de la pression axiale est limitée par une rupture par séparation, suivant une surface orientée à 60° comme dans la compression simple de la craie saturée. A partir de 100 bars de pression latérale, l'échantillon ne se partage plus et manifeste un comportement ductile au-dessus d'un seuil de contrainte axiale. La figure 5a montre que ce seuil correspond à une variation de moins en moins brutale de la pente, en même temps que sa valeur s'abaisse lorsque la pression latérale augmente. Au-delà de 300 bars il devient difficile de le caractériser et en raisonnant par continuité on peut penser qu'il tend vers zéro.

Ainsi la courbe intrinsèque construite à partir de ce seuil a-t-elle l'allure dessinée sur la figure 5b : si la pression hydrostatique est suffisante, le moindre déviateur entraîne une déformation plastique.

Au-delà du seuil, cette déformation plastique peut être très importante. L'appareil utilisé a permis de réduire la hauteur de l'échantillon à moins de la moitié de sa valeur initiale (figure 6). A partir d'une déformation axiale de 10^{-1} et si la pression latérale n'est pas trop élevée, ce gonflement s'accompagne de deux ré-

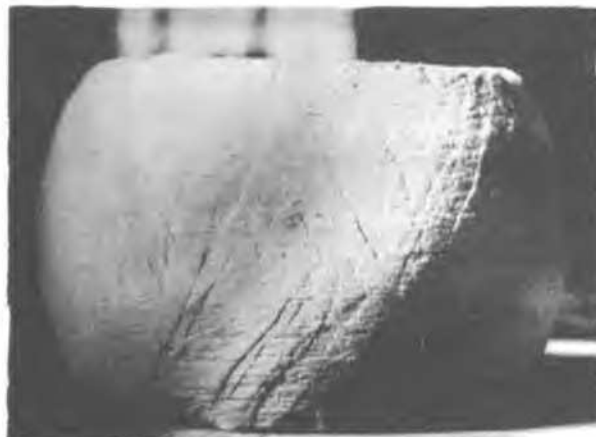


Fig. 6 - Barillet obtenu à partir d'un cylindre de 38 mm de diamètre et 76 mm de hauteur, sous une pression latérale de 200 bars. La déformation axiale est de 0,55 pour une contrainte axiale de 500 bars.

seaux de fissures à 50° environ, bien visibles sur la photographie.

Les courbes de la figure 5a montrent que cette déformation axiale s'accompagne d'une sorte d'écrouissage, le déviateur augmente en effet jusqu'à un maximum. Il est particulièrement intéressant de construire les cercles de Mohr correspondant à ces valeurs maximales : la figure 5c exprime alors le comportement caractéristique d'un sol pulvérulent. Bien que la droite de Coulomb passe très près de l'origine, l'échelle ne s'oppose pas à l'existence d'une cohésion d'une dizaine de bars. L'angle de frottement relevé sur ce graphique est 20° .

Sur la craie saturée deux essais relativement drainés ont permis de tracer les cercles de Mohr de la figure 7, qui montrent le passage à l'état plastique pour une contrainte de cisaillement modérée.

2.2.3. Variations de densité dans les déformations au triaxial

L'augmentation de densité des échantillons soumis à la déformation triaxiale est immédiatement sensible. La mesure systématique a été faite sur une série de cylindres ayant tous subi la même grande déformation axiale de $4 \cdot 10^{-1}$: elle donne les résultats suivants :

état initial densité	1,55
contrainte latérale 100 bars	1,66
200	1,79
300	1,84
400	1,88
500	1,92

On constate que la porosité moyenne est passée de 0,42 à 0,29.

2.2.4. Essai de cisaillement au laboratoire

Le double cisaillement à la boîte Lundborg a été décrit au Symposium d'Oslo en 1967 (5) et on en rappelle seulement ici les résultats sous forme graphique. La figure 7 permet de comparer ces résultats aux courbes intrinsèques obtenues à l'essai triaxial. Pour

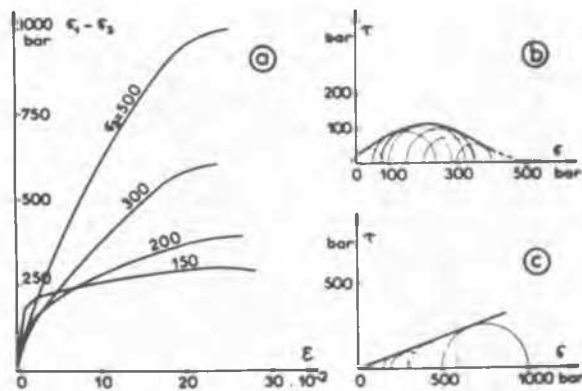


Fig. 5 - Essais triaxiaux sur la craie sèche 5a contrainte différentielle (différence entre la contrainte axiale et la pression latérale) en fonction de la déformation axiale pour quatre pressions latérales. 5b Cercles de Mohr correspondant à la brisure des courbes de la figure précédente; leur enveloppe est la courbe intrinsèque limitant le domaine où la craie se comporte comme une roche. 5c Cercles de Mohr correspondant au maximum des mêmes courbes; leur enveloppe est la droite de Coulomb caractérisant un comportement de sol.

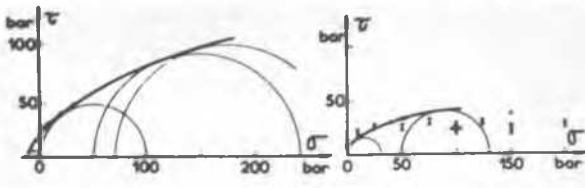


Fig. 7 - Courbes intrinsèques de la craie sèche à gauche et saturée à droite et résultats comparés des essais de cisaillement à la boîte Lundborg.

la craie sèche, la concordance est remarquable, mais pour la craie saturée l'essai Lundborg apparaît pessimiste ce qui s'explique puisqu'il s'agit d'un essai rapide pratiquement non drainé.

2.2.5. Le fluage, la plasticité et le poinçonnement dans l'essai à la plaque sur la paroi de la galerie

Le fluage a été mesuré sur deux essais à la plaque, l'un pendant 24 heures, l'autre pendant 170 jours, tous deux à 80 bars, c'est-à-dire à un niveau de contrainte intermédiaire entre la limite élastique (60 bars) et la capacité portante (125 bars). Le premier essai, en position verticale, a donné une loi logarithmique régulière, plus rapide en calotte qu'en radier (on rappelle que la calotte était plus déformable). Le second, en position horizontale, donne une loi comparable sur 24 h. mais la pente de la courbe augmente ensuite pour se stabiliser à partir de 10 jours. L'enfoncement différé total, à 170 jours, est de 800 microns, soit la moitié environ de l'enfoncement instantané.

Les courbes effort-déformation montrent des déformations permanentes entre les cycles successifs mais qui restent modérées tant qu'on ne dépasse pas 80 bars (moins de la moitié de la déformation totale). Un seul essai a été poussé jusqu'à la rupture par poinçonnement. La courbe de la figure 8 montre la forme en S de l'enveloppe des cycles, et la très forte courbure qui annonce la rupture. Dès le retour du cycle de 100 bars, la déformation permanente en fin de cycle avait brusquement doublé.

La rupture à 125 bars permet d'appliquer la formule de capacité portante, réduite au terme de surface, soit $q = 1,3cN_c$. On peut vérifier cette formule en prenant comme couples $c\psi$ les valeurs :

$c = 10$ bars	$\psi = 10^\circ$
$c = 5$ bars	$\psi = 20^\circ$
$c = 2,6$ bars	$\psi = 30^\circ$

la valeur centrale correspond assez bien aux résultats des essais de laboratoire. On notera toutefois que cette rupture affecte seulement la zone superficielle de la paroi du tunnel, zone à module faible dont la cohésion est probablement inférieure à celle du massif profond.

2.2.6. La plasticité dans l'essai en sondage

L'essai au Médératéc fournit évidemment, au moins dans la zone centrale où se font les mesures de déformations, des conditions aux limites mieux symétriques qui en font un véritable essai triaxial. La figure 9 montre un graphique typique où l'enveloppe comporte trois parties caractéristiques :

- 0 à 40 bars une zone franchement élastique,

- de 40 à 75 bars une zone à déformation permanente légèrement croissante, où le module apparaît diminuer,
- au-delà une zone à grande déformation permanente.

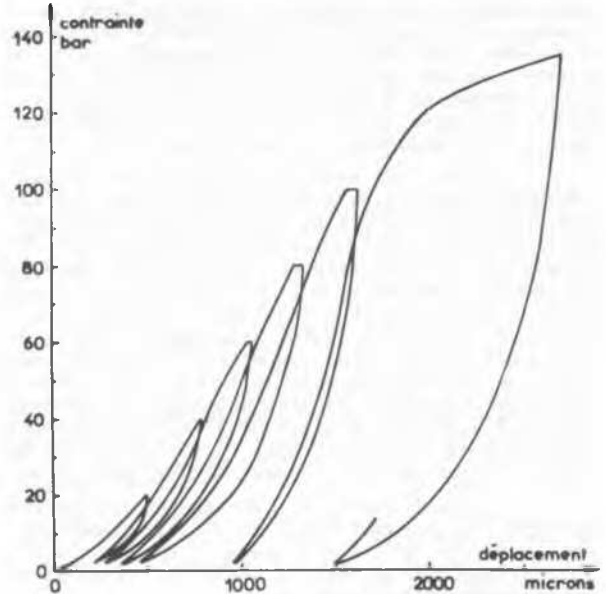


Fig. 8 - Essai à la plaque poursuivi jusqu'au poinçonnement. Contrainte moyenne en fonction de l'enfoncement moyen de la plaque.

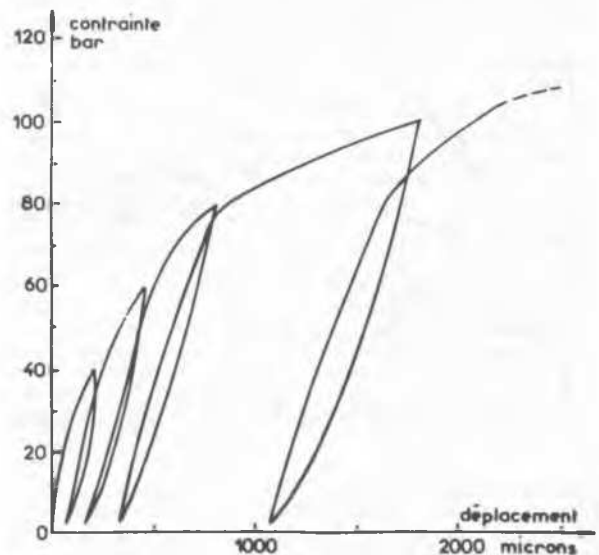


Fig. 9 - Essai en sondage avec le vérin cylindrique MEDERATEC. Contrainte moyenne en fonction de l'allongement diamétral moyen. Le diamètre du MEDERATEC (165 mm) est tel que les pentes de ce graphique traduisent les mêmes modules que celles de la figure 8.

LA CRAIE

Connaissant la contrainte initiale hydrostatique, on peut tracer les cercles de Mohr correspondant à la limite élastique et au seuil de plasticité. Le second s'accorde bien avec une droite de Coulomb de paramètres $c = 10$ bars $\varphi = 20^\circ$.

2.2.7. Effet des vibrations

Un petit moteur à balourd réglable a été scellé sur divers massifs de béton encastrés dans la craie afin d'étudier la résistance aux efforts alternés. La force centrifuge était réglable jusqu'à 3500 kg. La vitesse de rotation du moteur était constante, 1500 tours/minute, ce qui correspond à une fréquence de 25 hertz.

Cinq essais successifs ont été réalisés dont trois ont abouti rapidement au descellement du massif. La craie se transforme au contact du béton en une pâte liquide, qui remonte sur les bords du massif.

La figure 10 classe ces résultats et montre une zone de stabilité lorsque l'effort normal est suffisant.

3. LES TRAVAUX

3.1. Les problèmes technologiques posés par l'exécution du tunnel

C'est la circulation qui a posé les problèmes les plus difficiles : la pente forte du tunnel, 0,035, s'opposait à l'emploi de matériel sur rails. Les matériels sur chenilles et sur pneus s'enfonçaient profondément dans le radier, le transformant en boue jusqu'à interruption totale de la circulation. On a essayé d'abord sans succès un certain nombre de palliatifs, tels que ballast, traverses de bois ou de béton armé, mais ces éléments s'enfonçaient aussitôt. Il a fallu recourir au bétonnage hebdomadaire d'un radier complet, sur lequel on circulait d'ailleurs bien avant la fin du durcissement.

L'abattage de la craie a été effectué à l'explosif sur plus de la moitié de la longueur du tunnel. La perforation des trous de 42 mm de diamètre était impossible avec le matériel classique au rocher : taillants à carbure de tungstène rapportés sur tiges lisses, mais de bons résultats ont été obtenus avec de simples mèches torsadées à queue forgée. Les volées de 2 m de long nécessitaient 15 trous seulement (pour 10 m²). Chaque trou était chargé de 500 g d'ablonite, explosif peu brisant. Ainsi la consommation totale d'explosif était-elle de l'ordre de 350 g/m³.

Dans les zones où l'on n'a pas employé l'explosif, l'abattage a pu se faire entièrement au marteau-piqueur. L'aiguille s'enfonce aisément dans le massif en chassant une petite quantité de pâte presque liquide puis un mouvement de bascule détache de grandes plaques suivant des surfaces conchoïdales à nerfs rayonnants et auréoles concentriques bien développées.

Le soutènement a été indispensable dans la zone remaniée superficielle, sur 140 m de longueur, puis dans la zone profonde où se manifestaient les ruptures par décompression. Ce sont d'ailleurs pratiquement les mêmes zones où l'usage de l'explosif a été évité. On a em-

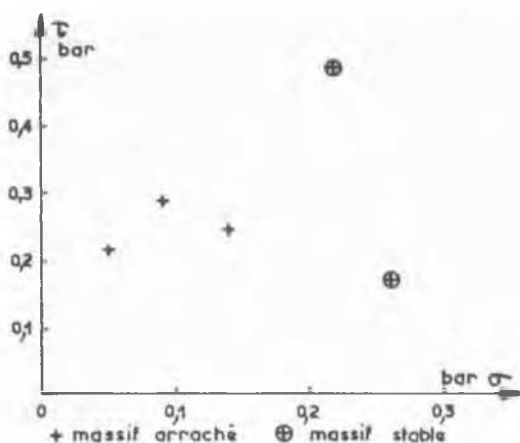


Fig. 10 - Effet des vibrations sur le scellement des massifs en béton - En abscisses, effort normal stabilisateur dû au poids du massif. En ordonnées, effort tangentiel alterné dû à la force centrifuge. Les essais encadrés sont dans la zone de stabilité.

ployé des cadres d'acier profilé supportant un blindage partiel en tôles perforées. Sur la plus grande partie de la longueur ce blindage était utilisé seulement en calotte. L'enfilage sur le dernier cadre posé protégeait efficacement le travail d'abattage au front lorsque c'était nécessaire.

L'exhaure, bien que portant sur un débit modeste, a été difficile d'abord à cause de la pente descendante qui a imposé plusieurs reprises successives, et surtout à cause de la craie entraînée sous forme de boue. Pour limiter les obstructions et permettre le fonctionnement convenable des pompes, il a fallu ajouter de l'eau afin de diluer la boue. Ainsi le débit naturel de l'ordre de 0,5 l/s a-t-il été multiplié par 4. En outre un important bassin de décantation a dû être prévu à l'extérieur afin de renvoyer à la rivière une eau peu chargée.

Les hors-profils ont été faciles à limiter, sauf en radier où ils représentent près du quart de la section théorique, pour les raisons citées plus haut.

3.2. Les essais de boulons et gunite

L'étude de moyens de soutènement pour les ouvrages définitifs a conduit à faire des essais de boulonnage et de gunitage. Le recours au boulonnage s'impose lorsque la section est trop grande pour permettre l'emploi de cadres, et le gunitage peut être tout à fait intéressant comme moyen de soutènement provisoire en galerie (nouvelle méthode autrichienne).

L'ancrage ponctuel des boulons par des coquilles expansives est évidemment impossible, les modèles classiques glissent à partir d'un effort de 4 tonnes. On a donc employé le collage des tiges métalliques à la résine sur toute la longueur. On obtient alors aisément une résistance du même ordre que la résistance à la traction de la tige. Les premiers essais de mise en tension ont été limités à 12 tonnes par le poinçonnement des plaques d'appui. On a donc prévu une poutre de répartition qui a permis

DESSENNE, COMES, DUFFAUT and GERARD.

d'exercer sans arrachement des efforts de 15 à 16 tonnes. Les essais ont été poursuivis pendant près de 6 mois sans que cette résistance diminue. Le problème pratique de l'efficacité des plaques d'appui n'est pas résolu pour autant.

Les essais de gunitage ont porté sur deux tronçons du tunnel. A 200 m de l'entrée on a démonté quelques cadres métalliques posés par sécurité et on les a remplacés par une gunite mince en deux couches de 2 et 3 cm, deux mois après la perforation. La stabilité a été excellente. A 895 m et donc en pleine zone de décompression, la gunite a été placée à l'avancement en couche plus épaisse (15 cm), et en montant à partir de la base des piédroits (un essai précédent à 860 m, limité à la calotte, s'était affaissé rapidement). Malgré quelques plaques décollées cet essai a donné satisfaction. Il faut signaler toutefois le caractère dangereux de ce travail, véritable course contre la montre avant la chute naturelle des écailles, caractère qui sera aggravé par la dimension des excavations.

3.3. Constatations en cours de travaux

Dans la partie profonde du tunnel au-delà de 750 m, l'écaillage signalé en 2.1.5. s'est manifesté aussitôt après le tir. Il était surtout apparent en calotte, donnant naturellement en l'absence de soutènement, une sorte d'arc ogival. Mais dès cet endroit il suffisait de frapper les parements avec un marteau pour obtenir le détachement de grandes et très minces écailles (quelques millimètres à quelques centimètres d'épaisseur, quelques décimètres de diamètre). A partir de 900 m, l'écaillage se manifestait aussi parallèlement à la surface du front, facilitant ainsi l'abattage au marteau-piqueur.

A l'extrémité on a foré un court tronçon de tunnel circulaire au diamètre 1,8 m, autour duquel il n'y avait aucun écaillage. On l'a ensuite agrandi progressivement et on a constaté l'écaillage à partir du diamètre de 2,2 m.

Enfin dans la cavité modèle, réalisée dans la zone d'essais 2 donc avec un niveau de contrainte moins élevé, l'excavation de 5 m de portée, 9 m de haut et 10 m de long n'a donné lieu à aucun écaillage.

Dans la zone laissée sans soutènement on n'a constaté aucune évolution du massif de craie pendant les quelques 8 mois où la galerie a été régulièrement visitée (sinon une chute de quelques blocs au croisement de deux failles). On rappelle que des tunnels de reconnaissance forés avant 1900 de part et d'autre du Pas de Calais sont toujours en bon état sur des kilomètres de longueur. Du côté français la partie sous-marine a été dénoyée en 1958 pour effectuer divers essais.

Partout où le massif de craie n'avait pas été "blessé" la craie est restée une roche égale à elle-même, massive, tendre et saturée d'eau. Le moindre choc d'outil, ou le frottement des engins de transport, la transforme localement en pâte plastique. Le malaxage sur le radier avec l'eau de ruissellement en fait une boue.

La zone soutenue à l'entrée de la galerie a manifesté quelques mouvements, rapidement stabilisés dès que les pieds des cadres métalliques ont été pris dans le radier bétonné. Du moins dans cette zone les déformations du massif lui ont permis d'obtenir le contact avec les éléments du soutènement.

Au contraire, dans la zone décomprimée on n'a pas constaté d'évolution comme si le moindre soutènement avait suffi pour stopper la desquamation (ceci étant vérifié par la bonne tenue de la gunite). En particulier très peu d'écailles se sont détachées des parements non blindés et nulle part les parements ne sont venus au contact des cadres métalliques. On peut craindre un comportement moins favorable dans des excavations de plus grande dimension.

La craie extraite a été mise en décharge sous forme de blocs ou d'écailles toujours "blessés" et mélangés avec une proportion importante de pâte et de boue. L'ensemble a donc constitué d'abord un terrain gorgé d'eau où la circulation était impossible. Toutefois un essorage a eu lieu naturellement en quelques mois et la décharge est devenue compacte, avec une capacité portante appréciable.

4. CONCLUSIONS

4.1. Résumé des résultats obtenus

On a constaté en deux zones du tunnel que le tenseur contrainte initial devait être voisin d'un tenseur sphérique. L'apparition de l'écaillage sur tout le pourtour du tunnel confirme cette mesure dans la zone la plus profonde. La forte teneur en eau de la craie favorise certainement la dissipation dans le temps de tout déviateur, comme le montre aussi son aptitude au fluage.

Le massif de craie apparaît stratifié, avec des couches de propriétés légèrement différenciées sans qu'on puisse affirmer que la résistance mécanique se modifie en fonction de la couverture. Par contre la craie est anisotrope : en direction verticale le module et les résistances mécaniques sont plus élevés. D'une manière générale il y a une bonne corrélation entre module et résistance à la compression simple, ou ce qui revient au même la déformation à la rupture est à peu près constante.

La craie se comporte comme une roche continue, sans effet d'échelle ni au laboratoire ni entre le laboratoire et les essais en place. Non seulement les modules et les résistances sont du même ordre dans les essais statiques mais le module dynamique est lui aussi très voisin du module statique.

En régime triaxial, la craie est susceptible de diminuer fortement de volume, ce qui lui donne un très grande faculté d'adaptation, à la condition que l'excès d'eau puisse être évacué. Cette faculté s'est manifestée, notamment par l'absence de poussées sur les soutènements. De même les déformations de la cavité modèle ont été plus faibles que celles calculées par éléments finis dans l'hypothèse élastique. Dans un très large domaine de déformations, cette évolution améliore le module, à la façon d'un écrouissage. Même au-delà si la craie manifeste un comportement de sol, c'est encore avec une

LA CRAIE

cohésion très appréciable. Au voisinage d'une surface libre au contraire, la craie est fragile et donne lieu aux mêmes phénomènes d'éclatement que les roches dures, sans toutefois la même brutalité explosive.

Sous sa forme roche la craie a donc fait preuve d'un comportement beaucoup plus favorable qu'on ne l'aurait attendu d'un matériau aussi tendre et déformable.

Mais un effort localisé trop grand transforme la roche en un sol à même teneur en eau, qui se trouve alors au voisinage immédiat de sa limite de liquidité. Les efforts alternés, les vibrations, conduisent à la même transformation, qui n'est qu'en partie réversible par dessiccation.

4.2. Conséquences pour les ouvrages projetés

Le régime hydrostatique des contraintes est le plus favorable au creusement des ouvrages souterrains en milieu isotrope. L'anisotropie modérée des résistances est favorable à la stabilité de cavités plus hautes que larges. L'évolution des déformations favorise le report en profondeur des contraintes, même lorsque la rupture fragile se manifeste à la paroi.

L'efficacité des boulons scellés à la résine sur toute leur longueur, et le bon accrochage de la gunite sur le massif de craie ont été démontrés. Ces moyens de soutènement, qui s'accrochent bien de grandes déformations du massif, sont préférables au bétonnage prématuré de parois épaisses et rigides pendant les stades préliminaires des grandes excavations.

Comme au tunnel du Mont Blanc, la rupture fragile par écaillage exige que la paroi soit soutenue au fur et à mesure de sa création. La mise en oeuvre des moyens de soutènement est alors difficile et des dispositions nouvelles doivent être imaginées lorsque la vitesse d'avancement a une grande importance.

Lorsque la contrainte due au poids de la couverture dépasse la résistance en compression simple, c'est donc surtout sur les conditions d'exécution que s'introduit un aléa particulier. Mais dans tous les cas la stabilité définitive des ouvrages paraît facile à assurer, sans qu'il soit nécessaire de recourir à des formes de cavité ou des épaisseurs de béton exceptionnelles.

REFERENCES

- (1) BRUCKSHAW, GOGUEL, HARDING, MALCOR - The work of the Channel Study Groups 1958-1960 Proc. Inst. Civ. Engineers vol 18 - février 1961.
- (2) MARY, DUFFAUT, COMES - Connaissance mécanique du rocher par sondages et saignées. 9ème Congrès International des Grands Barrages - Istambul 1967 Question 32 - Rapport 44.
- (3) DUFFAUT, LAKHSMANAN - Les mesures de déformabilité à la paroi - TRAVAUX - novembre 1965.
- (4) Don DEERE - 1er Chapitre du traité Rock Mechanics in Engineering Practice édité par STAGG et ZIENKIEWICZ - Londres 1968.
- (5) COMES, DESSENNE - Essai de cisaillement sur des éprouvettes de craie en état de contrainte triaxiale - Geotechnical Conference - OSLO 1967 Vol. 2 - page 248.

ERRATUM

Par suite d'une confusion entre σ_1 - σ_3 et σ_1 , les cercles de la figure 5c ont un diamètre trop petit et l'angle de la courbe intrinsèque doit être relevé de 20 à 29°.