

PRINCIPES DE LA MÉCANIQUE DES ROCHES

D. F. Coates

**MINISTÈRE DE L'ÉNERGIE,
DES MINES ET DES RESSOURCES**

**Monographie 874 (dernière revision, 1970)
Direction des Mines**

© Droits de la Couronne réservés

En vente chez Information Canada à Ottawa,
et dans les librairies d'Information Canada:

HALIFAX
1735, rue Barrington

MONTREAL
1182 ouest, rue Ste-Catherine

OTTAWA
171, rue Slater

TORONTO
221, rue Yonge

WINNIPEG
393, avenue Portage

VANCOUVER
657, rue Granville

ou chez votre libraire.

Prix \$8.75

N° de catalogue M32-874F

Prix sujet à changement sans avis préalable

Information Canada
Ottawa, 1972

«C'est le propre d'un homme instruit de ne rechercher la précision dans chaque catégorie de choses que dans la mesure où le permet la nature du sujet; il est manifestement aussi insensé d'accepter des raisonnements probables de la part d'un mathématicien que d'exiger des preuves scientifiques de la part d'un rhétoricien.»

Aristote.

AVANT-PROPOS

On a préparé une troisième édition de la présente monographie parce que la seconde édition s'est épuisée et qu'il était avantageux d'inclure plusieurs des nouveaux développements de ce sujet. Comme plusieurs universités au Canada, aux États-Unis et outre-mer utilisent la monographie comme manuel de classe, l'auteur a ajouté des problèmes à la fin de chaque chapitre afin d'aider les étudiants. Ces problèmes aideront également le personnel du ministère dans l'étude du sujet. L'auteur a de plus ajouté de nouvelles sections sur la méthode des éléments finis pour l'analyse des contraintes, sur l'application des techniques de géologie structurale et mécanique des roches, sur les remblais de déchets, sur le contrôle des terrains d'exploitation de mine à grande profondeur et sur le forage.

Les universités du Québec et de nombreuses équipes de chercheurs dans les pays latins d'outre-mer ont manifesté un vif intérêt à l'égard de la présente monographie. On l'a par conséquent traduite en français pour marquer la volonté du gouvernement fédéral de favoriser le bilinguisme au Canada.

L'auteur a confié à Mlle Bourque et à MM. G. Attar-Hassan, D. Clément, D. Everall, R. Filion, C. Gill, B. Ladanyi, A. Leclerc, F. Major, C. Prat, F. Soulière et C. A. Vary, le soin de la traduction.

Au Canada, l'industrie minière et l'industrie du bâtiment extraient respectivement 450 millions et 40 millions de tonnes de roche par année. Comme l'industrie minière canadienne occupe le troisième rang dans le monde du fait de sa taille et de sa diversité, il s'ensuit que nous devons résoudre plus de problèmes et faire plus de recherches que la plupart des autres pays. Comme l'activité principale d'une exploitation minière consiste à concasser le minerai loin du terrain encaissant tout en exerçant le contrôle sur les formations qui entourent l'excavation, il est clair que la mécanique des roches est la science qui sert de base aux opérations minières. C'est pour cette raison que le ministère s'est efforcé d'encourager les recherches tant universitaires qu'industrielles à l'aide de subventions et de programmes de collaboration.

En même temps, on sait que les recherches dans ce domaine ne produiront pas facilement des fruits, car elles exigent un mélange des connaissances que possèdent le géologue, le physicien et l'ingénieur. La présente monographie s'adresse surtout à ceux qui appartiennent à ces disciplines et vise à leur permettre d'apporter leur contribution à ce domaine de recherche. Elle s'adresse également aux ingénieurs dans l'industrie qui veulent apprendre les principes de cette nouvelle science.

On a confié l'édition et la préparation du manuscrit en vue de sa publication aux bons soins de M.C. Lafleur de la Division de l'édition des Services des Relations extérieures et de l'information et de M.L. Casey de la Direction des Mines. Le personnel du Département de génie géologique et minier de l'Université de l'Arizona et du Département de génie civil de l'Université de la Californie (Berkeley), le professeur W. Hustrulid de la Colorado School of Mines, MM. H. Bielenstein, G. Herget et G. Larocque de la Direction des Mines, ont apporté une aide valable dans la préparation des nouvelles sections.

John Convey,
Directeur.

PREFACE

La présente monographie s'adresse aux jeunes ingénieurs et aux jeunes scientifiques qui abordent l'étude de la mécanique des roches. Elle porte plus particulièrement sur la résolution des problèmes relatifs à la rupture des roches, en particulier pendant l'exploitation des mines, à l'aide des principes de mécanique. Comme ceux qui débutent dans ce domaine ont des formations différentes (géologie, physique, génie civil), le sujet est abordé à un niveau assez élémentaire.

Nous rappelons les différents principes de mécanique et les propriétés des roches nécessaires à la compréhension du sujet. Nous traitons les problèmes les plus importants afin de déterminer les principes de mécanique les plus appropriés aux géométries et aux charges. Bien qu'elle indique jusqu'à quel point ces principes peuvent servir en pratique, la monographie n'est pas un manuel de génie civil à l'usage des planificateurs ou des exploitants de mines.

Comme les autres sciences appliquées, la mécanique des roches vise à prévoir avec exactitude le déroulement des phénomènes. Cependant, cette science étant relativement nouvelle, certains aspects des problèmes sont traités quantitativement, alors que d'autres ne peuvent être étudiés que d'une manière qualitative. Il faut donc essayer de réduire la part des impondérables, ou en d'autres termes, exprimer quantitativement tous les facteurs. Par exemple, on négligeait autrefois en génie civil l'écart des valeurs de résistance des éprouvettes d'un matériau à la moyenne objective ou on jugeait s'il est acceptable ou non. Aujourd'hui, il est de plus en plus évident qu'on peut exprimer quantitativement les écarts de résistance des matériaux à l'aide de la statistique et du calcul des probabilités. Il est donc possible de prendre des décisions sûres relativement aux risques à courir. D'autre part, bien qu'il ne soit pas encore possible de tout prédire avec certitude, les analyses comparatives sont encore très valables. Par exemple, il est impossible de déterminer la pente critique du talus d'une exploitation à ciel ouvert pratiquée dans la roche dure. Cependant, il est possible de déterminer laquelle des deux situations suivantes est la plus stable: une pente de 40° et la nappe aquifère au niveau de la crête du talus; ou bien une pente de 45° et la nappe aquifère au niveau du pied du talus. Des études comparatives de ce genre peuvent servir de base rationnelle au choix d'une méthode d'exploitation peu coûteuse.

Le scepticisme des ingénieurs à l'égard des théories nouvelles qui n'ont pas été mises à l'épreuve n'est pas mauvais. Une théorie est une construction intellectuelle qui permet de généraliser des idées contrôlées par l'expérience. Par exemple, on détermine les causes d'une rupture de roche en analysant les contraintes qui s'exercent dans le terrain. Selon une analyse analogue, on peut prédire les causes d'autres cas de ruptures de roche. En d'autres termes, le seul but de l'analyse des contraintes est d'être capable de prédire les ruptures; sinon elle n'a aucune utilité. Cependant, la rupture des roches peut être plus facilement reliée à d'autres facteurs, la déformation par exemple. Actuellement, on considère l'analyse des contraintes comme la meilleure méthode pour étudier le comportement des roches. Mais cette hypothèse est venue des sciences connexes et on n'a pas établi rigoureusement qu'elle est la meilleure.

Enfin, nous reconnaissons que, même en science, tout chercheur doit prendre des décisions semblables à celles qu'il prend dans la vie courante et fonder ses décisions sur l'intuition par expérience, en se rappelant que les phénomènes s'opposent aux idéalizations utilisées dans les calculs. Le plus brillant des scientifiques peut obtenir des résultats faux ou l'analyse la plus rigoureuse peut donner une solution fautive si appel n'est pas fait à l'intuition.

Nous tenons à remercier M. J. Convey et M. A. Ignatieff qui ont créé une atmosphère si favorable pour la recherche. De plus, nous remercions nos collègues que nous avons cotoyés à la Direction des Mines dans une réelle communauté d'intérêt scientifique. Enfin, mes collègues de l'Université McGill, en particulier le professeur R. G. K. Morrison, qui est une autorité en mécanique des roches, méritent toute notre reconnaissance, eu égard à l'aide et à la stimulation qu'ils nous ont données.

Ottawa, Canada

D. F. Coates

Janvier 1965

CHAPITRE	PAGES
1 - LA NATURE MECANIQUE DES ROCHES	1-1 à 1-36
<p>Quelques définitions. Les contraintes en un point. Le cercle de Mohr. Le comportement des roches. La théorie de Mohr de la résistance (Les terrains pulvérulents. Terrain cohérent. Les contraintes effectives). Les contraintes de contact limites. Théorie de Griffith de la résistance. Autres théorie de résistance. Les essais (L'essai de compression uni-axiale. L'essai de compression triaxiale. Les essais de cisaillement. L'essai de traction. L'essai de cisaillement in-situ. L'essai de vitesse sismique in-situ. L'essai de vitesse sismique en laboratoire. L'essai de mise en charge d'une plaque). La classification des roches. Bibliographie. Problèmes. (Figures 1-1 à 1-24).</p>	
2 - PROTOTYPES ELASTIQUES	2-1 à 2-40
<p>Introduction. L'équilibre des corps. Contrainte plane et déformation unitaire plane. Cylindres à parois épaisses. Trou perforé dans un solide élastique indéfini limité par un plan. Méthode d'analyse par éléments finis. Poutres. L'énergie de déformation. Dalles. Voûtes. Bibliographie. Problèmes. (Figures 2-1 à 2-31).</p>	
3 - LES PUITES, LES GALERIES ET LES TUNNELS	3-1 à 3-26
<p>Introduction. Les contraintes autour des puits (Les puits de section circulaire dans un sol élastique soumis aux contraintes gravitationnelles. Les puits de section circulaire dans un sol non-idéal. Les puits de section circulaire dans un champ de contraintes résiduelles). Le soutènement des terrains autour des puits (Méthode d'excavation et de revêtement pour prévenir la rupture. Pression uniforme dans un sol fragmenté ou granuleux. Les concentrations de pressions d'un sol granuleux ou brisé. La pression des terrains fragmentés sur les puits de section rectangulaire. Les pressions des terrains visqueux. Les effets de l'emplacement du puits par rapport aux chantiers d'aoutage). Les contraintes autour des galeries et des tunnels (Terrain élastique. Terrain non-idéal). Le soutènement des terrains autour des galeries et des tunnels (La pression du terrain brisé. La déformation causée par les roches visqueuses. Les boulons d'ancrage. Le gunite. L'effet de l'eau souterraine sur un terrain faible ou mou. Les tunnels à haute pression). Bibliographie. Problèmes (Figures 3-1 à 3-17).</p>	
4 - LES PILIERS	4-1 à 4-17
<p>Introduction. Les répartitions des contraintes. Chargement des piliers dans les zones minières longues et profondes. Charges gravitationnelles agissant sur les terrains sus-jacents plastiques. La résistance des piliers. Les réactions des parois. Bibliographie. Problèmes. (Figures 4-1 à 4-15).</p>	
5 - LES CHANTIERS D'ABATTAGE, LE FOUROYAGE ET L'AFFAISSEMENT	5-1 à 5-24
<p>Introduction. Le foudroyage (Champ de contraintes gravitationnelles. Champ de contraintes résiduelles. Le foudroyage provoqué). L'extraction. L'affaissement. Contrôle des terrains. Bibliographie. Problèmes. (Figures 5-1 à 5-20).</p>	
6 - LES TALUS ROCHEUX	6-1 à 6-18
<p>Introduction. Pentas infinies. Répartition des contraintes élastiques. Les roches plastiques. Types de rupture de talus (Les éboulements des roches. La rupture par cisaillement circulaire. Le cisaillement plan. La rupture par coulée de blocs). Prévention et contrôle. Remblais de stériles. Bibliographie. Problèmes. (Figures 6-1 à 6-20).</p>	
7 - LES FONDATIONS	7-1 à 7-18
<p>Introduction. Le tassement. Capacité portante. Les ancrés au rocher. (Ancrage de pieux). Bibliographie. Problèmes. (Figures 7-1 à 7-15).</p>	
8 - LA DYNAMIQUE DES ROCHES	8-1 à 8-51
<p>Introduction. Le mouvement harmonique simple. La transmission des ondes. Les explosions. Le sautage. Les excavations souterraines. Le forage. Bibliographie. Problèmes. (Figures 8-1 à 8-40).</p>	
APPENDICE	
A - SYMBOLES ET ABREVIATIONS	A-1 à A-4
B - LEXIQUE	B-1 à B-13
C - LES RESEAUX D'EGCOULEMENT	C-1 à C-3
D - LES FACTEURS DE CONCENTRATION DE CONTRAINTE	D-1 à D-16
E - LES FORMULES DE LA POUTRE	E-1 à E-2
F - ANALYSE ET SIMILITUDE DIMENSIONNELLES	F-1 à F-3
G - L'ANALYSE GRAPHIQUE DE LA STRUCTURE ET DES CONTRAINTES	G-1 à G-15

CHAPITRE I
LA NATURE MECANIQUE DES ROCHES

Dans ce chapitre, nous faisons la revue de quelques notions fondamentales de mécanique afin que les symboles et les conventions utilisés dans ce livre soient compris sans difficulté. De plus, on trouvera la description des types de comportement des roches les plus communs ainsi que les théories de la rupture des roches. Une théorie valable sur les ruptures a une importance pratique parce qu'à partir de tests ou d'observations sur les ruptures dans un projet dans certaines conditions, elle permet d'extrapoler les risques de rupture dans des conditions différentes. A l'heure actuelle, les connaissances sur les ruptures sont insuffisantes et on n'a pas encore établi une théorie valable. Cependant, l'auteur expose et utilise dans ce livre deux des hypothèses les plus valables.

L'expérimentation des propriétés des roches doit donc fournir des données qui permettent de prédire le comportement des roches dans diverses circonstances. La classification des roches sert à localiser les zones où pourraient survenir des difficultés et à déterminer les tests nécessaires pour savoir si ces difficultés surviendront réellement.

QUELQUES DEFINITIONS

Dans la communication de renseignements, il faut qu'il y ait une connaissance commune du sens des mots utilisés. Dans la vie de tous les jours, le langage d'usage courant est plus ou moins précis. Cependant, dans les travaux scientifiques et techniques, il est important de définir le sens exact des mots. Par exemple, on peut créer une confusion si on utilise le terme "déformation unitaire" comme synonyme des termes "contrainte", "charge" ou "déformation" parce que tous ces termes ont des significations précises, mais différentes. C'est pourquoi l'ouvrage comprend en appendice un lexique des termes de la mécanique des roches; les termes les plus fondamentaux sont répétés ci-dessous.

La mécanique est l'étude des effets des forces sur les corps. Ces effets sont de divers types: accélération, vitesse et déplacement. Les forces peuvent également entraîner des changements de volume et de forme. Enfin, elles peuvent causer un écoulement ou une fracture.

La mécanique des roches est l'étude des effets des forces sur les roches. Les principaux effets qui intéressent le géologue sont les changements de forme. Le géophysicien s'intéresse aux aspects dynamiques des changements de volume et de forme, c'est-à-dire aux ondes sismiques. L'ingénieur s'occupe des phénomènes relatifs à la prédiction des possibilités de fracture ou d'écoulement et, dans certaines limites, des changements de volume et de forme des roches.

Ainsi, pour l'ingénieur, la mécanique des roches comprend l'analyse des charges ou des forces appliquées sur les roches, des effets internes (exprimés sous forme de contrainte, de déformation unitaire ou d'énergie emmagasinée) et des conséquences de ces effets internes, c'est-à-dire des fractures, de l'écoulement ou simplement des déformations des roches.

La contrainte est la force interne par unité de surface lorsque la surface tend vers zéro (voir chapitre 2: le schéma d'équilibre fait la distinction entre forces internes et forces externes). On réserve le mot "pression" pour désigner la force normale externe moyenne par unité de surface, même si la pression exercée sur une limite est égale à la contrainte normale interne en ce point.

La contrainte normale SIG est la composante de contrainte normale ou perpendiculaire au plan sur laquelle elle s'exerce.

La contrainte de cisaillement TAU est la composante de contrainte tangente ou parallèle au plan sur laquelle elle s'exerce.

La déformation DEL est le mouvement absolu ou relatif d'un point sur un corps ou le changement d'une dimension linéaire d'un corps (ΔL de la figure 1-1).

La déformation unitaire est la déformation par unité de longueur ou de largeur. Par exemple, la déformation unitaire résultant d'une charge P est égale à $\Delta L/L$ (Fig. 1-1a). Dans les ouvrages de génie civil, on calcule habituellement la déformation unitaire en se servant de la valeur primitive de la longueur L, c'est-à-dire sa valeur avant la déformation. Pour être rigoureux, il faut utiliser la longueur instantanée; cependant, pour de faibles déformations unitaires, si l'on utilise la longueur primitive, la perte de précision est négligeable.

La déformation unitaire normale EPS est la déformation par unité de longueur dans le sens de la déformation.

La déformation unitaire de cisaillement GAM est le changement relatif de l'angle que font les côtés d'un élément infinitésimal; ou bien, suivant la définition générale de la déformation unitaire, on la définit comme étant la déformation par unité de longueur à angle droit par rapport à la direction de la déformation (Fig. 1-1b: $GAM = \Delta x/y$).

Le module de déformation E d'un corps est le rapport de la contrainte normale à la déformation unitaire normale pour un matériau particulier où l'augmentation de la déformation unitaire est causée par une augmentation de la contrainte. Dans le cas des corps élastiques, on utilise le terme "module d'élasticité" pour désigner cette propriété.

Le rapport de Poisson MU est le rapport de la déformation unitaire transversale normale à la déformation unitaire longitudinale normale pour un matériau particulier soumis à une contrainte uniaxiale dans la direction longitudinale. On voit à la figure 1-1(a) la réaction d'un échantillon typique soumis à une contrainte de compression.

C'est la contrainte longitudinale qui entraîne la déformation unitaire transversale. Une compression longitudinale produit une dilatation latérale. La dilatation latérale ou déformation unitaire n'est pas causée, comme on le croit souvent, par une contrainte de traction latérale.

Effet de Poisson: terme utilisé pour désigner la déformation unitaire latérale résultant d'une contrainte longitudinale.

Elastique: Un matériau ou l'état d'un matériau est dit élastique lorsque ses déformations sont recouvrables, en théorie, instantanément, mais en fait avec une certaine tolérance au bout d'un certain temps.

Plastique: Un matériau ou l'état d'un matériau est dit plastique lorsque ses déformations sont partiellement irrécouvrables avec une certaine tolérance et au bout d'un certain temps. De plus, un matériau qui a subi une déformation irrécouvrable au-delà de sa limite d'écoulement, mais qui résiste encore à une pression, est dit plastique. (Consulter le lexique de l'appendice B pour de plus amples renseignements sur le sens de ce mot).

Visqueux: Un matériau est dit visqueux lorsque sa déformation dépend du temps.

Forces massiques: On constate la présence de forces massiques lorsque chaque particule d'un corps est soumise à un élément de la force massique totale. Par exemple, si un corps a une masse, chacune de ses particules subira une force de gravité lorsqu'il est placé dans un champ gravitationnel. De même, les corps en fer et en nickel placés dans un champ magnétique subissent une force massique magnétique.

Exemple: Déterminer la déformation verticale dans le haut du cylindre de la figure 1-2. La densité du cylindre est de 160 lb/pl.³ (2560 Kg/m³) et son module de déformation, de 1×10^6 lb/po.² (6900 MN/m²).

La déformation contributive (fournie) par les éléments d'épaisseur dy situés à une distance y de la base du cylindre (Fig. 1-2b) s'exprime par l'équation suivante:

$$dL = \frac{\sigma dy}{E} = \frac{(2-y)(160/1728) dy}{1 \times 10^6}$$

La déformation totale L s'exprime par l'intégrale de l'équation suivante:

$$L = \int_0^2 \frac{(2-y)(160/1728) dy}{1 \times 10^6}$$

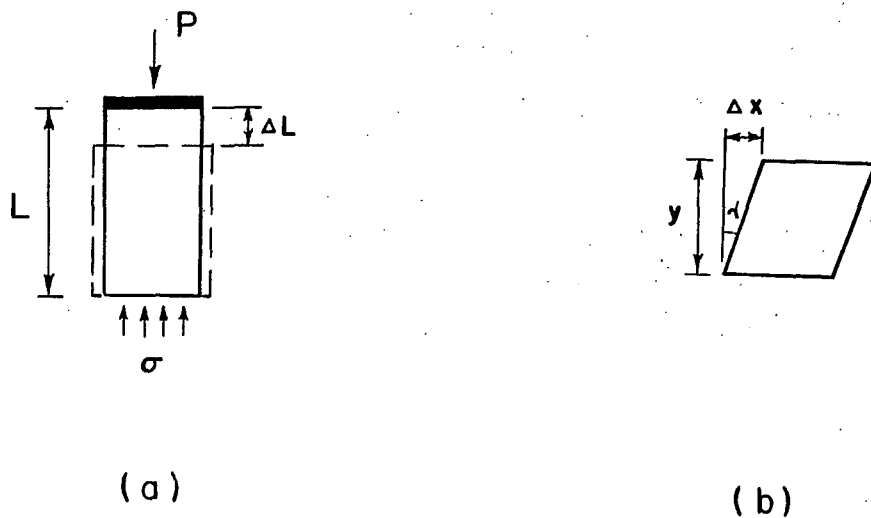


Fig. 1-1 Corps déformés

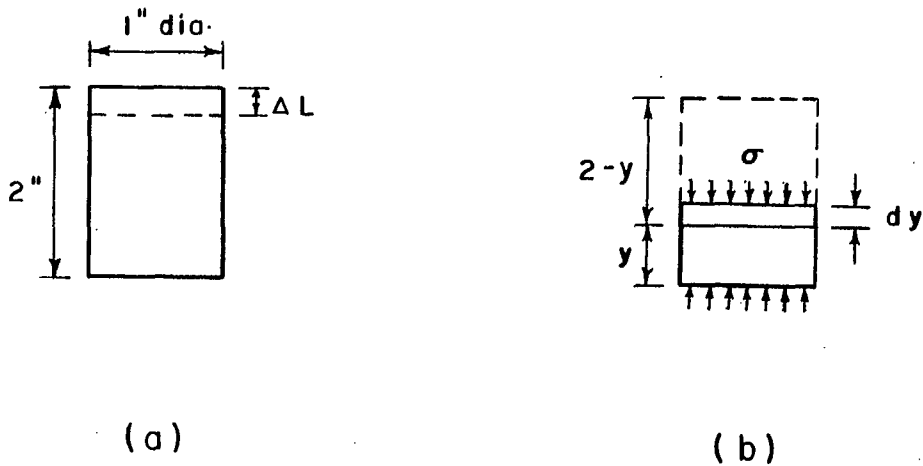
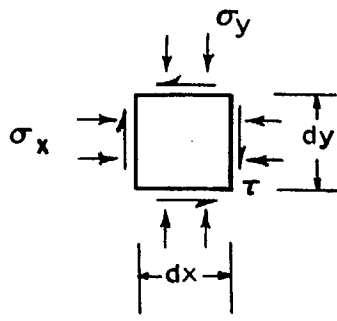
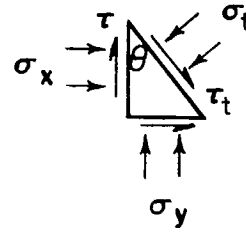


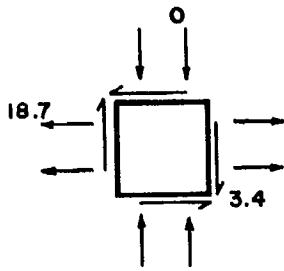
Fig. 1-2 Un cylindre soumis à des forces massiques gravitationnelles



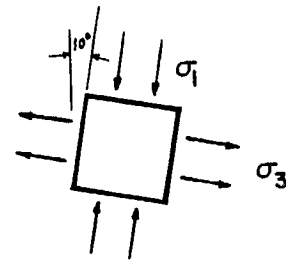
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 1-3 . L'analyse par coin des contraintes en un point.

$$= \left[\frac{160}{1728 \times 106} (2y-y^2/2) \right]_0^2$$

$$= 1.85 \times 10^{-7} \text{ po.}$$

La déformation causée par la force massique est égale à la moitié de la déformation résultant d'une force égale au poids du corps appliquée sur le haut du cylindre.

La résistance d'un corps est la contrainte maximum qu'un corps peut supporter sans qu'il y ait rupture, (soit par fracturation, soit par déformation continue).

LES CONTRAINTES EN UN POINT

Par définition, une contrainte s'exerce sur une surface infinitésimale. On considère donc que les contraintes en un point agissent sur des éléments limités par des surfaces infinitésimales.

Considérons les contraintes agissant dans un plan d'un cube élémentaire (Fig. 1-3a). Si les contraintes dans les deux autres plans du cube sont nulles, on a ici un cas de contrainte plane.

Une contrainte plane entraîne en général une déformation unitaire triaxiale. Le cube se dilate donc dans la direction normale au plan (x,y), en plus de se déformer selon l'axe des x et selon l'axe des y. Réciproquement, une déformation unitaire plane résulte habituellement d'une contrainte triaxiale. Afin de simplifier l'analyse, on choisit un de ces deux cas: contrainte plane ou déformation unitaire plane.

Par le symbole TAU (Fig. 1-3a), on indique que les contraintes de cisaillement exercées sur les faces x et y du cube sont égales, ce qu'on démontre par l'analyse de l'équilibre du cube. Représentons les contraintes de cisaillement s'exerçant sur les faces verticales et horizontales respectivement par TAU-x et TAU-y. En utilisant une des équations d'équilibre, on calcule les moments par rapport au coin inférieur droit pris comme axe de rotation:

$$\sum M = \sigma_x dy^2/2 - \sigma_y dy^2/2 + \sigma_y dx^2/2 - \sigma_x dx^2/2 + \tau_x dy dx - \tau_y dx dy = 0$$

puisqu'on a $dx = dy$
 $\text{TAU-x} = \text{TAU-y}$

Eq. 1-1

Considérons un plan oblique coupant le cube selon un angle d'inclinaison TET par rapport à la verticale (Fig. 1-3a). On suppose (jusqu'à ce qu'on prouve autrement) que la contrainte normale SIG-t et la contrainte de cisaillement TAU-t agissent dans ce plan oblique. On utilise deux équations d'équilibre pour déterminer la valeur et la direction des deux contraintes SIG-t et TAU-t en fonction des valeurs connues des contraintes SIG-x et SIG-y et TAU:

$$\sum F_x = \sigma_x dy + \tau dy \tan \theta - (\sigma_t dy / \cos \theta) \cos \theta + (\tau_t dy / \cos \theta) \sin \theta = 0$$

$$\sum F_y = \sigma_y dy \tan \theta + \tau dy - (\sigma_t dy / \cos \theta) \sin \theta - (\tau_t dy / \cos \theta) \cos \theta = 0$$

On détermine maintenant les deux inconnues SIG-t et TAU-t et on écrit les équations générales suivantes:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \cos 2\theta + \tau \sin 2\theta \quad \text{Eq. 1-2(a)}$$

$$\tau_t = -1/2 (\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\theta + \tau \cos 2\theta \quad \text{Eq. 1-2(b)}$$

On utilise ces équations pour la détermination de la direction des contraintes en supposant que toutes les directions indiquées sur les figures 1-3(a) et 1-3(b) sont positives, c'est-à-dire que les contraintes normales sont des contraintes de compression, que la contrainte de cisaillement sur la face à droite s'exerce vers le bas, que l'angle TET est mesuré dans le sens contraire des aiguilles d'une montre à partir de la face gauche, et que la contrainte de cisaillement TAU-t s'exerce vers le bas et vers la droite.

Les équations 1-2(a) et 1-2(b) nous permettent de conclure que SIG-t et TAU-t varient avec l'angle TET. On analyse cette variation en examinant l'équation de SIG-t pour trouver les maxima et minima. Si on différencie SIG-t par rapport à TET et si on fait la dérivée égale à zéro, on trouve

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{Eq. 1-3}$$

De cette équation, on voit que SIG-t a des maxima et des minima seulement pour des angles qui varient avec les contraintes SIG-x, SIG-y et TAU appliquées sur les faces orthogonales de l'élément. Deux valeurs de 2 TET à 180 degrés d'intervalle satisfont à cette équation. En d'autres termes, deux valeurs de TET à 90 degrés d'intervalle satisfont à l'équation. En portant ces deux valeurs dans l'équation de SIG-t, on obtient la valeur maximum et la valeur minimum.

Portons dans l'équation 1-2(b) les valeurs de TET obtenues ci-dessus. On trouve que TAU-t est nul dans les plans obliques. En d'autres termes, les plans où SIG-t atteint un maximum ou un minimum ne subissent aucune contrainte de cisaillement. Ces plans s'appellent plans principaux et les contraintes normales sur ces plans s'appellent contraintes principales. Il est utile de se rappeler (nous en reparlerons plus loin) que les trajectoires des contraintes principales forment un réseau de courbes orthogonales.

On représente la contrainte principale majeure par SIG-1, la contrainte principale intermédiaire par SIG-2 et la contrainte principale mineure par SIG-3. Dans les calculs des structures, on suppose que les contraintes de traction sont positives, et par suite, la contrainte principale majeure est la contrainte de traction maximum ou algébriquement la contrainte de compression minimum. En mécanique des roches, on suppose au contraire que les contraintes de compression sont positives. Par conséquent, dans ce livre, la contrainte principale majeure est la contrainte de compression maximum ou la contrainte de traction minimum en un point.

L'analyse précédente nous permet de conclure que, pour tout état de contrainte en un point, il y a des contraintes principales en ce point. Si on oriente les axes des x et des y dans la direction des contraintes principales, on détermine les contraintes SIG-t et TAU-t en un point en fonction des contraintes principales et de l'orientation du plan oblique TET:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad \text{Eq. 1-4(a)}$$

$$\tau_t = -1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta \quad \text{Eq. 1-4(b)}$$

Exemple: En un point d'un corps, SIG-x est de 18.7 kip/po.² (129.0 MN/m²) en tension, SIG-y est nul et TAU est égal à 3.4 kip/po.² (23.5 MN/m²) (Fig. 1-3c). Déterminez les contraintes principales. Les équations 1-3 et 1-2 donnent:

$$\tan 2\theta = \frac{2 \times 3.4}{18.7 - 0} = -0.364$$

Donc,

$$2\theta = -20^\circ \text{ or } +160^\circ$$

$$\begin{aligned}\sigma_{1,3} &= \frac{-18,7 + 0}{2} + \frac{-18,7 - 0}{2} \cos(340) + 3,4 \sin(340) \\ &= -19,30\end{aligned}$$

De plus,

$$\begin{aligned}\sigma_{1,3} &= \frac{-18,7 + 0}{2} + \frac{-18,7 - 0}{2} \cos(160) + 3,4 \sin(160) \\ &= 0,60\end{aligned}$$

Donc; SIG-1 = 0.60 kip/po.² (4.14 MN/m²) et SIG-3 = -19.30 kip/po.² (-133. MN/m²) (Fig. 1-3d)

LE CERCLE DE MOHR

Simplifions les équations 1-4(a) et 1-4(b) en posant

$$a = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

et

$$b = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

Alors, on obtient:

$$\sigma_t = a + b \cos 2\theta$$

ou bien

$$\sigma_t - a = b \cos 2\theta$$

et

$$r_t = -b \sin 2\theta$$

En mettant au carré et en additionnant les deux dernières équations, il vient

$$(\sigma_t - a)^2 + r_t^2 = b^2$$

Eq. 1-5

On reconnaît ici l'équation d'un cercle, c'est-à-dire une équation de forme semblable à $(x-a)^2 + y^2 = r^2$. En prenant SIG-t et TAU-t comme axes, les coordonnées du centre du cercle sont SIG-t = a et TAU-t = 0 et le rayon est égal à b (Fig. 1-4).

Ce cercle, appelé cercle de Mohr, représente le lieu géométrique des contraintes SIG-t et TAU-t en un point. L'abscisse du point A (Fig. 1-4), obtenue par l'addition de a et de b, donne la contrainte principale majeure SIG-1, c'est-à-dire la contrainte s'exerçant sur le plan où la contrainte normale est maximum et la contrainte de cisaillement, nulle. Le point B représente les contraintes agissant sur le plan principal mineur.

Le point E représente les contraintes SIG-t et TAU-t s'exerçant sur un plan incliné d'un angle TET par rapport au plan principal majeur (Fig. 1-4). L'étude de la géométrie de ce point nous permet de déterminer la valeur de l'angle ALP:

$$\overline{OD} = \overline{OC} + \overline{CD}$$

$$= \overline{OC} + \overline{CE} \cos \alpha$$

d'où

$$\sigma_t = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \alpha$$

Or, l'équation 1-2(a) donne:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

On a donc

$$ALP = 2 TET$$

Dans un cercle de Mohr, l'angle ALP entre un plan quelconque et le plan principal majeur est donc deux fois plus grand que l'angle réel.

Nous avons déjà signalé qu'il suffit de connaître les contraintes principales pour déterminer toutes les contraintes en un point. Par exemple, dans un test de compression uniaxiale, la contrainte principale majeure est égale à la contrainte de compression et la contrainte principale mineure est nulle. Le cercle ① représente les contraintes en tous les points de l'éprouvette (Fig. 1-5). On constate à l'aide de ce cercle que la contrainte de cisaillement maximum est égale à la moitié de la contrainte principale majeure et qu'elle s'exerce sur un plan incliné à 45° par rapport au plan principal majeur, c'est-à-dire ALP = 90° = 2 TET. De même, le cercle ② représente les contraintes en tous les points d'une éprouvette soumise à une contrainte uniaxiale de traction.

Le cercle ③ représente l'une ou l'autre situation suivante (Fig. 1-5). Si l'éprouvette est soumise à une contrainte principale majeure de compression et si la contrainte principale mineure est une contrainte de traction d'une même valeur, le cercle ③ représente les contraintes en tous les points de l'éprouvette. A l'aide de ce cercle, on constate que la contrainte de cisaillement maximum s'exerce sur des plans qui ne subissent pas de contrainte normale. En d'autres termes, le cercle représente l'état de contrainte appelé cisaillement pur: les contraintes de cisaillement agissent sur des plans orthogonaux qui ne subissent pas de contraintes normales. Ainsi, dans cet état, les contraintes normales agissent sur tous les plans en tous les points de l'éprouvette sauf sur les plans où s'exerce la contrainte de cisaillement maximum.

En mécanique des roches, les signes (+ ou -) des contraintes de cisaillement et des angles formés par le plan principal majeur et les autres plans n'ont pas d'importance. On ne trace donc que des demi-cercles (Fig. 1-5). Lorsqu'il importe de tenir compte du signe, on recommande souvent de résoudre le problème par une analyse par coins au lieu d'essayer de se rappeler la convention des signes sur le cercle de Mohr.

LE COMPORTEMENT DES ROCHES

On a dit plus haut que les déformations d'un corps élastique sont complètement recouvrables. On peut considérer plusieurs roches dures comme étant élastiques puisque les courbes contrainte-déformation unitaire des éprouvettes sont réversibles et droites (Fig. 1-6a).

Lorsque ces roches présentent des particularités de structure, des diaclases par exemple, dans un essai de mise en charge d'une plaque, elles donnent une courbe charge-déformation semblable à celle de la figure 1-6b. La fermeture des diaclases rend compte en grande partie de la courbure initiale de la première partie (Zone I). Dans ce cas, la roche n'est pas linéairement élastique, mais comme la courbe est habituellement réversible dans les zones I et II, la roche est encore élastique.

La zone III marque le début de la rupture. Lors de tests effectués sur des éprouvettes, on a constaté que la zone de déformation unitaire latérale augmente et que le volume de la roche augmente en général. Si on maintient la contrainte constante dans cette zone, cela conduit généralement à la rupture dans un temps variant l'inversement avec l'augmentation de la contrainte

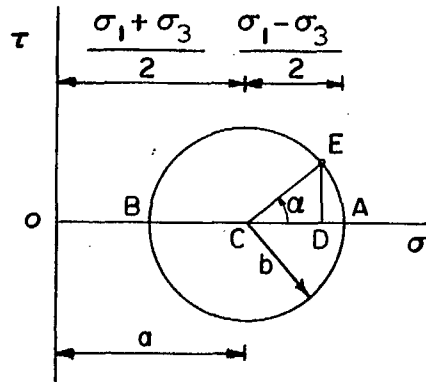


Fig. 1-4 Représentation géométrique par le cercle de Mohr des contraintes en un point.

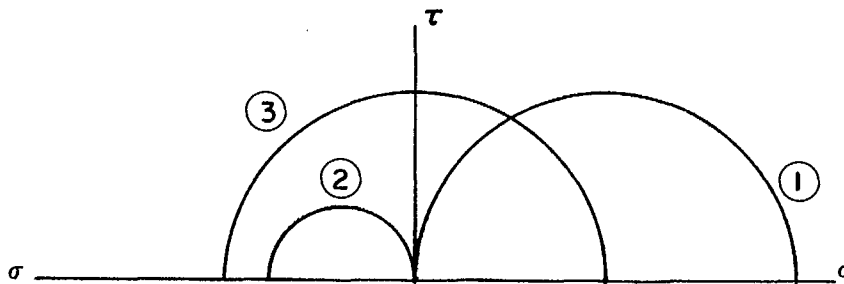


Fig. 1-5 Cercles de Mohr pour des conditions communes de contrainte:

- (1) Contrainte de compression uniaxiale.
- (2) Contrainte de traction uniaxiale.
- (3) Contrainte de torsion ou de cisaillement pur.

au-dessus de la limite d'écoulement au point de transition entre les zones II et III (9). Il est intéressant de noter qu'un capteur à galène sensible peut détecter des fissurations internes ou une activité micro-sismique lorsque la contrainte dépasse la résistance maximum d'environ 50 pour cent (1). Le degré d'activité augmente généralement avec la contrainte (Fig. 1-6b) et indique qu'il y a eu une redistribution ou un broyage dans la structure granulaire de l'éprouvette (30).

On s'attend à ce que la rupture d'un matériau cassant comme la roche dure soit semblable à l'éclatement d'autres matériaux comme le verre ou la fonte. Mais on a trouvé que, dans le cas des roches, le type de machine d'essai utilisée influence beaucoup leur comportement pendant le concassage. Si la machine d'essai se déforme beaucoup en appliquant une charge sur l'éprouvette, elle emmagasine de l'énergie, qui sera libérée à la rupture et qui tendra à causer une déformation soudaine et à projeter violemment les morceaux de l'éprouvette brisée. D'autre part, si la machine d'essai se déforme très peu pendant l'expérience, c'est-à-dire si la machine d'essai est rigide, elle emmagasine très peu d'énergie et l'échantillon qui subit la rupture ne sera pas broyé. Comme la réaction de l'éprouvette commence à diminuer à mesure qu'il se brise, on peut diminuer d'une façon correspondante la force appliquée sur l'éprouvette avec un petit déplacement. A l'aide de telles machines d'essai, on a mesuré les déformations après la rupture des éprouvettes de roches cassantes, mais qui sont restées intactes (Fig. 1-6c) (32). Comme ce type de chargement ressemble au chargement des piliers par les murs, on peut mieux comprendre le mécanisme de la production de piliers qui se fragmentent, mais qui restent intacts. La variation cyclique de la charge après la rupture indique aussi que de tels piliers fragmentés pourraient encore avoir une certaine rigidité et ainsi une certaine capacité de supporter des charges (Fig. 1-6c).

Les éprouvettes des roches ayant une porosité élevée donnent une courbe de zone I (9). Dans ces cas, les vides entre les grains se présentent probablement sous forme d'espaces cunéiformes, qui se referment sous l'action d'une pression.

La totalité ou une partie de la déformation unitaire d'un corps plastique soumis à une contrainte est irrécouvrable. Certains terrains, qui se compriment sous l'action d'une contrainte, subissent une déformation unitaire plastique qui ne dépend pas du temps. La déformation plastique d'autres roches dépend du temps. On appelle fluage une augmentation de la déformation unitaire plastique avec le temps. Le graphique de la figure 1-6d représente un fluage, Δt étant l'accroissement de temps nécessaire pour produire EPS-p. Un tel fluage obéit à une loi de rhéologie et se caractérise par un coefficient de viscosité. Dans ce livre, on appelle visqueuses les roches qui subissent un tel fluage.

Cependant, il est entendu qu'on peut avoir l'effet du temps même pour les roches qui ne sont pas nettement visqueuses. Voici un exemple de la déformation de roches non-visqueuses avec le temps. Dans une galerie de mine, on a observé que les cadres coulissants en boisage se fermaient à un rythme de 4 po. (0.1m) par mois, non pas parce que la roche était visqueuse, mais parce que la roche s'effondrait derrière les cadres et augmentait ainsi la charge sur ceux-ci. Le glissement des cadres en boisage a réduit la charge, mais il en résulta que les roches travaillèrent beaucoup plus. La charge s'accumulait donc à nouveau et il y avait une augmentation de la déformation du cadre. Toutes ces actions et ces réactions ont pris du temps et leurs résultats sont semblables - mais non identiques - à ceux que l'on observe pour la roche visqueuse.

Considérons un des nombreux modèles rhéologiques, le modèle de la substance de Maxwell (Fig. 1-6e). Ce modèle caractérise une substance dont la déformation unitaire sous l'action d'une contrainte est en partie instantanée et récupérable, en partie permanente, fonction du temps et irrécouvrable. Cette dernière partie, la déformation unitaire plastique, varie donc en fonction du temps et de la valeur de la contrainte.

A la figure 1-6e, on voit également la courbe déformation unitaire-temps de ce corps. Si le module d'élasticité du ressort et le coefficient de viscosité de l'amortisseur du modèle sont constants, on exprime la déformation unitaire du modèle par l'équation suivante:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma t}{\eta} \quad \text{Eq. 1-6}$$

où t est le temps pendant lequel la contrainte SIG s'est exercée et η , le coefficient de viscosité.

Considérons maintenant un autre modèle rhéologique simple, le modèle de la substance de Kelvin (Fig. 1-6f). La déformation unitaire de ce modèle sous l'action d'une contrainte varie en fonction du temps. Cependant, toute déformation unitaire est recouvrable en entier avec le temps. Il s'agit donc d'un corps élastique, bien que d'un point de vue pratique, le temps nécessaire pour que la roche qui se comporte de telle façon reprenne sa forme primitive est tellement grand qu'une partie de la déformation est considérée comme plastique. En effet, il est possible que plusieurs roches se comportent comme l'argile ou le béton alors que la déformation n'est pas récupérée (4).

Si les caractéristiques du modèle Kelvin sont constantes, on exprime la déformation unitaire résultant de l'action d'une contrainte par l'équation suivante:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} (1 - e^{-Et/\eta}) \quad \text{Eq. 1-7}$$

A l'aide de l'équation 1-7, on constate que la valeur de la déformation unitaire tend vers la valeur de la déformation élastique correspondant à la contrainte SIG, lorsque le temps tend vers l'infini. Lorsque l'action de la contrainte cesse, on utilise l'équation suivante:

$$\epsilon = \epsilon_0 e^{-Et/\eta} \quad \text{Eq. 1-8}$$

EPS-0 étant la déformation pour t égale à zéro.

Evidemment, la plupart des matières naturelles ne se comportent pas exactement comme les modèles idéaux étudiés ci-dessus. On cerne de plus près leur comportement réel par diverses combinaisons. Considérons par exemple une substance linéaire quelconque ayant des caractéristiques de chacun des deux modèles, Maxwell et Kelvin (Fig. 1-6g). Une telle substance subit des déformations unitaires élastiques et plastiques. La déformation plastique, ainsi qu'une partie de la récupération élastique de la contrainte, dépendent du temps.

A l'heure actuelle, on n'utilise des modèles rhéologiques en mécanique des roches que pour étudier les diverses courbes déformation unitaire-temps possibles des roches. Certains travaux portent sur les problèmes de distribution des contraintes pour des types variés de géométrie et de charges en supposant que les roches sont de nature rhéologique plutôt qu'élastique. Cependant, on ne pourra appliquer ces méthodes à des problèmes réels que dans un avenir éloigné.

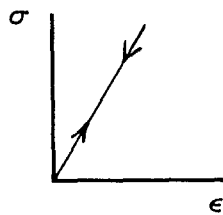
D'un point de vue géologique, on considère souvent que toutes les roches se déforment d'une façon visqueuse. On a calculé que, dans le cas de déformations visqueuses mille fois plus grandes que des déformations élastiques, le temps de déformation était 14 jours pour la glace, 1 an pour le sel, 10 ans pour le gypse, 10⁴ ans pour la serpentine et jusqu'à 10¹⁰ ans pour les autres minéraux (22). On peut ainsi expliquer l'extrusion du gypse accompagnée de l'apparition de lave et l'intrusion de serpentine visqueuse dans la roche plus compétente.

Le comportement des roches varie selon le taux de contrainte ou de déformation unitaire. En général, la contrainte à la rupture et souvent le module de déformation de la roche augmentent lorsque le taux d'application de la charge augmente. La Table 1 donne les résultats de tests dynamiques et statiques effectués sur plusieurs types de roches; elle permet de comparer les effets du taux de contrainte sur la contrainte de traction et sur la déformation unitaire à la rupture (20).

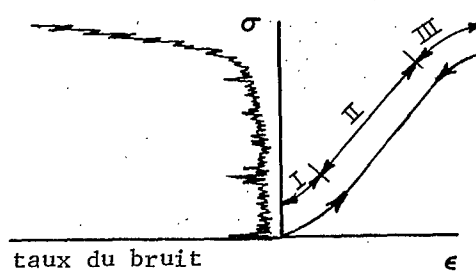
T A B L E 1

Les propriétés dynamiques et statiques des roches (20).

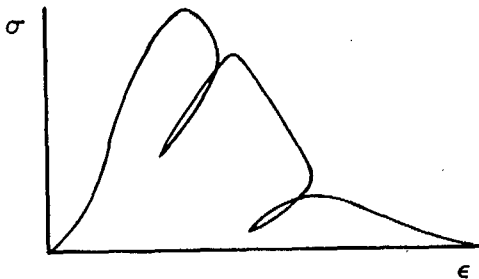
	Marbre	Grès A	Grès B	Granite
<u>Tests dynamiques</u>				
Taux de contrainte, kg/cm ² /sec.	1.7 x 10 ⁶	1.4 x 10 ⁶	1.5 x 10 ⁶	1.5 x 10 ⁶
Taux de déformation				



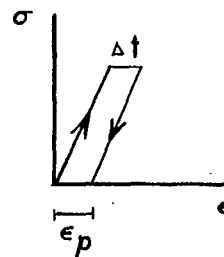
(a)



(b)

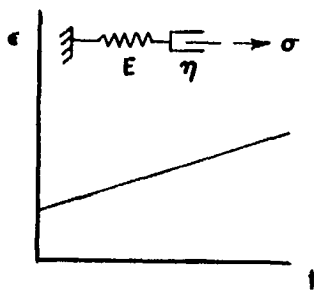


(c)

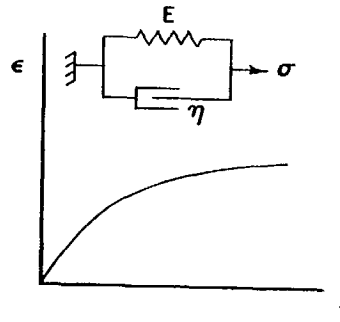


(d)

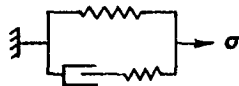
Fig. 1-6 Quelques aspects du comportement des roches: (a) Une courbe linéaire et réversible de la contrainte en fonction de la déformation unitaire, (b) Une courbe curviligne et réversible de la contrainte en fonction de la déformation unitaire et le taux de l'émission microsismique correspondante, (c) Une courbe contrainte-déformation unitaire obtenue au moyen d'une machine rigide d'essai (32), (d) Une courbe contrainte-déformation unitaire qui montre que la déformation plastique dépend de la durée d'application de la contrainte.



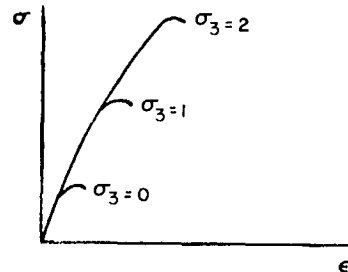
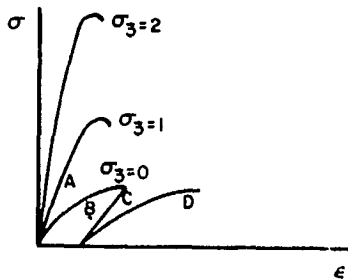
(e)



(f)



(g)



(h)

Fig. 1-6 Quelques aspects du comportement des roches
 (e) Un modèle Maxwell représentant une contrainte qui entraîne une déformation instantanée et une déformation qui dépend du temps, (f) Un modèle Kelvin représentant une contrainte qui entraîne une déformation qui dépend du temps et qui s'approche d'une certaine valeur limite, (g) Une substance générale linéaire qui, sous une contrainte, subit une déformation instantanée et une déformation qui dépend du temps et qui varie en s'approchant asymptotiquement d'une valeur limite, (h) La réaction de certains matériaux géologiques à l'oscillation de la contrainte et l'effet du confinement.

unitaire, MU/sec.	3.6	3.7	3.3	5.5
Contrainte au point de rupture, kg/cm ²	215	220	190	170
Déformation unitaire au point de rupture, MU	490	610	460	630
E, kg/cm ²	51 x 10 ⁴	64 x 10 ⁴	40 x 10 ⁴	30 x 10 ⁴
<u>Tests statiques</u>				
Taux de contrainte, kg/cm ² /sec	1.1	1.8	0.5	2.2
Contrainte au point de rupture, kg/cm ²	53	80	29	53
Déformation unitaire au point de rupture, MU	145	410	370	510
E, kg/cm ²	47 x 10 ⁴	19 x 10 ⁴	10 x 10 ⁴	12 x 10 ⁴

Considérons la courbe contrainte-déformation unitaire de certaines matières géologiques soumises à une contrainte uniaxiale de compression (Fig. 1-6h, Cycle B-C). Dans ce cas, l'application des contraintes donne une courbe qui représente la relations entre les contraintes et les déformations et qui atteint un maximum au point d'écoulement. De plus, il est difficile de déterminer le module de déformation représentatif. Le module tangentiel $d(\text{SIG})/d(\text{EPS})$ donne la pente de la courbe pour un niveau donné, tandis que le module sécant SIG/EPS donne la pente moyenne pour une contrainte donnée.

Deux concepts différents de la plasticité s'appliquent à ces matériaux. En deçà de la contrainte de rupture, il se produit une certaine déformation unitaire irrécouvrable ou plastique (la courbe de la récupération de la contrainte inférieure à la contrainte de rupture est en général une droite qui se prolonge jusqu'à l'axe des x). On considère donc le matériau comme étant plastique ou élastico-plastique.

On aura un autre type de plasticité lorsque la contrainte dans le corps dépasse la limite de résistance de la substance (Fig. 1-6h). Il se produit un écoulement et non une fracture, comme cela arrive pour les roches tendres et relativement incompétentes. Cet écoulement ressemble à la réaction de l'acier doux à une contrainte supérieure au point d'écoulement. Le corps subit une déformation unitaire plastique considérable avant de briser et de se rompre (voir le second cycle D). (Il est malheureux qu'on utilise dans divers domaines de la mécanique appliquée tant de définitions différentes de la plasticité. Lorsqu'on utilise ce terme, il est important de préciser quelle définition on veut utiliser).

Considérons la courbe A de la contrainte en fonction de la déformation unitaire pour le corps étudié par les courbes B, C et D, soumis cette fois à une contrainte triaxiale. Cette courbe représente la réaction habituelle des roches soumises à une pression de confinement. Ces roches acquièrent en général une augmentation de résistance et le module de déformation peut également augmenter. Ces deux quantités varient selon la valeur de la pression de confinement. Cependant, les pressions de confinement influencent très peu la valeur du module de déformation des roches fragiles et denses.

LA THEORIE DE MOHR DE LA RESISTANCE

Les terrains pulvérulents: A l'heure actuelle, la théorie de Mohr est la théorie de résistance la plus valable qui s'applique aux roches soumises à des contraintes de compression. Elle n'explique pas d'une façon tout à fait satisfaisante toutes les variations de résistance observées; cependant, aucune autre théorie n'est appuyée par autant d'essais expérimentaux.

Cette théorie de la résistance se fonde sur le fait qu'avant la rupture, il faut dépasser le frottement interne sur les surfaces où commence une rupture. Etudions la mécanique élémentaire du frottement. Un solide placé sur un plan est soumis à l'action d'une force horizontale P (Fig. 1-7). Trois forces externes agissent sur le corps: P: la force de gravité, W; et la réaction R du plan (voir le schéma d'équilibre). On décompose R en ses composantes N normale au plan et F_r tangente au plan.

La loi du Coulomb sur le frottement donne:

$$F_r \leq N \cdot u \quad \text{où } u = \text{le coefficient de frottement}$$

ou $F_r / N \leq u$

Alors $\tan \text{BET} \leq u$, BET étant l'angle d'obliquité de la réaction du plan.

Lorsque $\tan \text{BET} = u$, l'angle d'obliquité BET de la réaction (par rapport à la composante normale) et F_r sont maximums. Une augmentation de P empêche l'équilibre et entraîne le mouvement du corps. On désigne habituellement par la lettre grecque FI la valeur maximum de BET et on l'appelle angle de frottement. Comme u, le coefficient de frottement, l'angle maximum d'obliquité de la réaction ou l'angle de frottement FI varie selon la nature du matériau.

Les deux composantes SIG-t et TAU-t de la contrainte exercée sur le plan déterminé par l'angle TET (Fig. 1-3b) peuvent être remplacées par une contrainte inclinée d'un angle BET par rapport à la normale telle que $\tan \text{BET} = \text{TAU} - t / \text{SIG} - t$.

E représente l'état de contrainte d'un des plans passant par le point du corps représenté par le cercle ② de Mohr (Fig. 1-8a). L'angle d'obliquité BET de la contrainte exercée sur le plan E est égale à $\tan^{-1} (\text{TAU}/\text{SIG})$. La droite joignant E à l'origine O et l'axe des x forment l'angle BET, l'angle d'obliquité de la contrainte résultante.

Lorsque BET prend la valeur maximum FI, on trace jusqu'à l'axe des x une droite qui est l'enveloppe de tous les angles d'obliquité possibles des contraintes résultantes exercées sur le corps. Considérons par exemple le cercle ①: la contrainte résultante s'exerce sur le plan représenté par F selon l'angle maximum FI. Augmenter l'angle de cette contrainte équivaut à augmenter la valeur de la contrainte de cisaillement TAU, la contrainte normale SIG étant constante; ou bien cela équivaut à augmenter F_r (Fig. 1-7) de façon à neutraliser une augmentation de P lorsque $\text{BET} = \text{FI}$, N étant constant. Ces deux choses sont impossibles et le système se met en mouvement.

Ainsi la droite qui fait un angle FI avec l'axe des x et qui délimite l'angle d'obliquité maximum de la contrainte résultante exercée sur tout plan du corps est aussi l'enveloppe au-dessus de laquelle n'existe aucun cercle de contrainte. Dans ce cas particulier, elle donne les caractéristiques de résistance d'un corps (c'est-à-dire d'une masse granuleuse) dont le frottement interne est le seul moyen de s'opposer aux forces exercées sur lui. L'équation de l'enveloppe est:

$$r_f = \sigma \tan \varphi \quad \text{Eq. 1-9}$$

TAU-f étant la résistance au cisaillement ou la contrainte de cisaillement nécessaire pour entraîner la rupture. Notons ici qu'il est possible d'expliquer cette théorie de résistance sans utiliser le concept de frottement interne: d'une façon empirique, on sait que la résistance au cisaillement varie selon la valeur de la contrainte normale sur le plan de rupture.

Etudions maintenant quelques-unes des implications de cette théorie. En premier lieu, on voit à l'aide de l'équation 1-9 qu'une contrainte de compression entraîne une rupture par cisaillement.

En second lieu, la contrainte principale majeure ne prend pas une valeur unique au point de rupture; la résistance à la compression, tout comme la contrainte à la rupture TAU-f, dépend de la contrainte normale dans le plan où débute la rupture. Ainsi le cercle ① de la figure 1-8a représente un état de rupture qui se produit dans le plan représenté par F. Cependant, le cercle ② ne représente pas une rupture parce que l'angle maximum de la contrainte exercée sur tout plan en ce point est BET et BET est inférieur à FI. Le cercle ③ représente un état de contrainte où la contrainte principale majeure SIG-1 est supérieure

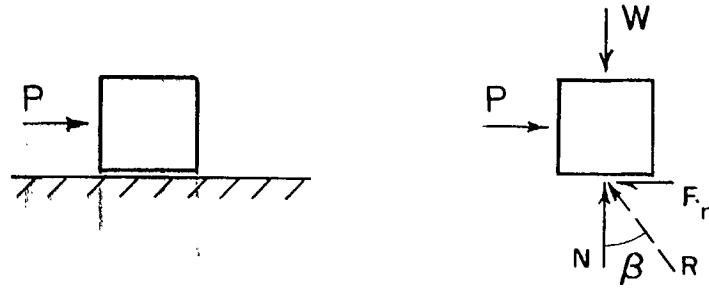


Fig. 1-7 Les forces nécessaires pour mettre en mouvement un corps qui est initialement au repos et qui présente une résistance au frottement.

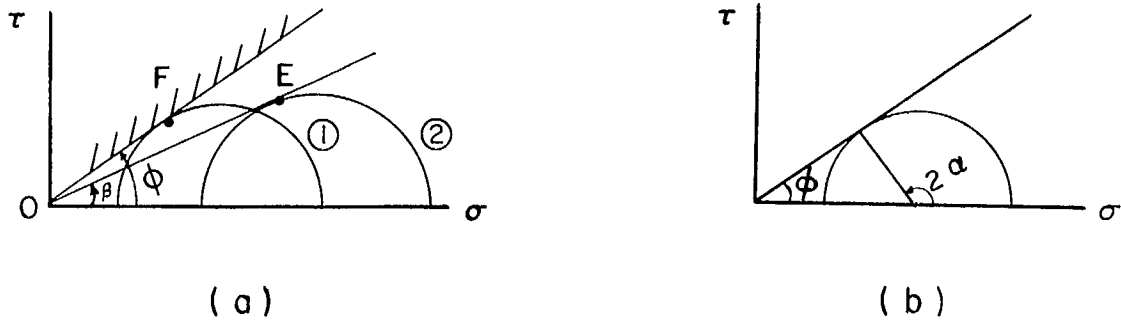
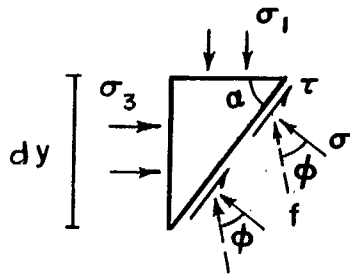
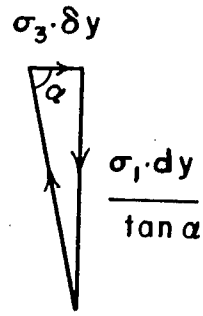


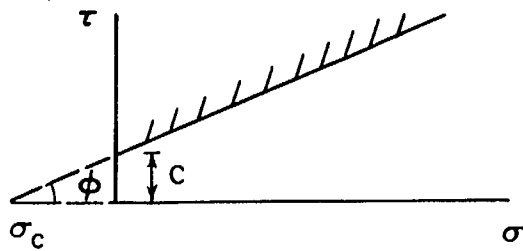
Fig. 1-8 Enveloppes de rupture par cisaillement.



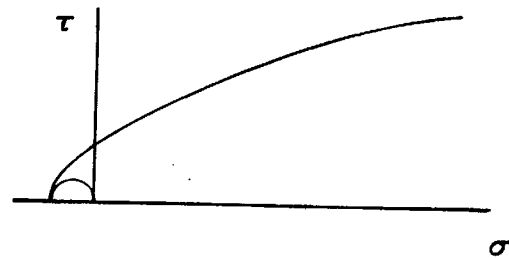
(c)



(d)



(e)



(f)

Fig. 1-8 Enveloppes de rupture par cisaillement

à celle du cercle ①. Cependant, cet état de contrainte est moins dangereux parce que la contrainte principale mineure SIG-3 proportionnellement supérieure à la contrainte principale mineure du cercle ①.

En troisième lieu, on constate qu'une augmentation de la pression de confinement SIG-3 entraîne une augmentation de la contrainte normale exercée sur le plan où débute la rupture (Fig. 1-8a), ce qui entraîne une augmentation de la contrainte de cisaillement TAU-f nécessaire pour entraîner la rupture.

Il existe une relation mathématique entre SIG-1 et SIG-3 au point de rupture. L'angle 2α à la figure 1-8(b) est le double de l'angle formé par le plan principal majeur et le plan de rupture. L'étude géométrique du diagramme donne:

$$2\alpha = 90 + \varphi$$

$$\text{ou} \quad \alpha = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad \text{Eq. 1-10}$$

En d'autres termes, une rupture théoriquement se produit toujours selon des plans inclinés à $(45 + \varphi/2)$ par rapport au plan principal majeur. Les résultats de nombreuses expériences confirment cette conclusion; cependant, les résultats de plusieurs autres expériences ne concordent pas avec ces relations, sans doute à cause de l'hétérogénéité du matériau ou du champ de contrainte naturelle.

Considérons un élément placé dans des conditions de contrainte qui provoquent la rupture (Fig. 1-8c). Les composantes de contrainte SIG et TAU selon un angle de $(45 + \varphi/2)$ ou α par rapport au plan principal majeur sont représentées. La contrainte résultante f sur le plan est également représentée. Une rupture se produit selon ce plan lorsque l'angle d'obliquité de f est φ . D'une autre façon, on exprime la relation entre la contrainte de cisaillement TAU et la contrainte normale SIG par:

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

Construisons un polygone de forces (Fig. 1-8d) représentant les forces qui agissent sur l'élément de la figure 1-8c. Ces forces sont égales au produit des contraintes et des surfaces sur lesquelles elles agissent. L'équation 1-10 nous donne la direction de f . On suppose que l'épaisseur de l'élément perpendiculairement à la feuille de papier est égale à 1. À l'aide de ce diagramme des forces, on déduit que:

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1 dy / \tan \alpha}{\sigma_3 dy}$$

$$\text{ou} \quad \sigma_1 / \sigma_3 = \tan^2 \alpha = \tan^2 (45 + \varphi/2) \quad \text{Eq. 1-11(a)}$$

Cette équation démontre que le rapport de la contrainte principale majeure SIG-1 à la contrainte principale mineure SIG-3 doit être égal à $\tan^2 (45 + \varphi/2)$ pour qu'il y ait rupture. Si $\varphi = 30^\circ$, alors SIG-1/SIG-3 à la rupture est approximativement égal à 3; si $\varphi = 45^\circ$, alors SIG-1/SIG-3 à la rupture est approximativement égal à 6. SIG-1 doit donc être soit 3 fois, soit 6 fois plus grand que SIG-3 pour entraîner la rupture.

Une méthode classique pour calculer la pression exercée par une masse granuleuse sur un corps se fonde sur l'équation 1-11a et est représentée par l'élément de la figure 1-8c. On suppose que la contrainte principale majeure SIG-1 est égale à la pression des terrains de recouvrement, c'est-à-dire que SIG-1 = GAM x Z. La contrainte principale mineure SIG-3 est alors la réaction du corps à la pression p_a qui s'exerce sur lui. L'élément étant sur le point de se rompre, le mouvement qui s'amorce se dirige vers le corps. C'est ce qu'on appelle la poussée active des terres:

$$p_a = \gamma z / \tan^2(45 + \varphi/2) = \gamma z \tan^2(45 - \varphi/2) \quad \text{Eq. 1-11(b)}$$

Lorsque toutes les conditions qui rendent cette équation valable sont satisfaites (par ex., une surface de sol plane, horizontale, non-chargée et un mur lisse et vertical), celle-ci nous permet de prédire avec une bonne précision la pression moyenne exercée par la roche broyée, le sable ou le gravier sur les murs de soutènement, les cadres et les structures.

Quand le mouvement s'amorce du corps vers la masse granuleuse, par exemple, lorsqu'un mince revêtement métallique tend à se déformer latéralement en s'éloignant du centre du tunnel, la contrainte principale majeure SIG-1 est alors égale à la réaction pp de la masse granuleuse. Si l'on fait tourner d'un angle de 90° l'élément à la figure 1-8c, SIG-1 ou pp agit horizontalement et SIG-3 est égale à GAM x z. C'est ce qu'on appelle la poussée passive des terres:

$$p_p = \gamma z \tan^2(45 + \varphi/2) \quad \text{Eq. 1-11(c)}$$

TERRAIN COHERENT

La plupart des roches résistent à la rupture par la cohésion de leurs particules et par le frottement interne qui peut être mis en jeu. Ce type de résistance peut être représenté par un bloc collé sur un plan (Fig. 1-7). Dans ce cas, la force P nécessaire pour produire un mouvement le long du plan est de:

$$P = K + u. N$$

où K = la force latérale que la colle oppose au mouvement. On suppose que la résistance de la colle et le frottement s'exercent en même temps et pour une même déformation.

L'équation analogue de Coulomb de la résistance interne issue de la cohésion et du frottement interne est:

$$T_f = c + \sigma \tan \varphi \quad \text{Eq. 1-12}$$

où c est égal à la cohésion ou à la résistance au cisaillement le long des plans intérieurs et est indépendant de la contrainte normale. On voit à la figure 1-8e la courbe de cette équation. En d'autres termes, lorsque la contrainte normale sur un plan intérieur est nulle, la résistance au cisaillement est donc égale à la cohésion c.

Pour un frottement intérieur nul, l'équation 1-12 devient TAU-f = c = constante, quelle que soit la valeur de la contrainte normale sur le plan de rupture. Dans ce cas, la roche se comporte suivant la théorie de résistance de la contrainte maximum de cisaillement. Sur un diagramme de Mohr, l'enveloppe de la résistance se présente comme une droite horizontale située au niveau de TAU = c.

Si on considère l'abscisse à l'origine plutôt que l'ordonnée à l'origine, l'équation 1-12 de la résistance s'écrit de la façon suivante:

$$T_f = (\sigma_c + \sigma) \tan \varphi$$

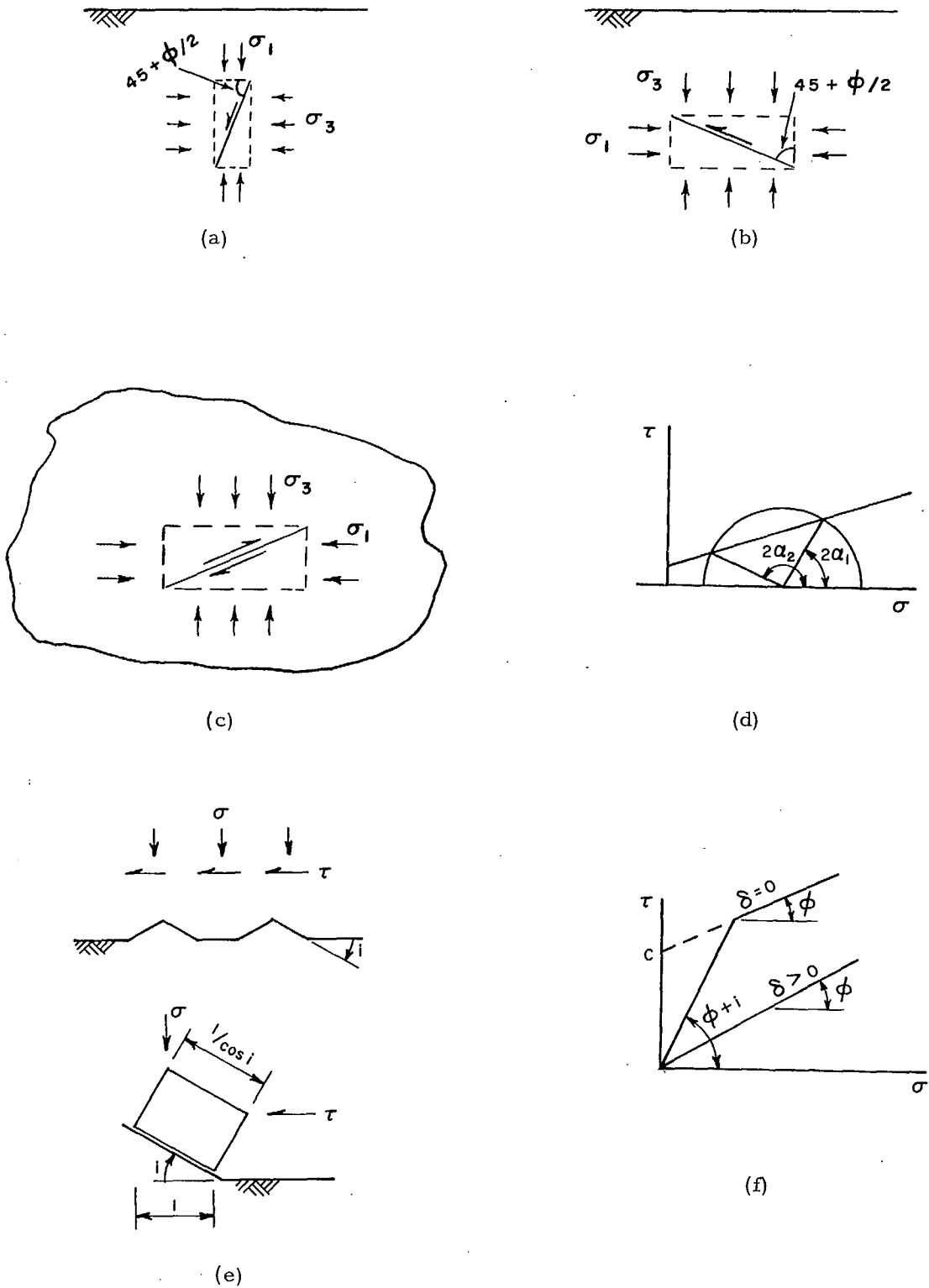


Fig. 1-9 (a) Une faille normale, (b) Un pli-faille inverse, (c) Une faille transversale, (d) Le diagramme de Mohr d'une enveloppe de la résistance d'une faille, (e) Représentation idéalisée de la rugosité, (f) Le diagramme de Mohr de l'effet de la rugosité (31).

00

$$\sigma_c = c / \tan \varphi$$

Eq. 1-13

L'équation précédente nous amène au concept d'une contrainte intrinsèque SIG-c qui existe en raison de l'attraction intermoléculaire. Ce concept est d'une certaine utilité dans les analyses mathématiques, mais il est faux de déduire qu'il définit l'enveloppe de rupture à gauche de l'origine ou sur le côté de la tension dans le diagramme de Mohr puisque, d'après les résultats de tests, on sait que la résistance de traction des roches est beaucoup plus petite que celle qui est extrapolée à partir de l'enveloppe de la résistance à la compression.

Suivant les équations 1-11 (a) et 1-12, on établit les relations entre les contraintes principales pour des substances cohérentes:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_c}{\sigma_3 + \sigma_c} = \tan^2 (45 + \varphi/2) \quad \text{Eq. 1-14(a)}$$

ou

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45 + \varphi/2) + \sigma_c (\tan^2 (45 + \varphi/2)) - \sigma_c$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45 + \varphi/2) + c (\tan^2 (45 + \varphi/2) - 1) / \tan \varphi \quad \text{Eq. 1-14(b)}$$

L'équation 1-14 (a) a non seulement la forme la plus simple et la plus facile à se rappeler puisqu'elle est analogue à l'équation 1-11 (c), mais elle peut tenir compte des effets de la pression interstitielle (traitées plus bas) si on remplace SIG-1, 3 par SIG-1, 3 = (SIG-1, 3 - u).

Les enveloppes réelles de résistance obtenues par des tests triaxiaux ont habituellement l'allure de la courbe de la figure 1-8f. Le cercle qui représente les résultats d'un test de traction uniaxiale touche l'enveloppe au point qui représente le plan principal mineur. Cela concorde avec le mode de rupture par traction puisqu'elle se produit par une fracture perpendiculaire à la contrainte de traction maximum (c'est-à-dire à la contrainte principale minimum). Les particules se séparent sans qu'il y ait glissement. Il est possible que la théorie de résistance de la contrainte principale maximum s'applique à la rupture des roches par traction, c'est-à-dire que la rupture se produit lorsque la contrainte principale mineure, ou la contrainte de traction, atteint une valeur constante, quelles que soient les valeurs des autres contraintes principales.

Pour des pressions de confinement élevées, l'enveloppe à la figure 1-8f ne suit plus les relations linéaires exprimées par l'équation 1-12 et l'augmentation de la résistance avec la contrainte normale est plus petite que si les pressions de confinement étaient faibles. Le changement dans les relations de la résistance s'explique peut-être par un broyage interne sous l'action des contraintes normales élevées.

La fracturation hydraulique est un procédé fréquemment utilisé dans l'exploitation du pétrole pour augmenter la perméabilité des strates pétrolières (34). On peut combiner les contraintes autour d'un trou de sondage causées par la pression hydraulique interne et les conditions des contraintes naturelles de la formation rocheuse afin de déterminer les contraintes tangentielles maximums et de les comparer à la résistance de traction de la roche. Par exemple, à la surface du trou, la contrainte tangentielle SIG-t serait égale à la somme algébrique de la composante -pt causée par la pression interne et de la composante 2Sh causée par les contraintes naturelles en supposant que Sh est la contrainte horizontale dans la formation rocheuse dans toutes les directions. La rupture peut se produire par cisaillement ou par traction selon les positions relatives du cercle des contraintes résultantes et de l'enveloppe de la résistance. Cependant, cette analyse simple se complique en fait parce que le fluide hydraulique s'écoule dans la roche et crée ainsi des pressions dans les pores de la roche, ce qui diminue l'efficacité de la contribution des contraintes normales à la résistance. La rupture peut donc se produire et déplacer le cercle des contraintes vers la gauche en une position plus critique (Fig. 1-10c), comme expliqué ci-dessous.

Il semble que la théorie de Mohr de la résistance s'applique aussi à l'étude des failles. Considérons par exemple la figure 1-9a. A une certaine profondeur dans le sol, la contrainte principale majeure SIG-1 est verticale et la contrainte principale mineure ou horizontale est soit une contrainte de compression soit une contrainte de traction faible (de sorte que la rupture ne se produit pas sous forme de fissuration par traction). La rupture selon un seul plan produit ce qu'on appellera plus loin une faille normale qui a une inclinaison de $(45 + \text{FI}/2)^\circ$ par rapport à ce qu'était le plan horizontal. Considérons la figure 1-9b. La contrainte principale majeure est horizontale et la contrainte principale mineure est verticale. La rupture se produit alors selon des plans inclinés à $(45 + \text{FI}/2)^\circ$ par rapport à la verticale et entraîne la formation de pli-failles inverses. Dernière possibilité: la contrainte principale intermédiaire est verticale et les contraintes principales majeure et mineure sont horizontales (Fig. 1-9c). La rupture se produit dans ce cas selon des plans verticaux dans les deux directions à $(45 + \text{FI}/2)^\circ$ par rapport au plan principal majeur.

Des changements de contrainte comme ceux qui sont produits par le creusage peuvent alors causer d'autres déplacements le long des plans de fracture existants. A la figure 1-9d, l'enveloppe de rupture représente la résistance de cisaillement le long d'un plan de fracture. La rupture se produit donc dans des plans de fracture orientés entre ALP-1 et ALP-2 par rapport au plan principal majeur. Si les plans de fracture ne sont pas compris entre ces angles, la rupture n'est pas régie par l'enveloppe des plans de fracture. Seulement l'enveloppe d'une substance rocheuse à un niveau beaucoup plus élevé dans le diagramme serait valable.

La résistance de cisaillement d'un plan de fracture préexistant au point où commence le mouvement (29) est formée de plusieurs composantes. En premier lieu, il y a la résistance TAU-1 de frottement entre les surfaces lisses. Puis TAU-2 est le frottement additionnel causé par la rugosité des plans. Enfin, TAU-3 est la force nécessaire pour cisailier les aspérités. Si le rapport de la surface représentée par les aspérités qui sont cisailées à la surface totale est A, il s'ensuit que:

$$\tau_f = (\tau_1 + \tau_2) (1-A) + \tau_3 A$$

Malheureusement il n'est pas facile d'obtenir tous les renseignements fondamentaux nécessaires. A l'aide de l'équation 1-12, on peut déterminer TAU-1 et TAU-3 si l'on connaît les valeurs appropriées de c et de FI. Cependant, il reste le problème de la détermination de A. TAU-2 est reliée à l'inclinaison des perturbations sur la surface de glissement (Fig. 1-9e). Des équations d'équilibre au point où débute le glissement du bloc sur la surface inclinée d'un angle i par rapport à la "surface générale de cisaillement", pour une cohésion nulle, on tire:

$$N = \sigma \cos i (1/\cos i) + \tau \sin i (1/\cos i)$$

$$F_r = \tau \cos i (1/\cos i) - \sigma \sin i (1/\cos i)$$

et

$$F_r = N \tan \phi$$

Donc,

$$\tau = \sigma \tan (\phi + i)$$

ce qui a été confirmé expérimentalement (31). Ainsi, $\tau_1 + \tau_2 = \sigma \tan (\phi + i)$. Cette expression est difficile à utiliser parce qu'il faut déterminer i.

Lorsque la résistance de cisaillement est dépassée, le mouvement peut être résisté par des réactions causées par la dilatation du sol. Ce phénomène est complexe et il est encore plus difficile de le prédire que de prédire la résistance du commencement d'un mouvement. Des faits expérimentaux obtenus par des tests de cisaillement direct montrent les variations de la résistance au cisaillement (avec la valeur du mouvement) (32). La figure 1-9f représente idéalement quelques aspects de ce comportement. Dans cette figure, on voit aussi une enveloppe qui est inclinée d'un angle de $(\text{FI} + i)$ et qui représente la résistance de cisaillement TAU-1 + TAU-2. Les enveloppes inclinées d'un angle FI impliquent que, pour une courbe représentant un cas avec déplacement, c.-à-d. pour la résistance résiduelle, les aspérités sont cisailées et que, pour une courbe représentant un cas sans déplacement, c.-à-d. pour la résistance maximum, le cisaillement commence dans les aspérités pour des charges élevées.

Les contraintes effectives. Examinons maintenant le concept des contraintes effectives. Si le bloc de la figure 1-7 est placé sous l'eau (Fig. 1-10a), son schéma d'équilibre est tel que représenté à la figure 1-10b. Ce schéma comporte une nouvelle force, la poussée d'Archimède U qui agit sur le bloc. A cause de U, le plan ne doit opposer qu'une réaction N' pour maintenir l'équilibre vertical. La valeur de la force normale étant réduite, la réaction de frottement maximum Fr' sera plus petite que précédemment. En d'autres termes, lorsque le mouvement s'amorce, on a:

$$P = Fr' = u. N' = u (W - U).$$

De même, on exprime les relations des contraintes internes à la rupture par:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \sigma' \tan \varphi \\ &= (\sigma - u) \tan \varphi \end{aligned}$$

où SIG' est la contrainte intergranulaire effective dans le plan de rupture, u est la pression interstitielle de l'eau ou de l'air qui tend à séparer les particules et SIG est la contrainte intergranulaire apparente dans le plan de rupture en ignorant les pressions interstitielles.

L'équation plus générale de la résistance des contraintes effectives s'écrit:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \varphi.$$

Eq. 1-15

A l'aide de l'équation 1-15, on constate que si $u = \text{SIG}$, alors $\text{TAU-f} = c$. Dans ces conditions, il semble que le corps n'est soumis à aucun frottement interne et qu'il se comporte selon la théorie de la contrainte de cisaillement maximum dont on a parlé plus haut. Cependant, cette conclusion n'est plus valable si la pression interstitielle a changé. Dans l'analyse des contraintes de rupture, on devrait déterminer non seulement les contraintes principales, mais aussi les pressions interstitielles qui sont appropriées à ces conditions. Cela n'est pas toujours possible.

Exemple: Dans un test de compression triaxiale, la pression de confinement ou pression du fluide à l'extérieur de la membrane qui entoure l'échantillon est de 2 000 lb/po.² (13.8 MN/m²). La contrainte axiale totale à la rupture est de 10 000 lb/po.² (69 MN/m²). Les interstices de l'échantillon contiennent de l'eau; la pression de cette eau à la rupture est de 1 400 lb/po.² (9.66 MN/m²). Tracer les cercles de Mohr pour ces conditions de contraintes à la rupture en représentant les contraintes totales et les contraintes effectives.

Les contraintes totales à la rupture sont:

$$\text{SIG-3} = 2\,000 \text{ lb/po.}^2 \text{ (13.8 MN/m}^2\text{)}$$

$$\text{SIG-1} = 10\,000 \text{ lb/po.}^2 \text{ (69 MN/m}^2\text{)}$$

On trace le cercle ① de Mohr (Fig. 1-10c).

Les contraintes effectives à la rupture sont:

$$\text{SIG-3} = 2000 - 1400 = 600 \text{ lb/po.}^2 \text{ (4.14 MN/m}^2\text{)}$$

$$\text{SIG-1} = 10000 - 1400 = 8600 \text{ lb/po.}^2 \text{ (59.3 MN/m}^2\text{)}$$

On trace le cercle ② de Mohr (Fig. 1-10c).

LES CONTRAINTES DE CONTACT LIMITES

Pour déterminer théoriquement la résistance, on a considéré plus haut un échantillon soumis à une contrainte axiale dont l'action s'exerce sur la totalité de la coupe transversale de l'échantillon. Nous étudierons maintenant un autre cas qui s'applique dans plusieurs problèmes où une partie seulement de la surface (Fig. 1-11a) est chargée. Ce système peut être considéré comme le prototype d'un barrage portant sur ses fondations, d'un pilier portant sur le plancher ou d'une bille portant sur la surface de l'échantillon de roche dans un essai de dureté.

La solution dans ce cas est simple si on suppose que la surface de rupture est formée de deux surfaces planes (Fig. 1-11a), que la surface soumise à la charge q_f est assez longue pour nous permettre de négliger la résistance aux extrémités parallèles à la feuille de papier, que le plan portant, c'est-à-dire le plan sur lequel s'exerce q_f , ne subit aucune contrainte de cisaillement et qu'on peut utiliser les forces massiques moyennes pour chaque coin.

Considérons les contraintes exercées sur le coin X (Fig. 1-11b). Ce coin ressemble à celui de la figure 1-8c, d'où l'on a tiré l'équation 1-14(b). On a donc pour le coin X:

$$\sigma = \sigma_3 \tan^2(45 + \varphi/2) + c(\tan^2(45 + \varphi/2) - 1)/\tan \varphi$$

où SIG-3 est la contrainte massique de gravité s'exerçant sur le coin et a une moyenne égale à $\text{GAM} \times h/2$, GAM étant la densité du matériau.

Considérons les contraintes exercées sur le coin Y (Fig. 1-11c). Dans ce cas, la contrainte horizontale SIG est la contrainte principale mineure. On a ainsi:

$$\begin{aligned} q_f + \gamma h/2 &= \sigma \tan^2(45 + \varphi/2) + c(\tan^2(45 + \varphi/2) - 1)/\tan \varphi \\ &= 0.5 \gamma h \tan^4(45 + \varphi/2) + c(\tan^2(45 + \varphi/2) - 1)/\tan \varphi \\ &\quad + \tan^2(45 + \varphi/2) + c(\tan^2(45 + \varphi/2) - 1)/\tan \varphi. \end{aligned}$$

de

$$h = B \tan(45 + \varphi/2)$$

on déduit que:

$$\begin{aligned} q_f &= 0.5 \gamma B \tan^5(45 + \varphi/2) + c(\tan^2(45 + \varphi/2) - 1) \\ &\quad + (\tan^2(45 + \varphi/2) + 1)/\tan \varphi - 0.5 \gamma B \tan(45 + \varphi/2) \\ &= 0.5 \gamma B \tan^5(45 + \varphi/2) + c(\tan^4(45 + \varphi/2) - 1)/\tan \varphi \\ &\quad - 0.5 \gamma B \tan(45 + \varphi/2). \end{aligned}$$

A l'aide de cette équation, on calcule que, si $\text{FI} = 45^\circ$, $\tan^5(45 + \text{FI}/2) = 225$, $\tan^4(45 + \text{FI}/2) = 45$ et $\tan(45 + \text{FI}/2) = 5$. Par conséquent, le facteur $0.5 \times \text{GAM} \times B \tan(45 + \text{FI}/2)$ est donc une quantité négligeable par rapport aux autres facteurs.

Si une pression de surcharge q s'exerce sur la surface attenante à la surface soumise à la pression de contact q_f , l'analyse est la même sauf pour le coin X où $\text{SIG-3} = \text{GAM} \times h/2 + q$. D'où:

$$\begin{aligned} q_f &= 0.5 \gamma B \tan^5(45 + \varphi/2) + c(\tan^4(45 + \varphi/2) - 1)/\tan \varphi \\ &\quad + q \tan^4(45 + \varphi/2) \end{aligned}$$

Eq. 1-16

On a élaboré une théorie plus rigoureuse sur la capacité portante. Elle donne une équation de la forme suivante (2):

$$q_f = 0.5 \gamma B N_\gamma + c N_c + q N_q$$

Eq. 1-17

où N_γ , N_c et N_q s'appellent les facteurs de la capacité portante et sont fonction de FI. Cette équation prend la même forme que l'équation 1-16.

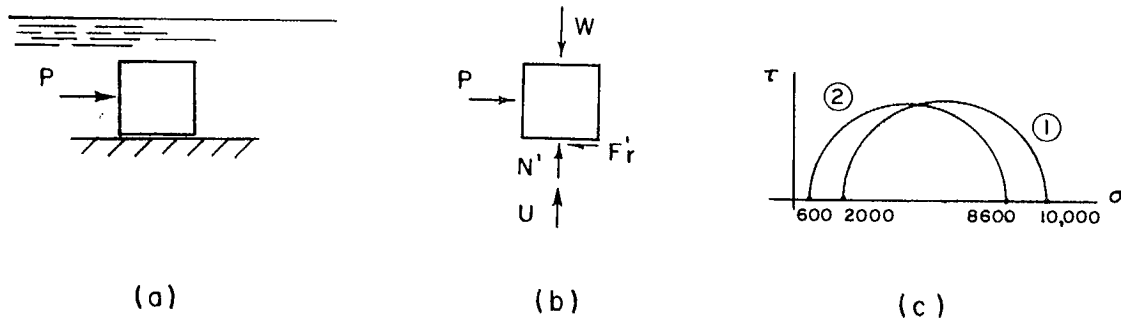


Fig. 1-10 Forces et contraintes effectives

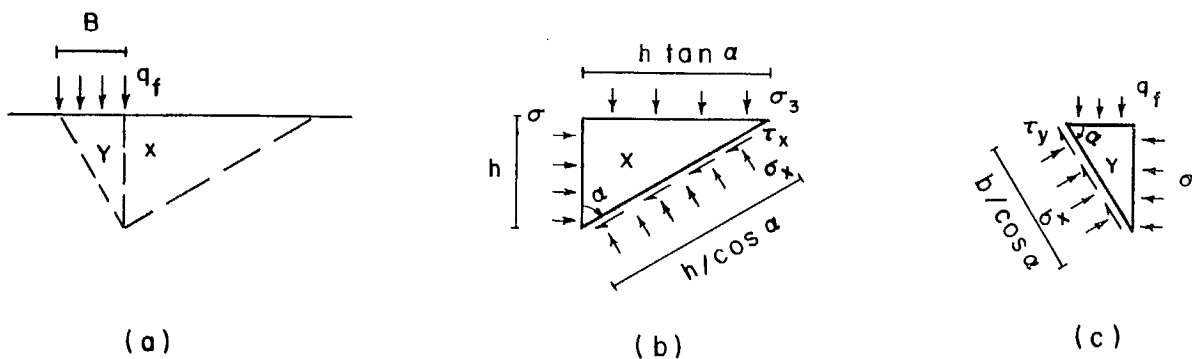


Fig. 1-11 Une analyse par coins des contraintes limites de contact

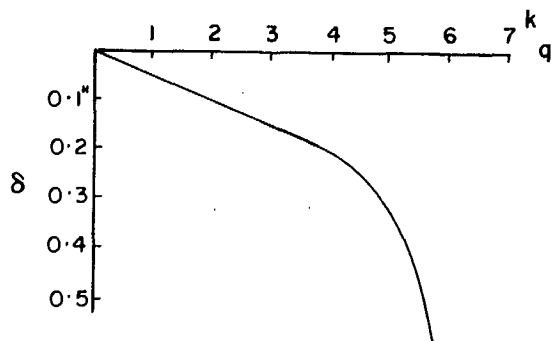


Fig. 1-12 La courbe pression de contact-tassement obtenue d'un test de chargement d'une plaque.

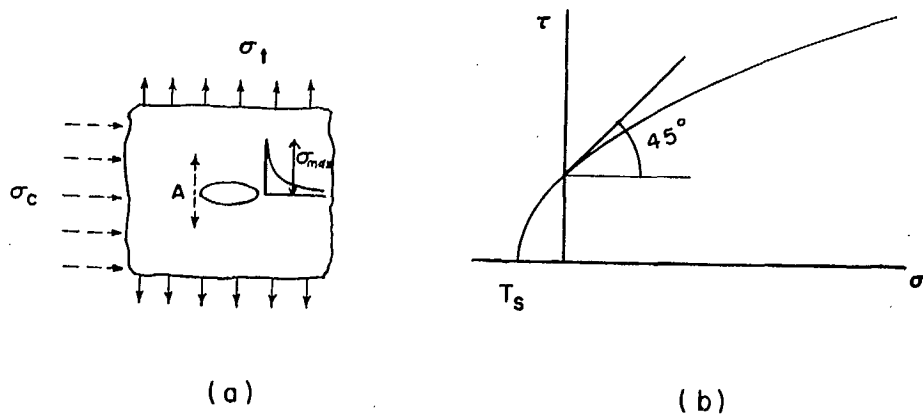


Fig. 1-13 La théorie de Griffith de la résistance.

Les valeurs réelles de ces facteurs N sont supérieures à celles qui correspondent aux coefficients de l'équation 1-16 puisque cette théorie plus rigoureuse tient compte de la courbure de la surface de rupture et de l'action des contraintes de cisaillement à la limite entre les coins X et Y et sur la surface portante. Les équations suivantes permettent de déterminer de façon simple les facteurs de la capacité portante:

$$N_{\gamma} = \tan^6(45 + \varphi/2) - 1 \quad \text{Eq. 1-18(a)}$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi/2) \quad \text{Eq. 1-18(b)}$$

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi/2) \quad \text{Eq. 1-18(c)}$$

Ces équations donnent des valeurs assez proches des solutions rigoureuses pour FI compris entre 0° et 45°.

On sait que cette théorie de la capacité portante s'applique à l'étude de certaines roches. Cependant, on ne peut l'appliquer aux matériaux cassants, les roches dures par exemple, lorsque des concentrations internes des contraintes exercées sur les limites des grains produisent des fractures locales. Dans le cas de ces roches, il est faux de supposer que les contraintes moyennes s'exercent sur des plans où s'amorce la rupture.

On a établi ces équations pour des charges réparties sur une longue distance. Lorsque la longueur est du même ordre que la largeur B, seul le coefficient de c change d'une façon appréciable. Lorsque la surface portante est carrée ou circulaire, on modifie l'équation 1-18 (b) de la façon suivante:

$$N_c = 7 \tan^4(45 + \varphi/2)$$

Il est maintenant possible de comparer les pressions nécessaires pour produire la rupture des échantillons lorsqu'on charge la totalité de leur section avec celles qui sont nécessaires lorsqu'on en charge seulement une petite partie. De l'équation des contraintes dans un test de compression uniaxiale (Eq. 1-14b), on tire:

$$\sigma_1 = c(\tan^2(45 + \varphi/2) - 1) / \tan \varphi$$

De l'équation 1-17, pour le cas des contraintes de contact lorsqu'aucune surcharge ne s'exerce, on a:

$$\sigma_1 = 0.57B(\tan^6(45 + \varphi/2) - 1) + 7c \tan^4(45 + \varphi/2).$$

Dans le second cas, on constate que la contrainte nécessaire pour produire la rupture est beaucoup plus grande. Par exemple, si FI = 40°, GAM = 170 lb/pi.³ (2720 Kg/m³), c = 5 000 lb/pi.² (34.5 MN/m²) B = 1 pi. (0.305m) dans un test de compression uniaxiale:

$$\text{SIG-1} = 5000 (4.62 - 1) / 0.838 = 21\,600 \text{ lb/pi.}^2 = 150 \text{ lb/po.}^2 (1.04 \text{ MN/m}^2)$$

Dans le cas de la contrainte de contact:

$$\text{SIG-1} = 0.5 \times 170 \times 1(97 - 1) + 7 \times 5000 \times 21 = 743\,000 \text{ lb/pi.}^2 = 5160 \text{ lb/po.}^2 (35.6 \text{ MN/m}^2)$$

A l'aide de cette théorie, on peut déterminer in situ un des paramètres de résistance des roches tendres ou de faible résistance en soumettant une plaque à une charge de contact suffisante pour produire la rupture de la roche. Cette théorie est limitée à l'étude des roches de faible résistance, la charge nécessaire pour produire la rupture des autres roches étant trop grande.

Exemple: On charge une matière granuleuse d'une densité de 125 lb/pi.³ (2000 Kg/m³), en utilisant une plaque de 1 pi. (0.305m) sur 1 pi. (0.305m). La courbe charge-déformation est représentée à la figure 1-12. On suppose qu'au cours de l'expérience, la rupture s'est amorcée pour une pression de contact de 4000 lb/po.² (27.6 MN/m²). A l'aide de l'équation 1-17, on détermine la valeur de FI.

$$4000 = 0.5 \times 125 \times 1 (\tan^6(45 + \text{FI}/2) - 1) + 7 \times 0 \times \tan^4(45 + \text{FI}/2) + 0 \times \tan^6(45 + \text{FI}/2)$$

d'où

$$\text{FI} = 37^\circ.$$

La précision de cette valeur de FI est limitée, en plus d'autres facteurs, par les approximations utilisées pour établir les coefficients de l'équation 1-17. Ces approximations ne sont pas appréciables si, dans ce test, on se propose de déterminer la capacité portante du sol puisqu'on utilise les mêmes approximations dans le test et dans le système en cours d'élaboration; les erreurs s'annulent donc. Cependant, si on se sert du paramètre de résistance dans un système mécanique différent, par exemple dans une analyse de la stabilité d'un talus, la perte de précision pourrait être appréciable.

Dans le cas des roches qui ont une cohésion et un frottement interne, on obtient seulement un des paramètres de résistance en place par un essai de mise en charge d'une plaque. Si l'angle de frottement interne était déterminé d'une autre façon, on pourrait utiliser cet essai pour déterminer la cohésion in situ.

THEORIE DE GRIFFITH DE LA RESISTANCE

La théorie de Griffith nécessite la présence de fissures microscopiques dans le matériau. L'effet de ces fissures est de produire des concentrations des contraintes autour de leurs bordures. Si la contrainte principale dans la roche est une contrainte de traction normale à la fissure (voir SIG-t de la figure 1-13a), une contrainte de traction plusieurs fois plus grande que la contrainte principale s'exerce aux extrémités de la fissure. Si, d'autre part, la contrainte principale est une contrainte de compression (voir SIG-c de la figure 1-13a), le point A, situé sur la bordure de la fissure, peut être soumis à une contrainte de traction.

Lorsque ces concentrations des contraintes sont égales à la résistance du matériau à la traction, les fissures s'allongent. Une augmentation de la longueur d'une fissure selon une direction transversale par rapport à un champ de contrainte naturelle de traction entraîne une augmentation des concentrations des contraintes; une fois amorcée, la propagation des fissures entraîne donc la rupture du matériau. Cette théorie s'appuie sur des études expérimentales sur le verre.

En supposant que les fissures ont une forme elliptique et qu'elles sont orientées au hasard, on établit les critères de rupture suivants:

$$v_3 = -T_s \text{ when } \sigma_1 + 3\sigma_3 < 0 \quad \text{Eq. 1-20}$$

où T_s est la résistance de la roche à la traction uniaxiale (T_s étant positif même si les contraintes de compression sont positives).

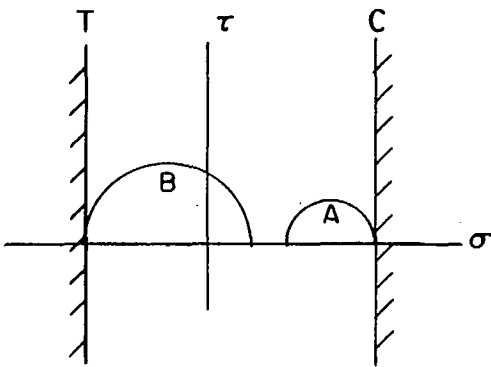
$$\text{et} \quad \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} = 8T_s \text{ when } \sigma_1 + 3\sigma_3 > 0. \quad \text{Eq. 1-21}$$

$$\cos 2\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad \text{Eq. 1-22}$$

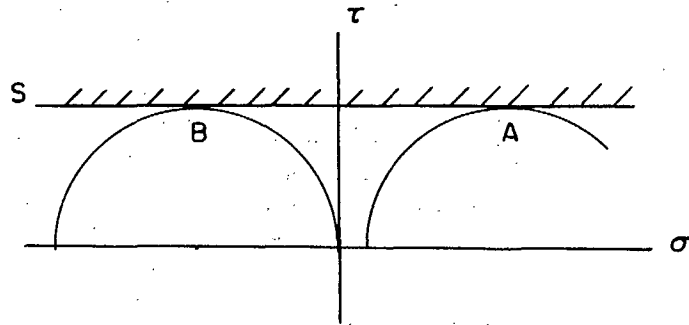
où 2θ est l'angle entre le plan principal mineur et le plan de rupture.

Des équations 1-21 et 1-22, on tire une équation de rupture qui se compare avec l'équation 1-12 de Mohr de la résistance:

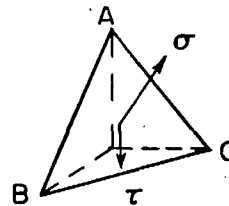
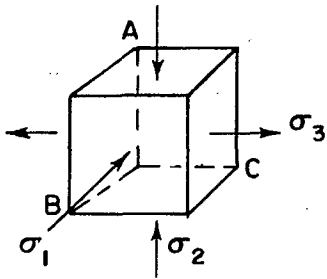
$$r_f = 2 \sqrt{T_s \cdot \sigma + 1_s^2} \quad \text{Eq. 1-23}$$



(a)



(b)



(c)

Fig. 1-14 (a) Théorie de la contrainte principale maximum.
 (b) Théorie de la contrainte de cisaillement maximum
 (c) Contraintes octaédriques.

où TAU-f et SIG sont respectivement la contrainte de cisaillement et la contrainte normale exercées sur le plan de rupture.

Tracons le graphe qui représente les critères de rupture de la théorie de Griffith (Fig. 1-13b). L'allure de la courbe est semblable à celle de la figure 1-8f. L'enveloppe est une ligne courbe et indique une résistance de traction inférieure à celle qu'on déduit d'une enveloppe linéaire; elle concorde donc mieux avec l'expérience. De plus, la pente de l'enveloppe dans la zone de compression diminue à partir de 45° à l'axe des y. Cela concorde également avec les résultats des essais triaxiaux sur les roches.

Une analyse par coins (Fig. 1-11) fait à l'aide de la théorie de Griffith de la résistance nous donne une autre équation pour exprimer la capacité portante de la roche. Comme une telle équation ne s'applique qu'à l'étude des roches dures, on suppose que la contribution de la force de gravité $GAM \times h/2$ à la résistance de la roche du coin X (Fig. 1-11b) est négligeable. Si la surface chargée est longue, on a:

$$q_f = 24 Ts \quad \text{Eq. 1-24(a)}$$

$$q_f = 3 Qu \quad \text{Eq. 1-24(b)}$$

où Ts et Qu sont respectivement la résistance de la roche à la traction uniaxiale et à la compression uniaxiale. Dans ce cas, la capacité portante ne varie pas avec la largeur B de la surface chargée.

Une surcharge q portant sur la surface voisine de la surface chargée modifie très peu la valeur de q_f si cette valeur est petite par rapport à Qu (moins de 1/20e). C'est ce qui se produit dans la plupart des cas.

Les équations 1-24 se fondent sur la supposition que la résistance de la roche entre en jeu au même moment le long de la totalité de la surface de rupture. Une étude plus approfondie des modes de rupture des matériaux fragiles révélera probablement que la rupture commence en un point soumis à des concentrations des contraintes (Fig. 8-1a) et se développe ensuite progressivement. Il faut toujours avoir cette éventualité à l'esprit lorsqu'on utilise des expressions théoriques comme les équations 1-16, 1-17 et 1-24. D'une autre façon, pour déterminer la capacité portante des roches fragiles, il est plus pratique de supposer que la masse rocheuse ne supportera pas des contraintes de traction; dans ce cas, il s'ensuit que $q_f = Qu$.

Alors que des études expérimentales sur le verre confirment d'une façon satisfaisante la théorie de Griffith, les travaux portant sur les roches restent insuffisants pour déterminer si, à l'aide de cette théorie, on peut prédire les ruptures par compression en déterminant la résistance des roches à la traction. Certes, il est peu probable que l'on puisse appliquer cette théorie aux masses rocheuses. Il est évident que des fractures telles des diaclases ne sont pas équivalentes à de minces cassures elliptiques dans un continuum puisque les diaclases s'aboutent et forment ainsi un ensemble. De plus, la longueur des fissures dans une masse rocheuse n'est pas petite par rapport au volume qui subit des contraintes et l'espacement est souvent assez petit pour modifier les concentrations des contraintes autour des défauts.

AUTRES THÉORIES DE RESISTANCE

Les divers critères des théories classiques de résistance considérées dans le cas de différents matériaux sont les suivants: une contrainte principale maximum, une contrainte maximum de cisaillement, une énergie maximum de déformation, une énergie maximum de distorsion (c'est-à-dire une contrainte maximum de cisaillement octaédrique) et une déformation unitaire principale maximum.

Considérons le critère de la contrainte principale maximum (Fig. 1-14a). L'enveloppe C représente une rupture par compression. Selon ce critère, toute condition de contrainte représentée par un cercle de Mohr (le cercle A par exemple) qui touche l'enveloppe C produit une rupture. Cela contredit évidemment l'expérience. En effet, on sait que, en augmentant la pression de confinement ou la contrainte principale mineure, on peut augmenter considérablement la contrainte principale majeure à la rupture.

Si le critère de la contrainte principale s'appliquait aux contraintes de traction, T représenterait l'enveloppe des contraintes (Fig. 1-14a). Dans ce cas, une rupture se produirait dans n'importe quelle condition de contrainte représentée par un cercle de contrainte (B par exemple) qui touche l'enveloppe T. On ne connaît pas très bien les paramètres des ruptures par traction et il est possible que ce critère soit valable pour les roches fragiles.

L'enveloppe S de la figure 1-14b représente le critère de la contrainte de cisaillement maximum. Selon cette théorie, une rupture devrait donc se produire dans des conditions de contrainte où la contrainte de cisaillement maximum est égale à la valeur de l'enveloppe (cercles A et B). Cette théorie n'est certainement pas valable dans le cas des roches: elle ne tient compte ni de l'augmentation de la contrainte de cisaillement qui peut être supportée lorsque la contrainte normale sur le plan critique augmente, ni du fait qu'une résistance beaucoup plus petite s'applique dans les conditions où existent des contraintes de traction.

La théorie de l'énergie de déformation totale ne s'applique pas à la plupart des matériaux parce qu'elle ne tient pas compte des conditions des contraintes hydrostatiques. En d'autres termes, la rupture qui devrait se produire lorsque l'énergie de déformation atteint un niveau critique ne se produit pas si cette énergie provient des contraintes principales de valeur égale ou à peu près égale.

La théorie de l'énergie de distorsion ou la théorie de la contrainte équivalente maximum de cisaillement octaédrique permettent d'extrapoler de façon plus juste les résultats de divers états de contrainte et tiennent compte des variations de toutes les contraintes principales et non seulement des contraintes majeure et mineure. Ces deux théories équivalentes se fondent sur les deux concepts suivants: une rupture se produit soit lorsque l'énergie de distorsion ou l'énergie de déformation produite par les contraintes de cisaillement prend une valeur critique soit lorsque, compte tenu des trois contraintes principales en un point, la contrainte de cisaillement TAU-o prend une valeur critique dans le plan ABC, c'est-à-dire le plan octaédrique (Fig. 1-14c). Ces deux concepts s'expriment par l'équation suivante:

$$\tau_o = \frac{1}{3} ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Eq. 1-25}$$

Si on obtient la valeur critique de TAU-o par un test de compression uniaxiale, l'équation 1-25 devient:

$$\tau_o = \sqrt{2} Qu / 3 = 0.47 Qu \quad \text{Eq. 1-26}$$

Dans l'étude des roches, il est nécessaire de modifier cette théorie parce qu'elle prédit des valeurs égales pour les résistances à la compression uniaxiale et à la traction uniaxiale. On suppose donc que la contrainte de cisaillement octaédrique à la rupture est fonction de la contrainte normale SIG-o sur le plan octaédrique. Le critère de rupture est alors fonction non seulement des contraintes principales majeure et mineure, mais aussi de la contrainte principale intermédiaire.

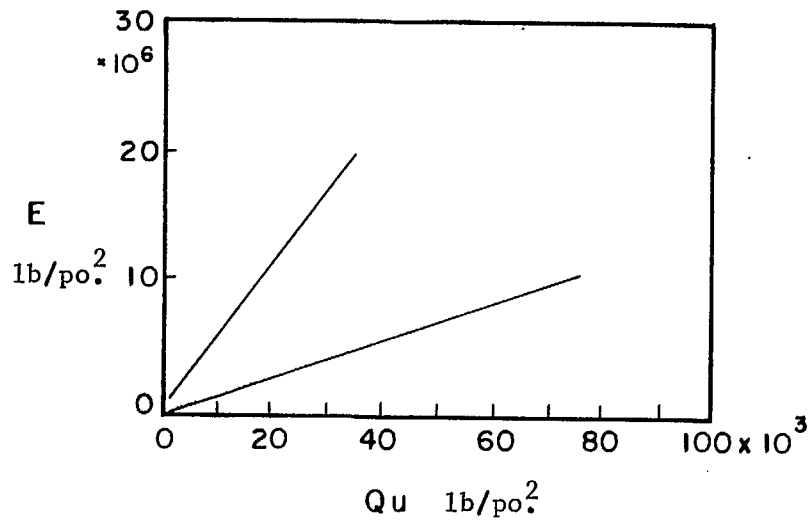
D'après la théorie de la déformation unitaire principale maximum, une rupture se produit lorsque la déformation unitaire atteint une valeur critique. Cette théorie ne s'applique pas à la plupart des matériaux parce qu'elle ne concorde pas avec le fait qu'une condition de contrainte hydrostatique produit une déformation, mais non une rupture. Cependant, cette théorie s'applique peut-être à la rupture de traction des roches fragiles. D'autres travaux de recherche nous permettraient de vérifier cette possibilité.

On a proposé une théorie de déformation de cisaillement maximum pour prédire le comportement des sols sensibles (13). Elle pourrait peut-être s'appliquer aux roches, mais on n'a pas encore fait des études empiriques qui établiraient son utilité.

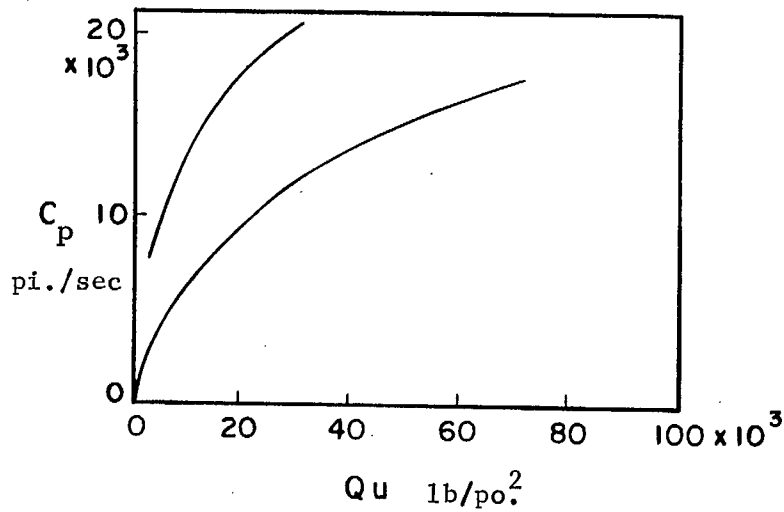
LES ESSAIS

On doit considérer deux aspects des roches lorsqu'on établit un programme d'essais: la nature de la substance rocheuse ou la combinaison des minéraux qui composent le matériau fondamental et la nature de la masse ou de la formation rocheuse, ce qui comprend non seulement la substance de la roche mais toutes les caractéristiques structurales telles les diaclases, les failles, la stratification, le gauchissement et d'autres discontinuités. Tandis que, dans la plupart des problèmes, nous sommes intéressés aux caractéristiques de résistance de la masse rocheuse, la majorité des procédés d'essai se rapportent à la substance de la roche.

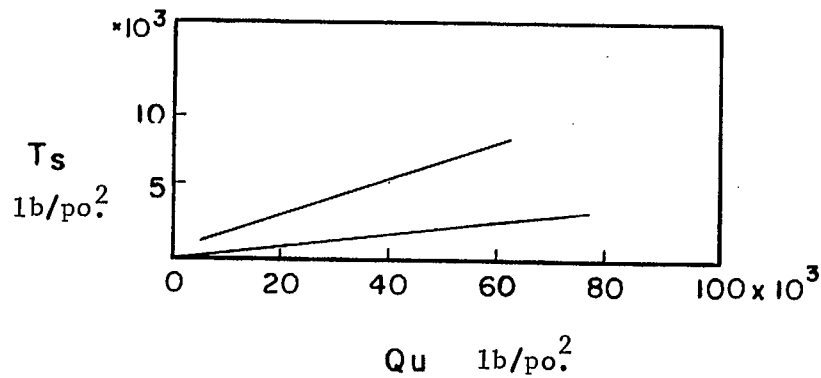
L'essai de compression uniaxiale. - Le but de l'essai de compression uniaxiale était de déterminer la résistance de compression du terrain pour les constructions. (La Table 2 donne quelques valeurs obtenues pour certaines roches). On supposait qu'on pouvait prédire une rupture par compression en comparant les contraintes calculées autour de l'excavation à la résistance



(a)



(b)



(c)

Fig. 1-15 Corrélations de la résistance Q_u à la compression uniaxiale avec le module de déformation E , la vitesse séismique C_p et la résistance T_s à la traction uniaxiale.

mesurée dans les tests. Cette méthode est basée sur la supposition que la résistance des éprouvettes testées en laboratoire est représentative de la masse rocheuse. On reconnaît de plus en plus que, à part les facteurs dont on parle plus bas, les facteurs de géologie structurale sont tels que cette supposition n'est plus valable.

T A B L E 2

Résultats d'essais de compression uniaxiale effectués sur quelques substances typiques de roche.			
Roche	Résistance (moyenne) de compression uniaxiale - lb/po. ²	Coefficient de variation - %	Module de déformation - lb/po. ²
Pierre calcaire (7)	15,500	21	8.8 x 10 ⁶
Pierre calcaire (7)	4,960	40	5.4
Grès (16)	31,100	26	4.3
Schiste (16)	5,200	37	3.9
Schiste (7)	5,220	53	1.8
Grès fin (7)	3,500	66	1.9
Conglomérat (6)	24,000	30.4	10.7
Quartzite (6)	28,500	29.6	9.6
Granit (7)	21,580	33	5.2
Granit (7)	6,190	27	3.0
Tuf volcanique (6)	38,100	30.1	11.1
Tuf volcanique (7)	530	21	0.2
Lave (6)	14,700	31.5	9.0
Hornblende schisteux (6)	35,400	48.5	12.7
Jaspé	64,000	7.5	12.8

En plus de nous permettre d'utiliser directement les résultats, l'essai de compression nous permet aussi d'étudier d'une façon indirecte d'autres propriétés. Comme pour le béton, on suppose parfois que la résistance à la traction, la résistance au cisaillement et le module de déformation des roches sont proportionnels à la résistance de compression. Certaines études semblent indiquer que ces relations pourraient réellement exister (12).

La figure 1-15a représente les variations possibles du module de déformation E avec la résistance de compression uniaxiale Qu. La figure 1-15b représente les valeurs possibles de la vitesse Cp de l'onde P qui varie avec Qu. La figure 1-15c représente le type de relation qui semble s'appliquer à la variation de la résistance de traction uniaxiale Ts avec Qu. Si ces relations étaient vraies, il serait alors possible de déterminer ces autres propriétés de résistance de compression uniaxiale (ou vice versa si cela est plus pratique).

D'une autre façon, on peut utiliser les essais de compression simplement pour classer les roches selon leurs propriétés de résistance et de déformation et pour obtenir une indication approximative des propriétés de forage et de concassage (plutôt que pour des fins de calculs). Dans l'avenir, l'emploi de tels essais de compression se justifiera probablement par ces buts généraux.

Comme la plupart des éprouvettes proviennent d'un carottier à couronne de diamant, elles ont une forme cylindrique. Le cylindre étant symétrique par rapport à son axe, cette forme est heureusement la forme idéale d'une éprouvette. Il reste alors à déterminer la longueur de l'éprouvette.

Le rapport de la longueur L au diamètre D influence la résistance de l'éprouvette. Les éprouvettes longues peuvent subir la rupture par instabilité élastique. Les éprouvettes courtes éliminent le plan de rupture préféré dans les autres cas (Fig. 1-16a) où l'angle de cisaillement ($45 + FI/2$) est 67.5° pour $FI = 45^\circ$. Il existe un domaine de longueurs intermédiaires qui élimine ces deux possibilités. Un rapport L/D entre 2.5 et 3.5 est en général un optimum dans les essais de compression. Un rapport intérieur au précédent donne un confinement efficace ou une contrainte triaxiale dans l'éprouvette et augmente ainsi la résistance apparente.

Il est raisonnable de supposer qu'il existe une contrainte de compression uniforme dans une éprouvette soumise à un essai de compression uniaxiale. De plus, il faut s'attendre à ce que la contrainte horizontale dans une telle éprouvette soit nulle. Cependant, un examen détaillé a montré que ces éprouvettes sont très rarement soumises à une condition de contrainte uniforme (3).

Les conditions des extrémités de l'éprouvette sont la cause principale des inégalités dans le champ de contraintes. Par exemple, si les bouts de l'éprouvette sont plats et si on la place entre des plateaux plats en acier, la contrainte de compression variera le long des extrémités et la contrainte maximum s'exercera sur les bordures (Fig. 1-16b) (3). De plus, il existera aux extrémités des contraintes horizontales qui pourraient être des contraintes de compression au centre de l'éprouvette et qui pourraient devenir des contraintes de traction près des bordures.

À mi-hauteur de l'éprouvette, la résistance de compression verticale est maximum au centre de l'éprouvette et les contraintes horizontales sont souvent des contraintes de traction sur toute la largeur de l'éprouvette. La fissuration verticale de tension, en particulier dans la section centrale des éprouvettes de compression, est compatible avec cette distribution des contraintes, mais une partie de la fissuration s'explique peut-être par une action de coin après que la rupture s'est amorcée en un point. En plus, la présence de fissures dans la roche soumet leurs bordures à une tension horizontale, ce qui amènerait une rupture selon des plans verticaux (Fig. 1-13a). Un autre mécanisme plus réel est le fait que les roches, habituellement composées de grains individuels ou de cristaux, pourraient avoir des champs de contraintes non-homogènes au niveau des grains avec des contraintes de traction causées par les déformations locales différentielles (Fig. 1-16d). Dans une section verticale d'une éprouvette soumise à une contrainte de compression uniaxiale, la contrainte horizontale moyenne serait nulle, mais il y aurait peut-être une dispersion des contraintes locales de traction et de compression, telle qu'indiquée à la figure 1-16e (21). Toute contrainte externe de confinement tendrait à supprimer ces tensions locales et également toute détente, qui résulte par exemple de l'enlèvement du sol qui fournit le confinement, entraînerait des tensions qui pourraient mener à des fissures ou à des fractures d'extension, parallèles à la paroi où s'est produit la détente des contraintes.

Puisque les inégalités de distribution de la contrainte dans les extrémités de l'éprouvette sont causées par la résistance au frottement, qui empêche la dilatation latérale de l'éprouvette soumise à des contraintes longitudinales, on a voulu éliminer ce frottement en lubrifiant les extrémités de l'éprouvette. Jusqu'à ce jour, on n'a pas réussi à mettre au point cette technique. Des études ont montré que le coefficient de frottement doit être inférieur à 0.1. De plus, en lubrifiant les extrémités de l'éprouvette, celles-ci se trouvent soumises à des contraintes horizontales de traction sur toute leur largeur parce que le lubrifiant s'est exprimé vers les bords de l'éprouvette. Dans ces cas, on constate presque toujours une rupture par fissuration verticale.

Dans le cas des matériaux fragiles, un autre aspect important est le fait que les extrémités subissent des déviations mineures et ne sont plus rigoureusement parallèles. Par exemple, si une éprouvette longue de 2 po. (5×10^{-2} m) a une déviation de 0.0002 po. (5×10^{-6} m), la différence de la déformation unitaire d'un côté à l'autre de l'éprouvette peut être de 0.001 po./po. Pour une roche dure et fragile, cela représente une différence de contrainte pouvant aller jusqu'à 15,000 lb/po.² (103.5 MN/m²). La rupture s'amorce donc dans le côté soumis à la contrainte totale la plus élevée, mais à une contrainte moyenne inférieure à la résistance du matériau.

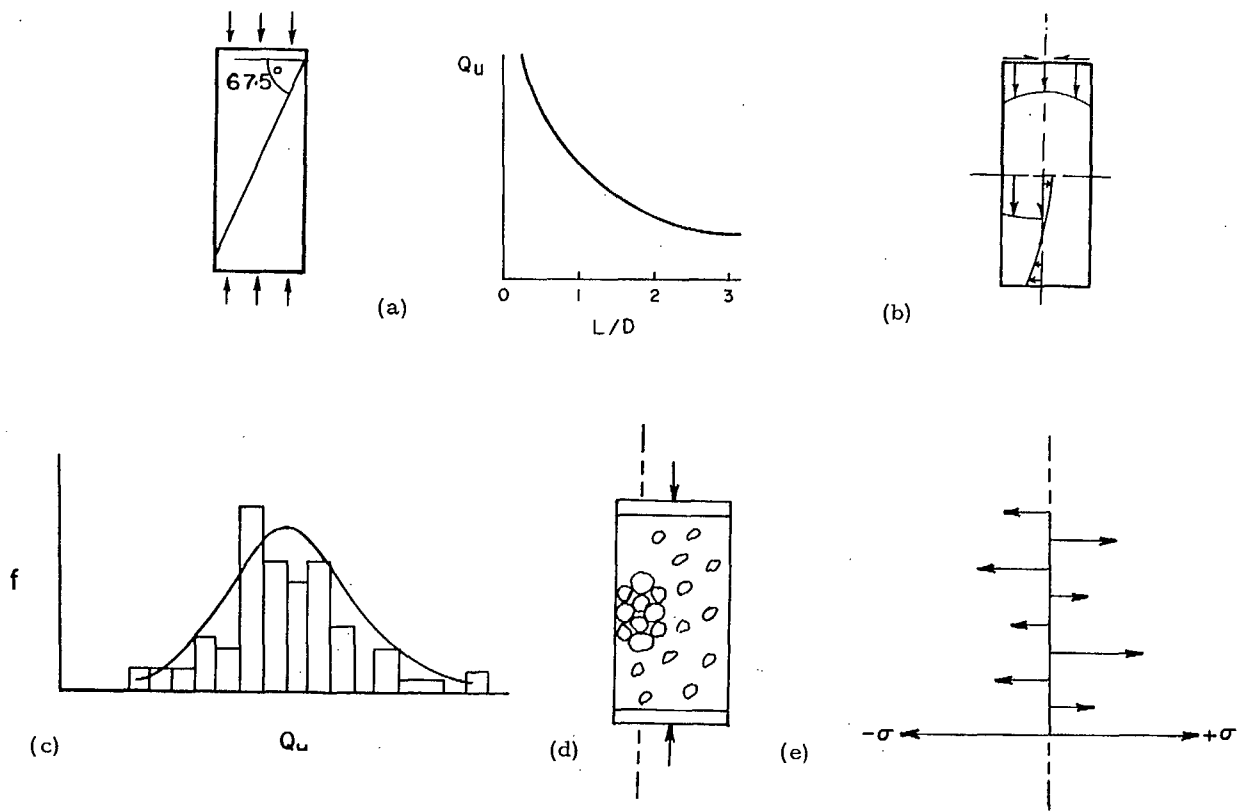


Fig. 1-16 Facteurs qui influencent la résistance de compression uniaxiale:

- (a) La longueur de l'éprouvette
- (b) La variation des contraintes
- (c) La dispersion des résistances
- (d) et (e) La dispersion de la contrainte horizontale

De plus, on peut utiliser l'exemple précédent pour illustrer les effets sur la détermination des propriétés élastiques de l'éprouvette. Par exemple, si l'on mesure la déformation unitaire d'un côté seulement de l'éprouvette, l'erreur dans la détermination du module de déformation peut être de 100 pour cent. De plus, si on détermine le nombre de Poisson au moyen de deux jauges de déformation placées l'une verticalement et l'autre horizontalement en deux points de l'éprouvette, le nombre calculé pourrait facilement être plus grand que 0,5; cette anomalie a été une énigme pour de nombreux chercheurs.

Comme nous l'avons déjà dit, des travaux expérimentaux ont montré que la résistance d'une éprouvette de roche fragile diminue lorsque son volume augmente. La probabilité d'importants défauts dans l'éprouvette augmente avec l'augmentation du volume; cela explique ce type de variation de résistance. Ainsi on peut s'attendre à ce que la résistance de grosses éprouvettes, dans lesquelles la distribution des défauts n'est pas influencée (c.-à-d. que les défauts ont une grandeur limitée) ne varie pas avec le volume. Dans quelques études, on a montré que c'est le cas. De plus, le coefficient de variation de la dispersion des résultats des tests diminue lorsque le volume de l'éprouvette augmente. Cette constatation appuie aussi le concept que la présence de défauts dans le matériau influence la résistance et que ces défauts ont une grandeur maximum.

Lorsque l'on fait l'essai de la résistance de tout matériau, on doit reconnaître qu'il est probable que la contrainte à la rupture ne soit pas aussi reproductible que le module de déformation ou le point d'écoulement (dans le cas d'un matériau nettement ductile tel l'acier). On conçoit facilement que la rupture peut s'amorcer à cause de la présence de petites imperfections, de faiblesses ou d'éléments hétérogènes. Lorsque la charge se reporte alors sur d'autres parties du matériau, la rupture se propage dans toute l'éprouvette. Ainsi la dispersion des valeurs est obtenue, même pour des matériaux homogènes traités comme le béton et l'acier (Fig. 1-16c). Même si cela n'est pas toujours le cas, on doit s'attendre à ce que la dispersion des valeurs soit plus grande pour un matériau comme la roche. Il est donc très important de faire des séries de tests sur une roche, d'exprimer les résultats par rapport aux expressions des statistiques; la moyenne, l'écart quadratique moyen (ou le coefficient de variation, qui est l'écart quadratique exprimé sous forme de pourcentage de la moyenne) et si cela est possible, de donner le domaine des valeurs.

Quand on calcule les coefficients de sécurité, il faut préciser s'ils s'appliquent à la Valeur moyenne de la résistance ou à une valeur. Par exemple, dans les grands ouvrages en béton, les règles précisent que 80% des cylindres d'essai doivent présenter une résistance plus grande que la résistance exigée (11). En reliant le coefficient de sécurité à la résistance exigée, on obtient la contrainte admissible.

En supposant que la distribution des résultats est normale, le rapport de la résistance donnée à la résistance moyenne de l'éprouvette dépend du coefficient de variation de cette distribution. Selon le calcul des probabilités, la résistance donnée est égale à 83 pour cent de la résistance moyenne si le coefficient de variation est de 20 pour cent (Fig. 4-21b); elle est égale à 75 pour cent de la résistance moyenne si le coefficient de variation est de 30 pour cent. Pour les coefficients de variation indiqués plus haut, un coefficient de sécurité, égal à 4 si on le calcule à partir de la résistance donnée, serait égal à 5 si on le calcule à partir de la résistance moyenne.

On détermine le module de déformation en mesurant la déformation longitudinale de l'éprouvette de compression. La déformation unitaire de certaines substances de roche dépend non seulement de la contrainte, mais aussi du temps. Dans ces cas, le module de déformation calculé varie selon le taux de la contrainte ou de la déformation unitaire appliquée pendant l'essai. (voir figure 1-17a).

L'équation contrainte-déformation unitaire d'un corps qui se comporte comme un modèle Kelvin et qui est soumis à un essai à taux constant de variation de la contrainte est la suivante (4):

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} - \frac{n\sigma}{E\dot{\sigma}} \left(1 - e^{-E\dot{\sigma}t/n} \right) \quad \text{Eq. 1-27}$$

où EPS est la déformation unitaire, SIG est la contrainte, SIG' est le taux de variation de la contrainte, t est la durée qui s'écoule entre le début de l'essai et l'instant où la contrainte est égale à SIG, n est le coefficient de viscosité et E est le module de déformation. A l'aide de cette équation, on voit que la courbe de ce matériau n'est pas une droite, sauf si t est nul.

Quand une substance rocheuse a des propriétés de fluage distinctes, il peut être valable de faire un essai pour déterminer son coefficient de viscosité à différents niveaux de contrainte. On fait alors un essai de contrainte "contrôlée" en appliquant un certain accroissement de contrainte pendant un certain intervalle de temps. La figure 1-6f représente une courbe déformation unitaire-temps qui est ainsi obtenue. On extrapole cette courbe pour déterminer l'asymptote à partir de laquelle il sera possible de trouver la valeur de E; on résout alors l'équation 1-7 par rapport à n. La courbe contrainte-déformation unitaire obtenue par cet essai à l'allure de la courbe représentée à la figure 1-17b.

L'essai de compression triaxiale

L'essai de compression triaxiale sert à déterminer les paramètres de résistance selon la théorie de Mohr de la résistance et à éliminer les contraintes horizontales de traction qui se présentent dans l'essai de compression uniaxiale. On voit à la figure 1-18a l'appareil typique utilisé dans cet essai. L'éprouvette est entourée d'une épaisse membrane de caoutchouc. Un liquide sous pression exerce une contrainte latérale sur la surface extérieure de cette membrane et à l'intérieur d'un récipient cylindrique épais. On applique une contrainte longitudinale sur l'éprouvette au moyen d'un piston.

En général, la rupture des éprouvettes soumises à un essai de compression triaxiale est régie par la théorie de Mohr: l'angle du plan de rupture est de $(45 + FI/2)$ par rapport au plan principal majeur (Fig. 1-18b). Cependant, les plans préférentiels de faiblesse tels des joints pleins et des couches superposées de divers types peuvent aussi exercer une action sur le plan réel de rupture.

Quand de tels plans font partie de la substance rocheuse, on la soumet à des essais de compression triaxiale pour déterminer les valeurs de c et de FI relatives à ces plans. Dans ce cas, si on connaît les contraintes principales majeures et l'angle du plan faible, on détermine la contrainte normale et la contrainte de cisaillement qui agissent sur ce plan à l'aide d'une analyse par coins (Fig. 1-18c). On obtient ainsi une série de points (TAU, SIG), ce qui permet de tracer sur un diagramme de Mohr l'enveloppe de rupture pour ces plans faibles.

Les essais de cisaillement

Les essais de cisaillement permettent d'examiner les caractéristiques de la résistance d'une éprouvette pour les déterminer. On voit à la figure 1-19a un appareil qui permet de prédéterminer l'angle de rupture de l'éprouvette (5). En plaçant divers types de cales sous la pince qui retient l'éprouvette, on peut varier la contrainte normale et la contrainte de cisaillement qui s'exercent sur le plan de rupture. On obtient ainsi une série de points (SIG, TAU) avec lesquels on trace l'enveloppe de Mohr des échantillons. En plus de servir à examiner les propriétés de résistance pour des plans particuliers d'une éprouvette, cet essai peut remplacer l'essai triaxial normal pour les échantillons qui ne présentent pas de plans de faiblesse.

On voit à la figure 1-19b un autre appareil qui permet d'obtenir les mêmes résultats (5). Dans ce cas, on pose une garniture autour de l'éprouvette selon un plan de faiblesse ou selon un plan faisant un angle prédéterminé avec le plan principal majeur. On encaisse ensuite l'échantillon dans du ciment et on le place dans une machine à essais de compression; des billes situées entre le plateau supérieur de la machine et le tablier reposant sur l'échantillon permettent la déformation latérale consécutive à la rupture de l'échantillon. En variant l'orientation du plan de rupture prédéterminé, on obtient une série de points (SIG, TAU) avec lesquels on trace une enveloppe de Mohr.

L'essai de cisaillement direct (Fig. 1-20) constitue une autre technique servant à déterminer l'enveloppe de rupture de Mohr. Dans ce test, on contrôle la contrainte normale s'exerçant sur le plan de rupture par la force axiale Q et la contrainte de cisaillement, par la force transversale P. On obtient une série de points (SIG, TAU) en faisant varier la contrainte normale et en déterminant la contrainte de cisaillement à la rupture. Cette série de points nous permet de tracer une enveloppe de Mohr. Les résultats de cet essai sont plus reproductibles que les résultats de l'essai de compression triaxiale (6), sans doute parce que l'influence de la présence de plans de faiblesse dans l'échantillon y est éliminée.

L'essai de cisaillement direct présente deux défauts. La préparation de l'éprouvette, qui est très importante, est aussi très longue. De plus, la répartition réelle des contraintes (par opposition à leur répartition supposée) dans le plan de rupture

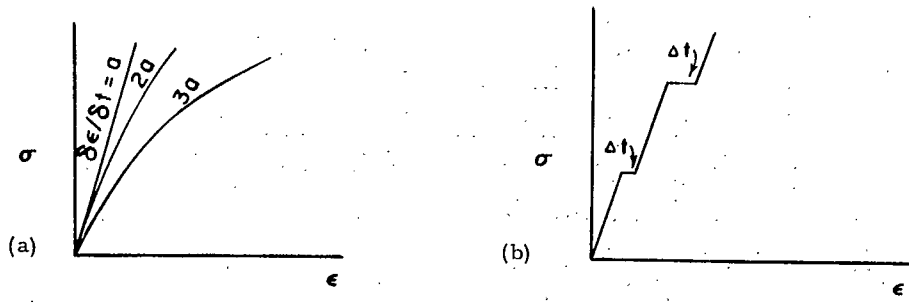


Fig. 1-17 Les courbes contrainte-déformation unitaire des roches qui dépendent du temps.

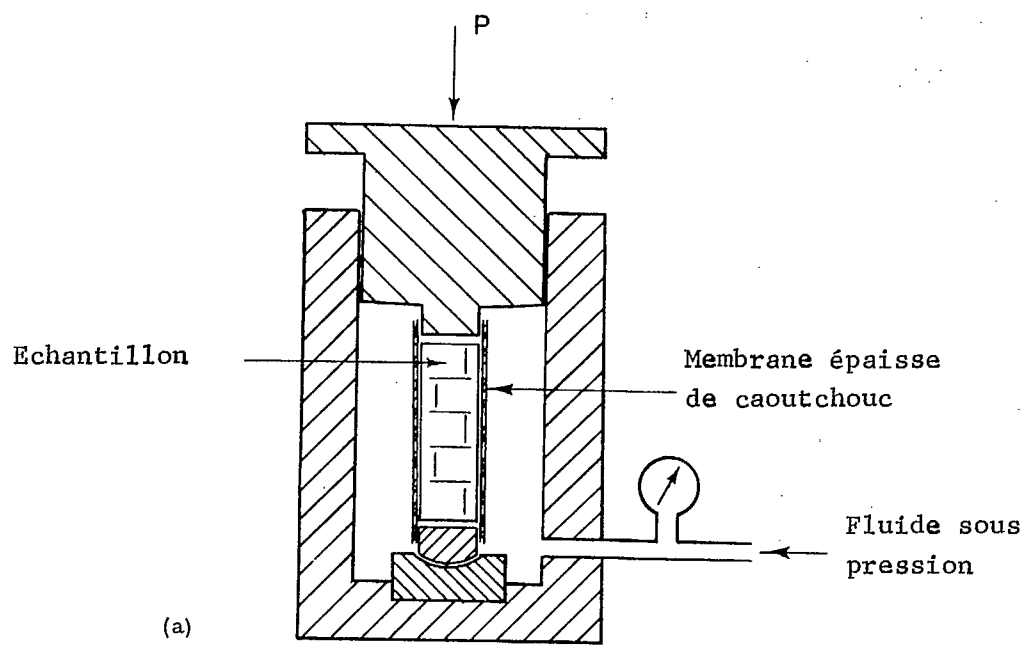


Fig. 1-18 Essai de compression uniaxiale

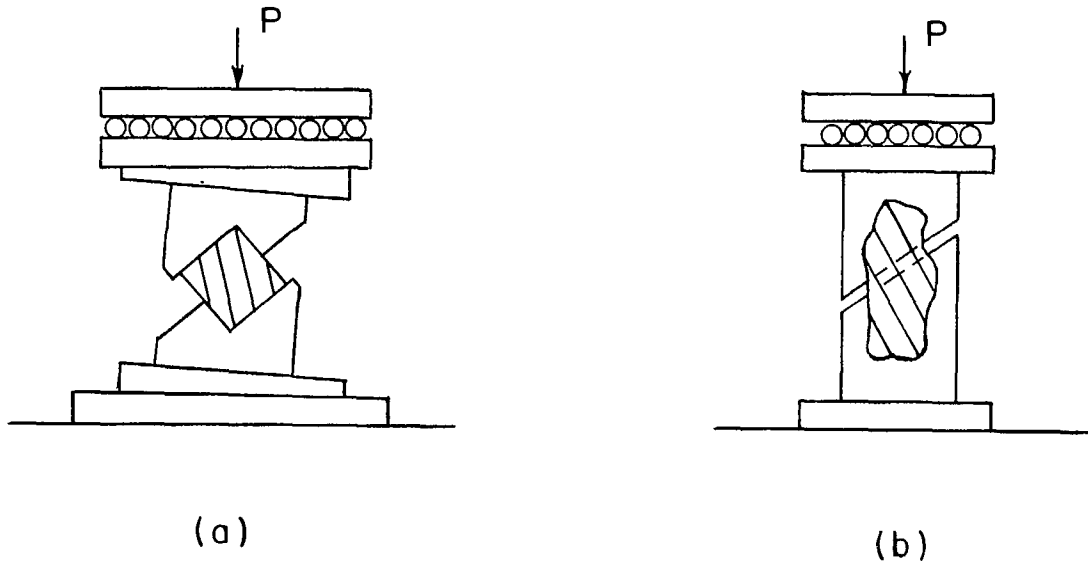


Fig. 1-19 Appareil servant à mesurer la résistance de cisaillement d'une éprouvette selon des plans prédéterminés (5).

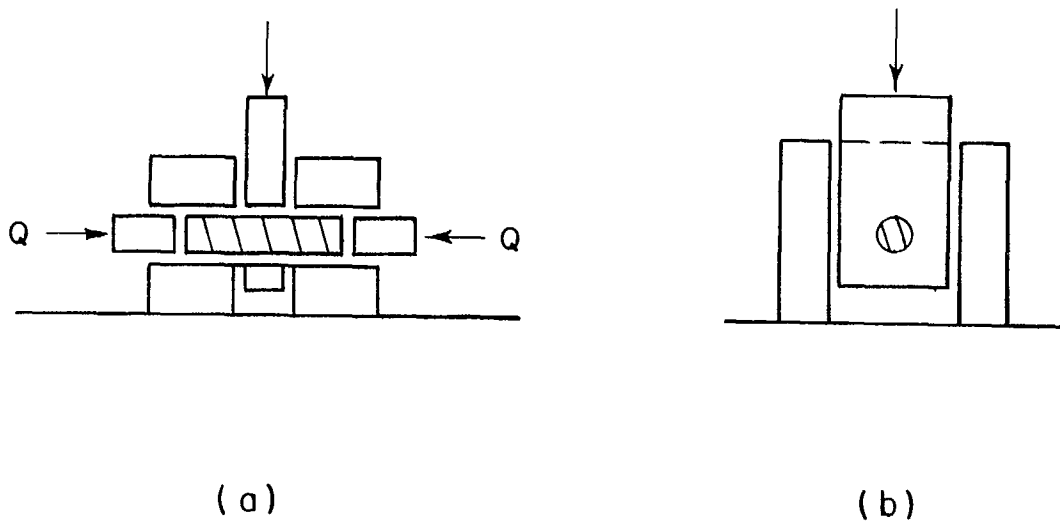


Fig. 1-20 Essai de cisaillement direct.

est complexe et indéterminée. Malgré ces défauts, cet essai est très utile actuellement en mécanique des roches, vu sa simplicité, son coût peu élevé et aussi la possibilité de reproduire les résultats.

L'essai de traction

L'essai de traction uniaxiale sert à déterminer la résistance d'un échantillon de roche à la traction. Cet essai ne donne pas des résultats satisfaisants, en particulier lorsqu'il s'agit de roches fragiles, parce qu'il est difficile d'éliminer toute excentricité de la charge. De plus, le concept du joint faible s'applique plus dans cet essai que dans la plupart des autres essais. C'est pourquoi on utilise peu cet essai dans les travaux de recherche ou à des fins pratiques.

On a utilisé d'autres essais pour déterminer la résistance à la traction des roches. L'essai de la poutre, qui s'applique à des matériaux sembables aux roches, par exemple le béton, est le plus couramment utilisé. Pour un même échantillon, la valeur de la résistance à la traction obtenue par un essai de la poutre est souvent de deux à trois fois plus élevée que la valeur de la résistance moyenne déterminée par un essai de traction uniaxiale.

Il semble que, dans un essai de la poutre "à quatre points" (c.-à-d. dans un essai où la charge s'exerce sur deux points avec deux réactions aux deux extrémités de la poutre), la longueur de la fibre extrême soumise à la contrainte maximum le long de la poutre peut influencer la contrainte maximum à la rupture. Le concept des liaisons faibles nous suggère encore que la contrainte à la rupture devrait diminuer lorsque la longueur de la fibre extrême soumise à la contrainte maximum de flexion augmente.

On a élaboré d'autres tests indirects de résistance à la traction. L'essai brésilien consiste à charger un disque de roche selon son diamètre (Fig. 1-21a) (5). Cette charge soumet la plus grande partie du diamètre vertical à une contrainte de traction plus ou moins uniforme. À l'aide de cette contrainte, lorsqu'elle entraîne la rupture, on détermine la résistance de l'échantillon à la traction. L'équation de la contrainte moyenne de traction à la rupture s'écrit:

$$T_s = \frac{2P}{\pi DL} \quad \text{Eq. 1-28(a)}$$

où P est la charge externe, D, le diamètre de l'échantillon et L, sa longueur.

Dans l'essai brésilien, la roche située aux points d'application de la charge se fait souvent broyer avant que la rupture n'ait lieu. En ce cas, la distribution élastique des contraintes ne s'applique plus nécessairement. L'action des coins de la zone broyée peut devenir un moyen important pour déterminer la contrainte horizontale de traction. On évite cette complication en appliquant la charge sur un arc de $\tan^{-1} 0.125$ (18); en ce cas, il faut veiller à ne produire aucune contrainte tangentielle, qui pourrait résulter de l'utilisation d'un tampon fait d'un matériau plastique comme le cuivre par exemple.

D'une autre façon, on peut aussi tenir compte de l'action du broyage en utilisant l'équation empirique suivante (19):

$$T_s = \frac{0.79P}{(D-1.7P/Q_u)^2} \quad \text{Eq. 1-28(b)}$$

où Q_u , P et D sont respectivement en lb/po.², en lb. et en po.

On voit à la figure 1-21b un essai semblable à l'essai brésilien. L'échantillon est un moellon brut dont le rapport L/D doit être égal ou inférieur à 1.5 (5). L'indice de résistance est le quotient de la charge à la rupture par le volume du moellon élevé à la puissance 2/3. Bien que le coefficient de variation de la dispersion des résultats dans l'essai précédent est plus élevé que dans les essais où on utilise des échantillons soigneusement préparés, les utilisateurs de l'essai pensent qu'il est moins coûteux d'effectuer un grand nombre d'essais pour obtenir une valeur moyenne satisfaisante que de préparer moins d'éprouvettes pour les autres tests.

L'essai de cisaillement in situ

La résistance in situ de la roche est probablement très différente de celle d'une éprouvette essayée en laboratoire à cause des formations géologiques de la masse rocheuse. C'est pourquoi on a tenté de déterminer la résistance d'une masse rocheuse par des essais de cisaillement in situ. Ces essais exigent des tranchées profondes pratiquées autour des tranches de roche qui sont alors chargées afin de soumettre le plan éventuel de rupture à des contraintes normales et à des contraintes de cisaillement.

Si un tel essai est effectué sous terre, on dispose le matériel de la façon indiquée à la figure 1-22. Dans ce cas, la réaction du toit de l'excavation élimine les frais d'avoir une grande masse de roche pour produire une telle réaction lorsque l'essai est effectué en surface. Le matériel représenté à la figure 1-22, a l'avantage qu'une contrainte normale et une contrainte de cisaillement sont appliquées sur le plan limite de rupture à l'aide d'un seul vérin.

Dans certaines circonstances, ces tests sont très utiles pour déterminer les propriétés de résistance in situ. Cependant, chaque essai est très dispendieux et il faut faire plusieurs tests pour obtenir les valeurs moyennes et les dispersions. En plusieurs circonstances, les résultats ne sont pas encore des mesures complètement valables des propriétés de résistance in situ des masses de roches plus grandes.

L'essai de vitesse sismique in situ

Dans la méthode sismique de prospection géophysique, il faut mesurer les vitesses sismiques dans les diverses couches au terrain considéré. Ces vitesses varient habituellement de 3000 à 20,000 pi./sec. (915 m/sec. - 6100 m/sec.) dans la roche et sont reliées théoriquement au module de déformation de la masse rocheuse. Au chapitre 8, nous donnons le développement théorique de cette relation. Cependant, les équations finales sont:

$$C_p = \left\{ \frac{Eg(1-\mu)}{\gamma(1-\mu-2\mu^2)} \right\}^{1/2} \quad \text{Eq. 1-29}$$

$$C_s = \left\{ \frac{Gg}{\gamma} \right\}^{1/2} \quad \text{Eq. 1-30}$$

où C_p est la vitesse de l'onde longitudinale ou onde de compression, C_s , la vitesse de l'onde transversale ou onde de cisaillement, E, le module de déformation, G, le module de rigidité, μ , le coefficient de Poisson, GAM, le poids unitaire de la roche et g, l'accélération due à la pesanteur.

L'appareil employé dans la technique de prospection par réfraction se compose de géophones et d'un oscillographe enregistreur. On provoque la formation d'ondes sonores par l'explosion d'une charge de dynamite ou, pour les terrains peu profonds, en frappant le sol avec un marteau (Fig. 1-23). Un géophone placé en cet endroit enregistre l'heure exacte du choc; d'autres géophones enregistrent l'heure d'arrivée des ondes; ces résultats sont transmis à l'oscillographe et enregistrés par voie photographique.

On trace alors le graphe temps d'arrivée-distance des géophones du point de tir. La pente de la courbe ainsi obtenue permet de déterminer la vitesse des ondes dans les diverses couches du terrain. En général, on dispose les géophones à une distance maximum égale à quatre fois la profondeur du terrain à laquelle on veut obtenir des données.

L'ordonnée à l'origine obtenue en prolongeant la droite V2 jusqu'à l'axe des y (voir le point A à la figure 1-23) est une mesure de la profondeur de la couche (1). Le point A représente théoriquement l'heure d'arrivée de l'onde au géophone placé

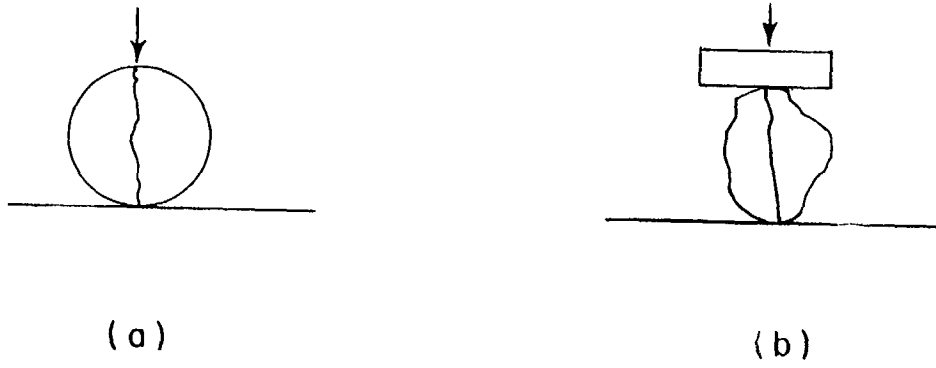


Fig. 1-21 Clivage de traction dû aux forces compressives.

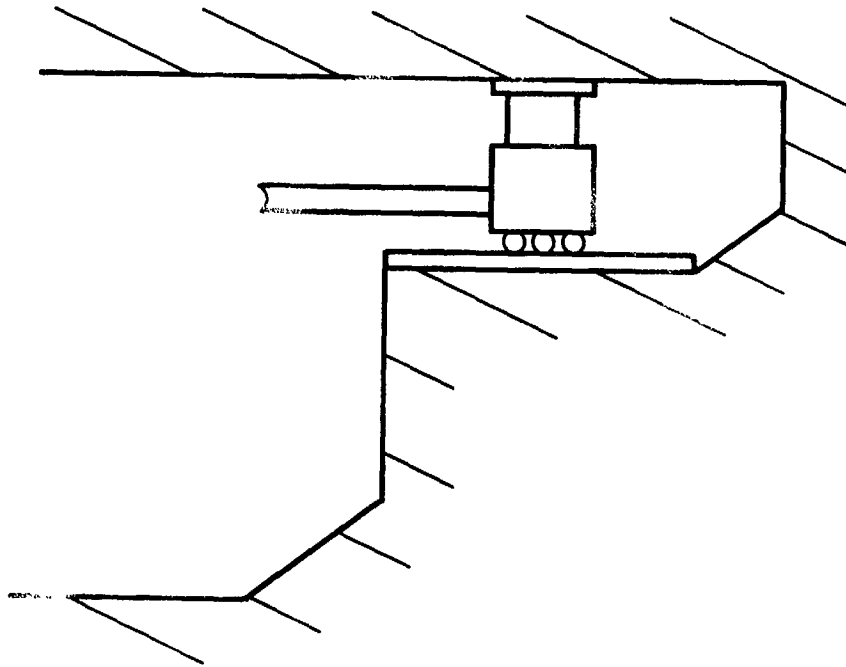


Fig. 1-22 Essai de cisaillement in-situ.

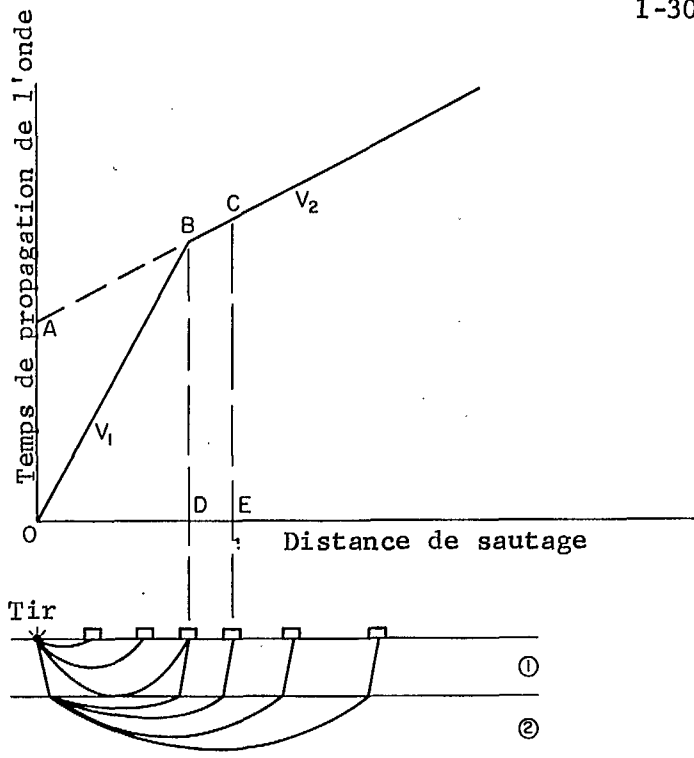


Fig. 1-23

Mesure de la vitesse séismique.

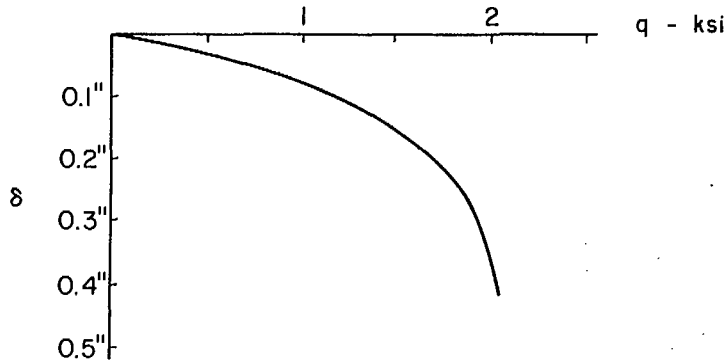
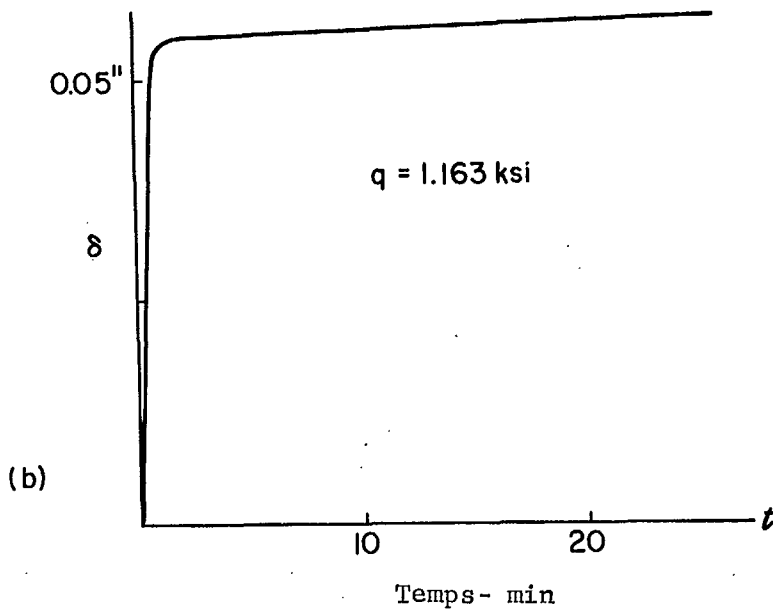


Fig. 1-24 Essai de mise en charge d'une plaque.

(a) Courbe pression de contact-déformation

(a)



(b) Courbe déformation-temps

(b)

Temps - min

sur le site de l'explosion. Dans ce cas, la distance parcourue par cette onde est égale à deux fois la profondeur de la couche (1). Par conséquent, l'épaisseur de la couche se détermine à l'aide de l'équation suivante:

$$B_1 = V_1 \times \overline{OA}/2$$

Dans les relations précédentes, on suppose que le parcours de l'onde sismique à partir de l'origine de l'onde est vertical dans la première couche, horizontal à travers la seconde ou la troisième couche, et à nouveau vertical jusqu'au géophone. Il existe des relations plus exactes, mais les différences dans les résultats obtenus ne sont normalement pas appréciables.

Ce procédé ne permet d'obtenir des informations de prospection et des informations sur la structure du sol qu'à une profondeur limitée; par conséquent, l'étude du terrain par cette méthode est inutile pour les excavations souterraines. Cependant, il permet d'obtenir des données utiles sur le site futur d'un barrage ou d'une mine à ciel ouvert.

L'essai de vitesse in situ des ondes sismiques permet de connaître non seulement l'épaisseur des strates, mais aussi les caractéristiques de résistance de la masse rocheuse plutôt que la résistance individuelle des échantillons. Par exemple, si une substance de roche est dure, mais si elle est située dans une formation qui comporte de nombreuses diaclases altérées ou non, la vitesse sismique tend à être basse (voir Table 3). Ainsi nous ne savons pas si le matériau est une roche faible et homogène ou si la formation est composée d'une substance dure de roche dans une masse qui comporte beaucoup de diaclases. De plus, si les fissures d'une formation où existent beaucoup de diaclases sont remplies d'eau, la vitesse est très peu modifiée par la présence des diaclases. La table suivante donne quelques valeurs de vitesse sismique typiques et illustre ainsi les considérations précédentes (8).

TABLE 3

Nature de la roche	Vitesse sismique	
	ft./Sec.	m/sec.
Schiste	2900 - 12,800	885 - 3904
Grès	4700 - 14,000	1433 - 4270
Granit massif	18,500	5643
Granit partiellement décomposé et légèrement fissuré	10,500	3203
Granit fortement décomposé et fracturé	2,200	671
Granit fortement décomposé et friable	1,500	459
Calcaire	16400 - 20,200	5000 - 6160

D'après plusieurs études, il semble qu'il existe une relation linéaire entre la résistance à la compression uniaxiale et le module de déformation de la roche (Fig. 1-15a), analogue à la relation supposée pour le béton où la résistance à la compression est supposée égale à 1/1000 du module de déformation (6,12). Il semble aussi que cette relation varie selon la nature de la roche. Par exemple, la résistance à la compression uniaxiale d'une roche ignée pourrait être seulement une fraction de son module de déformation alors qu'une roche sédimentaire pourrait être une autre fraction de son module. Si on effectuait des études plus approfondies de ces relations, il deviendrait possible de déterminer la résistance in situ d'une masse rocheuse par des essais de vitesse sismique (qui permettent de déterminer le module de déformation). Certains entrepreneurs utilisent déjà la vitesse sismique pour savoir si la roche se fendillera facilement, ce qui évite le dynamitage de la roche en surface.

L'essai de vitesse sismique en laboratoire

On peut mesurer en laboratoire la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans les carottes d'échantillonnage. La vitesse sert alors à calculer le module de déformation de l'échantillon lorsqu'il est soumis à des contraintes dynamiques relativement faibles. On utilise l'équation:

$$E = \rho C_p^2 \quad \text{Eq. 1-31}$$

où ρ est la densité et C_p , la vitesse de l'onde longitudinale.

D'une autre façon, on peut comparer la vitesse des ondes déterminée en laboratoire et la vitesse obtenue sur les lieux. Si les résultats obtenus sur les lieux sont beaucoup plus petits que les résultats obtenus en laboratoire, on conclut que la présence de diaclases ou de particularités quelconques dans la structure de la roche est la cause de cette différence.

L'essai en laboratoire s'effectue selon deux procédés. On peut d'abord faire vibrer longitudinalement l'échantillon et déterminer la fréquence f à laquelle la résonance se produit. Si on suppose que la résonance se produit lorsque la longueur d'onde est égale à deux fois la longueur L de l'échantillon, la vitesse de l'onde longitudinale est de $2fL$.

On peut aussi mesurer la durée t que met une onde à parcourir la longueur L de l'échantillon et calculer alors la vitesse L/t .

L'essai de mise en charge d'une plaque

Lorsqu'il est possible d'appliquer de très grandes forces, l'essai de mise en charge d'une plaque permet d'obtenir des renseignements sur la résistance d'une masse rocheuse plutôt que des renseignements sur la résistance de petits échantillons de la substance. Dans l'essai de mise en charge d'une plaque, on cherche à entraîner la rupture du matériau par cisaillement en posant une plaque sur la surface rocheuse et en augmentant la pression de contact. Selon la nature de la roche, la rupture se manifeste par une fracture nette, par un écoulement soudain ou par un écoulement continu. On suppose que la théorie de résistance exprimée dans l'équation 1-17 régit ces divers modes de rupture.

Dans cette théorie, on suppose aussi que la pression de contact est répartie uniformément sur la plaque et qu'une résistance de frottement empêche tout mouvement latéral du terrain par rapport à la plaque, c'est-à-dire que ces deux surfaces sont rugueuses. La supposition que les surfaces sont rugueuses est généralement valable et la supposition que la pression de contact est uniformément répartie devient valable si on place un sac de caoutchouc rempli d'eau entre la plaque et les roches.

L'équation 1-17 s'applique lorsque l'essai porte sur un plancher ou une surface horizontale. Lorsque l'essai porte sur un mur ou une surface verticale, les premier et troisième termes de l'équation n'influencent pas la capacité portante limite. L'équation ne comporte plus qu'un seul terme. On la modifie pour qu'elle s'applique à une surface carrée plutôt qu'à une surface portante allongée:

$$q_f = 1.3 cN_c$$

En plus d'augmenter la charge sur la plaque, il est important de contrôler le taux d'application de la charge afin qu'à chaque nouvel accroissement de charge, on obtient toutes les composantes de la déformation visqueuse. Dans certaines roches, la rupture se manifeste par un écoulement plastique continu et relativement lent. Dans ce cas, si le taux d'application de la charge est rapide, la valeur de la résistance obtenue par les tests serait plus élevée que la valeur de la résistance réelle.

Exemple. On voit à la figure 1-24 les résultats d'un essai de mise en charge d'une plaque sur la paroi d'une galerie dans une roche altérée (10). Le diamètre de la plaque était de 4 po. (0.1m) seulement, car la capacité du vérin était limitée. La rupture était sous forme d'un écoulement plastique bien que, dans les autres essais portant sur cette même galerie, la rupture ait souvent été provoquée par une fracture soudaine de la roche. La pression portante limite était de 2.1 kip/ft.^2 (14.5 MN/m^2); lorsque la pression de contact atteignit 1.9 kip/ft.^2 (13.1 MN/m^2), des fragments de roche furent projetés de la paroi voisine. L'angle de frottement intérieur (déterminé en laboratoire) était de 37° .

On détermine N_c à l'aide de l'équation 1-19:

$$N_c = 7 \tan^4 (45 + 37/2) = 113$$

On calcule c à l'aide de l'équation 1-32:

$$c = 2,100 / (1.3 \times 113) = 14.3 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.1 MN/m}^2\text{)}$$

LA CLASSIFICATION DES ROCHES

Il est important que la communication entre les divers groupes intéressés de science appliquée (par ex., les physiciens, les géologues, les ingénieurs, les exploitants et les entrepreneurs) soit efficace. Par exemple, on peut décrire une certaine roche comme un schiste crétacé comportant de petites quantités de quartz et de pyrite. Cependant, quelques-unes des principales caractéristiques qui nous intéressent sont: a) La roche est-elle jointée, très fracturée, nettement stratifiée ou massive? b) A la rupture, la roche se comporte-t-elle comme une substance fragile ou plastique? c) La roche est-elle visqueuse avant la rupture? d) Est-il valable d'interpolar les informations obtenues de divers trous de sonde? En d'autres termes, on doit considérer les propriétés principales et donner les renseignements appropriés aux personnes intéressées pour qu'elles prévoient les problèmes qui risquent de se présenter.

"Une classification est un arrangement de choses par classes selon leurs caractéristiques communes" (Encyclopédie Britannica). On peut classer des choses d'après leurs caractéristiques naturelles et inhérentes (par ex., la classification des animaux en familles, etc.) ou d'après leur utilisation (par ex., la classification des livres selon leur grandeur dans les bibliothèques). La classification des roches que l'on utilise dans les problèmes de science appliquée devrait donc être fonctionnelle et les termes utilisés pour la communication entre les groupes devraient être définis, largement répandus et devraient se rapporter à l'utilisation de l'information.

Dans le choix des propriétés qui seront utilisées pour établir la classification, il faut considérer la plupart des applications de la mécanique des roches. Les principaux domaines sont: le calcul et le dessin des talus; le perçement des tunnels, des puits, des galeries, des travers-bancs et des centrales d'énergie souterraines; le calcul et le dessin des travaux miniers (par ex., les chantiers d'abattage, les chambres et les piliers); le contrôle des eaux souterraines; le calcul et le dessin des revêtements des tunnels et des centrales d'énergie, des systèmes de boulonnage des roches, des cadres des galeries et des travers-bancs, du soutènement des chantiers d'abattage et d'autres types de soutènement; le calcul et le dessin de l'exploitation par foudroyage (c.-à-d. effectuer le foudroyage initial, extraire efficacement le minerai et minimiser les affaissements); le calcul et le dessin des abris antiatomiques souterrains (c.-à-d. l'analyse de l'action des contraintes et des mouvements de terrain provoqués par les ondes dynamiques de déformation et le calcul et le dessin de la géométrie des excavations et des revêtements nécessaires); le calcul et le dessin des fondations; l'appréciation des risques de coups de toit; le calcul et le dessin des canevaux optimisés des puits et des charges explosives; enfin l'étude des procédés de comminution.

Dans cette liste d'applications possibles, les propriétés importantes les plus fréquentes et les plus facilement déterminables sont:

- i) La résistance de la substance de roche.
- ii) Les caractéristiques de déformation de la substance de roche avant et après la rupture.
- iii) L'homogénéité et l'isotropie globale de la formation.

Beaucoup d'autres propriétés sont importantes dans certains problèmes particuliers. Cependant, dans la plupart des projets, il faut faire des tests additionnels et obtenir d'autres données qu'il ne serait pas utile d'inclure dans la classification générale. Une classification devrait simplement donner des renseignements indiquant les types de problèmes à résoudre et d'études ou de tests à faire.

Par exemple, une partie du site (d'une mine, d'un barrage, etc.) peut être un terrain faillé. Les failles peuvent alors se présenter des façons suivantes: les failles sont nettes et les formations ne présentent pas d'altération ou de contorsion; les formations voisines présentent des contorsions et/ou des fractures; la roche voisine peut être altérée; les failles peuvent être tressées ou cisailées sur une largeur considérable; les failles sont bréchiformes dans une matrice d'argile de rottement ou dans une roche minéralisée secondaire. Toutes ces caractéristiques de structure sont certes importantes pour la stabilité, mais elles ne peuvent figurer dans un système de classement simple.

Jusqu'à ce jour, la classification géologique des roches d'après leur origine a été la classification la plus couramment utilisée. Voyons si cette classification répond aux exigences fonctionnelles de la mécanique des roches. En bref, le système de classement est le suivant:

- i) Roches sédimentaires: a) mécaniques b) chimiques c) organiques
- ii) Roches ignées: a) acides b) intermédiaires c) basiques et
1) plutoniques ii) hypabyssales iii) extrusives
- iii) Roches métamorphiques

Une classification géologique donne des informations, cependant insuffisantes, sur les propriétés précédentes des roches, pour les ingénieurs. Si, en faisant le relevé du terrain, on recueille des informations structurales, on obtient ainsi des renseignements complémentaires très utiles.

Une description pétrographique très détaillée de la substance de la roche, qui est souvent nécessaire au géologue et qui comprend des données chimiques, minéralogiques et pétrographiques, est très utile. Les analyses chimiques donnent rarement des informations sur la résistance, la déformation ou la continuité. Cependant, à l'aide des données minéralogiques, on peut juger quels seront les effets probables de l'exposition à l'atmosphère des eaux d'infiltration, ainsi que la possibilité d'un gonflement et de variations de la résistance de la roche à l'état sec et à l'état mouillé.

De même, les études pétrographiques peuvent donner aussi des informations utiles telles que la cause de la détérioration des minéraux. Par exemple, en sachant si l'altération d'une roche a été causée par l'intempérie à la surface ou par une action hydrothermique, on peut déterminer si les produits de l'altération seraient associés à une surface d'érosion ou à autre chose. La détection des zones altérées voisines des diaclases pourrait être très importante en ce qui concerne les propriétés de résistance de la formation. Cependant, ces détails ne peuvent figurer dans un système simple de classification. On les déterminerait, si nécessaire, à l'aide d'essais spéciaux.

Les analyses pétrographiques, qui comprennent des renseignements sur l'aspect, l'origine et les minéraux de la roche, apportent des informations pertinentes. De telles analyses nous permettent de déduire indirectement la valeur de la résistance et les propriétés de déformation; par exemple, les microfissures détectées dans des cristaux de quartz dans le granit sont importantes en ce qui concerne la résistance du granit. Cependant, ces analyses sont en général coûteuses et donnent des informations d'une façon indirecte si on les compare avec les essais directs de résistance qui sont moins coûteux et qui donnent des informations plus pratiques. Lorsqu'on sait que la résistance d'un granit à la compression peut avoir une valeur aussi basse que 6,000 lb/po.² (41.4 MN/m²) ou aussi haute que 50,000 lb/po.² (345 MN/m²), on voit qu'une classification géologique est insuffisante pour l'ingénieur.

On a déjà proposé un autre système de classification des roches qui sert à déterminer le type approprié de soutènement des tunnels (14). Dans ce système, toutes les roches sont divisées en sept catégories:

- i) Roche intacte, c.-à-d. une roche ne comportant pas de diaclases
- ii) Roche stratifiée, c.-à-d. une roche qui a une faible résistance entre les couches.
- iii) Roche modérément fissurée, c.-à-d. une masse rocheuse fissurée mais cimentée ou très solidaire de sorte qu'on peut laisser une paroi verticale sans appui.
- iv) Roche en couches et en blocs, c.-à-d. une masse rocheuse fissurée dont les diaclases ne sont pas cimentées et dont les blocs sont faiblement liés de sorte qu'il faut soutenir les parois verticales.
- v) Roche broyée, c.-à-d. une roche réduite en petits fragments sans avoir subi une transformation chimique.
- vi) Roche tassée, c.-à-d. une roche qui contient des minéraux d'une basse capacité de gonflement.
- vii) Roche gonflante, c.-à-d. une roche qui contient des minéraux d'une grande capacité de gonflement.

Ce système de classement est utile pour le calcul et la construction des tunnels, mais il n'est pas assez efficace pour servir d'une façon plus générale. Par exemple, il donne très peu d'informations sur la résistance et il n'en donne pas sur les caractéristiques de rupture.

Voici un autre système qui décrit la roche autour des excavations souterraines en utilisant les termes de la mécanique (15) :

- (i) Roche compétente, c.-à-d. une roche qui supporte une excavation sans l'aide d'un soutènement.
 - a) Massive - élastique, c.-à-d. homogène et isotropique
 - b) Stratifiée - élastique, c.-à-d. une roche composée de strates homogènes et isotropes dont l'épaisseur est inférieure à la portée de l'excavation et entre lesquelles existe très peu de cohésion.
 - c) Massive - plastique, c.-à-d. une roche qui s'écoule sous une contrainte faible.
- (ii) Roche incompétente, c.-à-d. une roche qui a besoin d'appuis artificiels pour supporter une excavation.

Ce système nous donne des informations sur la résistance relative des roches, mais les informations sont reliées à la grandeur et à la forme de l'excavation particulière. Plusieurs classifications peuvent ainsi exister pour une même masse rocheuse. Le système précédent ne nous renseigne pas sur les caractéristiques de rupture ou sur les aspects structuraux, par exemple la fissuration de la formation. Il nous donne cependant des informations sur la stratification, mais seulement dans le cas des roches sédimentaires; il n'indique pas le rubannage des roches métamorphiques des dykes et des filons-couches. De plus, ce type de classification de résistance ne s'applique pas aux pentes, aux fondations ou au forage.

Un autre système de classification des différents types de terrain utilise une série de modèles de déformation (16). Le but de ce système de classement est d'idéaliser divers types de terrain pour les études théoriques spéciales en dynamique des sols. Voici quelques-uns des modèles qui sont utilisés dans cet ouvrage:

- (i) Corps élastique linéaire, c.-à-d. un corps dont la courbe contrainte-déformation unitaire est une droite réversible.
- (ii) Corps élastique curviligne, c.-à-d. un corps dont la courbe contrainte-déformation unitaire est une ligne courbe et réversible.
- (iii) Corps élastique bi-linéaire, c.-à-d. un corps dont la courbe contrainte-déformation unitaire est réversible et se compose de deux lignes droites.
- (iv) Corps élastico-plastique, c.-à-d. un corps dont la courbe contrainte-déformation unitaire est une ligne droite inclinée reliée à une ligne horizontale qui représente la déformation plastique.
- (v) Corps plastico-élastique, c.-à-d. un corps dont la courbe contrainte-déformation unitaire est initialement une ligne horizontale, qui est reliée à une ligne droite inclinée.
- (vi) Corps visco-élastique, c.-à-d. un corps dont la déformation varie à la fois avec le niveau et la durée de la contrainte, mais dont la déformation est complètement récupérable.
- (vii) Corps visco-plastique, c.-à-d. un corps dont la déformation varie à la fois avec le niveau et la durée de la contrainte, mais dont la déformation n'est pas complètement récupérable.
- (viii) Milieu serré (qui devient plus rigide) c.-à-d. une masse dont la courbe contrainte-déformation unitaire est initialement une ligne droite horizontale reliée à une ligne droite verticale.

Ce système est très utile dans les études avancées de distribution des contraintes et il pourrait servir de base pour distinguer les divers modes de déformation de la roche. Cependant, il ne nous renseigne pas sur la résistance et sur la structure de la roche. De plus, il se base sur des concepts beaucoup plus avancés que les simples techniques d'essai qui pourraient être utilisées pour obtenir les données empiriques nécessaires.

On constate qu'aucun de ces systèmes de classement ne répond aux besoins de l'ingénieur. Le système idéal devrait indiquer la résistance, les caractéristiques de déformation et l'aspect de la masse rocheuse sur place. A l'heure actuelle, il est très difficile d'évaluer les propriétés de résistance et de déformation de la formation rocheuse. Ainsi le mieux que l'on puisse faire pratiquement est d'évaluer les propriétés de résistance et de déformation de la substance, généralement à l'aide des carottes de sondage.

Ces propriétés de la substance de la roche nous donnent des informations pertinentes sur la formation. Par exemple, si la substance est faible, alors la formation sera certainement faible. D'autre part, si la substance est résistante, la résistance de la formation peut être faible ou élevée, mais on sait que cette faiblesse est due à la structure. Voici un système de classement pratique qui convient à l'heure actuelle:

Substance: Résistante ou faible
Elastique ou plastique
Formation: Massive, stratifiée, en blocs, brisée

Si un terme géologique est facilement établi, il devrait être utilisé; dans le cas contraire, la classification donnerait seulement une description de la roche. Par exemple, on pourrait classer une certaine roche de la façon suivante:

Substance: Pierre calcaire résistante et élastique
Formation: Stratifiée et en blocs

Voici un autre exemple:

Substance: Une roche faible et plastique
Formation: Massive

On pourrait qualifier de RESISTANTE la substance de la roche lorsque la résistance à la compression uniaxiale est plus grande que $10,000 \text{ lb/pc.}^2$ (69.0 MN/m^2); on pourrait aussi utiliser un autre test avec une ligne de séparation appropriée. Lorsque la résistance est inférieure à cette valeur, on décrit la substance de la roche comme étant FAIBLE. Etant donné que la résistance de la substance est très peu utilisée aux fins d'analyse, les deux divisions (résistante et faible) seraient suffisantes pour classer les roches. Lorsque cela est utile, on pourrait introduire de nouvelles catégories: TRES RESISTANTE si la résistance à la compression des substances est plus grande que $25,000 \text{ lb/pc.}^2$ (172.5 MN/m^2) et de même, TRES FAIBLE si leur résistance à la compression est plus petite que 5000 lb/pc.^2 (34.5 MN/m^2).

On a utilisé d'autres termes pour décrire les propriétés de résistance, mais ils sont quelque peu ambigus. Par exemple, les termes "dur" et "tendre" impliquent non seulement l'idée de résistance relative, mais aussi celle de durabilité et de corabilité. De même, les termes "compétent" et "incompétent" sont souvent utilisés; cependant, ces termes impliquent aussi l'idée de rigidité et de friabilité.

On peut aussi classer les résistances selon les paramètres fondamentaux de la cohésion et de l'angle de frottement interne. Dans ce cas, la classification nécessite un essai triaxial qui serait, en considérant l'utilisation initiale de l'information, très coûteux pour des fins de classification. De plus, dans plusieurs problèmes de résistance, on a besoin de la configuration de la roche quand il n'y a pas de confinement. Par conséquent, la résistance à la compression uniaxiale est la propriété la plus applicable dans ces cas.

La classification des propriétés de déformation de la substance de la roche devrait nous donner une idée des possibilités de fluage et de gonflement, de la quantité d'énergie de déformation emmagasinée et de la nature de la rupture (23). Ainsi une roche élastique ne devrait pas subir de fluage ou de gonflement; elle devrait emmagasiner une quantité relativement grande d'énergie de déformation qui, à la rupture, probablement une rupture fragile, serait libérée par une explosion. Le terme PLASTIQUE pourrait désigner les substances rocheuses dont plus de 25% de la déformation unitaire totale à n'importe quel niveau de contrainte est irrécupérable. Parmi ces matériaux, certains subissent un fluage, d'autres donnent à l'affleurement, enroulement

d'autres se rompent par écoulement plutôt que par rupture; la rupture de ces matériaux se produit sans la violence explosive qui caractérise le groupe de substance décrit plus haut. On pourrait ajouter une subdivision dans ce groupe pour désigner les substances rocheuses dont les augmentations de déformation unitaire varient avec le temps, la contrainte étant constante: ce sont les substances visqueuses (24, 25).

Il faut reconnaître que les termes élastique et plastique ne nous renseignent pas toujours sur les caractéristiques de déformation après la rupture. Par exemple, après l'écoulement ou la rupture, les propriétés de la roche obtenues par un essai uniaxial peuvent être différentes des propriétés obtenues par un essai triaxial. De plus, la formation qui contient une substance de roche fragile peut avoir une réaction plastique. Par exemple, dans une masse rocheuse fragile, une zone détendue peut se former autour d'une excavation et exercer même une contre-pression. Comme la roche de cette zone détendue subit une déformation permanente, on la décrit comme un anneau plastique situé dans une zone élastique soumise à de fortes contraintes.

L'aspect d'une formation est MASSIF lorsque la distance entre les couches et les diaclases est égale à plus de six pieds. En mécanique, la stratification implique que la cohésion entre les couches est inférieure à la cohésion de n'importe quelle couche.

La structure d'une masse rocheuse est EN BLOCS lorsque l'espacement des diaclases est plus grand qu'un pied (0.305m) et plus petit que six pieds (1.83m); elle est BRISÉE lorsque les blocs ont moins d'un pied (0.305m) de largeur. On peut introduire la catégorie TRÈS BRISÉE pour décrire les cas où les fragments sont plus petits que trois pouces. À cet égard, on a montré que l'espacement moyen des fissures et la distance entre les faces des fractures varient manifestement avec la profondeur, ce qui indique que la pression de quelques centaines de pieds de terrain peut diminuer la porosité globale de la masse rocheuse de 1/100 à 1/1000 de la porosité à la surface (26). Des carottes de sondage d'exploration, qui ont habituellement la même caractéristique, ont été utilisées comme des mesures des exigences de soutènement et des propriétés de déformation (27, 28); dans le dernier cas, on a utilisé une valeur modifiée de récupération basée seulement sur les longueurs des carottes supérieures à 4 pouces (0.10m) même si un tel chiffre devrait probablement être relié au diamètre de la carotte.

Dans tout projet particulier, l'ingénieur a évidemment besoin de renseignements supplémentaires. Par exemple, il lui faut absolument connaître la géométrie de la formation; l'orientation et le pendage des couches, des diaclases et des failles, ainsi que l'existence d'anticlinaux et de synclinaux. Dans l'exploitation du gaz et du pétrole, il faut connaître la porosité et la perméabilité. La présence des zones altérées et la nature du matériau de remplissage des diaclases ont une importance capitale pour la stabilité des excavations. Dans certains projets, les essais de résistance au cisaillement de la roche en place sont importants. Cependant, on obtiendrait ces détails lorsqu'on élaborerait les études du projet et non pas normalement lorsqu'on préparerait la classification.

BIBLIOGRAPHIE

1. Chert, L. and Duvall, W., "The Microseismic Method of Predicting Rock Failure in Underground Mining", USBM RI, 3803 (1945).
2. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", Wiley (1943).
3. Trumbachev, V., "Distribution of Stress in Inter-Room Pillars and Immediate Roofs", Gosgortekahizdat Moscow (1961).
4. Coates, D., Burn, K. and McRostie, G., "Strain-Time-Strain-Strength Relationships in a Marine Clay", Trans EIC, Vol. 6 No. A-11 (1963).
5. Protodyakonov, M., "Methods of Studying the Strength of Rocks, Used in the U.S.S.R.", Internat. Symp. on Mining Res., Vol. 2, Univ. of Missouri, Pergamon (1961).
6. Coates, D., Udd, J. and Morrison R., "Some Physical Properties of Rocks and their Relationships to Uniaxial Compressive Strength", Proc. Rock Mech. Symp., McGill University, Mines Branch (1963).
7. U.S. Bureau of Reclamation, "Physical Properties of Some Typical Foundation Rocks", Concrete Lab. Rpt. No. SP-39 (1953).
8. U.S. Corps of Engineers, "Sub-surface Investigation, Geophysical Explorations", Engineering Manual, Civil Works Construction, Part 118, Chap. 2 (1948).
9. Brace, W., "Brittle Fracture of Rocks", Proc. Internat. Cfce. State of Stress in the Earth's Crust, Elsevier, New York (1964).
10. Coates, D., Helliwell, J. and Gyenge, M., unpublished work (1962).
11. U.S. Bureau of Reclamation, "Concrete Manual", U.S. Govt. Printing Office, Washington, D.C. (1956).
12. Judd, W. and Huber, C., "Correlation of Rock Properties by Statistical Methods", Internat. Symp. Mining Res., Univ. of Missouri, Pergamon (1962).
13. Coates, D. and McRostie, G., "Some Deficiencies in Testing Leda Clay", ASTM Spec. Tech. Pub. No. 361 (1964).
14. Terzaghi, K., "Introduction to Tunnel Geology" in "Rock Tunnelling with Steel Supports", by Proctor, R. and White, T., Youngstown Printing, Youngstown, Ohio (1946).
15. "A Study of Mining Examination Techniques for Detecting and Identifying Underground Nuclear Explosions", US Bureau of Mines IC 8091 (1962).
16. Baron, M., Bleich, H. and Weidlinger, P., "Theoretical Studies on Ground Shock Phenomena", The Mitre Corp. SR-19, Bedford, Mass. (1960).
17. Morrison, R. and Coates, D., "Soil Mechanics Applied to Rock Failure in Mines", Trans CIMM, Vol. 58, p. 401 (1955).
18. Fairhurst, C., "On the Validity of the Brazilian Test for Brittle Materials", Internat. J. Rock Mech. and Mining Sci., Vol. 1, No. 4, p. 535 (1964).
19. Faone, J. and Bruce, W., "Drillability Studies", US Bureau of Mines R16324 (1963).
20. Ito, I. et al., "Rock Behaviour for Tension under Impulsive Load using Detonator's Attack", Trans. MM Alumni Assoc. Kyoto Univ., Vol. 15, No. 2, p. 61 (1963).
21. Terzaghi, K., "Stress Conditions for the Failure of Saturated Concrete and Rock", Proc. ASTM, Vol. 45, (1945).
22. Carey, S., "The Rheid Concept in Geotectonics", J. Geol. Soc. of Australia, Vol. 1, pp. 67-117, (1954).
23. Coates, D.F., "Classification of Rocks for Rock Mechanics", Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 1, pp. 421-429 (1964).
24. Coates, D.F. and Parsons, R.C., "Experimental Criteria for Classification of Rock Substances", Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 3, pp. 181-189 (1966).
25. Parsons, R.C. and Hedley, D.G.F., "The Analysis of the Viscous Property of Rocks for Classification", Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 3, pp. 325-335 (1966).
26. Snow, D., "Rock Fractures, Spacings, Openings and Porosities", Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM1 (1968).
27. Ruff, A., and Parkinson, L., "How Cananea Uses Drill-Core Data to Aid Ground Control Planning", Engineering and Mining J., Vol. 160, No. 9, p. 88 (Sept. 1959).
28. Leere, D., Hendron, A., Patton, F., and Cording, E., "Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock", Proc. 8th Symp. Rock Mech., AIME (1967).

EXERCICES

- En un point dans une masse rocheuse, la contrainte principale majeure dans la direction de l'axe des x est 2000 lb/po.² (13.8 MN/m²); la contrainte principale mineure dans la direction de l'axe des y est -1000 lb/po.² (6.9 MN/m²) (tension) et la contrainte principale intermédiaire dans la direction de l'axe des z est égale à 0; $\mu = 5 \times 10^{-2}$ lb/po.² (34.5 x 10³ MN/m²); $\mu = 0.2$. A) Calculer les déformations unitaires dans les directions des axes des x, des y et des z. B) Dans une condition de contrainte biaxiale, existerait-il une condition de déformation plane? Expliquer. C) Qu'est-ce qu'une condition de déformation plane? D) Tracer sur un diagramme de Mohr les contraintes qui agissent sur les plans xy, yz et xz.
- Tracer les courbes déformation unitaire-temps des corps suivants pour une période de temps de 20 minutes lorsqu'une contrainte de 1000 lb/po.² (6.9 MN/m²) agit sur eux pendant 10 minutes et une contrainte nulle agit pendant les 10 autres minutes: a) un corps de Maxwell avec $E = 3000$ lb/po.² (20.7 MN/m²) et $n = 500 \times 10^6$ poises. b) un corps de Kelvin avec $E = 3000$ lb/po.² (20.7 MN/m²) et $n = 500 \times 10^6$ poises.
- Dans un essai de compression uniaxiale, un échantillon de roche a subi une rupture lorsque la contrainte de compression était égale à 4000 lb/po.² (35.6 MN/m²). Le plan de rupture faisait un angle de 60° avec le plan principal majeur. En supposant que la résistance au cisaillement varie linéairement avec la contrainte normale, calculer: A) La résistance au cisaillement du béton dans un plan où la contrainte normale est égale à zéro. B) La résistance au cisaillement dans les conditions de l'essai dans un plan à 30° par rapport au plan principal majeur de l'essai précédent. C) L'angle de frottement interne. D) Les contraintes normales et de cisaillement dans le plan de rupture. E) Dans un test de tension uniaxiale, quels seraient la résistance à la traction et le plan de rupture? F) Dans un essai de torsion, quel serait le moment de torsion si la rupture d'un échantillon cylindrique d'un diamètre de 3 po. (0.08m)? Quel serait l'angle de rupture par rapport à l'axe du cylindre? G) Tracer le cercle de rupture de Mohr lorsque, dans un essai de cisaillement direct, la charge normale de cette roche est égale à zéro. H) Au lieu d'avoir une enveloppe de rupture linéaire, si la résistance à la traction de la roche était 10% de la résistance à la compression, quelles seraient les modifications à apporter à l'enveloppe de Mohr? Répéter (E) et tracer le cercle de Mohr.
- A l'aide des principes premiers, donner une expression de la contrainte horizontale dans un massif semi-indéfini d'une densité effective GAM à une profondeur z en supposant qu'il est dans un état d'équilibre plastique avec l'angle de frottement interne constant.
- La valeur moyenne dans une série d'essais de compression uniaxiale d'une roche tendre était 33 lb/po.² (0.23 MN/m²). La valeur moyenne de la contrainte principale majeure dans une série d'essais triaxiaux de la même roche avec une pression de confinement de 85 lb/po.² (0.59 MN/m²) était 325 lb/po.² (2.24 MN/m²). A) Tracer sur un diagramme de Mohr les cercles des contraintes représentant les résultats de ces essais et déterminer l'angle de frottement interne et la cohésion. B) La pression de l'eau interstitielle dans les échantillons était de -5 lb/po.² (0.03 MN/m²) pendant les essais de compression uniaxiale et de 40 lb/po.² (0.28 MN/m²) pendant les essais triaxiaux, tracer sur un diagramme de Mohr les contraintes effectives.
- On doit creuser un puits rectangulaire dans 100 pieds (30.5m) de sable avant de rejoindre la roche de fond. Le sable a une densité de 100 lb/pi.³ (1600 Kg/m³) et un angle de frottement interne de 34°. A) Calculer la poussée active maximum de la terre qui pourrait agir sur le revêtement du puits. B) Près du fond de la section dans le sable, le revêtement provisoire n'était pas suffisamment supporté de sorte qu'un côté a bombé vers l'intérieur. Quelle serait la poussée passive à laquelle il faudrait s'opposer pour remettre le revêtement en place?
- Une faille à décrochement horizontal est orientée dans la direction est-ouest; le côté nord se déplace vers l'est. A l'aide de la théorie de la résistance de Mohr, déterminer approximativement la direction de la contrainte principale majeure au moment de la formation de la faille.
- On a effectué un essai de mise en charge d'une plaque sur la paroi d'une galerie. Le diamètre de la plaque est 5 po. (0.13m) et la densité de la roche est de 170 lb/pi.³ (2720 MN/m²). Des essais préliminaires en laboratoire ont montré que la substance de la roche a un angle de frottement interne de 40°. Les résultats de l'essai de mise en charge d'une plaque sont les suivants:

Pression	Déformation			
	Psi	MN/m ²	Po.	mm
0	0	0	0	0
250	1.73	0.035	0.035	0.88
450	3.11	0.060	0.060	1.5
700	4.83	0.090	0.090	2.25
925	6.38	0.105	0.105	2.63
1200	8.28	0.140	0.140	3.5
1400	9.66	0.165	0.165	4.13
1600	11.04	0.190	0.190	4.75
1850	12.77	0.225	0.225	5.63
2100	14.49	0.330	0.330	8.25

Calculer la cohésion in situ de la masse rocheuse autour de la galerie.

- A) Donner une expression de la capacité portante limite d'une bande chargée à la surface d'un matériau fragile en fonction de la résistance à la traction du matériau en utilisant la théorie de la résistance de Mohr. B) Comparer l'influence de la largeur de la bande chargée pour des matériaux fragiles, pulvérulents et sans frottement.
- La résistance à la compression uniaxiale d'un échantillon de roche est 20 000 lb/po.² (138 MN/m²); μ est 8×10^{-2} lb/po.² (5.5 x 10³ MN/m²) et μ est 0.25. A) Suivant la théorie de la contrainte de cisaillement octaédrique, quelle est la valeur de la contrainte principale majeure à la rupture de l'échantillon dans un essai de compression triaxiale si la contrainte principale mineure est 2000 lb/po.² (13.8 MN/m²) et la contrainte principale intermédiaire est 4000 lb/po.² (27.6 MN/m²)? B) Répondre à la question A en utilisant la théorie de la déformation unitaire normale maximum.
- Une carotte d'un diamètre de 7/8 po. (0.022m) est découpée en disques d'épaisseur de 1/4 po. (0.006m). Dans un essai brésilien, la rupture se produit pour une charge de 500 lb. (2225 Kg). Calculer la résistance à la traction de l'échantillon.
- Pour l'investigation préliminaire d'une roche de fondation, on a utilisé la méthode de la réfraction sismique. Lorsque le géophone est situé à 100 pi. (30.5m) du point de tir, le premier signal arrive en 0.022 sec.; à 200 pi. (61.0m), il arrive en 0.040 sec.; à 300 pi. (91.5m), en 0.061 sec.; à 400 pi. (122.0m), en 0.165 sec.; à 500 pi. (152.5m), en 0.110 sec.; à 600 pi. (183.0m), en 0.122 sec. et à 700 pi. (213.5m), en 0.135 sec. A) Calculer la ou les vitesses sismiques de la roche de fondation. B) Calculer la profondeur jusqu'à la couche découverte par ce travail.
- Classifier verbalement les roches ayant les propriétés suivantes: A) La résistance Q_u à la compression uniaxiale des échantillons carottés est de 22 000 lb/po.² (151.8 MN/m²) et leur module de déformation est 7×10^6 lb/po.² (48.3 x 10³ MN/m²); dans un essai de compression uniaxiale, en faisant osciller les augmentations de contrainte jusqu'à 0.75 Q_u , on a trouvé que la déformation unitaire irréversible maximum était 10^{-3} par cycle; l'espacement des diaclases de la formation varie entre 1.0 pi. (0.305m) et 4.0 pi. (1.22m); les échantillons ont été prélevés dans une formation sédimentaire avec des couches d'une épaisseur variant de 1 po. (0.025m) à 2 pi. (0.61m). B) La résistance à la compression uniaxiale des échantillons carottés est de 400 lb/po.² (2.76 MN/m²) et le module de déformation pour une contrainte de 200 lb/po.²

(1.38 MN/m²) est 5×10^6 lb/po.² ($34,5 \times 10^3$ MN/m²): dans un essai de compression uniaxiale, en faisant osciller la contrainte de 200 lb/po.² (1.38 MN/m²) à zéro, on a trouvé que la déformation unitaire irréversible est au maximum 0.02% par cycle; on ne constate pas la présence de plans de cassure dans la formation; la roche se trouve dans une couche d'une épaisseur de 100 pi. (30.5m).

CHAPITRE 2
PROTOTYPES ELASTIQUES

INTRODUCTION

En mécanique appliquée, il est de pratique courante de formuler un certain nombre de suppositions pour simplifier l'analyse mathématique d'un système. Par exemple, en mécanique des fluides, on suppose dans certains systèmes que les liquides sont incompressibles; puis, on applique les principes de Newton. A l'aide de ces hypothèses, on résout d'une manière assez satisfaisante beaucoup de problèmes relatifs à l'écoulement des liquides. D'autre part, la compressibilité du fluide est importante lorsque des fermetures soudaines produisent un marteau d'eau. Pour ce dernier problème, on formule d'autres hypothèses qui nous permettent de simplifier l'analyse.

De même, dans le domaine des structures, en raison de la différence entre leurs modes d'assemblage réel et leurs modes théoriques d'assemblage, il est de pratique courante de supposer que les poutres sont simplement soutenues ou fixées quand elles ne sont en réalité que fixées partiellement. Toutefois, une théorie simple a été très utile pendant plus d'un siècle; de nos jours, on l'a modifiée pour qu'elle traite certains aspects du comportement réel dont on n'avait jamais tenu compte dans les solutions théoriques.

Bien entendu, le bon ingénieur tient compte toujours dans les décisions finales des facteurs qui n'ont pas été analysés, en envisageant leurs effets possibles. La solution d'un problème technique nécessite une analyse théorique, ainsi que des données empiriques et l'évaluation intuitive de facteurs impondérables.

En mécanique des roches, on utilise plusieurs modèles simples ou des problèmes-types comme première évaluation pour déterminer les conséquences de certaines excavations ou de l'action de certaines forces. A l'aide de ces modèles théoriques, on peut établir des relations entre les charges, les propriétés des corps et la contrainte ou la déformation. Les conséquences des écarts possibles dans la représentation peuvent alors être appréciées par un jugement ou à l'aide de données empiriques.

Dans la plupart des cas, il est utile de formuler des séries différentes de suppositions pour que l'on puisse analyser plus d'un modèle théorique de la situation réelle. Par exemple, on peut comparer la voûte d'une excavation souterraine dans la roche stratifiée à une poutre, et on peut faire des calculs approximatifs pour la contrainte ou la déformation. D'autre part, on peut considérer la voûte comme la surface intérieure d'un cylindre à parois épaisses de rayon extérieur infini, ce qui nous donne une autre série de calculs pour la contrainte ou la déformation. Si l'on utilise deux problèmes-types, il est possible que l'un d'eux nous donne une solution plus valable pour calculer la contrainte en un certain point, tandis que l'autre nous donne une solution plus valable pour calculer la contrainte en un autre point.

Le temps nécessaire pour effectuer ces analyses est minime et les avantages en sont beaucoup plus grands que les frais impliqués parce que l'on acquiert beaucoup d'expérience. Ainsi quiconque s'occupe de problèmes analytiques de mécanique des roches devrait connaître les mathématiques utilisées dans les théories simples suivantes.

L'EQUILIBRE DES CORPS

Tout corps rigide au repos est dans un état d'équilibre et doit donc obéir aux trois équations d'équilibre:

$$\sum F_x = 0 \quad \text{Eq. 2-1(a)}$$

$$\sum F_y = 0 \quad \text{Eq. 2-1(b)}$$

$$\sum M = 0 \quad \text{Eq. 2-1(c)}$$

Ces équations sont une des manières possibles de déterminer la valeur des forces inconnues. D'après celles-ci, la somme algébrique des forces extérieures exercées sur un corps en équilibre dans toutes les directions doit être égale à zéro et la somme des moments des forces extérieures exercées sur un corps en tout point de rotation doit aussi être égale à zéro.

La résistance des matériaux s'intéresse plus particulièrement aux forces internes. Pour pouvoir utiliser les équations d'équilibre, nous devons exprimer ces forces internes en fonction des forces externes. Un schéma d'équilibre facilite alors la tâche.

Pour tracer un schéma d'équilibre, il faut remplacer tous les objets en contact avec le corps par des forces qui représentent les effets des objets sur le corps. On doit tracer un vecteur-force inconnu selon un angle inconnu et à partir d'un point inconnu, c'est-à-dire selon un angle θ inconnu et à une distance x d'un point connu. Toutefois, la direction et le point d'application de la force interne sont souvent connus à cause de certaines conditions évidentes.

En plus des forces exercées sur un corps par d'autres corps en plusieurs points de contact, le schéma d'équilibre doit aussi représenter les forces massiques; par exemple, si un corps possède une masse, une force de gravité agit sur lui dans un champ de gravité; de même, des corps en fer ou en nickel subiront une force magnétique dans un champ magnétique.

Considérons un bloc placé sur une table (Fig. 2-1a). Pour tracer le schéma d'équilibre, on remplace le contact avec la table par une force. Dans ce cas, on sait que la réaction de la table exercée sur le bloc agit verticalement vers le haut et passe par le centre de gravité du bloc; traçons ainsi le vecteur R . Et comme le bloc possède une masse et se situe dans un champ de gravité, une force W agit au centre de gravité du corps.

Si la table n'est pas horizontale (Fig. 2-1b), le schéma d'équilibre représente une force R agissant sur le corps en un point inconnu et probablement selon une direction inconnue (cela dépend de l'habileté de l'analyste). Il est souvent pratique de remplacer la force R par ses composantes orthogonales T et N , tangentes et normales à la surface du corps. De même il est souvent pratique d'appliquer ces composantes au centre de gravité des faces où elles agissent. Dans ce cas, l'effet de la force réelle agissant à une distance e de ce point est représenté par le moment M .

Traçons un schéma d'équilibre qui représente une partie quelconque de la poutre pour déterminer les forces internes exercées sur elle (Fig. 2-1c). Les forces internes doivent équilibrer les forces externes et alors elles sont calculées d'après les trois équations d'équilibre:

$$\sum F_x = N - P \sin \theta = 0$$

$$\sum F_y = T - P \cos \theta = 0$$

$$\sum M_o = M - Pa \cos \theta = 0$$

d'où

$$N = P \sin \theta$$

$$T = P \cos \theta$$

$$M = Pa \cos \theta$$

Ces forces internes calculées, nous pouvons analyser les contraintes et la déformation qui en résulte.

CONTRAINTES PLANE ET DEFORMATION UNITAIRE PLANE

Ces lois simples peuvent servir à l'examen des relations de déformation dans un champ de contraintes où existent des gradients de contraintes. Considérons la fig. 2-2: AOB est l'angle d'un élément infinitésimal d'une masse avant l'application d'une contrainte sur la masse. A'O'B' représente l'angle après l'application de la contrainte. Le déplacement δ est égal à ϵL .

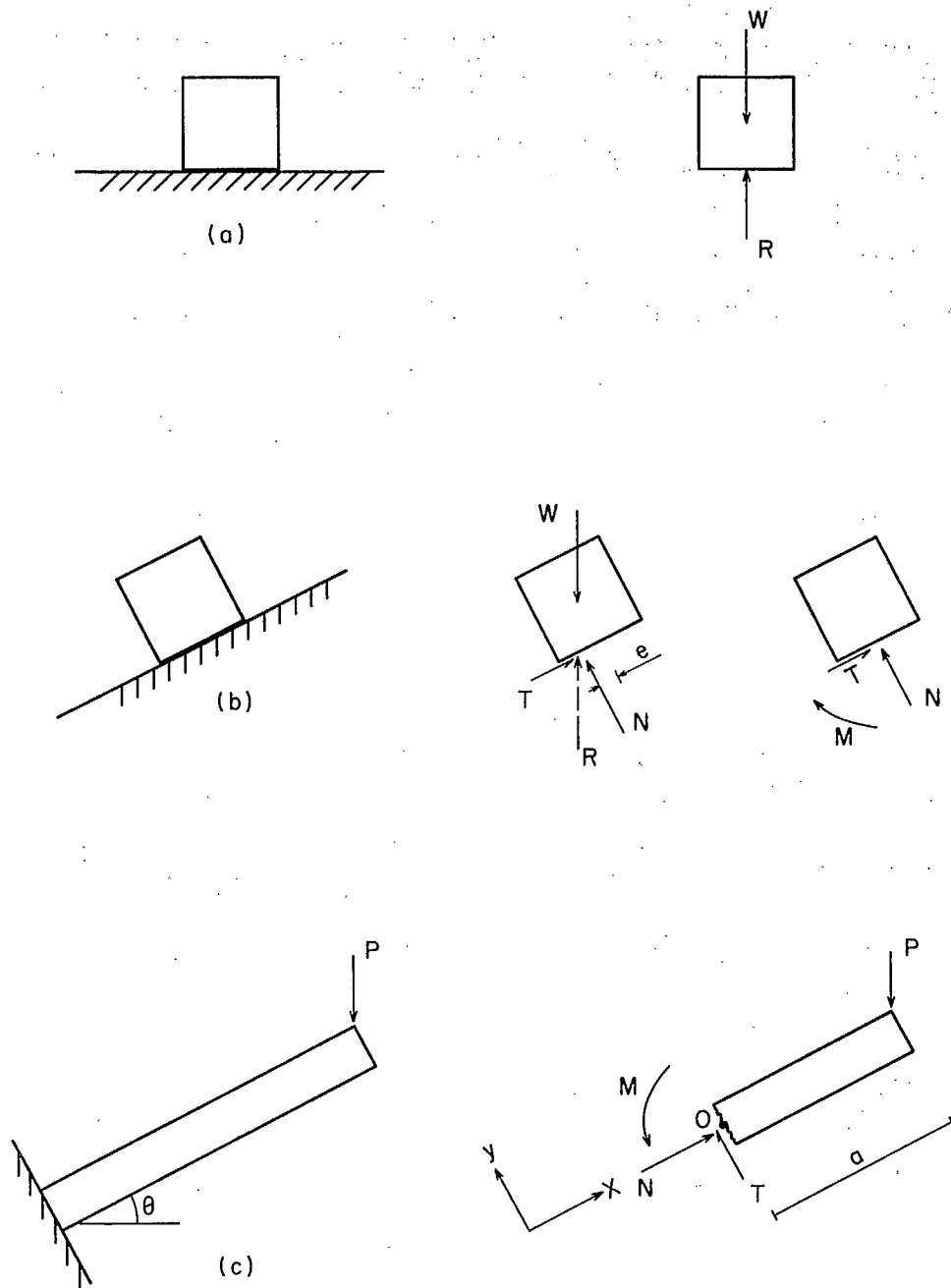


FIG. 2-1 - Construction du schéma d'équilibre.

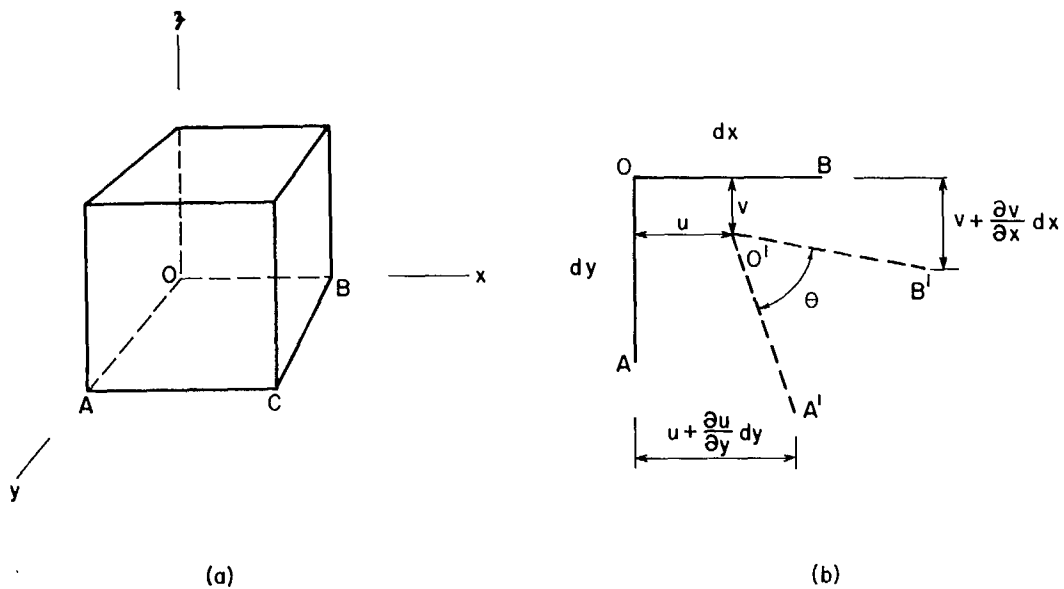


FIG. 2-2 - Déformation unitaire en un point.

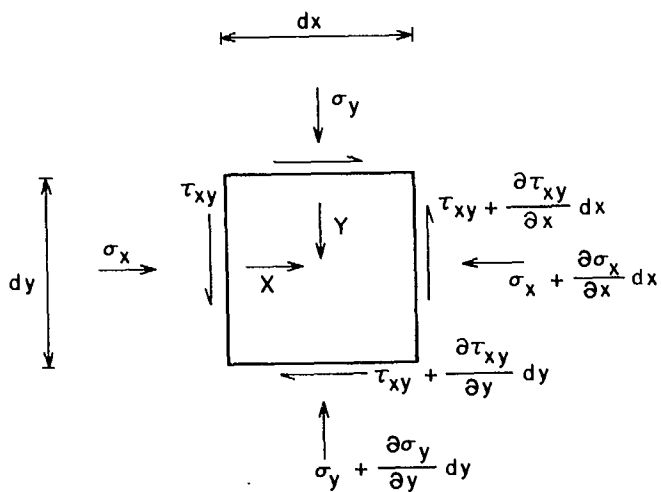


FIG. 2-3 - Contrainte en un point.

$ox = u$ dans la direction x , à $DEL-oy = v$ dans la direction y et à $DEL-oz = w$ dans la direction z . On déplace un point B adj₄ de sorte que:

$$\delta_{Bx} = u + (\partial u / \partial x) dx$$

et que

$$\delta_{By} = v + (\partial v / \partial x) dx$$

Le changement de longueur de OB en O'B' est égal à $(DI-u/DI-x) dx$ parce que le changement de sa direction $(90 - \text{TEF})/2$ est infinitésimal, d'où les équations de déformation unitaire suivantes:

$$\epsilon_x = \partial u / \partial x$$

$$\epsilon_y = \partial v / \partial y$$

$$\epsilon_z = \partial w / \partial z.$$

Comme le changement de l'angle AOB est égal à la déformation unitaire de cisaillement $GAM-xy$, on déduit que:

$$\gamma_{xy} = \left\{ v + (\partial v / \partial x) dx - v \right\} / dx + \left\{ u + (\partial u / \partial y) dy - u \right\} / dy$$

$$\gamma_{xy} = \partial v / \partial x + \partial u / \partial y$$

De même,

$$\gamma_{xz} = \partial u / \partial z + \partial w / \partial x$$

$$\gamma_{yz} = \partial v / \partial z + \partial w / \partial y$$

Le champ de contrainte générale tridimensionnelle se réduit alors au cas spécial d'une contrainte plane et d'une déformation unitaire plane. Par contrainte plane, on veut dire que les forces s'exercent dans le plan du corps, comme ce serait le cas pour des forces appliquées sur les arêtes d'une plaque et dans le plan de la plaque; il s'ensuit que $SIG-z$, $TAU-xz$ et $TAU-yz$ sont tous égales à zéro et que le champ de contrainte se caractérise par $SIG-x$, $SIG-y$ et $TAU-xy$. Le terme déformation unitaire plane s'applique au cas d'un corps qui est long dans la direction z et dont les extrémités sont fixées à deux culées lisses tel que la déformation unitaire dans la direction z est égale à zéro et que les forces appliquées sur le corps sont toutes perpendiculaires à la direction z et ne varient pas selon z de sorte que toutes les coupes sont les mêmes; ils s'ensuit que $EPS-z$, $GAM-yz$, $GAM-xz$, $TAU-yz$, et $TAU-xz$ sont tous égales à zéro.

Dans le cas d'une contrainte plane, on peut établir les équations générales de contrainte par l'addition des forces dans la direction x (Fig. 2-3), ce qui tient compte des forces massiques X et Y .

$$\sum F_x = \sigma_x dy - \left\{ \sigma_x + (\partial \sigma_x / \partial x) dx \right\} dy + \tau_{xy} dx -$$

$$\left\{ \tau_{xy} + (\partial \tau_{xy} / \partial y) dy \right\} dx + X dx dy = 0$$

$$= -(\partial \sigma_x / \partial x) dx dy - (\partial \tau_{xy} / \partial y) dx dy + X dx dy = 0$$

$$\partial \sigma_x / \partial x + \partial \tau_{xy} / \partial y - X = 0$$

Eq. 2-2(a)

De même

$$\partial \sigma_y / \partial y + \partial \tau_{xy} / \partial x - Y = 0.$$

Eq. 2-2(b)

On peut différencier les équations de déformation unitaire déduites ci-dessus:

$$\partial^2 \epsilon_x / \partial y^2 = \partial^3 u / \partial x \partial y^2$$

$$\partial^2 \epsilon_y / \partial x^2 = \partial^3 v / \partial x^2 \partial y$$

$$\partial^2 \gamma_{xy} / \partial x \partial y = \partial^3 u / \partial x \partial y^2 + \partial^3 v / \partial x^2 \partial y$$

$$\therefore \partial^2 \epsilon_x / \partial y^2 + \partial^2 \epsilon_y / \partial x^2 = \partial^2 \gamma_{xy} / \partial x \partial y.$$

Dans le cas d'une contrainte plane, les relations entre la contrainte et la déformation unitaire sont les suivantes:

$$\epsilon_x = (\sigma_x - \mu \sigma_y) / E$$

$$\epsilon_y = (\sigma_y - \mu \sigma_x) / E$$

$$\gamma_{xy} = \tau_{xy} / G = 2(1 + \mu) \tau_{xy} / E$$

$$\partial^2 (\sigma_x - \mu \sigma_y) / \partial y^2 + \partial^2 (\sigma_y - \mu \sigma_x) / \partial x^2 = 2(1 + \mu) \partial^2 \tau_{xy} / \partial x \partial y.$$

Eq. 2-3

Des équations 2-2 (a) et 2-2 (b):

$$2 \partial^2 \tau_{xy} / \partial x \partial y = -\partial^2 \sigma_x / \partial x^2 - \partial^2 \sigma_y / \partial y^2 + \partial X / \partial x + \partial Y / \partial y$$

Puis à l'aide de l'équation 2-3, on déduit que:

$$(\partial^2 / \partial x^2 + \partial^2 / \partial y^2) (\sigma_x + \sigma_y) = (1 + \mu) (\partial X / \partial x + \partial Y / \partial y).$$

Eq. 2-4

Ceci est l'équation de compatibilité en fonction des contraintes dans le cas d'une contrainte plane.

Dans le cas d'une déformation unitaire plane, les relations entre contraintes et déformations unitaires sont les suivantes:

$$\begin{aligned}\epsilon_z &= (\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y))/E = 0 \\ \sigma_z &= \mu(\sigma_x + \sigma_y) \\ \epsilon_x &= \{\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)\}/E \\ &= \{\sigma_x - \mu[\sigma_y + \mu(\sigma_x + \sigma_y)]\}/E \\ &= \{\sigma_x(1 - \mu^2) - \mu\sigma_y(1 + \mu)\}/E\end{aligned}$$

De même,

$$\epsilon_y = \{\sigma_y(1 - \mu^2) - \mu\sigma_x(1 + \mu)\}/E$$

Et en notation matricielle:

$$\begin{aligned}\begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \frac{1}{E}(1 - \mu^2) - \mu(1 + \mu) & \\ & -\mu(1 + \mu) \quad (1 - \mu^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \end{Bmatrix} \\ \{\epsilon\} &= [A] \{\sigma\}\end{aligned}$$

Puis, en employant la même méthode, l'équation de compatibilité pour la déformation unitaire plane est:

$$(\partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial y^2)(\sigma_x + \sigma_y) = (\partial X/\partial x + \partial Y/\partial y)/(1 - \mu) \quad \text{Eq. 2-5}$$

En comparant ces deux équations de compatibilité, on constate que, en présence de forces massiques, le coefficient de Poisson μ influence la répartition des contraintes. Sans l'action des forces massiques, aucune des constantes d'élasticité n'influencent la répartition des contraintes et, de plus, les équations de compatibilité pour la contrainte plane et la déformation unitaire plane sont égales.

L'examen des équations qui relient la contrainte et la déformation unitaire nous permet de faire une autre observation utile. Si dans les équations de contrainte plane, E est remplacé par $E/(1 - \mu^2)$ et μ par $\mu/(1 - \mu)$, on obtient les équations pour une déformation unitaire plane.

CYLINDRES A PAROIS EPAISSSES

Pour étudier les contraintes s'exerçant au pourtour des excavations souterraines, nous pouvons analyser le cas relativement simple d'un cylindre à parois épaisses. Analysons d'abord le cylindre à parois épaisses du point de vue de la contrainte plane (Fig. 2-4a). On obtient:

$$2t\sigma = p_1 d$$

ou

$$\sigma = \frac{p_1 d}{2t}$$

σ étant la contrainte moyenne à l'intérieur des parois du cylindre et t l'épaisseur des parois du cylindre. L'analyse est fondée sur la supposition suivante: l'épaisseur de cylindre est relativement beaucoup plus petite que son diamètre; par conséquent, la contrainte exercée dans les parois du cylindre est uniformément répartie de la surface intérieure à la surface extérieure.

Dans le cas d'un cylindre dont l'épaisseur des parois est soit égale soit supérieure au diamètre intérieur, la supposition de l'uniformité de la contrainte est d'une grossière inexactitude. Considérons (Fig. 2-4b) la répartition des contraintes dans les parois du cylindre soumis seulement à une pression interne (c'est-à-dire la pression externe p_0 égale à zéro). La contrainte tangentielle varie d'un maximum à la surface intérieure à un minimum à la surface extérieure; la contrainte radiale, d'un maximum à la surface intérieure à zéro à la surface extérieure.

Examinons l'équilibre d'un élément du cylindre à parois épaisses (Fig. 2-4c). On suppose que la contrainte axiale est égale à zéro, comme dans le cas d'une contrainte plane. On peut écrire alors l'équation d'équilibre:

$$\sum F_r = \sigma_r r d\theta + 2\sigma_t dr(d\theta/2) - \left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr\right)(r + dr)d\theta = 0$$

Ainsi,

$$\sigma_t - \sigma_r - r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad \text{Eq. 1}$$

Cette équation est l'équation d'équilibre de cet élément du cylindre.

En plus de satisfaire aux conditions d'équilibre, les déformations unitaires doivent être compatibles avec les relations de contrainte. Si u est le déplacement du corps pour un rayon r , alors $(u + (du/dr)dr)$ est le déplacement pour un rayon $(r + dr)$. Ainsi, pour cette partie du cylindre, les équations de déformation unitaire élastique sont:

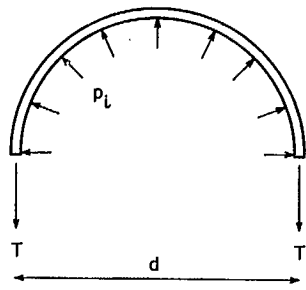
$$\begin{aligned}\epsilon_r &= \frac{u + (du/dr)dr - u}{dr} = \frac{du}{dr} \\ \epsilon_t &= \frac{(r + u)d\theta - rd\theta}{rd\theta} = \frac{u}{r}\end{aligned}$$

où ϵ_{PS-r} et ϵ_{PS-t} sont les déformations unitaires de l'élément du cylindre dans les directions radiale et tangentielle. On peut exprimer ces équations en fonction des contraintes en utilisant le nombre de Poisson m , qui est l'inverse du coefficient de Poisson:

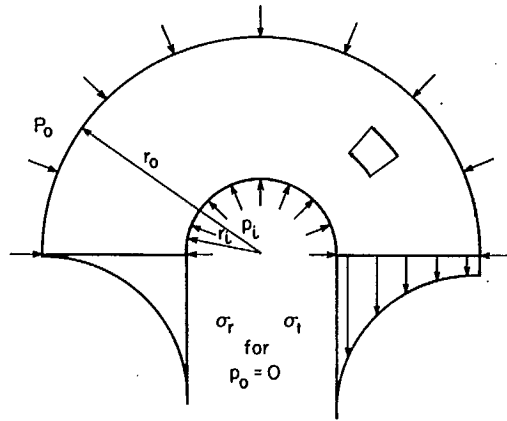
$$\begin{aligned}\epsilon_r &= \frac{\sigma_r - \sigma_t/m}{E} \\ \epsilon_t &= \frac{\sigma_t - \sigma_r/m}{E}\end{aligned}$$

Ainsi

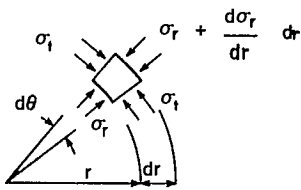
$$\sigma_r = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \left\{ \frac{du}{dr} + \frac{u}{mr} \right\} \quad \text{Eq. 11(a)}$$



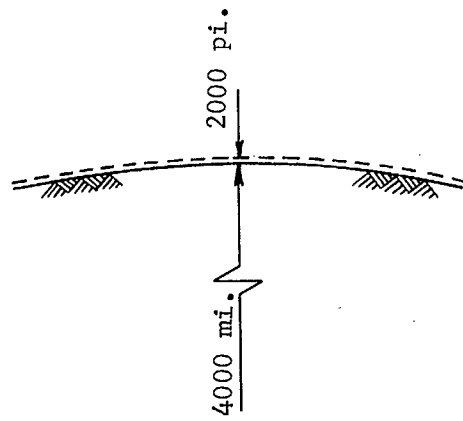
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. 2-4 - Cylindres à paroi mince et épaisse.

et

$$\sigma_t = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \left\{ \frac{u}{r} + \frac{du}{m dr} \right\} \quad \text{Eq. II (b)}$$

Les équations II sont les équations de compatibilité.

Les conditions aux limites nous fournissent d'autres renseignements concernant le champ des contraintes. Les équations I et II doivent satisfaire aux conditions suivantes:

$$\text{lorsque } r = r_i \quad \sigma_r = p_i$$

$$\text{lorsque } r = r_o \quad \sigma_r = p_o$$

Eq. III

Ces équations III sont les équations des limites.

Comme pour les problèmes de la théorie de l'élasticité, des trois équations I, II et III, on déduit que:

$$\sigma_r = \frac{r_o^2 p_o - r_i^2 p_i}{r_o^2 - r_i^2} - \frac{(p_o - p_i) r_i^2 r_o^2}{(r_o^2 - r_i^2) r^2} \quad \text{Eq. 2-6(a)}$$

$$\sigma_t = \frac{r_o^2 p_o - r_i^2 p_i}{r_o^2 - r_i^2} + \frac{(p_o - p_i) r_i^2 r_o^2}{(r_o^2 - r_i^2) r^2} \quad \text{Eq. 2-6(b)}$$

Nous pouvons faire plusieurs observations intéressantes sur la répartition des contraintes dans un cylindre à parois épaisses à partir de ces équations:

1. La somme de SIG-t et SIG-r est constante, peu importe la position du point dans le cylindre, c'est-à-dire que:

$$\frac{\sigma_r + \sigma_t}{2} = \frac{r_o^2 p_o - r_i^2 p_i}{r_o^2 - r_i^2}$$

2. SIG-t est toujours plus grand que SIG-r.

3. Dans les cas d'un cylindre de rayon extérieur r_o infini, les équations sont:

$$\sigma_r = p_o + (p_i - p_o) r_i^2 / r^2 \quad \text{Eq. 2-7(a)}$$

$$\sigma_t = p_o - (p_i - p_o) r_i^2 / r^2 \quad \text{Eq. 2-7(b)}$$

4. Si la pression interne p_i est égale à zéro, les équations déduites ci-dessus deviennent:

$$\sigma_r = p_o (1 - r_i^2 / r^2) \quad \text{Eq. 2-8(a)}$$

$$\sigma_t = p_o (1 + r_i^2 / r^2) \quad \text{Eq. 2-8(b)}$$

On constate qu'à la surface intérieure d'un cylindre à parois épaisses de rayon infini, soumis seulement à une pression extérieure (c'est-à-dire une masse infinie soumise à des contraintes), la contrainte tangentielle est égale à $2p_o$.

Exemple: Déterminer la contrainte tangentielle SIG-t exercée sur la surface intérieure d'un revêtement de puits en béton. Le diamètre intérieur est de 10 pi., (3.048 m) le diamètre extérieur, de 14 pi. (4.27 m) et la pression du terrain au pourtour du revêtement, de 40 lb/po² (0.276 MN/m²)

De l'équation 2-6 (b):

$$\begin{aligned} \text{SIG-t} &= \frac{(7 \times 12)^2 \cdot 40 - (5 \times 12)^2 \cdot 0}{(7 \times 12)^2 - (5 \times 12)^2} + \frac{(40 - 0) (5 \times 12)^2 (7 \times 12)^2}{[(7 \times 12)^2 - (5 \times 12)^2] (5 \times 12)^2} \\ &= 163.3 \text{ lb/po.}^2 \quad (1.127 \text{ MN/m}^2) \end{aligned}$$

D'après l'équation précédente $\text{EPS-t} = u/r$, on calcule le déplacement de la surface intérieure d'un cylindre de la façon suivante:

$$u = dr_i = r_i (\sigma_t - \mu \sigma_r) / E \quad \text{Eq. 2-9}$$

Tout soulèvement de la surface du terrain entraîne des déformations unitaires de traction qui pourraient causer la formation de diaclases (Fig. 2-4d); par exemple si $u=2000$ pi (610.m)=0.4mi. et $r=4000$ mi.(6.44x10⁶m), EPS-t sera égal à 10⁻⁴ ce qui serait une valeur assez élevée pour engendrer la fissuration. (21)

TROU PERFORÉ DANS UN SOLIDE ELASTIQUE INDEFINI

Le cas d'un trou perforé dans une plaque indéfinie (Fig. 2-5) ressemble à celui du cylindre à parois épaisses. Lorsque les pressions p_x et p_y aux arêtes d'une plaque sont égales, les contraintes en n'importe quel point de la plaque sont égales à p_x dans toutes les directions. Par conséquent, si l'on coupe la plaque de façon à obtenir un cylindre à parois épaisses (voir ligne brisée, Fig. 2-5b), la solution de la répartition des contraintes au pourtour de trou est la même que celle obtenue ci-dessus pour le cylindre à parois épaisses.

Dans le cas (semblable au cas d'une excavation souterraine) d'une plaque où p_x et p_y ne sont pas égaux, les répartitions de la contrainte en dehors du trou de la plaque s'expriment par les équations suivantes(2):

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (p_x + p_y) (1 - a^2/r^2) + \frac{1}{2} (p_x - p_y) (1 - 4a^2/r^2 + 3a^4/r^4) \cos 2\theta \quad \text{Eq. 2-10(a)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{2} (p_x + p_y) (1 + a^2/r^2) - \frac{1}{2} (p_x - p_y) (1 + 3a^4/r^4) \cos 2\theta \quad \text{Eq. 2-10(b)}$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} (p_y - p_x) (1 + 2a^2/r^2 - 3a^4/r^4) \sin 2\theta \quad \text{Eq. 2-10(c)}$$

Si la plaque est seulement chargée dans une direction, c'est-à-dire si $p_x = 0$ (Fig. 2-5c), on peut évidemment encore se servir de ces équations. Dans ce cas, à l'extrémité du diamètre, normale à la contrainte naturelle uniaxiale (Fig. 2-5c), la contrainte tangentielle est trois fois plus grande que la contrainte en place p_y . Aux extrémités du diamètre parallèle à la contrainte naturelle, la contrainte tangentielle est égale en grandeur à la contrainte uniaxiale p_y , mais de signe contraire.

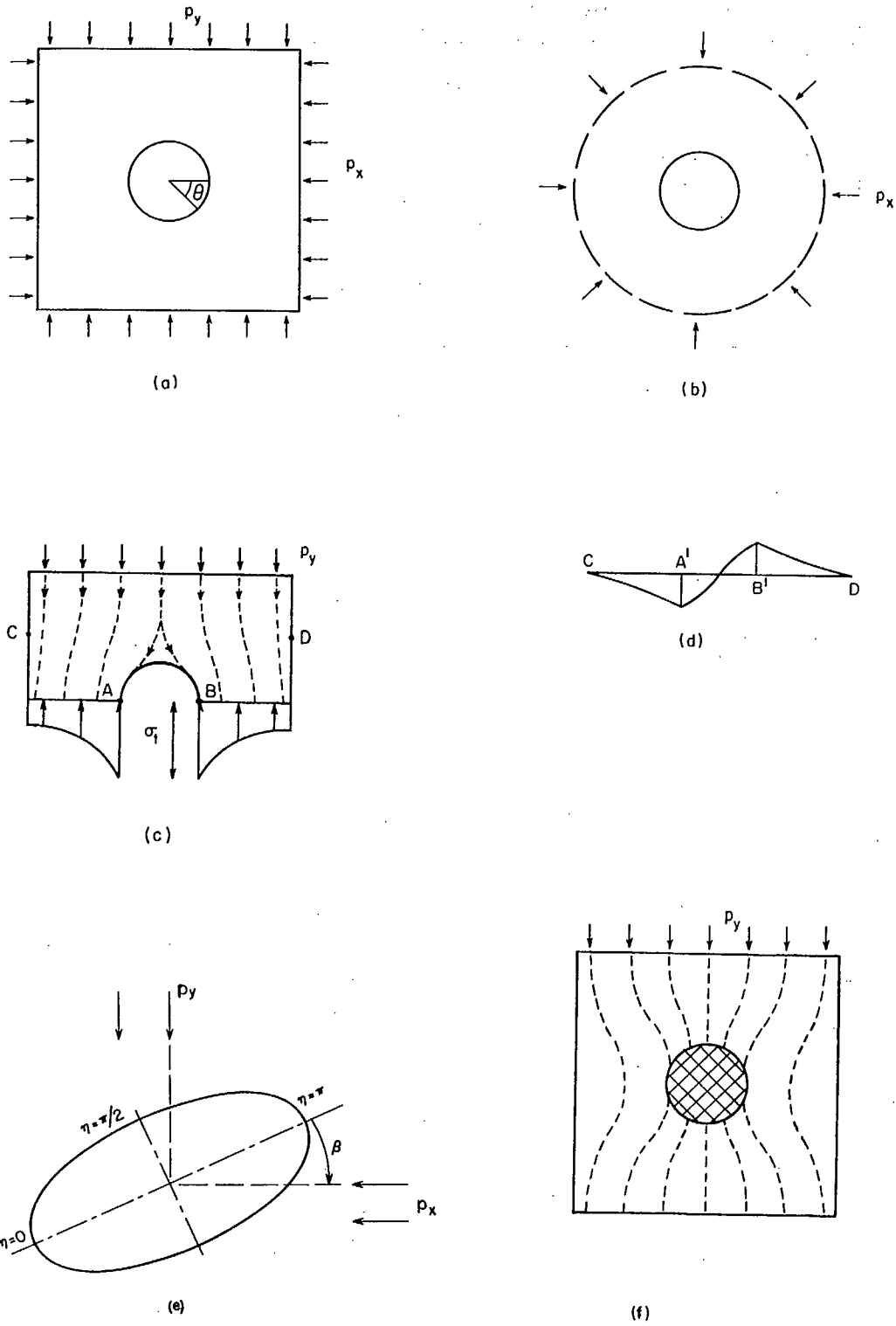


FIG. 2-5 - Un trou perforé dans une plaque indéfinie.

Examinons (Fig. 2-5c) les contraintes verticales de cisaillement le long de la ligne CD. La figure 2-5d représente leur répartition. Ce schéma du cisaillement ressemble à celui du cas plus familier de la poutre (Fig. 2-21a). Dans les deux cas, la charge est transmise aux culées sous forme de contraintes de cisaillement.

A l'aide des équations polaires générales de déplacement et de déformation unitaire (utilisées plus haut pour trouver l'équation II pour le cylindre à parois épaisses), de la loi de Hooke et des équations 2-10, on déduit que, pour une contrainte plane, le déplacement de l'intérieur du trou dans la plaque est (4) :

$$dr_i = r_i(p_x + p_y + 2(p_x - p_y)) \cos 2\theta / E \quad \text{Eq. 2-11}$$

Les valeurs positives de dr_i indiquent un mouvement vers l'intérieur.

Une technique pour déterminer les contraintes normales maximum et minimum S_1 et S_2 , dans le plan normal à l'axe du trou consiste à étudier la déformation d'un trou cylindrique. On mesure l'élargissement de trois différents diamètres du petit trou pendant que la masse rocheuse est soulagée de ses contraintes par le perçage d'une série de trous de sonde autour du trou cylindrique.

Exemple: Un trou d'un diamètre de 1.5 po. (0.038 m) est foré dans la roche. Lorsqu'il est saigné par des trous de sonde, il s'étend d'une valeur $u_2 = 0.00030$ po. (7.6×10^{-6} m) verticalement, d'une valeur $u_0 = 0.00158$ po. (4.0×10^{-5} m) dans une direction faisant un angle de 60° avec la vertical dans le sens des aiguilles d'une montre et d'une valeur $u_3 = 0.00131$ po. (3.33×10^{-5} m) dans une direction faisant 60° avec la vertical dans le sens contraire des aiguilles d'une montre. Le module de déformation de la roche est de 11.5×10^6 lb/po² (79400 MN/m²) et le coefficient de Poisson, de 0.2. Pour obtenir les équations des contraintes planes, on modifie l'équation 2-11, en remplaçant E par $E/(1-\mu^2)$, comme expliqué ci-dessus. On peut utiliser les équations suivantes (4) :

$$\begin{aligned} S_1 + S_2 &= \frac{E(u_1 + u_2 + u_3)}{6r_i(1-\mu^2)} \\ S_1 - S_2 &= \frac{E\{(u_1 - u_2)^2 + (u_2 - u_3)^2 + (u_1 - u_3)^2\}^{\frac{1}{2}}}{6\sqrt{2}r_i(1-\mu^2)} \\ \tan 2\theta &= \frac{-\sqrt{3}(u_2 - u_3)}{2u_1 - u_2 - u_3} \end{aligned}$$

2θ étant l'angle compris entre u_1 et S_1 mesuré dans le sens des aiguilles d'une montre.

Les résultats de ces calculs sont:

$S_1 = 5540$ lb/po² (38.2 MN/m²), $S_2 = 2580$ lb/po² (17.8 MN/m²) et $2\theta = 24^\circ$, c.-à-d. S_1 fait un angle de 4° avec la verticale dans le sens des aiguilles d'une montre.

On a développé une solution plus générale parce que le cercle est un cas spécial de l'ellipse; elle s'applique plus facilement à l'étude de la géométrie d'une formation ou d'un chantier d'abattage (5). L'équation suivante de la contrainte tangentielle exercée sur le contour de l'ellipse s'applique dans les cas d'une plaque indéfinie ou d'une contrainte plane:

$$\sigma_t = p_y \frac{2v(1+k) + (1-k)(1-v^2) \cos 2\theta + (1+k)(1+v^2) \cos 2(\theta-\eta)}{(1+v^2) + (1-v^2) \cos 2\eta} \quad \text{Eq. 2-12}$$

p_y étant la contrainte naturelle verticale; v , le rapport du grand axe au petit axe; k , le rapport p_x/p_y ; 2θ , l'angle compté dans le sens des aiguilles d'une montre à partir du grand axe dans la direction p_x et 2η , la coordonnée elliptique mesurée dans le sens des aiguilles d'une montre à partir du grand axe. Il est possible de calculer les angles de plusieurs ouvertures de mine à l'aide d'ellipses d'une manière assez exacte de telle sorte que les erreurs limitatives ne seront pas d'ordre géométrique, mais elles seront plutôt dues aux incertitudes des valeurs de k et de la constance des propriétés élastiques des roches.

La figure (2-5e) représente le cas général d'un trou elliptique (5). On donne plusieurs solutions à l'appendice D.

La figure (2-5c) représente la diffraction des trajectoires de contrainte au pourtour d'une excavation. On obtient un schéma semblable si le trou est rempli d'un matériau mou, plus dur que l'air, mais moins compétent que le matériau de la plaque. La figure (2-5f) représente le cas contraire: le trou est rempli d'un matériau plus rigide que celui de la plaque; les trajectoires de contrainte sont alors attirées par l'inclusion rigide. Dans un matériau poly-cristallin comme la roche, on peut s'attendre à ce que la répartition des contraintes ne soit pas uniforme et que des déformations internes différentielles produisent des concentrations locales de contraintes de compression, de cisaillement et même de traction, ce qui peut entraîner une rupture.

SCILIDE ELASTIQUE INDEFINI LIMITE PAR UN PLAN

Lorsque la pesanteur d'un solide élastique indéfini limité par un plan est la seule force qui s'exerce, la déformation d'un élément du terrain ne peut être que verticale. En d'autres termes, la déformation horizontale et la déformation unitaire horizontale doivent être égales à zéro. Cette déduction nous permet d'exprimer les contraintes horizontales SIG-x et SIG-y , qui sont égales en milieu isotrope, en fonction de la contrainte verticale SIG-z .

$$\epsilon_x = \sigma_x/E - \mu \sigma_z/E - \mu \sigma_y/E = 0$$

μ étant le coefficient de Poisson. Et comme $\text{SIG-x} = \text{SIG-y}$, on déduit que:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \mu \sigma_z / (1 - \mu) \\ &= \sigma_z / (m - 1) \end{aligned} \quad \text{Eq. 2-13}$$

m étant le nombre de Poisson.

On peut représenter les conditions de contrainte in situ par un graphique des contraintes verticales SIG-z et des contraintes horizontales SIG-x et SIG-y qu'on suppose égales (Fig. 2-6). Une ligne faisant un angle de 45° représente les conditions hydrostatiques, c'est-à-dire que $\text{SIG-z} = \text{SIG-x} = \text{SIG-y}$. La ligne QF représente les conditions de contrainte qui entraînent une rupture, Q étant la résistance à la compression uniaxiale (la pente QF diminue avec l'augmentation de la pression de confinement même si l'on utilise la théorie de Mohr sur la résistance; par exemple, de l'équation 1-14 (b): $\text{SIG-1}/\text{SIG-3} = \tan^2 \text{ALP} + \text{SIG-c}$ ($\tan^2 \text{ALP} - 1$)/ SIG-3 , où $\text{ALP} = (45 + (F/2))$. Lorsque SIG-x ou SIG-y est plus grande que SIG-z , on représente les conditions de rupture par une ligne semblable à 'F'.

Si l'on suppose alors que la résistance au cisaillement n'augmente plus à un certain niveau de pression de confinement, ce que les essais tendent à indiquer, et que la roche se comporte comme un matériau plastique (Fig. 1-6a), il s'ensuit que, FAU étant constant, $(\text{SIG-1} - \text{SIG-3})$ ou $(\text{SIG-z} - \text{SIG-x})$ sera aussi constant. Ainsi $\text{DEL-SIG-z} / \text{DEL-SIG-x}$ est une pente constante représentée par la ligne FB (Fig. 2-6) et aussi par la ligne F'B' si les états de contrainte sont tels que SIG-x est plus grand que SIG-z (6).

Considérons maintenant une masse rocheuse chargée de sédiments dans un terrain géologique; à partir de l'origine O, les coordonnées de SIG-x et SIG-z augmentent suivant la ligne OA (Fig. 2-6), et selon l'équation (2-13), pour laquelle on a supposé une compression élastique et un confinement horizontal rigide. Au point A, la différence entre les contraintes principales ou la contrainte de cisaillement maximum atteint une valeur maximum de telle sorte que la roche devient plastique. En d'autres termes, la différence entre les contraintes principales (représentée par la ligne AB) demeure constante même si d'autres contraintes verticales sont appliquées.

Fig. 2-6. Un mécanisme de contrainte résiduelle (6)

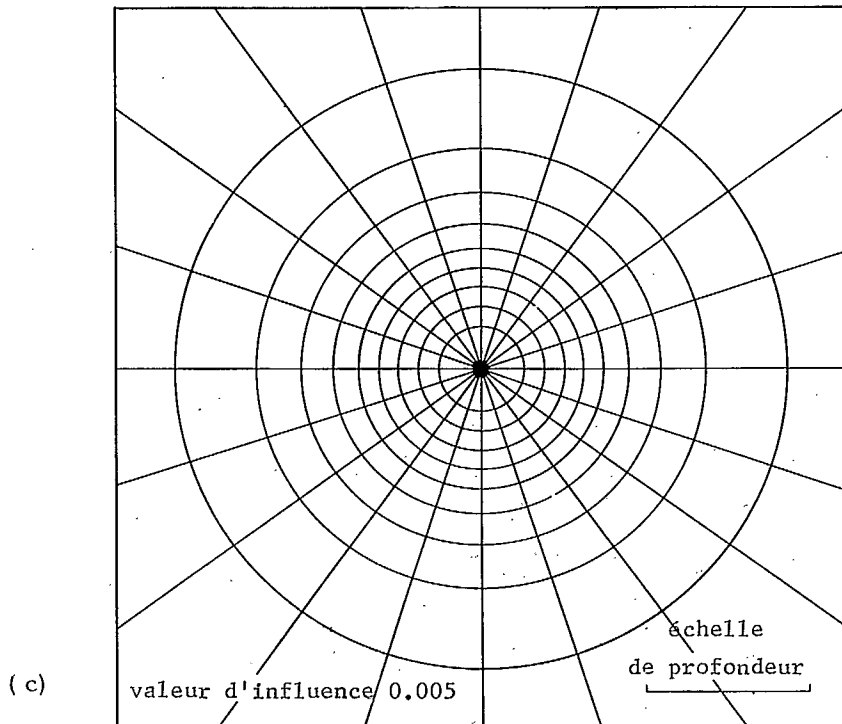
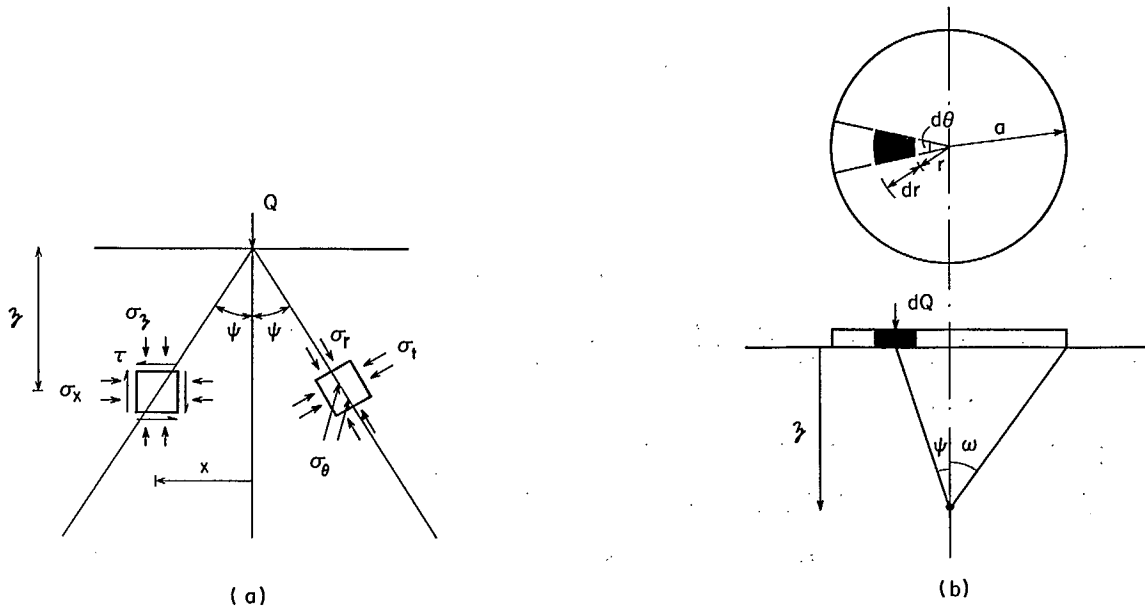
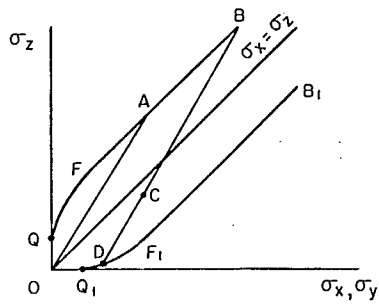


Fig. 2-7 Charge sur la surface d'un corps indéfini limité par un plan

Lorsque la décharge est causée par l'érosion, on représente les conditions de contrainte à partir du point B par la ligne BC, en supposant que la récupération de la déformation unitaire est élastique. La relation entre les contraintes principales est donnée par l'équation 2-13. Au point C, qui est au-dessous de la ligne à 45° de pente, les contraintes résiduelles horizontales SIG-x et SIG-y seront plus grandes que la contrainte verticale SIG-z. Cette situation est rencontrée de plus en plus par ceux qui effectuent des mesures de contraintes de terrain (7).

Si la charge est diminuée encore, par exemple, à cause d'une excavation, les conditions de contrainte sont représentées par la ligne CD, où D est sur la ligne Q'F' représentant les conditions de rupture. Il est concevable qu'une série de faits explique les conditions des coups de roche.

Enfin, si les strates voisines ont des valeurs différentes de m , c et FI , des contraintes résiduelles différentes existeront dans les différentes strates de cette formation. De plus, les strates plus faibles qui seront représentées par une ligne EB au-dessous de la ligne représentant les strates voisines, pourraient avoir des contraintes horizontales plus grandes que celles des strates voisines plus compétentes.

L'application d'une charge ponctuelle Q sur la surface d'un solide élastique indéfini limité par un plan (Fig. 2-7a) donne lieu à des contraintes. Comme dans le cas du cylindre à parois épaisses, la répartition des contraintes qui résultent de cette charge peut être déterminée par la résolution des équations d'équilibre, de compatibilité et de surface limite. La solution nous donne les équations de Boussinesq (2):

$$\sigma_z = \frac{3Q \cos^5 \psi}{2\pi z^2} \quad \text{Eq. 2-14(a)}$$

$$\sigma_x = \frac{Q}{2\pi x^2} (3 \sin^4 \psi \cos \psi - (1-2\mu)(1-\cos \psi)) \quad \text{Eq. 2-14(b)}$$

$$\tau = \frac{3Q x \cos^5 \psi}{2\pi z^3} \quad \text{Eq. 2-14(c)}$$

$$\sigma_r = \frac{3Q \cos^3 \psi}{2\pi z^2} \quad \text{Eq. 2-14(d)}$$

$$\sigma_\theta = \frac{Q}{2\pi x^2} (1-2\mu)(1-\cos \psi - \sin^2 \psi \cos \psi) \quad \text{Eq. 2-14(e)}$$

SIG-z étant la contrainte normale verticale s'exerçant à une profondeur z en un point défini par l'angle ψ entre la verticale et le vecteur rayon; SIG-x, la contrainte horizontale dans le plan du vecteur rayon; TAU, la contrainte de cisaillement sur des plans verticaux et tangentiels; SIG-r, la contrainte principale majeure exercée dans la direction du vecteur rayon; SIG-tet, la contrainte principale intermédiaire exercée dans un plan horizontal; et SIG-t, la contrainte principale mineure exercée dans un plan vertical et selon la direction du vecteur rayon.

De même, les équations pour une charge linéaire ou dans le cas d'un corps à deux dimensions sont les suivantes (2):

$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi z} \cos^4 \psi \quad \text{Eq. 2-15(a)}$$

$$\sigma_x = \frac{2Q}{\pi z} \sin^2 \psi \cos^2 \psi \quad \text{Eq. 2-15(b)}$$

$$\tau = \frac{2Q}{\pi z} \sin \psi \cos^3 \psi \quad \text{Eq. 2-15(c)}$$

$$\sigma_r = \frac{2Q}{\pi z} \cos^2 \psi \quad \text{Eq. 2-15(d)}$$

$$\sigma_t = 0 \quad \text{Eq. 2-15(e)}$$

Ces équations nous permettent de déterminer les profondeurs auxquelles se feront sentir les effets de charges appliquées sur la surface d'une substance que l'on suppose élastique. On trace alors pour un chargement en surface des bulbes de pression ou des lignes qui représentent une augmentation égale de pression verticale. On constate alors qu'au-delà d'une certaine profondeur, qui varie selon la largeur de l'aire chargée et selon la nature de la substance, une augmentation de la contrainte n'est pas appréciable.

Exemple: Déterminer la contrainte verticale qui résulte de l'action d'une charge ponctuelle de surface de 1000 lb. (4450 N) à une profondeur de 3 pi. (0.91m) et selon un angle de 45°. De l'équation 2-14(a), on déduit la valeur de la contrainte verticale:

$$\sigma_z = \frac{3 \times 1000 \cos^5 45}{2\pi \times 3^2} = 9.4 \text{ psi}$$

Afin de déterminer l'augmentation de la contrainte qui résulte du chargement d'une aire, et non d'un point de surface d'un corps élastique indéfini limité par un plan, on a développé une méthode utile fondée sur les dérivations suivantes effectuées à partir de l'équation 2-14 (a):

$$\begin{aligned} d\sigma_v &= \frac{3dQ \cos^5 \psi}{2\pi z^2} \\ &= \frac{3q}{2\pi z^2} \cos^5 \psi dA \\ &= \frac{3q}{2\pi z^2} \cos^5 \psi r d\theta dr \end{aligned}$$

q étant la pression de surface, et dA étant l'aire élémentaire (Fig. 2-7b).

Ainsi,

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \frac{3q}{2\pi z^2} \int_0^{2\pi} \int_0^R r \cos^5 \psi d\theta dr \\ &= q(1 - \cos^3 \omega), \text{ where } \omega = \tan^{-1} a/z \\ &= q \left(1 - (1 + (a/z)^2)^{-1.5} \right) \end{aligned}$$

Lorsque SIG-v/q = 1, $a = \infty$, et lorsque SIG-v/q = 0.9, $a/z = 1.92$ (résultats obtenus de l'équation qui précède). Ainsi, on constate que l'augmentation de la contrainte SIG-v, qui résulte d'un chargement en surface d'une pression q , varie en fonction du rapport de la largeur de l'aire chargée à la profondeur pour laquelle on calcule la contrainte. En d'autres termes, si le rayon a de l'aire chargée est 1.92 fois la profondeur z (pour laquelle on calcule la contrainte), l'augmentation de la contrainte verticale est égale à 0.9 q . De même, si $a = 1.38z$, l'augmentation de la contrainte verticale est égale à 0.81, pour une profondeur z au-dessous de centre de l'aire chargée.

Posons a égal à 1 pi. (0.0254 m). On peut tracer des aires circulaires de rayon de 1.92 pi. (0.0488 m) et de 1.38 pi. (0.035 m) au-dessous représentant respectivement les aires qui devraient être chargées de sorte qu'à une profondeur de 1 pi. (0.0254 m) au-dessous du centre de l'aire chargée, des augmentations de contrainte de 0.9 q . et de 0.8 q . se produisent.

Alors, si seulement l'espace annulaire entre ces deux rayons est chargé, l'augmentation de la contrainte verticale au-dessous du centre de ces cercles est:

$$\sigma_v = 0.9q - 0.8q = 0.1q$$

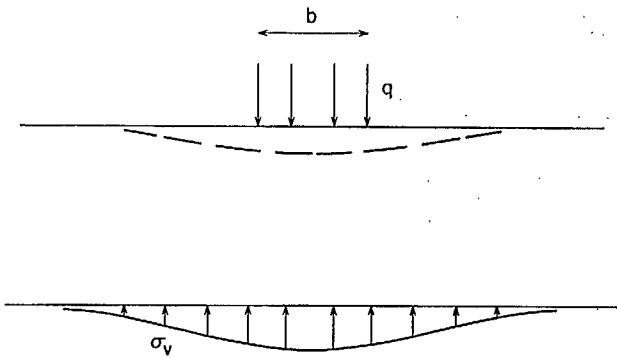


Fig. 2-8 Cuvette d'affaissement créée par un chargement en surface d'un corps indéfini limité par un plan

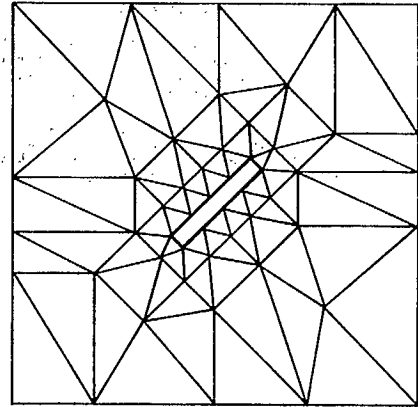


Fig. 2-9 Un chantier d'abattage typique, difficile à analyser par des méthodes classiques, représenté par un modèle d'éléments finis pour déterminer les contraintes dans les parois et les culées

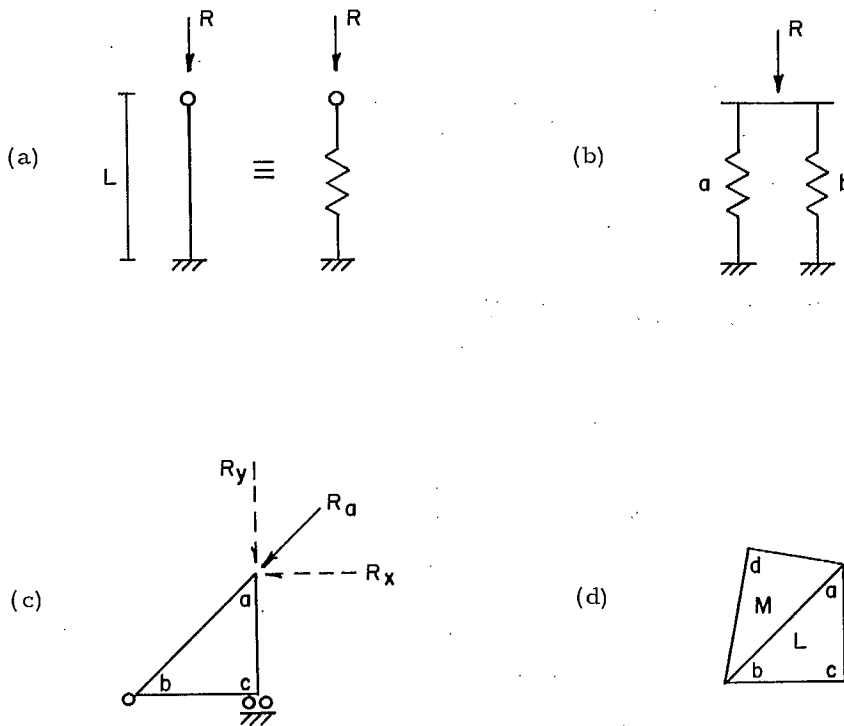


Fig. 2-10 (a) Une entretoise chargée ou un élément à une dimension équivalent à un ressort; (b) deux entretoises ou ressorts en parallèle résistants à une charge, avec des déflexions égales; (c) un élément à deux dimensions dont les déflexions du ressort dans les directions des X et des Y sont provoquées par les composantes des forces appliquées; (d) deux éléments finis adjacents qui contribuent à la raideur entre les noeuds a et b.

Si seulement 1/10 de cet espace annulaire est chargé, comme dans le cas de l'aire chargée de la figure 2-7b, l'augmentation de la contrainte verticale est de $0.01q$.

De la même façon, on peut tracer un diagramme de Newmark (Fig. 2-7c). La valeur d'influence de chaque partie dépend du nombre de rayons utilisés pour des pressions allant jusqu'à $0.9q$, comme du nombre de divisions radiales. Le diagramme de la figure 2-7 indique une valeur d'influence de 0.005, ce qui signifie que l'augmentation de la contrainte pour la profondeur z est:

$$\sigma_v = 0.005 q N \quad \text{Eq. 2-16}$$

N étant le nombre de parties ou de carrés de l'aire chargée.

Pour trouver N , on trace l'aire chargée sur un papier transparent selon l'échelle suivante: 1 po. (0.0254 m) la profondeur pour laquelle on calcule la contrainte. On place alors le dessin sur le diagramme de Newmark de telle sorte que la position horizontale pour laquelle on calcule la contrainte soit au centre du diagramme. Le nombre de carrés de l'aire chargée est alors N .

Considérons la surface d'un solide élastique indéfini limité par un plan, sur laquelle on applique une pression q sur une largeur b (Fig. 2-8). La contrainte verticale en profondeur augmentera suivant le modèle de la figure. Puisque le graphe est courbe, une augmentation de la contrainte verticale entraînera une augmentation correspondante de la déformation et de la déformation unitaire. La surface du solide élastique indéfini limité par un plan formera ainsi une cuvette dont l'étendue de l'affaissement est plus grande que celle de l'aire chargée.

Si l'on applique une charge sur un corps rigide (Fig. 2-8), par exemple une base en béton armé, un barrage massif en béton, ou un pilier de roche dure sur une couche de roche tendre, ce corps rigide ne se déformera pas selon la courbure de la cuvette. Il en résulte que des concentrations de pressions tendent à s'accumuler sur les arêtes de l'aire chargée de telle sorte que la répartition de la surface du corps indéfini limité par un plan au-dessous de l'aire chargée sera uniforme. De telles concentrations de pressions sont évidemment importantes du point de vue de la résistance des matériaux utilisés, ce que nous avons déjà vu au Chapitre I pour l'essai de mise en charge d'une plaque. Le chapitre 7 donne plus de détails sur ce sujet.

MÉTHODE D'ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS

Les concepts: Plusieurs prototypes élastiques nous donnent des renseignements très utiles sur les structures, de formes et de charges qui sont représentées par ces solutions. Cependant, la théorie de l'élasticité ne peut résoudre plusieurs cas pratiques où les formes sont irrégulières, les matériaux et les charges ne sont pas uniformes. Par exemple, on ne peut pas représenter facilement une excavation souterraine de section trapézoïdale par les prototypes existants. De plus, les prototypes élastiques ne sont d'aucune utilité pour la résolution des problèmes très importants concernant les masses rocheuses coupées en pente; par exemple, le cas très simple d'une pente comprenant un sommet et un seuil n'a pas été encore résolu par la théorie de l'élasticité.

La méthode d'analyse par éléments finis a été développée pour analyser les cas que l'analyse classique ne peut pas traiter (9). Il devient possible de s'éloigner de l'hypothèse d'un milieu continu élastique en apportant certaines modifications qui nous permettent de considérer d'une façon approximative les propriétés géométriques et mécaniques des masses rocheuses typiques et de leurs caractéristiques de discontinuité. La méthode consiste à représenter d'abord un milieu continu par un ensemble d'éléments reliés à leur sommets, qu'on appelle points nodaux ou noeuds (Fig. 2-9). De tels modèles d'éléments finis normaux simulent un milieu continu et non pas un milieu discontinu ou plastique malgré leur apparence superficielle. Beaucoup d'applications de cette méthode ne sont pas encore connues; on emploie cependant cette méthode aujourd'hui pour analyser les cas de contraintes planes ou de déformations unitaires planes, et les cas axi-symétriques.

Lorsqu'on divise le milieu continu en plusieurs éléments qui subissent des déformations unitaires uniformes, il est inutile de considérer le problème classique des limites. Cependant, pour analyser un système d'éléments finis, c'est la théorie de l'élasticité qui nous fournit les données nécessaires: les conditions d'équilibre et de compatibilité, les conditions aux limites et les propriétés élastiques des matériaux.

On a développé cette méthode en portant une attention particulière à la raideur des éléments élastiques. La rigidité est représentée par la constante de proportionnalité entre la charge et la déformation. Par exemple, on imagine que la charge k appliquée sur l'entretoise de la figure 2-10(a) a le même effet que sur un ressort. La déformation DEL d'une entretoise de longueur L , de section A et de module d'élasticité E est donnée par:

$$\delta = \epsilon L = \frac{R}{AE} L$$

$$\text{ou} \quad R = \frac{AE}{L} \delta$$

$$\text{ou} \quad R = k \delta$$

où k est le coefficient de raideur (semblable à la constante d'un ressort). Cette équation est appelée quelquefois l'équation d'équilibre en ce sens que, dans le cas d'un équilibre statique, la somme des forces verticales s'exerçant à l'extrémité articulée de l'entretoise est égale à zéro. Cette équation s'exprime de la façon suivante:

$$R - k\delta = 0.$$

Les deux éléments élastiques a et b de la figure 2-10(b) supportent une charge R . On peut écrire que:

$$\begin{aligned} R &= R_a + R_b \\ &= k_a \delta + k_b \delta \\ &= (k_a + k_b) \delta. \end{aligned}$$

On voit ainsi que lorsqu'un point est soumis à l'action d'une force à laquelle s'opposent plusieurs éléments, la raideur du système est égale à la somme des coefficients de raideur de chaque élément.

Considérons une force R s'appliquant sur le noeud a d'un élément à deux dimensions comprenant les noeuds a , b et c (Fig. 2-10c). On peut décomposer cette force en deux composantes, R_{ax} selon l'axe des x et R_{ay} selon l'axe des y . Si l'on utilise le système de support représenté, il est évident que, à cause de la déformation de l'élément, le noeud a se déplacera suivant les composantes le long de l'axe des x et des y . Ainsi l'équation s'exprime comme suit:

$$R_{ax} = k_{ax,ax} \delta_{ax}$$

où $k_{ax,ax}$ est le coefficient de raideur qui exprime la relation entre la force en a selon la direction de l'axe des x et la déformation en a selon cette même direction. De la même façon, on peut écrire les équations suivantes:

$$R_{ax} = k_{ax,ay} \delta_{ay}$$

$$\text{et} \quad R_{ax} = k_{ax,cx} \delta_{cx}$$

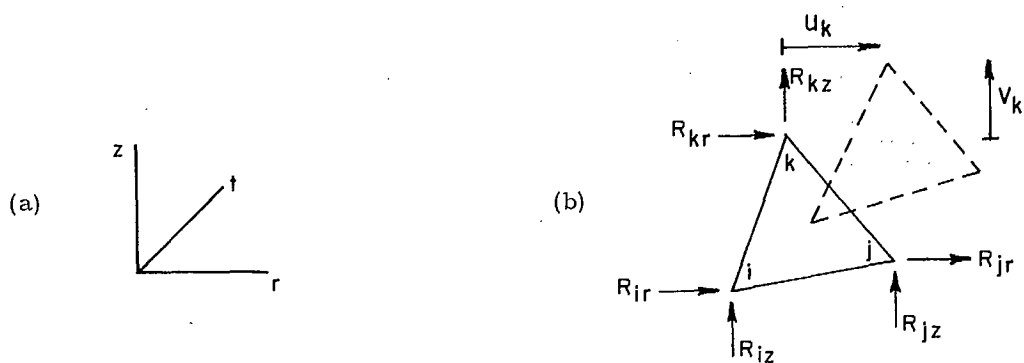


Fig. 2-11 (a) Axes de référence; (b) un élément fini à deux dimensions avec un déplacement de corps rigide et un déplacement relatif entre les noeuds, causé par un changement de l'état des déformations unitaires

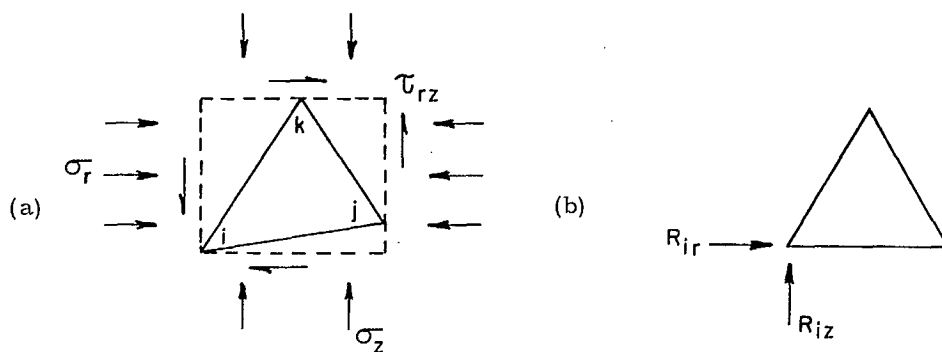


Fig. 2-12 (a) Les contraintes qui s'exercent sur un élément fini sont semblables à celles qui agissent sur le rectangle circonscrit; (b) forces produites par les contraintes et qui s'exercent sur les noeuds de la surface tributaire.

En d'autres termes, la force R_{ax} entraîne les déplacements DEL_{-ay} et DEL_{-cx} . On peut établir une relation entre ces déplacements et la force en utilisant les coefficients de raideur. D'une façon plus générale, on écrit:

$$\{R_a\} = [k] \{\delta\}$$

où $\{R_a\}$ est une matrice colonne qui contient les composantes en x et en y de toutes les forces qui s'exercent sur les noeuds d'un élément ou d'un système, $\{DEL\}$ est une matrice colonne qui comprend les composantes en x et en y des déplacements des noeuds arrangées dans le même ordre que les forces et $[k]$ est une matrice carrée comprenant les coefficients de raideur appropriés qui relient chacune des forces à chacun des déplacements (lorsque la relation existe). On considère que chaque coefficient k_{ij} représente une force R_i qui entraîne un déplacement unitaire en j , lorsque tout autre mouvement est restreint. Etant donné qu'il existe deux composantes à chaque noeud, la dimension de la matrice des forces est $2N$, N étant le nombre de noeuds. De même, la dimension de la matrice des déplacements est égale à $2N$. Ainsi les dimensions de la matrice de raideur sont $2N \times 2N$.

Si on considère un système composé de plus d'un élément (Fig. 2-10d), on peut écrire une série d'équations semblable à la suivante:

$$R_{ax}^m = k_{ax,ax}^m \delta_{ax}^m$$

et

$$R_{ax}^i = k_{ax,ax}^i \delta_{ax}^i$$

donc

$$\Sigma R_{ax} = (k_{ax,ax}^i + k_{ax,ax}^m) \delta_{ax}$$

ou

$$\{R\} = [K] \{\delta\}$$

$[K]$ étant la matrice de raideur du système qui comprend les coefficients obtenus par la sommation des coefficients de raideur de chaque élément. Cette équation, semblable à l'équation obtenue ci-dessus, s'appelle l'équation de la raideur ou l'équation d'équilibre.

Les éléments de la matrice $[K]$ peuvent être déterminés par les propriétés géométriques et élastiques des éléments de la même façon qu'ils étaient déterminés pour l'entree considérée ci-dessus. Les forces agissant sur le système étant connues, on peut obtenir les déplacements, par exemple:

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \{R\}.$$

A l'aide des déplacements des noeuds, on peut calculer les contraintes et les déformations unitaires de chaque élément. Cependant, pour des centaines de noeuds et d'éléments, la matrice de raideur de dimensions $2N \times 2N$ est très grande. Il est alors difficile d'obtenir son inverse, même à l'aide d'un ordinateur muni d'une mémoire de grande capacité. Par conséquent, on résout habituellement ce système d'équations linéaires simultanées en utilisant la méthode itérative ou la méthode d'élimination de Gauss.

Analyse de la déformation unitaire plane: (a) Dans les analyses sommaires, les relations entre les contraintes et les déformations unitaires sont basées sur l'hypothèse suivante: chaque élément subit une déformation unitaire constante. On utilise les lettres, r , z et t pour désigner le système de coordonnées (Fig. 2-11a) de façon que l'on puisse utiliser les mêmes indices dans les analyses axisymétriques. Une équation typique du système s'exprime par:

$$\epsilon_r = (\sigma_r - \mu(\sigma_z + \sigma_t))/E.$$

Le système d'équations peut être représenté par:

$$\{e\} = [c_1] \{\sigma\}$$

$$\{\sigma\} = [c] \{e\}$$

Eq. 2-17

ou

ou

$$\{e\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} \text{ en se rappelant que } \epsilon_t = 0, \sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix},$$

$$c_1 = (1 + \mu) \begin{bmatrix} \frac{1-\mu}{E} & -\frac{\mu}{E} & 0 \\ \frac{\mu}{E} & \frac{1-\mu}{E} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G(1+\mu)} \end{bmatrix} = (1 + \mu) \begin{bmatrix} \frac{1-\mu}{E} & -\frac{\mu}{E} & 0 \\ -\frac{\mu}{E} & \frac{1-\mu}{E} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2}{E} \end{bmatrix}$$

et

$$c = c_1^{-1} = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\mu)/2 \end{bmatrix}$$

b) Les déplacements dans un élément doivent varier linéairement avec la distance si la déformation unitaire est constante, c'est à dire:

$$u = b_1 + b_2 r + b_3 z$$

$$v = b_4 + b_5 r + b_6 z$$

ou

$$\{w\} = [e] \{b\}$$

Eq. 2-18

où u est le déplacement dans la direction de l'axe des r , v le déplacement dans la direction de l'axe des z , b_i sont des constantes.

$$\{w\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}, \{b\} = \begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ b_4 \\ b_5 \\ b_6 \end{Bmatrix}, e = \begin{bmatrix} 1 & r & z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r & z \end{bmatrix} \quad (10)$$

On détermine la valeur des différents b_i de chaque élément en considérant les noeuds comme des points spécifiques (on utilise des éléments triangulaires dont les noeuds sont désignés par i, j et k (Fig. 2-11b)). Par exemple, le déplacement u_i du noeud i s'exprime par:

$$u_i = b_1 + b_2 r_i + b_3 z_i.$$

Le système d'équations s'exprime par:

$$\{u_m\} = [e'] \{b\}$$

et

$$\{b\} = [h] \{u_m\}$$

Eq. 2-19

où

$$\{u_m\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \\ v_i \\ v_j \\ v_k \end{Bmatrix}, \quad [e'] = \begin{bmatrix} 1 & r_i & z_i & 0 & 0 & 0 \\ 1 & r_j & z_j & 0 & 0 & 0 \\ 1 & r_k & z_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_i & z_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_j & z_j \\ 0 & 0 & 0 & 1 & r_k & z_k \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [h] = [e']^{-1}.$$

Des équations 2-18 et 2-19, on tire

$$\{w\} = [e] [h] \{u_m\}.$$

A l'aide de la théorie de l'élasticité appliquée à un élément, on peut établir la relation suivante entre la déformation unitaire et le déplacement:

$$e_r = \partial u / \partial r = b_2$$

$$e_z = \partial v / \partial r = b_3$$

$$\gamma_{rz} = \partial u / \partial z + \partial v / \partial r = b_4 + b_5$$

ou

$$\{e\} = [g] \{b\}.$$

De l'équation 2-19

$$\{e\} = [g] [h] \{u_m\}$$

Eq. 2-20

où

$$[g] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

Des équations 2-17 et 2-20, on tire

$$\{\sigma\} = [c] [g] \{b\}.$$

Eq. 2-21

c) La raideur peut être déterminée par les expressions de l'énergie (11). L'énergie de déformation U , emmagasinée dans un corps subissant une contrainte uniaxiale SIC est égale à:

$$U = \int \frac{1}{2} e \sigma \, dv$$

où dv est le volume infinitésimal. Dans les cas de contraintes triaxiales avec une déformation unitaire plane, l'énergie de déformation emmagasinée est égale à:

$$U = \int \frac{1}{2} \{e\}^T \{\sigma\} \, dv.$$

Eq. 2-22

D'après les équations 2-19, 2-20 et 2-21, la dernière expression peut s'écrire:

$$U = \frac{1}{2} \int \{u_m\}^T [h]^T [g]^T [c] [g] [h] \{u_m\} \, dv$$

et, comme $\{u_m\}$ et $[h]$ ne varient pas en fonction du volume, elle peut s'écrire:

$$U = \frac{1}{2} \{u_m\}^T [h]^T \left(\int [g]^T [c] [g] \, dv \right) [h] \{u_m\}.$$

étant donné que, pour une structure élastique, le travail fourni est égal à l'énergie emmagasinée, l'équation devient:

$$U = \frac{1}{2} \{u_m\}^T \{Q_m\}$$

où

$$\{Q_m\} = \begin{Bmatrix} Q_{ir} \\ Q_{jr} \\ Q_{kr} \\ Q_{iz} \\ Q_{jz} \\ Q_{kz} \end{Bmatrix}$$

en notant que Q_{ir} représente la force exercée sur le noeud i dans la direction x pour un élément.

D'après l'équation fondamentale de raideur qui relie la force au coefficient de raideur multiplié par le déplacement, on peut écrire l'équation précédente de la façon suivante:

$$U = \frac{1}{2} \{u_m\}^T [k] \{u_m\}.$$

Des deux expressions précédentes de U , on tire

$$[k] = [h]^T \left(\int [g]^T [c] [g] \, dv \right) [h].$$

Eq. 2-23

Dans le cas d'éléments à deux dimensions, qui ont en fait une épaisseur constante, les matrices sous l'intégrale sont constantes par rapport au volume. On a ainsi:

$$[k] = [h]^T [g]^T [c][g] A [h]$$

où A est la surface de l'élément, qui, multipliée par l'épaisseur, donne le volume.

Comme nous l'avons expliqué précédemment, lorsque plusieurs éléments finis sont joints au même noeud par connection articulée, la force résultante R agissant sur cette connection est égale à la somme vectorielle des forces appliquées sur la connection par chaque élément fini. Par exemple,

$$R = R_1 + R_2 + \dots \\ = k_1 u_1 + k_2 u_2 + \dots$$

Pour satisfaire aux conditions de compatibilité, il faut que le déplacement du noeud soit le même pour tous les éléments finis voisins. On a ainsi:

$$R = (k_1 + k_2 + \dots) u_1$$

Ainsi pour toute la structure, on déterminera chacun des coefficients de raideur en additionnant les contributions de chaque élément, c'est-à-dire que:

$$[K_{lm}] = \sum [k_{lm}] \quad \text{Eq. 2-24}$$

[K_{lm}] étant le coefficient de raideur reliant {R_l} et {U_m}.

L'équation de raideur ou l'équation d'équilibre de la structure entière est alors donnée par:

$$\{Q\} = [K] \{u\} \quad \text{Eq. 2-25}$$

où {Q} est la matrice de toutes les forces nodales décomposées dans les directions r et z [K] est la matrice de raideur comprenant les coefficients [K_{lm}] de chaque élément et {u} est la matrice des déplacements nodaux représentés par leurs composantes selon l'axe des r et l'axe des z.

Comme nous l'avons expliqué précédemment, les dimensions de la matrice de raideur sont 2N x 2N, N étant le nombre de noeuds de la structure. Le théorème de réciprocité de Maxwell énonce le fait suivant: si une force agissant au point n entraîne un déplacement au point m d'une structure, alors cette même force, si elle agit en m, entraîne le même déplacement en n, c'est à dire que K_{nm} = K_{mn}. En d'autres termes, la matrice de raideur est symétrique, ce qui est une propriété utile pour la préparation d'un programme d'ordinateur. De plus, comme les coefficients de raideur individuels exigent un contact direct entre les noeuds par l'intermédiaire d'un élément, ainsi il n'y aura un coefficient de raideur que si les noeuds n et m sont reliés par un élément. En d'autres termes, lorsque les noeuds n et m sont situés à différents endroits de la structure et ne sont pas reliés par un seul élément, le coefficient K_{nm} est égal à zéro. De fait, dans le cas de modèles comportant un grand nombre d'éléments, la plupart des coefficients de la matrice de raideur sont nuls, ce qui est une autre propriété utile pour la programmation.

Une autre manière de déterminer les coefficients de raideur des éléments à deux dimensions consiste à établir une relation entre les forces exercées sur les noeuds d'un élément et les contraintes relatives à ces noeuds (Fig. 2-12)(2) Par exemple,

$$R_{1r} = \sigma_r (z_k - z_i)/2 - \sigma_r (z_j - z_i)/2 - \tau_{rz} (r_j - r_i)/2 + \tau_{rz} (r_k - r_i)/2 \\ R_{1z} = \sigma_z (r_j - r_i)/2 - \sigma_z (r_k - r_i)/2 + \tau_{rz} (z_j - z_i)/2 - \tau_{rz} (z_k - z_i)/2$$

$$\{R_m\} = [C] \{\sigma\} \quad \text{Eq. 2-26}$$

où

$$[C] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} b_k - b_j & 0 & a_k - a_j \\ -b_k & 0 & -a_k \\ b_j & 0 & a_j \\ 0 & a_j - a_k & b_j - b_k \\ 0 & a_k & b_k \\ 0 & -a_j & -b_j \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \begin{matrix} a_j = (r_j - r_i), & a_k = (r_k - r_i), \\ b_j = (z_j - z_i), & b_k = (z_k - z_i). \end{matrix}$$

d) Les conditions aux limites d'un modèle d'éléments finis sont habituellement semblables à celle des autres structures: ou bien une surface est fixée, c'est-à-dire elle est restreinte de se déplacer comme la limite d'une poutre qui est en contact avec son appui, ou bien elle est libre de se déplacer et une charge peut être ou ne pas être appliquée sur elle. Pour un modèle soumis à une charge extérieure de la même nature qu'une pression on doit utiliser les forces équivalentes. Par exemple, les limites représentées à la figure 5 subissent des forces nodales qui sont calculées de la façon suivante:

$$P_b = p (L_1 + L_2)/2. \quad \text{Eq. 2-27}$$

De même, on traite les pressions obliques en décomposant les forces nodales résultantes selon les directions de l'axe des r et de l'axe des z afin de les représenter dans la matrice des forces de l'équation 2-25.

C'autre part, si les conditions aux limites empêchent le déplacement, la restriction s'applique aux noeuds et on a dans ce cas u = 0 ou v = 0 ou ces deux conditions à la fois. Pour empêcher la rotation d'un noeud, on contraint les 2 noeuds voisins de se déplacer dans une même direction. Le mouvement dans une direction oblique peut être restreint, et le mouvement sera possible dans la direction perpendiculaire seulement, ce qui nous donne une relation entre u et v pour ce noeud (4).

e) Les déplacements peuvent être calculés après avoir formé la matrice des forces et après avoir représenté les forces extérieures agissant sur les noeuds dans la matrice des forces. Comme l'équation 2-25 représente 2N équations simultanées (nous l'avons mentionné précédemment), il n'est pas pratique de trouver l'inverse de la matrice pour les cas de grande modèles. On a utilisé la méthode d'itération, mais aujourd'hui on préfère utiliser la méthode d'élimination de Gauss (10). On suit cette méthode de la manière suivante:

$$Q_{1r} = K_{11} u_1 + K_{12} u_2 + \dots + K_{1,2N} v_N \\ Q_{2r} = K_{21} u_1 + K_{22} u_2 + \dots \\ \dots \\ Q_{2N,z} = K_{2N,1} u_1 + \dots + K_{2N,2N} v_N$$

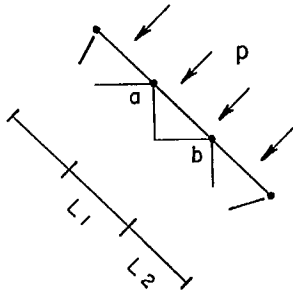


Fig. 2-13 La pression extérieure sur une limite produit des forces sur les noeuds aux limites égales à la pression multipliée par la surface correspondant à chaque noeud

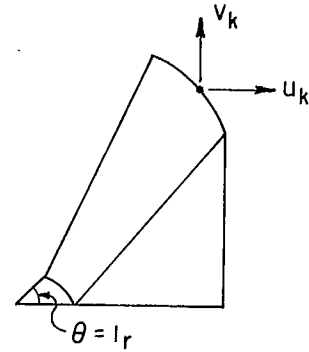


Fig. 2-14 Un élément fini axi-symétrique à trois dimensions

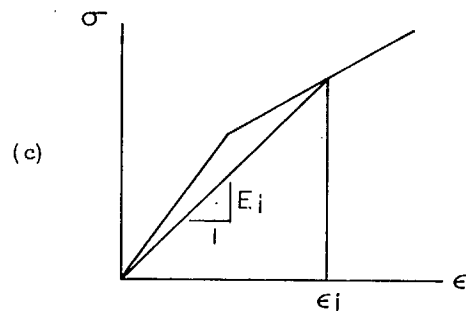
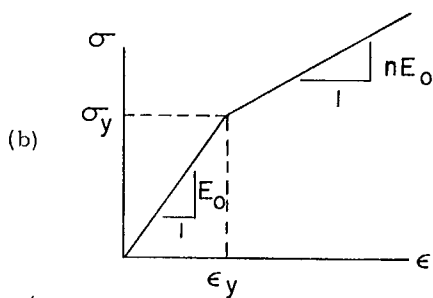
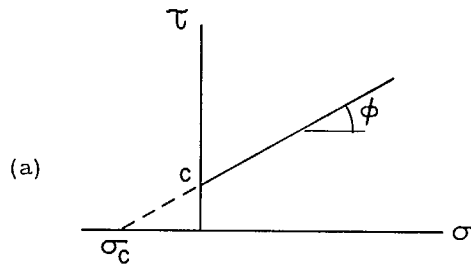


Fig. 2-15 (a) Une enveloppe de Mohr de rupture ou d'écoulement avec cohésion est transformée en une enveloppe équivalente sans cohésion, en ajoutant les contraintes de cohésion; (b) la courbe contrainte-déformation unitaire d'un matériau bilinéaire et élastique; (c) le module sécant de déformation utilisé pour déterminer la raideur effective d'un élément

d'où $u_1 = Q_{1r}/K_{11} - (K_{12}/K_{11})u_2 - (K_{13}/K_{11})u_3 - \dots - (K_{1,2N}/K_{11})v_N$. En portant u_1 dans les autres équations, on obtient (2N-1) équations. On recommence ces étapes jusqu'à ce que l'on puisse déterminer la valeur du dernier déplacement v_N . En portant sa valeur dans l'équation précédente, on trouve v_{N-1} et on continue ainsi de suite.

Lorsqu'un grand nombre de noeuds situés aux limites sont contraints de se déplacer, ces éléments, représentés dans la matrice des déplacements, sont nuls, ce qui nous permet logiquement d'éliminer les lignes et les colonnes correspondantes de toutes les matrices de l'équation 2-25, diminuant ainsi les dimensions de la matrice de raideur et le temps nécessaire pour résoudre ces équations. Le gain de temps est cependant perdu parce qu'il faut changer les indices des éléments restants de ces matrices. Par conséquent, une méthode plus simple consiste à remplacer la ligne et la colonne qui correspondent à un déplacement nul dans la matrice de raideur par des zéros, exception faite de l'élément de la diagonale que l'on remplace par 1 (10). De même, on remplace la force correspondante par zéro.

Après avoir obtenu les valeurs des déplacements (um), on calcule les déformations unitaires à l'aide de l'équation 2-20, et les contraintes à l'aide soit de l'équation 2-17 soit des équations 2-21 et 2-19. On calcule les contraintes principales à partir de (SIG). Et évidemment, à l'aide des équations classiques exprimant les contraintes en un point, on peut calculer les contraintes normales et les contraintes de cisaillement dans un plan quelconque, comme dans le cas de la présence d'une faille.

Analyses axi-symétriques. La théorie concernant les modèles dont les formes géométriques et les charges supportées sont symétriques diffère sur quelques points seulement de la théorie de la déformation unitaire plane (11). Alors que EPS-t = 0 pour une déformation unitaire plane, EPS-t n'est pas égal à zéro pour un modèle axi-symétrique et s'exprime par

$$\epsilon_t = (-\mu\sigma_r - \mu\sigma_z + \sigma_t)/E.$$

Ainsi on doit développer (EPS) en $\begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \\ \epsilon_t \end{Bmatrix}$ et on doit également développer d'une façon appropriée (SIG), $\{C_1\}$ et $\{C\}$. D'après la solution des problèmes relatifs aux cylindres à paroi épaisse, on sait que:

$$\epsilon_t = u/r = b_1/r + b_2 + b_3z/r.$$

Ainsi pour l'équation 2-20, puisqu'on a développé (EPS), il faut développer [g] en:

$$\begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ \frac{1}{r} & 1 & \frac{z}{r} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

Après avoir développé les relations de déformation plane, un changement est nécessaire dans l'intégration de l'équation 2-21. Comme chaque élément n'a pas une épaisseur uniforme (Fig. 2-14) et comme [g] n'est plus indépendant de dv, on doit faire l'intégration, qui peut être effectuée par des méthodes numériques faisant usage des ordinateurs. Comme celles-ci peuvent avoir des termes avec 1/r, des difficultés se posent pour les noeuds situés sur l'axe du modèle, c'est à dire pour r = 0. Dans ce cas, on attribue aux noeuds une valeur nominale et arbitraire, comme par exemple 0.01 pour la coordonnée r du centre de gravité de l'élément. Lorsqu'on obtient la matrice de raideur [K] de l'élément, on résout l'équation 2-24 comme précédemment.

On traite les conditions aux limites, en ce qui concerne l'encastrement, de la même façon qu'on les a traitées dans le cas d'une déformation unitaire plane. Cependant, si l'on veut transformer la pression aux limites en force nodale, il faut savoir que la surface aux limites n'a pas une largeur unitaire, ce que l'équation 2-27 marque implicitement. La marche à suivre la plus simple consiste à supposer que les éléments sous-tendent un angle d'un radian à l'axe. Ainsi en connaissant la distance radiale de la surface aux limites, on peut déterminer les aires des surfaces et la force qui est répartie sur les noeuds voisins. De même, une force aux limites peut être considérée comme une charge par unité de longueur; il est nécessaire ici de calculer l'arc sur lequel elle s'exerce. Si une limite est située sur l'axe, ce qui est généralement le cas en raison de la symétrie des formes géométriques et des charges, il n'est pas possible d'y appliquer une pression parce que la surface est nulle. Cependant, on peut supposer que la limite est fixée, à cause de la symétrie. Après avoir formé la matrice des forces, on peut écrire l'équation 2-25 comme précédemment; la résolution des équations simultanées et le calcul des déformations unitaires et des contraintes peuvent être effectués de la même façon que pour le cas de déformation plane. Il est en outre possible d'avoir des modèles axi-symétriques avec des pressions aux limites non-symétriques par rapport à l'axe en se servant des séries de Fourier (22).

Les forces aux limites. a) Le pesanteur est la force la plus commune en mécanique des roches. A la différence des structures en génie civil, qui supportent des charges extérieures appliquées aux limites, les modèles en mécanique des roches doivent indiquer les forces massiques; il n'est pas suffisant d'indiquer approximativement leurs effets, comme pour les modèles physiques comportant des forces aux limites.

D'après l'équation 2-22, le travail produit pour emmagasiner l'énergie de déformation est égal à la somme du travail (RO) effectué par la pesanteur, et du travail (P) effectué par les pressions aux limites (13):

$$U = \int \frac{1}{2} [\epsilon]^T [\sigma] dv + \int [w]^T [p] dv + \int [w]^T [p] dB \quad \text{Eq. 2-28}$$

où $\{RO\} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{bmatrix}$, LAM, le poids par unité de volume (ou la masse multipliée par l'accélération due à la gravité), qui s'exerce dans la direction des z seulement, $\{p\} = \begin{bmatrix} p \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$ et dB est la surface latérale infinitésimale de l'élément aux limites. Alors d'après les équations 2-18 et 2-19, le travail U' produit par la gravité s'exprime par:

$$U' = [u_m]^T [h]^T \int [e]^T [p] dv.$$

D'après les théorèmes de Castigliano sur les déplacements, la dérivée du travail produit par une force par rapport au déplacement correspondant est égale à la force. Ainsi on obtient la matrice {F} des forces gravitationnelles:

$$\partial U / \partial u_m = \{F\} = [h]^T \int [e]^T [p] dv. \quad \text{Eq. 2-29}$$

Dans le cas des éléments d'un modèle axi-symétrique, on intègre en utilisant les méthodes numériques qui peuvent être traitées par l'ordinateur. Dans le cas des éléments d'un modèle de déformation plane d'une épaisseur unitaire, l'intégration est simple, si on fait coïncider le centre de gravité avec l'origine, ce qui entraîne que $\int (z dv) = 0$, $\int (rdv)$, les moments de la surface par rapport au centre de gravité, sont égales à zéro et que $\int (dv)$ est égale au volume ou à $A \times 1$ (13). [u] étant connue, l'intégration de l'équation 2-29 donne:

$$\{F\} = [h]^T \begin{bmatrix} A & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} [p] = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \gamma A/3 \\ \gamma A/3 \\ \gamma A/3 \end{bmatrix}$$

En d'autres termes, la force gravitationnelle s'exerce d'une façon égale sur chaque noeud d'un élément triangulaire à deux dimensions. Ces forces sont équivalentes aux forces aux limites traitées ci-dessus puisqu'elles s'appliquent extérieurement au système et qu'elles entraînent des déplacements et des contraintes.

b) **Les forces tectoniques** peuvent être considérées de la même façon que les forces gravitationnelles, puisque ces deux types de forces ont pour effet de comprimer la roche et d'emmagasiner de l'énergie de déformation (13). La nature des forces tectoniques n'est pas connue, mais on peut savoir leurs effets en mesurant les contraintes naturelles résiduelles (Sr, Sz, St, Srz, Szt, Str) en tout emplacement. Dans le cas d'un modèle de déformation plane, on suppose que Szt et Str sont nuls et que St est fonction de Sr et Sz. Dans le cas d'un modèle axi-symétrique, on suppose que Szt = Str = 0 et que St = Sr.

Ajoutons à la droite de l'équation 2-28 un terme qui donne le travail additionnel:

$$U = \int \frac{1}{2} \{\epsilon\}^T \{\sigma\} dv + \int \{w\}^T \{p\} dv + \int \frac{1}{2} \{\epsilon_0\}^T \{S\} dv + \int \{w\}^T \{p\} dB$$

$$\text{où } \{\epsilon_0\} = \begin{pmatrix} \epsilon_{or} \\ \epsilon_{oz} \\ \gamma_{orz} \end{pmatrix}, \text{ les déformations unitaires résultant des contraintes tectoniques et } \{S\} = \begin{pmatrix} S_r \\ S_z \\ S_{rz} \end{pmatrix}$$

les contraintes tectoniques actuelles, qui peuvent comprendre la pesanteur. Le travail U'' produit par les contraintes tectoniques est donc donné par:

$$U'' = \int \frac{1}{2} \{u_{om}\}^T [h]^T [g]^T [c] [g] [h] \{u_{om}\} dv$$

$$\text{où } \{u_{om}\} = \begin{pmatrix} u_{oi} \\ u_{oj} \\ u_{ok} \\ v_{oi} \\ v_{oj} \\ v_{ok} \end{pmatrix} \text{ et } u_{oi} \text{ est la déformation du noeud } i$$

résultant de l'action des contraintes tectoniques. Comme pour l'équation 2-29, on obtient la matrice $\{T\}$ des forces nodales résultant des forces tectoniques comme suit:

$$\begin{aligned} \partial U'' / \partial u_{om} &= \{T\} = [h]^T \int [g]^T [c] [g] [h] \{u_{om}\} dv \\ &= [h]^T \int [g]^T [c] \{\epsilon_0\} dv. \end{aligned}$$

Dans le cas d'une déformation plane avec des éléments d'épaisseur unitaire, l'intégration donne:

$$\{T\} = [h]^T [g]^T [c] \{\epsilon_0\} B.$$

Dans le cas des modèles axi-symétriques, on intègre en utilisant une approximation numérique qui permet d'utiliser l'ordinateur.

Le vecteur des forces nodales totales est composé des sommes des forces agissant sur tous les éléments finis:

$$\{Q\} = \Sigma \{F\} + \Sigma \{T\} + \Sigma \{P\}$$

où $\{P\}$ est la matrice des forces nodales résultant des forces aux limites ou des pressions. De même, il faut quelquefois ajouter des forces additionnelles dues à l'accélération des tremblements de terre, des changements de température, des pressions de l'eau interstitielle et d'autres facteurs.

Lorsqu'on utilise des modèles d'éléments finis ou d'éléments physiques, la marche à suivre consiste à construire le modèle et ensuite à appliquer les charges telles les contraintes tectoniques et les contraintes gravitationnelles, lesquelles entraînent des déformations totales. Ces contraintes ne résultent pas uniquement des excavations ou des relâchements des limites quelconques. On imagine que les étapes pourraient être les suivantes: la roche est d'abord étendue, puis des excavations, de formes géométriques spéciales, sont faites; enfin ces excavations sont soumises aux forces gravitationnelles et tectoniques. Si on étudie seulement les déformations entraînées par les excavations, les résultats obtenus à l'aide de cette méthode sont faux parce qu'ils comprennent les déformations entraînées par les forces massiques qui s'appliquaient avant le creusage de l'excavation. On doit soustraire ces déplacements originaux des déplacements totaux pour obtenir les déplacements réels de l'excavation (14). Ces considérations ne s'appliquent pas aux contraintes parce que, en général, nous sommes intéressés à la contrainte résultante totale plutôt qu'au changement de contrainte entraîné par l'excavation.

L'anisotropie: a) Les masses rocheuses non-homogènes sont communes. Un des grands avantages de la méthode des éléments finis est de permettre l'utilisation de différentes propriétés mécaniques pour chaque élément. Il est ainsi possible de faire des modèles de couches stratifiées, de dykes, de filons - couches et d'autres masses d'intrusion, de failles, de zones altérées, etc. Dans ces cas, l'utilisation des modèles est limitée aux analyses de déformation plane parce que les formes géométriques axi-symétriques ne se conforment pas avec ces formations non-homogènes. En d'autres termes, la direction de ces particularités géologiques doit être normale au plan rz et ne doit pas être circulaire.

Cependant, les modèles d'éléments non-homogènes soulèvent une difficulté semblable à celle que nous avons discutée précédemment dans le cas des forces massiques. Si on forme le modèle d'un sol non remanié, c'est-à-dire d'un sol intact avant le creusage d'une excavation ou avant des travaux de construction et si on applique ensuite les contraintes gravitationnelles et tectoniques, le modèle va se déformer, suivant les propriétés mécaniques des différentes zones. Par exemple, si un élément est plus mou que les éléments voisins, cet élément tendra à subir une plus grande déformation et à transmettre sa charge aux éléments voisins, comme le fait une inclusion tendre. L'augmentation des contraintes dans les éléments voisins est fautive, mais elle est comprise dans la valeur des contraintes totales qui sont produites par le modèle après les travaux d'excavation ou de construction. Il n'est pas facile à ce moment de distinguer de telles contributions fausses.

Dans le cas du modèle précédent, on suppose que les contraintes tectoniques naturelles sont homogènes parce qu'il n'est pas facile d'obtenir sur place des données suffisantes qui nous permettraient de faire d'autres suppositions. De toutes façons, mêmes si les contraintes tectoniques non-homogènes prédominent à cause des effets résiduels de la formation d'une faille ou d'une intrusion, elles ne sont pas simulées par les fausses contraintes dont on a parlé plus haut.

Une méthode pour surmonter la difficulté précédente consiste à utiliser le concept de "contrainte d'excavation" (14). On calcule les contraintes qui existaient dans les limites de l'excavation avant le creusage. Des contraintes inverses, qui représentent l'action physique de l'excavation, sont appliquées sur les limites, (ce qui nous donne une contrainte totale nulle sur une telle limite). On calcule les déplacements $\{DE\}$ et les contraintes $\{SIG\}$ qui résultent des "contraintes d'excavation", que l'on traite de la même façon que les pressions aux limites. Ces déplacements sont les déplacements causés par l'excavation; ce sont les mouvements qui nous intéressent, qui peuvent être mesurés et qui pourraient être reliés à l'instabilité.

On ajoute aux contraintes, calculées de la façon précédente, les contraintes naturelles $\{S\}$ en chaque point, c'est à dire les contraintes dans la roche avant l'excavation. On a ainsi:

$$\{\sigma\} = \{\sigma\}_e + \{S\}.$$

Celles-ci sont les contraintes qui pourraient être mesurées et qui sont reliées à l'instabilité.

b) **L'anisotropie orthotrope** donne une meilleure approximation de telles formations homogènes de roche, comme les dépôts stratifiés, que l'isotropie. Il est probable que de telles formations géologiques ont des propriétés de déformation différentes selon chacune de leurs trois principales directions. On peut considérer une masse rocheuse comprenant un système dense de joints orthotropes comme étant un milieu ayant des propriétés différentes dans les différentes directions, c'est-à-dire que des contraintes de compression s'exerçant normalement au système de joints entraîneraient une déformation unitaire moyenne plus grande dans la masse rocheuse à cause de la présence des joints, que des contraintes de compression s'exerçant parallèlement au système (15). À l'aide des modèles de telles masses rocheuses, on n'analyse actuellement que la déformation plane parce que la direction de l'anisotropie doit être normale au plan rz.

Selon la théorie de l'élasticité, lorsqu'on a un plan de symétrie, les propriétés élastiques seront égales dans deux directions quelconques, symétriques par rapport à ce plan (16). Les directions perpendiculaires au plan de symétrie sont des directions principales. S'il n'y a pas de plans de symétrie, la relation la plus générale entre les contraintes et les déformations est:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \\ \epsilon_t \\ \gamma_{zt} \\ \gamma_{rt} \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = [a] \{\sigma\}$$

où [a] est une matrice de dimensions 6 x 6 comprenant 36 coefficients de déformation.

D'une autre façon, on a

$$\{\sigma\} = [A] \{\epsilon\}$$

où [A] est une matrice de dimensions 6 x 6 qui comprend 36 modules de déformation et qui est égale à [a]⁻¹.

Selon le théorème de Castigliano sur les déplacements, la dérivée du travail effectué par rapport au déplacement est égale à la force qui entraîne ce déplacement. Si on considère un cube unitaire, on a:

$$\sigma_x = \partial U / \partial \epsilon_x \quad \text{et} \quad \sigma_y = \partial U / \partial \epsilon_y$$

d'où

$$\partial \sigma_x / \partial \epsilon_y = \partial U / \partial \epsilon_x \partial \epsilon_y = \partial \sigma_y / \partial \epsilon_x$$

comme

$$\partial \sigma_x / \partial \epsilon_y = A_{12} \quad \text{et} \quad \partial \sigma_y / \partial \epsilon_x = A_{21}$$

nous avons

$$A_{12} = A_{21}$$

De même

$$A_{13} = A_{31} \quad \text{ou} \quad A_{ij} = A_{ji}$$

De même

$$a_{ij} = a_{ji}$$

Comme [a] et [A] sont symétriques, le nombre d'inconnues indépendantes est 21, et non 36 (16).

S'il y a un plan de symétrie dans le matériau, on peut montrer, en égalant les coefficients de déformation dans les directions symétriques, que le nombre de constantes indépendantes se réduit à 13 (16).

S'il y a trois plans de symétrie (le cas de l'anisotropie orthotropique), le nombre de constantes indépendantes est 7 (16). Lorsque les axes de l'orthotropie coïncident avec les axes de l'espace, les coefficients de déformation sont les suivants:

$$[a] = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & a_{22} & a_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & a_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & a_{44} & 0 & 0 \\ \text{sym} & & & & a_{55} & 0 \\ & & & & & a_{66} \end{bmatrix}$$

et

$$a_{11} = 1/E_r, \quad a_{12} = -\mu_{zr}/E_z, \quad a_{13} = -\mu_{tr}/E_t, \quad a_{22} = 1/E_z, \quad a_{23} = -\mu_{zt}/E_z, \quad a_{33} = 1/E_t, \\ a_{44} = 1/G_{zt}, \quad a_{55} = 1/G_{rt} \quad \text{et} \quad a_{66} = 1/G_{rz}$$

où μ_{rz} correspond à la déformation unitaire dans la direction r à cause de la contrainte dans la direction z, G_{rz} correspond à la contrainte de cisaillement s'exerçant sur le plan perpendiculaire à l'axe des r et dans la direction de l'axe des z, et τ_{AU-zr} s'exerce sur le plan perpendiculaire à l'axe des r et dans la direction de l'axe des z. D'après la symétrie de la matrice, on a:

$$\mu_{zr}/E_z = \mu_{rz}/E_r, \quad \mu_{tz}/E_t = \mu_{zt}/E_z \quad \text{and} \quad \mu_{rt}/E_r = \mu_{tr}/E_t$$

d'où

$$[a] = \begin{bmatrix} 1/E_r & -\mu_{zr}/E_r & -\mu_{tr}/E_r & 0 & 0 & 0 \\ & 1/E_z & -\mu_{zt}/E_z & 0 & 0 & 0 \\ & & 1/E_t & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1/G_{zt} & 0 & 0 \\ \text{sym} & & & & 1/G_{rt} & 0 \\ & & & & & 1/G_{rz} \end{bmatrix}$$

Eq. 2-30

où les indices des éléments de la matrice sont reliés aux déformations unitaires plutôt qu'aux contraintes (15).

Un cas plus simple d'anisotropie consiste à avoir un nombre infini d'axes de symétrie qui sont perpendiculaires à un axe de symétrie. Les propriétés élastiques seront isotropes dans le plan comprenant le nombre infini d'axes. On a dans ce cas une isotropie transversale, et le nombre de constantes indépendantes est 5 seulement (16).

Pour le cas d'un matériau orthotrope dans un état de déformation plane, le nombre de constantes indépendantes est réduit à 7 parce que $\epsilon_{\theta-t} = 0 = \gamma_{\theta-rt} = \gamma_{\theta-tz}$. On simplifie les matrices en exprimant $\sigma_{\theta-t}$ en fonction de $\sigma_{\theta-r}$ et de $\sigma_{\theta-z}$ dans les équations de $\epsilon_{\theta-r}$ et $\epsilon_{\theta-z}$ (en sachant qu'un plan de symétrie doit être parallèle au plan de la section) (15).

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_r} (1 - \mu_{rt}^2) & -\frac{1}{E_r} (\mu_{rz} + \mu_{rt} \mu_{zt}) & 0 \\ & \frac{1}{E_z} (1 - \mu_{tz}^2) & 0 \\ \text{sym} & & \frac{1}{G_{rz}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix}$$

Eq. 2-31

Lorsque les axes x et y de l'orthotropie ne coïncident pas avec les axes r et z de l'espace, on utilise une transformation pour exprimer les propriétés élastiques en fonction des coordonnées de l'espace. On a ainsi (17):

$$\{\epsilon\}_{x,y} = [a]_{x,y} \{\sigma\}_{x,y}$$

Posons:

$$\{\sigma\}_{x,y} = [B] \{\sigma\}_{r,z}$$

où [B] est la matrice de transformation qui permet de changer les coordonnées et qui est égale à:

$$\begin{bmatrix} c^2 & s^2 & 2sc \\ s^2 & c^2 & -2sc \\ -sc & sc & c^2 - s^2 \end{bmatrix}$$

avec $c = \cos \text{BET}$, $s = \sin \text{BET}$, BET étant l'angle mesuré dans le sens contraire des aiguilles d'une montre à partir de l'axe des x jusqu'à l'axe des z (15). L'énergie de déformation U emmagasinée dans un volume unitaire devant être la même quelle que soit la direction des axes, on a:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \{\sigma\}_{r,z}^T \{\epsilon\}_{r,z} &= \frac{1}{2} \{\sigma\}_{x,y}^T \{\epsilon\}_{x,y} \\ \frac{1}{2} \{\sigma\}_{r,z}^T [a]_{r,z} \{\sigma\}_{r,z} &= \frac{1}{2} \{\sigma\}_{x,y}^T [a]_{x,y} \{\sigma\}_{x,y} \\ &= \frac{1}{2} \{\sigma\}_{r,z}^T [B]^T [a]_{x,y} [B] \{\sigma\}_{r,z} \end{aligned}$$

D'où

$$[a]_{r,z} = [B]^T [a]_{x,y} [B]$$

De même

$$[A]_{r,z} = [BB]^T [A]_{x,y} [BB]$$

Eq. 2-32

où

$$[BB] = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & sc \\ s^2 & c^2 & -sc \\ -2sc & 2sc & c^2 - s^2 \end{bmatrix}$$

Ainsi, dans une analyse de déformation plane, pour calculer [k] de l'équation 2-23 dans le cas d'une roche orthotrope avec un plan de symétrie parallèle à la section analysée, on remplace [c] par [A]_{r,z} obtenue de l'équation 2-32.

L'effet de la présence d'un système de joints orthotropes sur les propriétés de déformation de la masse rocheuse peut être considéré comme de l'anisotropie orthotrope (18). On a souligné qu'un joint entraîne des déformations en plus des déformations de la substance rocheuse voisine des joints. En d'autres termes, s'il existe dans un bloc de roche un joint parallèle aux faces qui subissent des charges, il est presque certain que la déformation du bloc sera plus grande que la déformation engendrée par les déformations unitaires de la substance rocheuse seulement. Cela est justifié par la remise du joint. Les propriétés de la déformation peuvent être caractérisées par un coefficient unitaire de raideur normale, k_n et par un coefficient unitaire de raideur de cisaillement k_s de sorte que la déformation normale DEL-n et la déformation de cisaillement DEL-s sont reliées aux contraintes SIG et TAU du joint de la manière suivante:

$$\delta_n = \sigma/k_n \quad \text{et} \quad \delta_s = \tau/k_s$$

Ainsi sur une distance s (par exemple, l'intervalle entre les joints), la déformation normale totale DEL-n égale à la somme de la déformation de la masse rocheuse et de la déformation entraînée par le joint:

$$\delta_n = \sigma(s/E + 1/k_n)$$

Le module composé de déformation E_n de la masse rocheuse est donnée par:

$$\begin{aligned} \delta_n &= \sigma s/E_n \\ E_n &= \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{s k_n} \right)^{-1} \end{aligned}$$

où

De même, le module composé de cisaillement de la masse rocheuse est donné par:

$$G_{ns} = \left(\frac{1}{G} + \frac{1}{s k_s} \right)^{-1}$$

Les déformations unitaires normales moyennes EPS-n et EPS-s perpendiculaire et parallèle aux joints sont données par:

$$\epsilon_n = \sigma/E_n \quad \text{et} \quad \epsilon_s = -\mu \sigma/E$$

Ainsi le coefficient de Poisson de la masse rocheuse s'exprime par:

$$\begin{aligned} \mu_{ns} &= -\epsilon_s/\epsilon_n \\ &= \mu E_n/E \end{aligned}$$

où μ_{ns} correspond à la déformation unitaire dans la direction s , entraînée par la contrainte dans la direction n . L'effet d'une contrainte normale uniaxiale SIG parallèle aux joints est donc:

$$\epsilon_s = \sigma/E \quad \text{et} \quad \epsilon_n = -\mu \sigma/E$$

d'où

$$\begin{aligned} \mu_{sn} &= -\epsilon_n/\epsilon_s \\ &= \mu \end{aligned}$$

Si nous considérons les trois systèmes de joints orthotropes, nous voyons que les propriétés élastiques composées de la masse rocheuse sont:

$$\begin{aligned} E_x &= \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{s_x k_{nx}} \right)^{-1} \\ E_y &= \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{s_y k_{ny}} \right)^{-1} \\ E_z &= \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{s_z k_{nz}} \right)^{-1} \end{aligned}$$

$$G_{xy} = \left(\frac{1}{G} + \frac{1}{s_x k_{sx}} + \frac{1}{s_z k_{sz}} \right)^{-1}$$

$$G_{xz} = \left(\frac{1}{G} + \frac{1}{s_x k_{sx}} + \frac{1}{s_z k_{sz}} \right)^{-1}$$

$$G_{yz} = \left(\frac{1}{G} + \frac{1}{s_z k_{sz}} + \frac{1}{s_y k_{sy}} \right)^{-1}$$

$$\mu_{xy} = \mu_{xz} = \mu E_x / E$$

$$\mu_{yz} = \mu_{yx} = \mu E_y / E$$

$$\mu_{zx} = \mu_{zy} = \mu E_z / E$$

A l'aide de ces propriétés élastiques équivalentes, on obtient $[A]_{x,y}$ en prenant l'inverse de $[a]$ obtenue de l'équation 2-30. On tire ensuite $[A]_{r,z}$ de l'équation 2-32. La matrice de raideur $[K]$ de l'élément peut être obtenue de la façon mentionnée ci-haut, et la matrice de raideur composée $[K]$ peut être tirée de l'équation 2-24.

Si la contribution au déplacement normal DEL-n vient principalement des joints, c'est-à-dire si $E/(sKn)$ est petit, alors, pour des raisons pratiques, $E_n = sKn$, $G_n = s_1 s_2 k_{s1} k_{s2} / (s_1 k_{s1} + s_2 k_{s2})$ et $\mu_{xy} = 0 = \mu_{yz} = \mu_{zx}$. L'équation 2-31 prend donc la forme abrégée suivante (18):

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_r & 0 & 0 \\ & 1/E_z & 0 \\ & & \text{sym} & 1/G_{rz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix}$$

La déformation non-linéaire. a) L'écoulement bilinéaire est un schéma de déformation (Fig. 2-15), qui peut représenter un écoulement sans rupture ou bien il peut être une approximation d'une relation non-linéaire entre les contraintes et les déformations (10). La roche très altérée peut se comporter suivant l'une de ces deux façons. Le même, les joints qui contiennent des matériaux mous de remplissage donnent ce comportement en général à la masse rocheuse. Dans la plupart de ces simulations, la connaissance des propriétés physiques de la roche est la partie la plus faible de l'analyse. Pour faire ces simulations, il faut des données relatives à la contrainte d'écoulement et au module de la tangente de déformation avant et après l'écoulement.

A l'aide d'une des théories de la résistance, on peut calculer la contrainte principale majeure SIG-y au point d'écoulement ou la déformation unitaire principale majeure EPS-y. On peut utiliser la contrainte ou la déformation unitaire maximum, mais celles-ci ne tiennent pas compte de l'effet de la contrainte principale mineure. On peut utiliser la théorie de la contrainte de cisaillement octaédrique pour analyser une substance, que l'on caractérisera par le seuil d'écoulement obtenu dans un test uniaxial. Quoique cette théorie s'applique aux métaux, elle ne tient pas compte de la variation de la résistance avec la contrainte principale mineure. On peut utiliser la théorie de Griffith sur la résistance, qui a été développée par extrapolation des faits expérimentaux. Selon cette théorie, après le début de la fissuration d'un matériau fragile, un accroissement de contrainte est nécessaire pour entraîner la propagation de la fissuration menant à la rupture complète de la roche. Pendant la fissuration, la raideur du matériau est moindre qu'avant le début de la fissuration. La théorie de Mohr sur la résistance est la meilleure théorie qui peut être appliquée aux roches pour lesquelles une telle simulation est appropriée.

Selon la figure 2-15 (a), la théorie de Mohr sur la résistance s'exprime par:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_c}{\sigma_3 + \sigma_c} = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

où $\text{SIG-c} = c/\text{tg } \phi$. Dans le cas où on utilise un modèle d'éléments finis, on calculerait le rapport $(\text{SIG-1} + \text{SIG-c}) / (\text{SIG-3} + \text{SIG-c})$ après avoir déterminé les contraintes principales; puis on l'examine pour savoir si ce rapport est plus grand que le paramètre $\text{tg}^2 (45 + \phi/2)$. S'il est plus grand que ce paramètre, il se produit un écoulement et la contrainte et la déformation unitaire d'écoulement peuvent être déterminées de la façon suivante:

$$\sigma_y = (\sigma_3 + \sigma_c) \tan^2 (45 + \phi/2) - \sigma_c$$

et

$$\epsilon_y = \frac{1}{E_0} (\sigma_y - \mu(\sigma_3 + \sigma_c)).$$

Le module de la sécante de déformation E_i (ou module effectif) peut être déterminé à l'aide du module E_0 de la tangente initiale et du module nE_0 de la tangente après écoulement; il s'exprime par (10):

$$E_i = nE_0 + \sigma_y (1 - n)/E_1. \quad \text{Eq. 2-33}$$

Le nouveau module effectif E_i de cet élément est alors une donnée nouvelle. On analyse de nouveau le modèle d'éléments finis en utilisant les nouveaux modules pour les éléments qui ont subi un écoulement. Certes, ces modules ne sont pas nécessairement les paramètres valables parce que les contraintes utilisées dans les calculs ne seront pas les mêmes que dans la première étape. Ainsi on doit procéder par tâtonnements ou on doit utiliser une méthode itérative. De même, on examine aussi les contraintes dans les éléments obtenues après le deuxième cycle des calculs et, si elles sont appropriées, on détermine les nouveaux modules effectifs. On prévoit que ces opérations se répéteront jusqu'à ce que le rapport de deux modules d'un même élément, trouvés successivement, soit compris dans certaines limites données; par exemple, $E_{i-1}/E_i = (1 \pm \text{tolérance})$; ou d'après les expériences, on peut fixer le nombre de cycles; ou on peut examiner les résultats après chaque cycle afin de décider si l'on doit répéter les opérations pour obtenir une meilleure approximation. On prétend qu'une approximation acceptable est obtenue après un nombre relativement petit de cycles (10).

Bien qu'une telle simulation ne représente pas le comportement de la plupart des masses rocheuses dures, on peut toutefois utiliser une telle analyse en faisant subir un écoulement bilinéaire seulement aux éléments qui représentent de l'argile de trottenc, des zones bréchiformes ou des dykes tendres.

b) **Le raidissement bilinéaire** (Fig. 2-16) peut être utilisé pour représenter un matériau qui subit un compactage appréciable sous l'effet d'une charge. Par exemple, le confinement au sable et de sols résiduels entraîne une augmentation de leur module de déformation. En mécanique appliqués, on appelle les matériaux qui ont cette caractéristique des matériaux de serrage.

L'analyse par éléments finis donne une approximation de tels matériaux de serrage en représentant la relation entre les contraintes et les déformations unitaires par une courbe bilinéaire et en considérant que le module de la tangente de déformation, après la déformation unitaire de serrage EPS-y, est plus grand que le module initial. On doit déterminer expérimentalement la valeur de la déformation unitaire de serrage parce qu'il n'existe pas de théorie permettant de calculer théoriquement cette valeur à partir des autres paramètres du matériau.

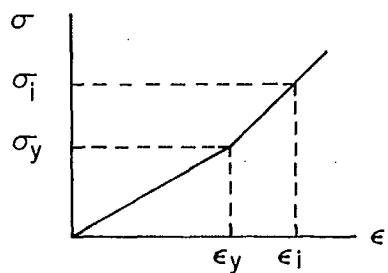


Fig. 2-16 La courbe contrainte- déformation d'un matériau de serrage bilinéaire

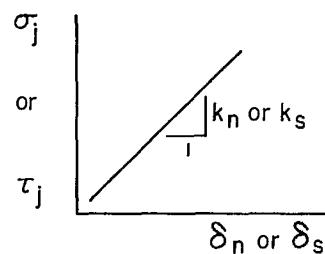


Fig. 2-17 Déformations normales et de cisaillement produites par des contraintes normales et de cisaillement agissant sur une diaclase ou une faille

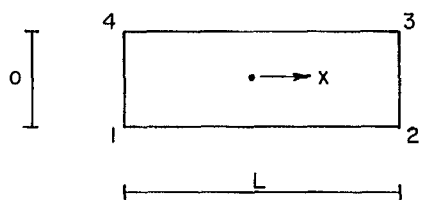


Fig. 2-18 Un élément uni-dimensionnel pour représenter une diaclase ou une faille

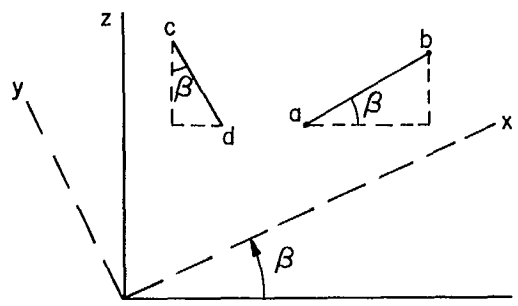


Fig. 2-19 La relation des axes de l'anisotropie orthotrope aux axes spatiaux

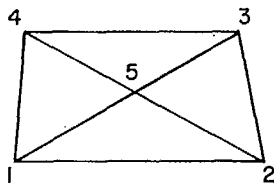


Fig. 2-20 Un élément fini quadrilatère décomposé en quatre éléments triangulaires

Comme pour la simulation considérée ci-haut, il faut examiner la contrainte principale majeure obtenue après le premier cycle pour savoir si elle est plus grande que la contrainte de serrage SIG-y. Si tel est le cas, on tire le nouveau module effectif E_i de l'équation 2-33. On utilise ensuite la méthode itérative, comme pour l'écoulement bilinéaire.

On peut se demander si on peut représenter n'importe quelle roche avec cette relation entre les contraintes et les déformations unitaires, bien que les roches diaclasées donnent à la masse rocheuse une nature "glissant-adhérente" qui peut être représentée par une telle analyse bilinéaire. De plus, cette analyse se limite aux éléments représentant des zones faillées relativement meubles.

Simulation des discontinuités: a) En supposant qu'une masse rocheuse ne peut supporter des contraintes de traction, l'analyse des contraintes dans la roche est plus près de la réalité (19). Une telle supposition est particulièrement appropriée dans le cas de masses rocheuses dont les joints sont nombreux, uniformément disposés et dont les surfaces des joints ne sont pas cimentées.

Lorsque le but des études est de délimiter les zones où les joints pourraient s'ouvrir, on examine les résultats obtenus par la méthode des éléments finis, dans laquelle on a supposé un milieu continu, afin de déterminer les surfaces où s'exercent des contraintes de traction. Selon des études comparatives, les surfaces délimitées par la méthode précédente sont à peu près les mêmes que les surfaces délimitées par des analyses plus élaborées qui éliminent les contraintes de traction dans la masse rocheuse en permettant aux zones où une tension pourrait survenir de se détendre librement (19).

Cependant, pour obtenir des renseignements sur la redistribution des contraintes, causée par la masse rocheuse qui ne supporte pas de traction, il faut recourir à une solution par cycles. Après le premier cycle du calcul des contraintes (en supposant un milieu continu), on examine les contraintes principales pour savoir si elles sont plus petites que zéro (les contraintes de compression étant positives). Dans le cas de chaque élément pour lequel SIG-3 ou SIG-1 sont des contraintes de tension ou plus petites que zéro, on calcule la matrice des contraintes [SIG]T équivalente à chaque contrainte principale négative ou de traction. La matrice des contraintes peut s'appliquer soit dans un cas de déformation plane, soit dans un cas axi-symétrique. On calcule ensuite d'après l'équation 2-22 les forces nodales $\{Q_m\}_T$ de l'élément, qui correspondent à la matrice des contraintes [SIG]T (10):

$$\int \frac{1}{2} \{e\}_T^T \{\sigma\}_T dv = U = \frac{1}{2} \{u_m\}_T^T \{Q_m\}_T$$

$$\frac{1}{2} \{u_m\}_T^T [h]_T^T \int [g]_T^T \{\sigma\}_T dv = \frac{1}{2} \{u_m\}_T^T \{Q_m\}_T$$

$$\{Q_m\}_T = [h]_T^T \int [g]_T^T \{\sigma\}_T dv.$$

Dans les cas de déformation plane, $[g]_T$ et $[SIG]_T$ sont constants par rapport au volume. Ainsi l'intégration est égale à la multiplication des matrices par le volume de l'élément. On peut encore utiliser l'équation 2-26. Dans les analyses axi-symétriques, on doit utiliser les méthodes numériques d'intégration utilisant les ordinateurs.

En changeant les signes des forces nodales, on obtient les inverses de ces forces, qui éliminent les contraintes de traction obtenues du premier cycle. La matrice composée des forces du modèle entier, qui sert à éliminer toutes les contraintes de traction, est formée par la somme des matrices des forces de chaque élément:

$$\{Q\}_T = \Sigma \{-Q_m\}_T. \quad \text{Eq. 2-34}$$

On calcule les contraintes dans le modèle entier, c'est-à-dire les contraintes dans tous les éléments finis, en utilisant la matrice des forces obtenue de l'équation 2-34. On ajoute ces accroissements de contrainte aux contraintes calculées au premier cycle. Ensuite, on réexamine les contraintes principales résultantes pour savoir s'il existe de la tension et on répète les calculs, si cela est nécessaire, jusqu'à ce qu'on obtienne, avec un écart admissible convenable, une solution "sans tension".

On peut se demander si l'utilisation, en apparence arbitraire, de la matrice des forces obtenue de l'équation 2-34 est valable. Il s'agit de voir ici que la marche à suivre nous donne la réaction exacte de l'élément à un système de forces qui entraînent une dilatation plus grande que celle qui aurait lieu avec une contrainte nulle dans une direction particulière.

b) Les systèmes de joints qui ne supportent pas de tension et qui ont une attitude dominante peuvent être une meilleure caractéristique pour la plupart des masses rocheuses. En d'autres termes, les attitudes dominantes du système de joints dans une masse rocheuse, en supposant que les surfaces des joints ne sont pas cimentées, déterminent les directions dans lesquelles la masse rocheuse ne peut pas supporter de tension.

Dans ce cas, la marche à suivre est semblable à celle que nous avons décrite plus haut. Après le premier cycle de calculs, en supposant un milieu continu, on calcule, en général dans des analyses de déformation plane, la contrainte normale SIG-j perpendiculaire au plan défini par les attitudes des joints, de la façon suivante (15):

$$\sigma_j = l^2 \sigma_r + m^2 \sigma_z + n^2 \sigma_t + 2nl \tau_{rz}$$

où l , m et n sont les cosinus des angles compris entre la normale au plan du joint et les axes des r , des z et des t . Si on veut simplement délimiter les zones de tension pour avoir une approximation des zones qui ne supportent pas de tension, alors on examine SIG-j pour savoir si elle est plus petite que zéro.

Quand on veut éliminer la tension, les plans des joints à considérer sont seulement les plans perpendiculaires à la section, sinon l'élimination de la tension de SIG-j nous obligerait à analyser TAU-rt et TAU-zt, ce qui est impossible dans une solution à deux dimensions (15). Dans ces cas limités, la matrice des contraintes [SIG]T, équivalente aux contraintes SIG-j de traction, peut être calculée pour chaque élément en utilisant les relations suivantes:

$$\sigma_r = \sigma_j l^2$$

$$\sigma_z = \sigma_j m^2$$

$$\tau_{rz} = -\sigma_j lm.$$

La marche à suivre consiste, comme dans le cas précédent, à calculer la matrice des forces correspondante. Le second cycle et les autres cycles nous donnent les contraintes résultantes.

c) Les failles qui ne supportent pas la tension peuvent être simulées de la même façon qu'une masse rocheuse comprenant des systèmes de joints qui ont des attitudes déterminées. La différence entre les failles et les systèmes de joints réside dans le fait que l'on considère les failles comme des caractéristiques structurelles principales dont non seulement les attitudes, mais aussi les positions dans la masse rocheuse, sont connues. Par conséquent, alors qu'on a supposé que, dans chaque élément, il existe un joint d'un système dominant, pour la simulation des failles, on n'examine que les éléments sur l'emplacement de la faille, pour savoir s'il y a de la tension.

Pour la programmation, on détermine tous les éléments qui représentent le matériau de la faille, ou bien qui représentent la roche voisine au plan de la faille, et ensuite on examine les contraintes normales qui sont perpendiculaires à l'attitude de la faille. S'il y a de la tension, on procède au second cycle de l'analyse telle que décrite plus haut.

d) Le commencement du glissement des joints ou des failles peut aussi être détecté. L'analyse consiste à comparer la contrainte de cisaillement parallèle au plan de glissement et la résistance au cisaillement du plan (15). Dans cette analyse, on doit connaître les paramètres de résistance c et F le long du plan pour calculer la résistance au cisaillement TAU-f selon la théorie de Mohr sur la résistance:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

où SIG est la contrainte normale effective s'exerçant sur la faille. Dans les analyses de déformation plane et les analyses axi-symétriques, on peut calculer la contrainte normale perpendiculaire au plan à l'aide de l'équation 36. De même, la contrainte de cisaillement pour les éléments appropriés peut être calculée à l'aide de l'équation suivante, fondée sur la transformation des contraintes en un joint les contraintes orthogonales normales et de cisaillement étant données:

$$\tau_j = \left[(\sigma_r^1 + \tau_{rt}^n)^2 + (\sigma_z^m)^2 + (\tau_{rt}^1 + \sigma_t^n)^2 - \sigma_j^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Si l'on veut déterminer les zones où s'amorce un cisaillement le long des systèmes de joints dominants, on examine chaque élément pour savoir si $\text{TAU-j} > \text{TAU-f}$. Ensuite, on dessine les lignes de contour des zones instables.

Dans le cas des failles, la seule différence est que le plan a une position déterminée, et on examine seulement les éléments correspondant à cette position pour savoir si $\text{TAU-j} > \text{TAU-f}$.

e) La raideur d'une faille est une propriété qui existe même si on suppose que l'épaisseur de la faille est nulle (18). Comme nous l'avons expliqué précédemment, si l'on charge un bloc de roche qui contient la surface d'un joint ou d'une faille, la déformation de ce bloc est plus grande que la déformation fournie par la substance rocheuse seulement. Les coefficients unitaires de raideur peuvent être déterminés par les tests de compression et de cisaillement, et ils sont reliés de la façon suivante (voir figure 2-17):

$$\sigma_j = k_n \delta_n$$

$$\tau_j = k_s \delta_s$$

où DEL-n et DEL-s sont les déformations normale et de cisaillement, entraînées par la faille seulement. Notons que les valeurs de k_n et de k_s peuvent être indépendantes alors que dans le cas d'une simulation faite avec des éléments à deux dimensions où il faut que $E/2 < G < E/3$, ce qui veut dire que la déformation normale et la déformation de cisaillement sont intimement reliées.

En se basant sur ce qui précède sur les coefficients de raideur, il est possible d'utiliser des éléments à une dimension (fig. 2-18) (18). Supposons que les déplacements de la faille varient linéairement le long de l'élément et choisissons le centre de l'élément comme origine. Le déplacement de cisaillement DEL-s le long du bas de l'élément est donné par:

$$\delta_s^B = \frac{u_1 + u_2}{2} - \frac{u_1 - u_2}{2} \frac{x}{L/2}$$

On peut écrire des relations semblables pour le déplacement de cisaillement DEL-Ts du haut de l'élément, et pour les déplacements normaux en bas et en haut. Les déplacements relatifs dans l'élément sont donc donnés par $(\text{DEL-Ts}) - (\text{DEL-Bs})$ et $(\text{DEL-Tn}) - (\text{DEL-Bn})$. Ces relations peuvent s'exprimer en forme matricielle:

$$\{\delta\} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 + \frac{2x}{L} & 0 & 1 - \frac{2x}{L} & 0 & 1 + \frac{2x}{L} & 0 & 1 - \frac{2x}{L} & 0 \\ 0 & 1 - \frac{2x}{L} & 0 & 1 + \frac{2x}{L} & 0 & 1 + \frac{2x}{L} & 0 & 1 - \frac{2x}{L} \end{bmatrix} \{u_m\}$$

ou

$$\{\delta\} = [D] \{u_m\}$$

où $\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_s \\ \delta_n \end{Bmatrix}$, et x et L sont représentés à la figure 2-18.

Pour former la matrice de raideur composée, il faut déterminer la matrice de raideur de l'élément semblable à celle d'un élément à deux dimensions. On utilise la même marche à suivre que pour les éléments à deux dimensions. Si on égale le travail produit à l'énergie emmagasinée, on aura:

$$\begin{aligned} U &= \int_0^L \frac{1}{2} \{\delta\}^T [K_{s,n}] dx \\ &= \int \frac{1}{2} \{\delta\}^T [k_{s,n}] \{\delta\} dx \\ &= \int \frac{1}{2} \{u_m\}^T [D]^T [k_{s,n}] [D] \{u_m\} dx. \end{aligned} \quad \text{Eq. 2-35}$$

Comme pour la formation de l'équation 2-23, il suit que:

$$[K_{s,n}] = \int [D]^T [k_{s,n}] [D] dx. \quad \text{Eq. 2-36}$$

Pour transformer $[K_{s,n}]$ aux coordonnées spatiales du modèle, on traite les distances et les déplacements de la manière suivante (Fig. 2-19):

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta \\ -\sin \beta & \cos \beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r \\ z \end{Bmatrix} \\ &= [E] \begin{Bmatrix} r \\ z \end{Bmatrix} \end{aligned}$$

où $[E]$ est la matrice de transformation.

D'où

$$\{u_m\}_{x,y} = [E] \{u_m\}_{r,z}$$

Comme la quantité de travail est la même qu'on utilise soit les coordonnées x et y soit les coordonnées r et z , les équations 2-35 et 2-36 nous donnent:

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2} \{u_m\}_{x,y}^T [K_{s,n}]_{x,y} \{u_m\}_{x,y} \\ &= \frac{1}{2} \{u_m\}_{r,z}^T [K_{s,n}]_{r,z} \{u_m\}_{r,z} \end{aligned}$$

d'où

$$\{u_m\}_{r,z}^T [K_{s,n}]_{r,z} \{u_m\}_{r,z} = \{u_m\}_{r,z}^T [E]^T [K_{s,n}]_{x,y} [E] \{u_m\}_{r,z}$$

et

$$[K_{s,n}]_{r,z} = [E]^T [K_{s,n}]_{x,y} [E].$$

Pour former la matrice de raideur composée, on ajoute le coefficient de raideur de la matrice de raideur précédente aux coefficients appropriés des éléments voisins à deux dimensions.

Un élément à une dimension n'a apparemment pas de volume. On pourrait dire ainsi qu'il ne peut pas emmagasiner de l'énergie de déformation et que, par conséquent, il ne produit pas de travail. Mais, en fait, les aspérités de la faille emmagasinent de très fortes concentrations d'énergie de déformation.

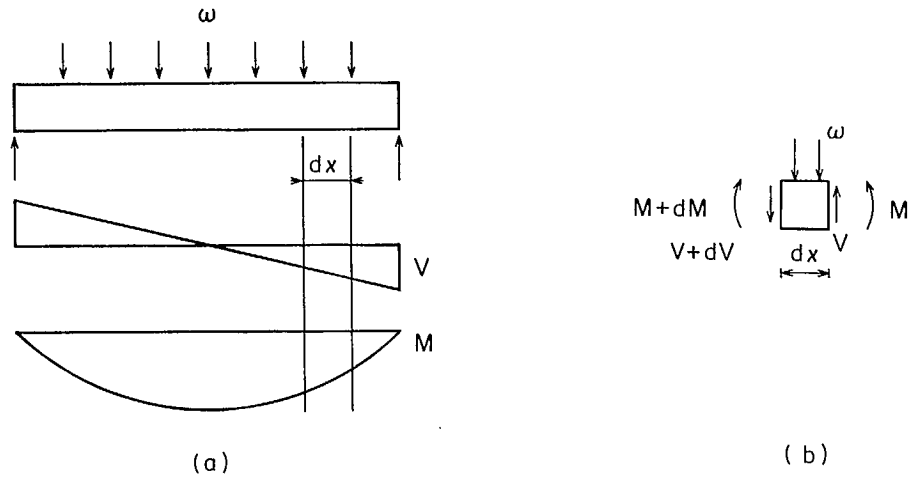


Fig. 2-21 Relation entre la charge, le cisaillement et le moment fléchissant d'une poutre

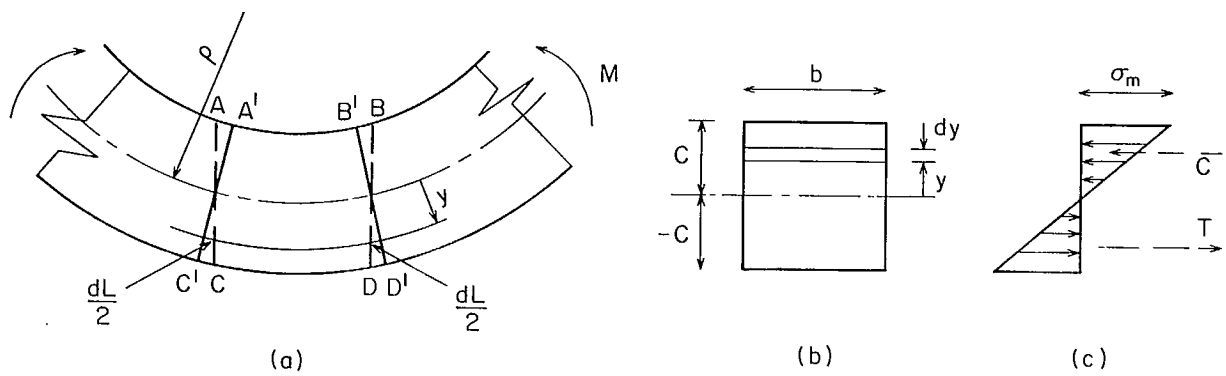


Fig. 2-22 Flexion d'une poutre

Les éléments de la programmation. Dans une analyse par éléments finis, la première étape consiste à établir le modèle. On choisit habituellement soit une analyse de déformation plane, soit une analyse axi-symétrique. En considérant les conditions qu'il faut simuler pour construire le modèle, on doit choisir intuitivement la géométrie des bordures, le maillage des éléments finis et les conditions aux limites (c.-à-d. les pressions, les charges nodales, la fixité ou le déplacement). On utilise de petits éléments lorsque les contraintes varient avec des gradients appréciables. Il est préférable d'utiliser des éléments dont la base et la hauteur sont approximativement égales (c.-à-d. un rapport de forme approximativement égal à 1). Ces informations et les propriétés des matériaux nous permettent de calculer les différentes matrices qui nous conduisent à la formation de la matrice de raideur composée de la structure entière. Après avoir placé les forces extérieures qui s'exercent sur les noeuds de la structure dans la matrice des forces, on procède à la résolution du système d'équations simultanées pour les déplacements des noeuds. Avec ces déplacements, il est possible de calculer les déformations unitaires et les contraintes dans les éléments.

En détail, des différentes étapes de la méthode, pour des éléments triangulaires, sont les suivantes (10):

LIRE

- A) L'information de contrôle, par exemple, le nombre total de noeuds et d'éléments, peut-être (selon la méthode de programmation utilisée pour les calculs et les données) le nombre total des cartes correspondant aux conditions aux limites et peut-être encore le nombre total de différents types de matériaux composant le modèle.
- B) Les données relatives à chaque noeud, par exemple, son numéro (en numérotant à partir de 1), ses coordonnées, sa fixité (si elle existe) et les forces extérieures (si elles existent).
- C) Les données relatives à chaque élément, par exemple, son numéro (en numérotant à partir de 1), le numéro de ses noeuds, considérés dans un sens déterminé (par exemple, le sens contraire des aiguilles d'une montre), les propriétés des matériaux ou simplement le type de matériau, dont les propriétés ont été classées en a.
- D) Les données relatives aux pressions aux limites, par exemple, le numéro des noeuds des bordures et la pression s'exerçant entre chaque paire de noeuds (si elle existe), les noeuds étant numérotés dans un sens déterminé (par exemple, le sens contraire des aiguilles d'une montre) sur le pourtour de la structure.

CALCULER

- a) [c], 3 x 3 pour chaque élément, des propriétés élastiques du matériau (voir équation 2-17).
- b) [g], 3 x 6, des coefficients obtenus des fonctions de déplacement.
- c) [h], 6 x 6, en utilisant les coordonnées des noeuds (voir équation 2-19).
- d) [k], 6 x 6, en utilisant les matrices précédentes (voir équation 2-23; la matrice étant symétrique, les calculs peuvent se faire plus rapidement).
- e) [K], 2N x 2N, en utilisant [k] comme l'indique l'équation 2-24; cette étape est la seule étape qui n'est pas directe et le sous-programme le plus original des nombreux sous-programmes qui ont été écrits pour tenir compte de cette opération est le suivant (12): le sous-programme est dans une boucle de 1 jusqu'au nombre total d'éléments; les variables (SSX, etc. utilisées plus bas) sont initialisées à zéro; NP (L, M) considéré plus bas est initialisé à zéro pour les valeurs de L entre 1 et le nombre de noeuds et pour les valeurs de M entre 2 et 9 (le nombre maximum de noeuds voisins ou de noeuds reliés par des éléments, permis par le programme), mais pour M = 1, la matrice est initialisée à I; la matrice NPI(N) est formée du numéro de noeud i de l'élément N; les lignes sont ainsi les suivantes:

```

LM(1) = NPI(N)
LM(2) = NPJ(N)
LM(3) = NPK(N)
DO 200 L = 1,3
DO 200 M = 1,3
LX = LM(L)
MX = 0
185 MX = MX + 1

IF(NP(LX,MX) - LM(M)) 190,196,190
190 IF(NP(LX,MX)) 185,196,185
196 SXX(LX,MX) = SXX(LX,MX) + K(2*L-1,2*M-1)
197 SXY(LX,MX) = SXY(LX,MX) + K(2*L-1,2*M)
198 SYX(LX,MX) = SYX(LX,MX) + K(2*L,2*M-1)
200 SYY(LX,MX) = SYY(LX,MX) + K(2*L,2*M)

```

- f) {Q}, 2N x 1, des pressions aux limites et des forces nodales extérieures, obtenues de l'équation 2-27, si cela est nécessaire.
- g) pour les noeuds qui sont fixés dans une ou deux directions, on fait les lignes et les colonnes correspondantes de [K] égales à zéro, sauf l'élément diagonal que l'on fait égal à 1; on fait également la force correspondante égale à zéro.

RÉSOUTRE

- a) {u}, 2N x 1, par la méthode d'élimination de Gauss ou une autre méthode, en se rappelant que la matrice de raideur réduite est symétrique à toutes les étapes de la solution.
- b) {SIG}, 3 x 1, pour chaque élément en utilisant les équations 2-17 et 2-20.
- c) {SIG-1}, 3 x 1, des équations classiques permettant de transposer {SIG}, où le vecteur des contraintes principales,

$$\{\sigma_i\} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

et TET est l'angle qui détermine la direction de SIG-1 et qui est mesuré, comme c'est le cas pour plusieurs conventions, à partir de l'axe des r dans le sens contraire des aiguilles d'une montre.

ECRIRE

- a) Toutes les données.
- b) Les déplacements des noeuds.
- c) {SIG} et {SIG-1} de tous les éléments (ces contraintes s'exerçant en fait sur les centres de gravité).

Il est souvent avantageux d'utiliser des éléments finis à quatre côtés parce qu'ils permettent de réduire le temps mis pour faire les dessins et qu'ils facilitent la programmation pour le maillage automatique par l'ordinateur. On peut diviser le quadrilatère en quatre triangles (Fig. 2-20) (10). On forme la matrice de raideur du quadrilatère de la même façon qu'on a formé plus haut la matrice de raideur composée de la structure entière. En d'autres termes, on considère le quadrilatère comme un modèle formé de quatre éléments finis triangulaires.

Ici encore, on doit calculer [c] et [g]. On calcule [h] pour chaque triangle; puis, on l'agrandit pour qu'elle prenne les dimensions 6 x 10 en concordance avec {Um} déjà agrandie. En d'autres termes, l'équation 2-19 devient:

$$\begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ b_4 \\ b_5 \\ b_6 \end{Bmatrix} = [h] \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \\ u_5 \\ v_5 \\ u_6 \\ v_6 \end{Bmatrix}$$

[k] est ensuite formée pour chaque triangle comme précédemment, mais à cause du numérotage différent, les dimensions de cette matrice sont 10 x 10. Lorsque tous les triangles ont été traités, elle devient la matrice de raideur du quadrilatère. En éliminant par la méthode de Gauss le noeud temporaire au centre du quadrilatère, on obtient la matrice de dimensions 8 x 8.

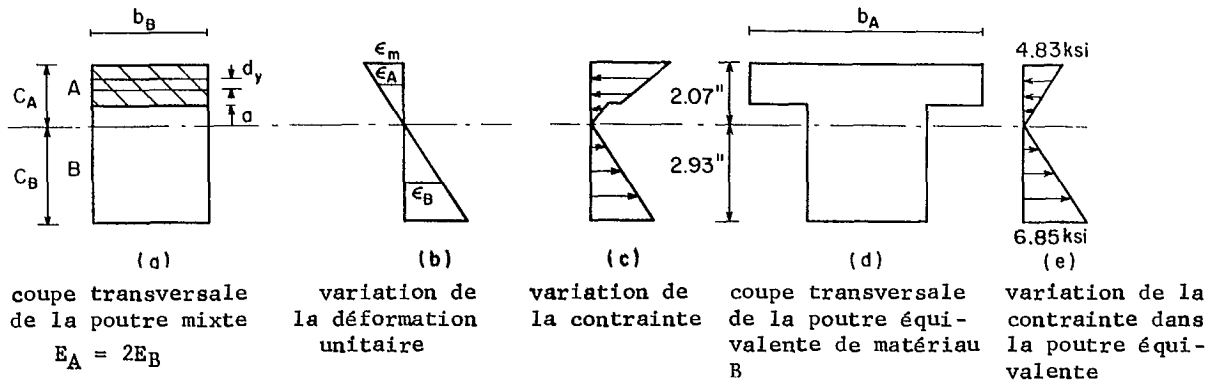


Fig. 2-23 Analyse d'une poutre composée

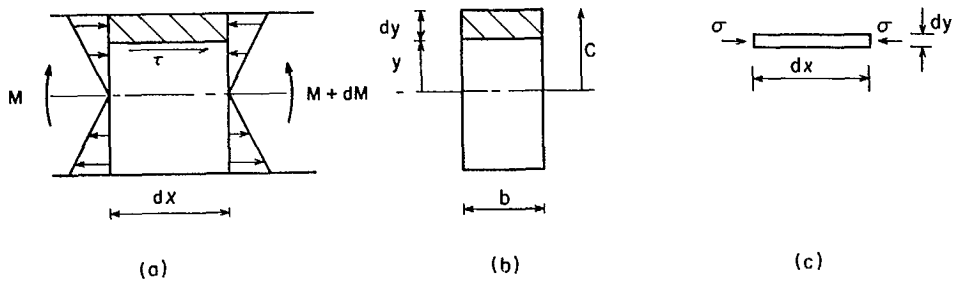


Fig. 2-24 Analyse de la contrainte de cisaillement dans une poutre

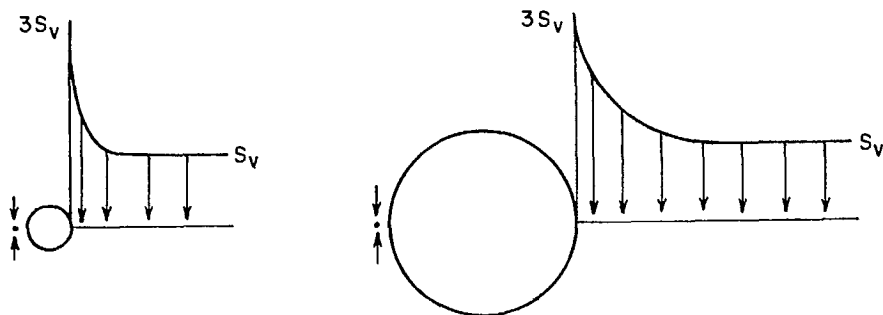


Fig. 2-25 Le volume du sol soumis à des concentrations de contraintes augmente en fonction de la dimension de l'excavation

POUTRES

Les poutres sont des éléments de structure qui supportent des charges appliquées selon une direction transversale à leur longueur et ainsi ressemblent aux voûtes de roche après de longs travaux ou à de faibles profondeurs. En supportant les charges de cette façon, les poutres subissent des contraintes de flexion et des contraintes de cisaillement.

On détermine les forces internes qui produisent ces contraintes en traçant un schéma d'équilibre et en utilisant les équations d'équilibre déduites plus haut. On détermine les contraintes résultantes en examinant le comportement interne du matériau de la poutre.

On a dit précédemment que les équations d'équilibre nous permettent de déterminer les forces inconnues. Traçons le schéma d'équilibre d'une coupe transversale de la poutre qui supporte une charge répartie (Fig. 2-21a et fig. 2-21b). En analysant l'équilibre de cette coupe, on déduit (les infinitésimaux d'ordre supérieur étant négligés) de la somme des forces verticales et de celle des moments en un point quelconque que:

$$w = dV/dx$$

$$V = dM/dx$$

Ces équations établissent des rapports utiles entre la charge w , la résistance en cisaillement V , et le moment de résistance M . Par exemple, si la force de cisaillement V est égale à zéro en un certain point de la poutre, alors dM/dx est égale à zéro et ainsi le moment de résistance M est maximum (c'est-à-dire, pour déterminer le point où M est maximum, calculer dM/dx , faire cette dérivée égale à zéro et isoler x).

La condition de compatibilité est une deuxième source d'informations pour déterminer les effets internes d'une charge extérieure. Il est évident que la déformation d'un élément d'un corps soumis, à une contrainte doit être compatible avec la déformation de l'élément voisin. Par exemple, à cause de la flexion de la poutre (Fig. 2-22a), des éléments s'allongeront et les éléments voisins devront s'allonger d'une manière compatible.

Pour satisfaire à cette condition de compatibilité, on formule l'hypothèse suivante: dans la théorie de la flexion, les sections planes, parallèles et transversales des poutres qui ne subissent aucune flexion ni l'action d'aucune charge demeurent planes après une flexion. Par conséquent, pour toutes les couches de matière de la poutre (Fig. 2-22a), l'allongement dL est proportionnel à la distance de cette couche de l'axe neutre (c'est-à-dire que l'axe neutre de la poutre passe par la fibre qui ne subit aucune force de compression ni de traction).

Avant une flexion, la longueur de ces sections coupées par des plans parallèles est la même; ainsi, la déformation unitaire normale et la contrainte normale (pour un module d'élasticité constant) qui résultent d'une flexion sont proportionnelles à la distance de la couche de l'axe neutre (Fig. 2-22c).

Traçons le schéma d'équilibre d'une partie de la poutre, à partir d'une extrémité à la section BD (Fig. 2-22a). Nous pouvons appliquer une des équations d'équilibre en prenant les forces horizontales qui agissent à l'extérieur et sur la face BD; c'est-à-dire qu'il existe une force de compression C et une force de traction T (Fig. 2-22c), ce qui s'exprime par l'équation suivante;

$$\sum F_n = \int_{+c}^{-c} \sigma_m(y/c) dA$$

dA étant la surface élémentaire égale dans ce cas à $(b dy)$; c , la distance de l'axe neutre à la fibre la plus éloignée; et σ_m , la contrainte maximum ou la contrainte exercée sur la fibre la plus éloignée. Alors,

$$\sum F_n = \frac{\sigma_m}{c} \int_{-c}^{+c} y \cdot dA = \frac{\sigma_m}{c} \cdot \bar{y} \cdot A = 0$$

\bar{y} étant la distance de la fibre du centre de gravité de la surface A . En d'autres termes, l'axe neutre de cette poutre coïncide avec l'axe passant par le centre de gravité de la coupe transversale. Cette définition ne s'applique qu'aux poutres droites, et non aux poutres courbes.

Si l'on fait le moment extérieur de la section BD égal au couple formé par la tension et par la compression qui agissent normalement à la section BD, on tire une seconde équation par la sommation des moments des forces calculés autour de l'axe neutre (Fig. 2-22c).

$$M_{na} = \int_{+c}^{-c} y \cdot \sigma_m(y/c) dA - M = 0$$

$$M = \frac{\sigma_m}{c} \int_{+c}^{-c} y^2 dA$$

$$I = \int_{+c}^{-c} y^2 dA$$

Et comme

$$\sigma_m = Mc/I$$

Eq. 2-37(a)

M étant la somme des moments des forces extérieures appliquées sur la poutre sur un côté de la section, moments calculés autour de l'axe neutre de cette section; I , le moment d'inertie de la coupe transversale. On peut utiliser cette équation de flexion ou de pli pour déterminer les contraintes normales qui existent à la suite de la flexion d'une poutre.

En admettant que les triangles sont semblables, on tire une autre relation, qui reste implicite dans la formule de flexion:

$$\frac{\rho}{CD/2} = \frac{y}{dL/2}$$

ou

$$\frac{y}{\rho} = \frac{dL}{CD} = \epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{My}{EI}$$

Ainsi,

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

Eq. 2-37(b)

Exemple: Déterminer les contraintes exercées dans la fibre la plus éloignée des parties A et B (Fig. 2-22) en vous servant de la théorie de la flexion. Le moment de cette section est de 100 kip. - ft (113000 N-m) (l'abréviation "kip" signifie "kilopound" ou 1000 livres (4450 N)). La largeur de la poutre est de 3 po. (0.0762 m); la hauteur totale, de 5 po. (0.127 m); l'épaisseur de la partie A, de 2 po. (0.0508 m); le module d'élasticité EA de la partie A, de 10×10^6 lb/pt² (69000 MN/m²) et le module EB, de 5×10^6 lb/pt² (34500 MN/m²). Comme les sections transversales planes doivent demeurer planes après une flexion, la déformation unitaire de la poutre est toujours proportionnelle à la distance de la section à l'axe neutre (Fig. 2-23b). Toutefois, les contraintes ne varient pas seulement en fonction de la déformation unitaire, mais aussi en fonction du module d'élasticité du matériau (Fig. 2-23c).

L'examen de la force dF qui agit sur une couche élémentaire dy nous permet d'écrire les équations suivantes:

$$dF = \epsilon_A E_A b_B dy$$

Et, si $EA = EB n$

$$dF = \epsilon_A E_B n b_B dy$$

Et, si $ba = nbB$

nous pouvons construire une poutre équivalente faite du même matériau que celui de la partie B en étirant latéralement la partie originellement faite de matériau A de telle sorte qu'elle égale (nbB) , ce qui lui donne la même force de résistance. A ce stade, l'analyse classique d'une poutre nous permet de déterminer les contraintes exercées sur les fibres les plus éloignées.

On trouve d'abord l'axe neutre:

$$\bar{y} = \frac{3 \times 3^2/2 + 2 \times 6 \times 4}{9 + 12} = 2.93 \text{ po. (0.0744m)}$$

Ainsi,

$$I = 6 \times 2^3/12 + 12 \times 1.07^2 + 3 \times 3^3/12 + 9 \times 1.43^2 = 42.85 \text{ po.}^4 \text{ (1.78} \times 10^{-5} \text{ m}^4)$$

Donc, sur la partie supérieure de la poutre

$$\text{SIG-}m' = 100 \times 2.07/42.85 = 4.83 \text{ kips/po}^2 \text{ (cpn) (33.33 MN/m}^2)$$

et sur la partie inférieure

$$\text{SIG-}m'' = 100 \times 2.93/42.85 = 6.85 \text{ kips/po}^2 \text{ (tsn) (47.27 MN/m}^2)$$

Ces contraintes s'appliquent sur la poutre équivalente faite de matériau B. Par conséquent, si l'on considère la poutre réelle, il est nécessaire de retourner à la largeur bB et de changer les contraintes exercées dans le matériau afin de conserver la même force totale comme dans le cas de la poutre équivalente; en d'autres termes, les contraintes sont multipliées par n . Ainsi, la contrainte exercée sur la fibre la plus éloignée du matériau A est de $4.83 \text{ kips/po}^2 \times 2 = 9.66 \text{ kips/po}^2$ (66.7 MN/m^2). Le matériau B ne requiert aucun changement; donc, la contrainte exercée sur la fibre la plus éloignée de ce matériau est de 6.85 kips/po^2 (47.27 MN/m^2), d'après les calculs précédents.

En plus d'analyser les contraintes qui existent à cause du moment interne M , nous voulons calculer les contraintes causées par une force de cisaillement V . Isolons une section de la poutre (Fig. 2-21 et Fig. 2-24a). Le moment varie le long de la poutre; M agit sur une face et un autre moment ($M + dM$) agit sur l'autre face. Par conséquent, les contraintes normales exercées sur la face gauche (Fig. 2-24a) sont inférieures aux contraintes exercées sur la face droite.

Analysons ensuite les conditions d'équilibre d'une tranche de la poutre entre deux sections d'épaisseur dy (Fig. 2-24b). La somme des forces horizontales qui agissent sur cette partie de la poutre s'exprime par:

$$\sum F = \int_y^c \left[(M + dM)y/I dA \right] - \int_y^c (My/I) dA - \tau b dx = 0$$

Ainsi,

$$\tau = \frac{dM}{dx} \frac{\bar{y} A}{I b}$$

y étant la distance de l'axe neutre au centre de gravité de la surface au-delà de la distance y ; A , la surface au-delà de ce y ; I , le moment d'inertie de la section transversale totale de la poutre et τ , la contrainte horizontale de cisaillement à la distance y .

Comme on a établi précédemment que $V = dM/dx$, on peut écrire

$$\tau = V \frac{\bar{y} A}{I b} \quad \text{Eq. 2-38}$$

Cette équation nous permet de calculer la contrainte de cisaillement horizontale à une distance y quelconque de l'axe neutre.

Exemple: La force de cisaillement V exercée dans une section de la poutre est de 100 lb. (445 N). Le moment d'inertie de la poutre est de 500 po.⁴ ($2.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$); sa largeur, de 6 po. (0.152 m), et sa hauteur, de 10 po. (0.254 m). Calculer, à l'aide de l'équation 2-38, la contrainte de cisaillement en un point situé 3 po. (0.0762 m) au-dessus de l'axe neutre. y est de 4 po. (0.102 m) et A , de 12 po.². ($774 \times 10^{-3} \text{ m}^2$) La contrainte de cisaillement est alors:

$$\tau = 100 \frac{4 \times 12}{500 \times 6} = 1.6 \text{ lb/po.}^2 \text{ (76.64 N/m}^2)$$

L'examen des conditions d'équilibre de rotation d'un élément d'un corps soumis à une contrainte nous permet de conclure que les contraintes de cisaillement sur les faces, perpendiculaires l'une à l'autre, d'un élément infinitésimal doivent être égales en grandeur. Par conséquent, on peut utiliser l'équation précédente pour calculer les contraintes de cisaillement verticales en un point quelconque de la poutre.

L'ÉNERGIE DE DÉFORMATION

Une autre conséquence intéressante de l'application de charges extérieures sur une poutre est la quantité d'énergie de déformation accumulée dans la poutre. Soumettons un élément de longueur dx , de hauteur dy et de largeur dz (Fig. 2-24c) à une contrainte axiale SIG. La contrainte produit une déformation unitaire EPS et une déformation EPS dx . La quantité de travail, qui a augmenté de zéro jusqu'à sa valeur maximum pendant l'application de la contrainte, est alors:

$$1/2 \sigma dy dz \cdot dx = dU$$

dU étant l'énergie accumulée ou l'énergie de déformation de l'élément. Cette équation devient alors:

$$dU = \frac{\sigma^2}{2E} dV$$

dV étant le volume de l'élément ($dx dy dz$). Ou bien

$$U = \int \frac{\sigma^2}{2E} dV$$

Dans le cas des poutres, l'équation devient:

$$U = \int \int \int \frac{(My/I)^2}{2E} dx dA$$

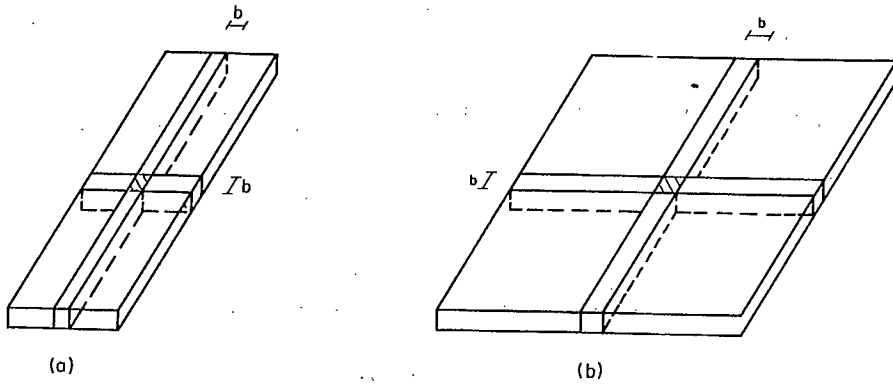


Fig. 2-26 La flexion bi-directionnelle d'une dalle

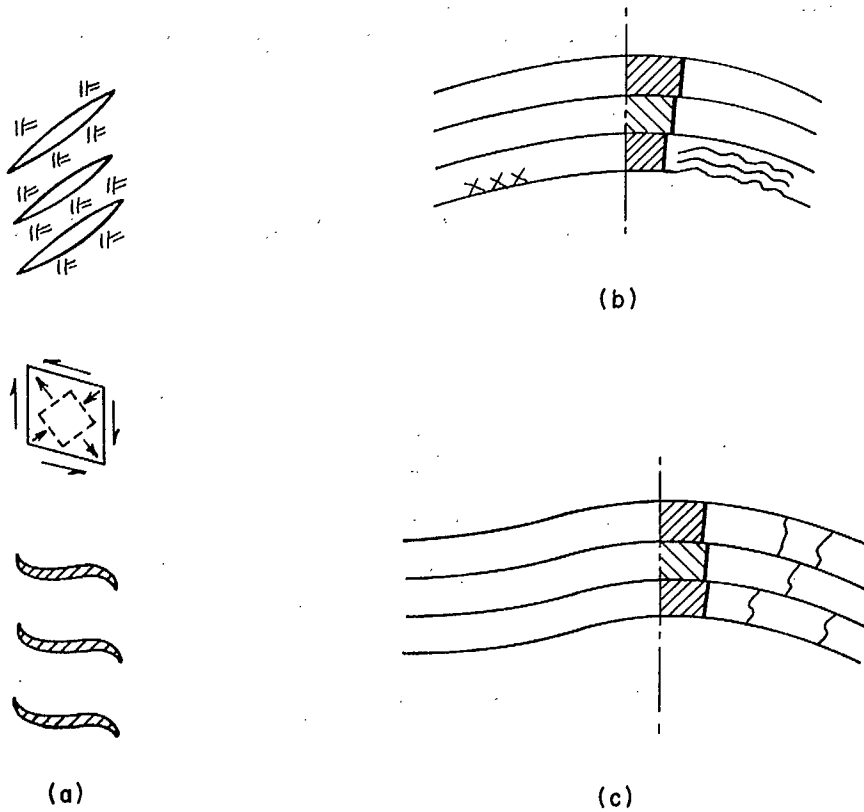


Fig. 2-27 Quelques schémas de déformations géologiques et de fractures

dx étant la longueur de l'élément infinitésimal et dA , l'aire de la coupe transversale de l'élément infinitésimal. L'équation peut prendre la forme plus simple suivante:

$$U = \int \frac{M^2 dx}{2EI}$$

Si l'on intègre cette équation sur toute la longueur de la poutre, on obtient l'énergie de déformation totale accumulée dans la poutre à cause de la flexion. Cette énergie accumulée doit être égale au travail extérieur produit par les forces extérieures dont l'action entraîne le fléchissement de la poutre; on peut calculer alors la flèche DEL de la poutre de la manière suivante:

$$P\delta/2 = \int \frac{M^2 dx}{2EI} \quad \text{Eq. 2-39}$$

P étant la force extérieure dont l'action exercée sur la poutre entraîne une flèche DEL.

Le facteur 1/2 du membre de gauche est nécessaire puisque P doit être appliqué graduellement de telle sorte qu'il varie sur la distance d de zéro à sa valeur maximum P . Comme la variation est linéaire pour un corps élastique, la force moyenne $P/2$ multipliée par la distance donne le travail extérieur effectué sur la poutre. L'application immédiate de la force P maximum sur la poutre pose un problème de dynamique: la poutre va osciller et on aura un prototype différent.

Exemple: Une poutre à une portée de 100 po. (2.54 m), un moment d'inertie de 500 po⁴ ($2.08 \times 10^{-4} M^4$) et un module d'élasticité de 10^6 lb./po². (69 000 MN/m²). La poutre subit au centre une charge de 120 lb. (534 N). Calculer la flèche au centre de la poutre. A l'aide de l'équation 2-24, on trouve $M = Px/2$; le fléchissement s'exprime par:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{2}{P} \int_0^{L/2} \frac{2(Px/2)^2 dx}{2EI} \\ &= \frac{120}{2 \times 10^6 \times 500} \int_0^{50} x^2 dx \\ &= 1.2 \times 10^{-7} \times 50^3/3 = 0.005 \text{ po.} \end{aligned}$$

Un autre aspect de l'énergie doit être considéré pour déterminer la stabilité des excavations. Les équations de la répartition des contraintes au pourtour d'un trou dans une plaque indiquent que la contrainte tangentielle maximum, qui s'exerce à la paroi du trou, est indépendante de la grosseur du trou; par exemple, elle est égale à trois fois la contrainte appliquée dans le cas d'un chargement uniaxial et égale à deux fois la contrainte appliquée pour un chargement hydrostatique. Cependant, la contrainte tangentielle se réduit à une valeur égale à peu près à 10% de la contrainte naturelle à une distance dans le matériau égale approximativement à un diamètre et demi du trou; ceci veut dire que le volume du matériau soumis aux effets de la concentration de contrainte est proportionnel à la grosseur du trou (Fig. 2-25). Par conséquent, la détermination de la concentration de contrainte fournit des renseignements pour évaluer la possibilité d'une rupture dans les culées. De plus, en sachant que la probabilité d'une rupture augmente avec le volume du matériau soumis à de grandes contraintes, l'intégration de la relation contrainte - volume a aussi une certaine valeur.

Comme une poutre, un trou dans une plaque fléchit sous l'effet d'une charge (Fig. 2-5a). Un travail est produit par les charges aux limites qui se déplacent avec les limites, et l'énergie potentielle de ces charges est diminuée; par exemple, la charge verticale s'est déplacée à un niveau inférieur. L'énergie de déformation est emmagasinée dans la plaque. Avant de percer le trou, il y a dans le matériau autour du trou de l'énergie de déformation résultant des contraintes initiales dans la plaque. Ainsi la différence entre l'énergie de déformation dans le matériau après avoir percé le trou et l'énergie de déformation initiale est le changement d'énergie de déformation, qui résulte des concentrations des contraintes causées par le trou.

Alors que la quantité totale d'énergie de déformation dans la plaque ou l'énergie de déformation par unité de volume nous intéresse pour l'évaluation de la stabilité, elle n'est d'aucune aide particulière comparativement à l'usage des valeurs des contraintes elles-mêmes, surtout si on n'utilise par une loi de l'énergie de la résistance. Cependant, le changement ou l'augmentation de l'énergie de déformation résultant du creusage du trou est relié aux concentrations de contrainte au voisinage de la bordure, qui est analogue à la paroi d'une excavation minière.

Cette quantité a une valeur particulière parce qu'elle donne une idée de la grosseur du trou; elle est égale à la somme des produits du carré des contraintes augmentées autour du trou et du volume dans lequel elles agissent. (En fait, dans certaines zones autour du trou, par exemple au sommet, les contraintes auront diminué, ce qui diminue l'énergie de déformation par unité de volume; ainsi le changement représente l'augmentation nette). Notons que, à la différence de l'énergie totale de déformation, qui serait infinie pour une masse infinie, l'augmentation de l'énergie de déformation est finie.

De la même manière que le travail produit pendant le chargement initial de la plaque diminue l'énergie potentielle des charges, le creusage du trou, qui entraîne des déplacements additionnels des charges, diminue encore davantage leur énergie potentielle. On appelle cette diminution de l'énergie potentielle une libération d'énergie, qui ne doit pas être confondue avec l'énergie de déformation emmagasinée, même si elles sont égales en grandeur (20).

En ce qui concerne les excavations minières, il est souvent difficile d'estimer les concentrations des contraintes à cause de la géométrie irrégulière et des aspects tridimensionnels. Cependant, on peut souvent déterminer d'une façon relativement facile le paramètre plus valable de l'augmentation de l'énergie de déformation résultant de l'excavation.

Considérons d'abord une poutre, sur laquelle est appliquée une charge de w lb/ pi. uniformément distribuée, et qui est supportée initialement le long de sa portée par une réaction w . La poutre commence à travailler lorsqu'on enlève ces réactions, qui varient de w à 0 en suivant les déplacements des divers éléments de la poutre. Dans ce système, le travail produit est égal à l'intégrale sur la longueur de la poutre du changement moyen w de la charge du support multiplié par le déplacement sur lequel chaque élément agit. Cette intégrale du travail produit est égale à l'énergie de déformation, emmagasinée dans la poutre à cause de sa déformation et de ses contraintes internes.

Le même, on imagine qu'une excavation minière est le résultat de la diminution de la contrainte sur une limite, de sa valeur initiale avant les travaux miniers à zéro, la limite se déplaçant à cause de l'excavation. L'intégrale sur la limite considérée du produit de la contrainte moyenne, c'est-à-dire la moitié de la valeur initiale, et du déplacement d'une surface élémentaire est égale au changement de l'énergie de déformation du milieu environnant. D'une autre façon, en divisant par la surface totale des limites créées, on obtient le travail moyen produit par unité de surface de la limite, qui est une quantité utile lorsqu'on compare les effets d'excavations différentes, quoique le changement total est une mesure préférable des effets contrainte - volume. Par conséquent, en connaissant les contraintes initiales dans le sol, il est seulement nécessaire d'estimer les déplacements résultant de l'excavation pour déterminer le changement d'énergie de déformation dans le sol qui reste après l'excavation.

A l'aide d'"analogues" ou de modèles, on peut estimer ces déplacements dans le cas de plusieurs formes ou excavations, ainsi que pour des géométries tridimensionnelles. Il est ainsi possible soit de déterminer le changement d'énergie de déformation résultant d'une excavation soit de comparer les taux de changement de l'énergie de déformation pendant différentes opérations minières qui conduisent à la même excavation. Ces taux de changement de l'énergie de déformation correspondent à la rupture dans les cas où la contrainte avant les travaux miniers est relativement grande et les concentrations de contrainte résultantes ont des valeurs pour lesquelles on peut s'attendre à une rupture.

DALLES

Si l'on examine en détail l'effet de la flexion dans les poutres étroites (c'est-à-dire dans les poutres dont la largeur est du même ordre de grandeur que la hauteur), on constate qu'il y a non seulement courbure de la poutre dans le plan du moment, mais aussi courbure dans le plan transversal par rapport à l'axe de la poutre. Cette courbure résulte de la contrainte plane, qui produit en fait une déformation unitaire tridimensionnelle (cas dont on a parlé au chapitre I). Dans les zones où s'exercent ces contraintes de flexion de traction, il existe des déformations unitaires transversales qui entraînent une contraction à la

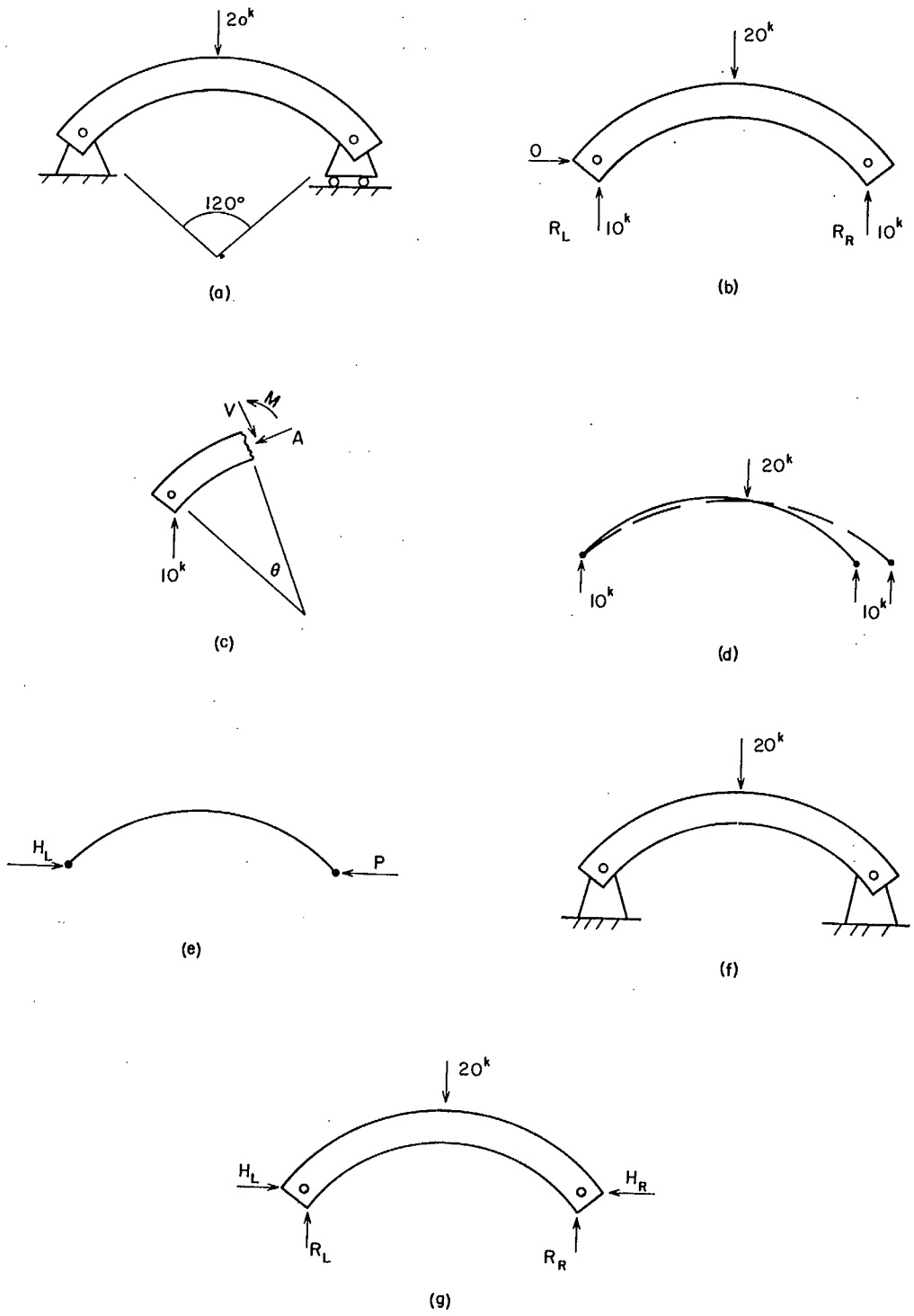


Fig. 2-28 Analyse d'une voûte articulée

section; la déformation des couches varie selon leur distance de l'axe normal. De même, les contraintes de compression de flexion produisent des déformations unitaires transversales qui entraînent une expansion de la section.

Pour les poutres larges, cette distortion de la section transversale de la poutre est résistée sauf aux côtés. Dans la partie centrale de la poutre, les conditions créent simplement un cas de déformation unitaire plane et donc de contrainte triaxiale. En d'autres termes, si les contraintes qui résultent d'une flexion sont désignées par SIG-x, il existe perpendiculairement à ces contraintes et transversalement par rapport à la poutre des contraintes SIG-y, qui s'opposent à la distortion de la coupe transversale de la poutre. Les contraintes SIG-y sont du même signe que SIG-x, c'est-à-dire que, dans les zones de tension, SIG-y est la tension et elle s'oppose ainsi à la contraction transversale de la poutre.

Cette condition de contrainte triaxiale entraîne que la déformation unitaire EPS-x est inférieure à SIG-x/E. La déformation unitaire réelle est:

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\mu \sigma_y}{E}$$

Toutefois,

$$\epsilon_y = \sigma_y/E - \mu \sigma_x/E = 0.$$

Par conséquent, SIG-y = μ X SIG-x. En d'autres termes, la contrainte transversale prendra une valeur de un quart à un tiers de la valeur de la contrainte de flexion.

A cause de la présence de cette contrainte transversale, l'équation de la déformation unitaire est:

$$\epsilon_x = \sigma_x/E - \mu^2 \sigma_x/E = \sigma_x(1 - \mu^2)/E$$

On peut considérer le module équivalent d'élasticité de ce matériau comme étant:

$$E' = \frac{E}{1 - \mu^2} \quad \text{Eq. 2-40}$$

On constate que E' est plus grand que E et que SIG-x est plus petit pour une dalle que pour une poutre.

Donc, pour des déformations égales, une dalle supportera plus de charge par unité de longueur qu'une poutre, même si, comme une poutre, elle ne repose que sur deux arêtes.

Exemple: La portée d'une poutre est de 100 po. (2.54 m); sa hauteur, de 10 po. (0.254 m), son moment d'inertie, de 83.3 pc.⁴/po. (0.136 m⁴/m-largeur); son module d'élasticité, de 10⁶ psi (6900 MN/m²) et $\mu = 0.3$. Une charge de 20 lb./po. (3504 N/m) de largeur produit au centre de la poutre large de 6 po. (0.152 m) un fléchissement de 0.005 po. (0.000147 m). Calculer son fléchissement si sa largeur est de 100 po. (2.54 m) et si elle subit au centre une charge de 20 lb./po. (3504 N/m) de largeur. Calculer aussi la contrainte transversale maximum. Dans l'équation 2-25, le module d'élasticité équivalent pour une poutre large est:

$$E' = 10^6 / (1 - 0.3^2) = 1.1 \times 10^6 \text{ lb./po}^2 \text{ (7590 MN/m}^2\text{)}$$

$$\therefore \text{DEL} = 0.005 \times 10^6 / (1.1 \times 10^6) = 0.00454 \text{ po. (0.000115 m)}$$

De l'équation 2-37 (a) - la contrainte longitudinale maximum est:

$$\text{SIG-m} = (20 \times 100/4) 5/83.3 = \pm 30 \text{ lb./po}^2 \text{ (}\pm 0.207 \text{ MN/m}^2\text{)}$$

La contrainte transversale maximum est donc:

$$\text{SIG} = 0.3 \times 30 = \pm 9 \text{ lb./po}^2 \text{ (}\pm 0.0621 \text{ MN/m}^2\text{)}$$

Dans le cas d'une dalle qui repose sur quatre arêtes, le fléchissement aura lieu dans les directions x et y. Nous pouvons alors considérer que chaque élément de charge sur la poutre est supporté par deux poutres faisant un angle droit entre elles (Fig. 2-26). Si l'on examine la relation entre le moment fléchissant et le rayon de courbure, on peut en déduire les équations suivantes: $M_x = E'I/R_x$ et $M_y = E'I/R_y$, I étant le moment d'inertie de l'élément de la poutre (largeur = b); R, le rayon de courbure des poutres particulières qui supportent l'élément de charge.

On constate par intuition et on peut établir mathématiquement que la poutre élémentaire dans le sens de la longueur (largeur = b) supportera beaucoup moins de la charge appliquée sur la surface b x b (Fig. 2-26a) que la poutre transversale plus courte (de largeur = b). En d'autres termes, le rayon de courbure de la poutre longue est beaucoup plus grand que celui de la poutre courte; ainsi le rapport des moments sera donc l'inverse.

D'autre part, pour une dalle (Fig. 2-26b) dont la portée longue est égale à la portée courte, le moment résultant de la flexion selon une portée est égal à moins d'un demi (la courbure dans la deuxième direction diminue le moment dans la première direction) du moment d'une dalle qui repose sur deux côtés au lieu de quatre.

On peut démontrer pour des raisons pratiques que, si la portée longue d'une dalle est égale à trois fois sa portée courte, le moment de la dalle selon cette dernière portée ne diminue que de cinq pour cent (1). Si la portée longue est deux fois la portée courte, le moment diminue de vingt pour cent. Ces résultats donnent les dimensions relatives des dalles pour lesquelles le fléchissement dans les deux sens réduit d'une manière appréciable les contraintes de flexion.

Les effets des contraintes et des déformations dans des couches de roche qui subissent des plissements sont semblables à ceux qui sont produits dans les dalles et les poutres à la différence que les couches ne sont pas des structures qui supportent des charges entre des appuis. En un sens, au lieu que le "chargement" soit la variable indépendante comme dans le cas des poutres et des dalles, ce sont les "déformations" que les couches devront subir qui sont les variables indépendantes.

La figure 2-27 représente des formes de fractures et des déformations de plissement ou de gauchissement de l'écorce terrestre. De la même façon que le cisaillement de flexion (Fig. 2-21a et 2-21b), des contraintes peuvent être produites pour causer des formes de fractures représentées par la figure (2-27a). Dans l'élément soumis à des contraintes de cisaillement, un élément en pointillé montre la transformation des contraintes de cisaillement en contraintes de traction et de compression. Les contraintes de traction tendent à produire des fractures de déchirement. Les contraintes de cisaillement tendent à produire des distortions comme l'on en constate souvent dans les masses rocheuses.

Considérons une couche de roche qui a fléchi pour prendre une forme courbe (Fig. 2-27b). On s'attend à ce que, sur la surface extérieure de la courbe, les déformations de traction mènent à la formation de fractures de traction. Sur la surface intérieure de la courbe, il peut se produire un flambage local d'une couche individuelle, ou bien les contraintes de compression peuvent entraîner la formation de fractures de cisaillement le long des plans conjugués orientés à $(45 + \phi/2)$ degrés par rapport au plan principal majeur.

S'il se produit un glissement de couches, on doit s'attendre à ce que les couches s'allongent à la surface extérieure et se compriment à la surface intérieure de la courbe (Fig. 2-27c). Cependant, on a le modèle de la figure précédente lorsque les contraintes sont libérées par la formation des fissures, où un élément sur la surface extérieure de la courbe ne peut sous-tendre un angle aussi grand que l'angle sous-tendu par un élément sur la surface intérieure de la courbe, parce que son rayon de courbure est plus grand (Fig. 2-27c) (8).

VOÛTES

Comme l'usage des voûtes comme supports souterrains est très fréquent et que la roche travaille comme une voûte au-dessus de certaines excavations, l'analyse des voûtes a un intérêt particulier. On peut considérer les voûtes simples comme des poutres courbes. Par exemple, on peut analyser la voûte (Fig. 2-28) de la même façon qu'une poutre simplement appuyée. On peut déterminer les réactions aux appuis à l'aide des équations d'équilibre. Puis on peut faire des coupes de la voûte pour calculer les forces internes (force de cisaillement, force axiale et moment fléchissant).

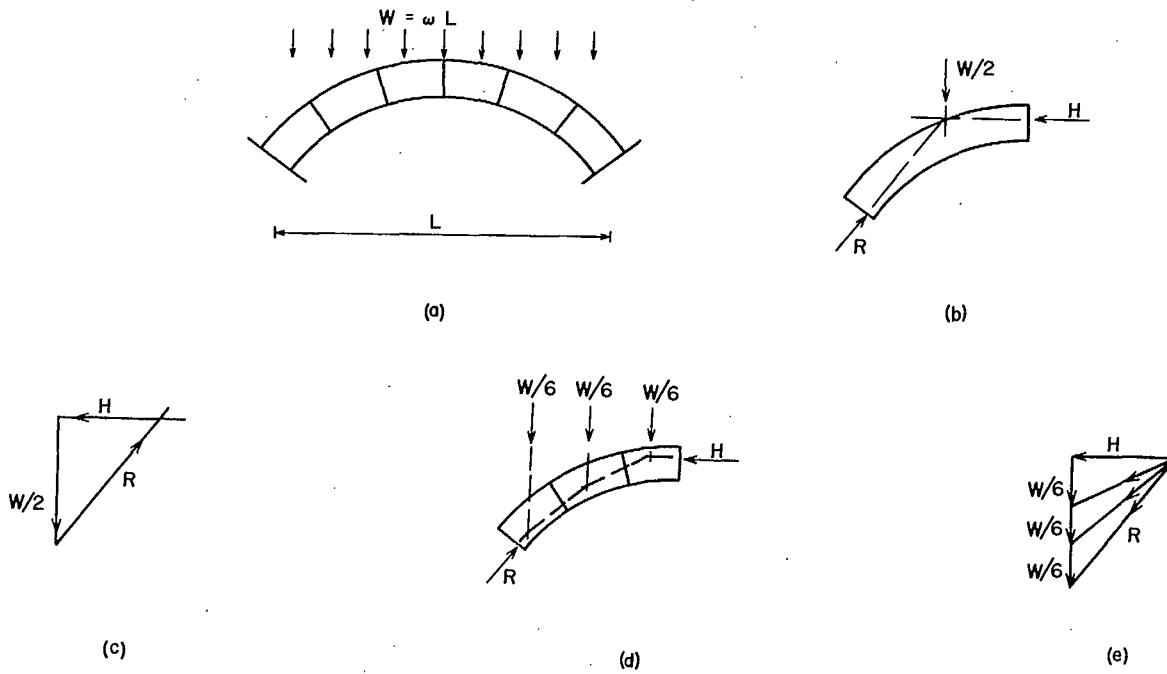


Fig. 2-29 Analyse d'une voûte encastrée

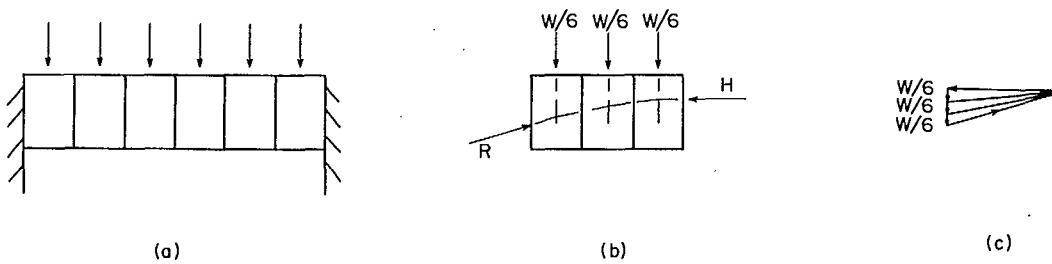


Fig. 2-30 Analyse d'une voûte aplatie

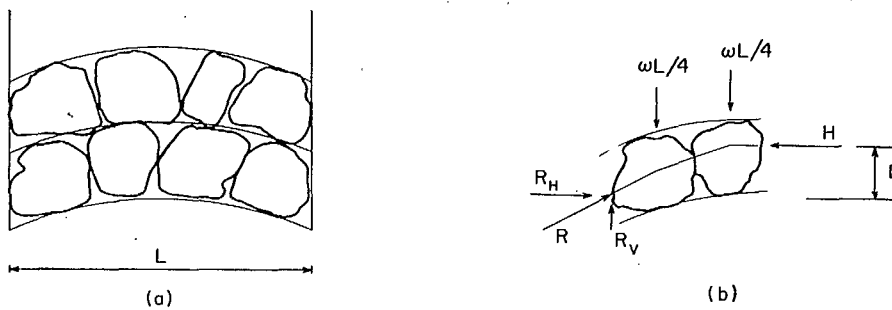


Fig. 2-31 Analyse d'une voûte de blocs de roche

(Note: Lorsque le rayon de courbure de la poutre est du même ordre de grandeur que la hauteur, on ne peut plus appliquer la formule habituelle de flexion pour déterminer les contraintes maximums de flexion. Toutefois, lorsque le rayon de courbure de la surface intérieure est égale à quatre fois la hauteur de la poutre, la contrainte maximum prend une valeur 10% plus grande que la valeur calculée à l'aide de la formule de flexion. Par conséquent, pour toutes les voûtes dont les rayons de courbure sont plus grands que cette valeur, on peut négliger les erreurs qui viennent de l'emploi de la formule simple de flexion).

Les appuis de la voûte (Fig. 2-28f) sont articulés et ainsi ne peuvent bouger transversalement. Pour empêcher un déplacement horizontal (Fig. 2-28d), chaque appui doit opposer une réaction horizontale.

Dans le schéma d'équilibre de la voûte (Fig. 2-28g), il y a quatre forces inconnues. On ne peut utiliser dans ce cas les trois équations d'équilibre pour trouver la valeur des réactions (une équation ne nous donne qu'une inconnue). Il faut donc former une équation qui établisse une relation entre ces forces et qui exprime d'autres conditions nécessaires autres que celles de l'équilibre.

Considérons la déformation horizontale (fig. 2-28d). On peut imaginer la réaction horizontale (Fig. 2-28g) comme celle qui est nécessaire pour annuler la déformation horizontale. Par conséquent, si nous pouvons trouver une relation entre la force qui s'oppose à cette déformation et les propriétés de la poutre, on obtient une quatrième équation, de sorte que l'on peut trouver les quatre inconnues du système.

Pour former une relation entre la charge et le déplacement, il faut d'abord former une équation exprimant la flèche des poutres en des points autres que ceux où les forces réelles s'appliquent. Considérons alors une poutre qui subit une charge unitaire de 1 kip (4450 N) en un point A. Soit m la résultante des moments qui agissent sur la poutre. Imaginons alors que la poutre subit ces charges réelles. Il en résulte que la force de 1 kip (4450 N) se déplace sur une distance $DEL-a$.

Le travail effectué par la charge de 1 kip (4450 N) pour le déplacement $DEL-a$ est alors de 1 (4450 N) x $DEL-a$. (On a un cas semblable lorsqu'on applique une force de 1 kip (4450 N) sur un ressort, que l'on soumet ensuite à une charge de 10 kip (44500 N), ce qui l'allonge de 1 po. (0,0254 m) de plus. Le travail total effectué après l'addition des 10 kip (44500 N) est de 11 x 1 ou de 11 kip-po. (1243 J) le travail effectué pendant cet intervalle de temps par la charge de 1 kip (4450 N) est de 1 x 1 ou de 1 kip-po. (113 J).)

L'énergie de déformation due au travail effectué par les moments pendant l'application des charges réelles sur la poutre est égale à $\int (m \cdot d(TET))$. En d'autres termes, le travail effectué par les moments est la somme des produits de chaque moment par l'angle de rotation.

L'équation 2-37(b) montre que $1/RO = M/EI$, et nous savons déjà que $RO \cdot d(TET) = ds$, ds étant un élément de longueur de la poutre courbe. Par conséquent, le travail interne des moments produit par l'action de la force de 1 kip (4450 N) sur la poutre est égale à $\int (m \frac{M ds}{EI})$.

Comme le travail externe effectué par la force de 1 kip pendant l'application des charges réelles sur la poutre doit être égal au travail interne accumulé par les moments produits par l'action de la force de 1 kip (4450 N), on peut écrire:

$$1 \times \delta_a = \int_m \frac{M ds}{EI}$$

ou

$$\delta_a = \int_m \frac{M ds}{EI}$$

Eq. 2-41

Ce procédé est connu sous le nom de principe des travaux virtuels.

Exemple: Déterminer la flèche à mi-portée d'une poutre en porte-à-faux dont une extrémité subit une charge de 120 lb. (534 N). La portée est de 100 po. (2.54 m), $I = 500 \text{ po.}^4$ ($2.08 \times 10^{-6} \text{ m}^4$) et $E = 10^6 \text{ lb/po.}^2$. (6900 MN/m^2)

Si l'on prend l'extrémité chargée de la poutre comme origine de l'axe des x , les moments produits par l'action de la charge sont:

$$M = Px$$

Si l'on applique une charge unitaire à mi-portée, les moments deviennent:

$$m = 0 \quad 0 < x < L/2$$

$$m = (x-L/2) \quad L/2 < x < L$$

A l'aide de l'équation 2-41, la flèche est donnée par:

$$\begin{aligned} \delta_a &= \left[\frac{1}{EI} \int_0^{L/2} 0Px \, dx + \int_{L/2}^L (x-L/2) Px \, dx \right] \\ &= \frac{P}{EI} \left[\frac{x^3}{3} - \frac{Lx^2}{4} \right] \Big|_{L/2}^L \\ &= \frac{5P}{48EI} = \frac{5 \times 120}{48 \times 10^6 \times 500} = 2.5 \times 10^{-8} \text{ po.} \end{aligned}$$

La méthode de détermination des déformations en tous les points d'une poutre, droite ou courbe, soumise à une flexion, nous permet de calculer la déformation horizontale $DEL-h$ (Fig. 2-28d). Ainsi on peut calculer la force P dont l'action entraînera une déviation $-DEL-h$ de l'appui droit de la voûte. La force P (Fig. 2-28e) est donc égale à la réaction HR de la voûte articulée (Fig. 2-28g).

Ainsi dans le cas de la voûte articulée (Fig. 2-28f) et (Fig. 2-28g), nous avons maintenant quatre équations qui nous permettent de trouver les valeurs des quatre forces inconnues:

$$F_v = 0$$

$$\sum F_h = 0$$

$$\sum M = 0$$

$$\delta_h = \int \frac{mM ds}{EI}$$

L'équation qui donne la valeur du déplacement des appuis nous permet de mieux analyser le système.

Si les culées de la voûte (Fig. 2-28r) sont encastrées au lieu d'être articulées, le nombre de facteurs inconnus augmentent, ce qui nous oblige à former d'autres équations.

Considérons (Fig. 2-29) une voûte en maçonnerie qui subit une charge répartie. L'analyse classique d'une telle voûte se fonde sur les hypothèses suivantes: la force tangentielle H s'exerce horizontalement au sommet et agit sur le troisième point supérieur de la section; la réaction R agit sur le troisième point inférieur de la section et normalement à la ligne des naissances.

A l'aide de ces hypothèses, on peut dire que la voûte est un corps déterminé du point de vue statique. On trouve R en utilisant l'équation d'équilibre $\sum F_v = 0$. De même, en utilisant les équations d'équilibre, on peut trouver la valeur des forces internes; par exemple, on trouve H (Fig. 2-29b) en utilisant $\sum F_h = 0$. D'autre part, un polygone des forces (Fig. 2-29c) nous permet d'obtenir la valeur de R et de H.

Cette analyse est utile dans le cas des voûtes en maçonnerie même si elle ne représente pas exactement les contraintes exercées dans la voûte (elle pose en fait une condition sûre aux limites de capacité). Le problème traditionnel est de savoir si ces voûtes sont stables sous l'action d'une charge donnée et selon une flèche préalablement choisie pour une portée déterminée.

Nous avons déjà supposé que les différents blocs d'une maçonnerie ne sont pas joints ensemble. On ne peut donc leur appliquer des contraintes de traction. Les contraintes de traction n'existeraient pas si la ligne de poussée de la force interne entre les blocs passait par la partie médiane des trois parties qui divisent la coupe transversale de la voûte. A l'aide d'un diagramme polaire (Fig. 2-29e), on peut tracer des diagrammes de forces (Fig. 2-29d) qui nous permettent de déterminer la position de la ligne de poussée, selon les suppositions faites plus haut au sujet des réactions entre les blocs. De cette façon, on peut savoir si la résultante des forces entre deux blocs passera par la partie médiane de la coupe transversale et alors si la voûte sera sûre.

Considérons une voûte aplatie (Fig. 2-30.) L'analyse de la ligne de poussée des forces internes entre les blocs (Fig. 2-30b et Fig. 2-30c) montre que si la charge est assez petite, la voûte est stable.

Examinons de cette manière une voûte en blocs de roche (Fig. 2-31). Dans ce cas, la voûte peut s'effondrer de trois façons. Si la charge est trop grande pour la portée et la flèche, les contraintes de traction peuvent créer des espaces entre les blocs, ce qui entraîne leur chute et ce qui annule l'effet de la voûture de la voûte. La voûte peut aussi s'effondrer s'il y a broyage des surfaces relativement petites de contact entre les blocs de roche. Enfin, la voûte peut s'effondrer en raison du glissement des roches hors de la voûte, la résistance au frottement des surfaces en contact étant inférieure au cisaillement qu'entraîne le chargement de la voûte.

Analysons le cas d'une telle voûte en blocs de roche qui s'effondre à cause d'un glissement aux culées. En prenant les moments (Fig. 2-31) autour du point d'application R, D étant la flèche de la voûte, L, la portée et W, le poids par pied linéaire, il est possible de déterminer la composante horizontale R_h de la réaction R:

$$R_h D = \frac{\omega L}{2} \times \frac{L}{4}$$

Donc,

$$R_h = \frac{\omega L^2}{8D}$$

Comme seul le frottement oppose, à la culée, une résistance, la composante verticale R_v de la réaction lors d'un glissement est:

$$\begin{aligned} R_v &= R_h \tan \phi \\ &= \frac{\omega L^2}{8D} \tan \phi \end{aligned}$$

Si $D = L/8$, si $\tan \phi = 1$ et si un glissement se produit, R_v est égale à ωL . Mais R_v maximum est égal à seulement la moitié du chargement vertical $\frac{\omega L}{2}$. Par conséquent, la voûte est stable et s'oppose au glissement.

Il est plus difficile d'analyser les autres modes de rupture pour des blocs de roche de forme irrégulière.

Exemple: Une voûte en blocs de roche (Fig. 2-30) forme un passage 8 pi. (2.44 m) de large dans un comblement souterrain. Si la flèche D de la voûte est de 2 pi. (0.61 m) et l'angle de frottement interne, de 30° , calculer la réaction verticale R_v aux culées en fonction du chargement $\omega b/\pi^2$, et la réaction verticale maximum possible. La réaction réelle est:

$$R_v = 8 \times \omega/2 = 4\omega b/\pi^2$$

La réaction horizontale est:

$$R_h = \frac{4\omega \times 2}{2} = 4\omega$$

Ainsi, la réaction verticale maximum est:

$$R_v \text{ max} = R_h \tan \phi = 4\omega \tan 30 = 2.31\omega$$

Une telle voûte n'est donc pas stable aux culées.

BIBLIOGRAPHIE

1. Timoshenko, S., "Theory of Plates and Shells", McGraw-Hill (1940).
2. Timoshenko, S., and Goodier, J., "Theory of Elasticity", McGraw-Hill (1951).
3. Newmark, N., "Influence Charts for the Computation of Stresses in Elastic Foundations", Univ. Illinois Eng. Expt. Sta. Bull. 228 (1942).
4. Merrill, R. and Peterson, J., "Deformation of a Borehole in Rock", USBM RI 5881 (1961).
5. Geldart, L. and Udd, J., "Boundary Stresses Around an Elliptical Opening in an Infinite Solid", Proc. Rock Mech. Symp., McGill Univ., Mines Branch, Ottawa (1963).
6. Seager, J.S., "Pre-Mining Lateral Pressures", Int. J. Rock. Mech. & Min. Sci., Vol. 1, No. 3 (1964).
7. Coates, D.F. and Grant, F., "Stress Measurements at Elliot Lake", Bull. CIMM, Vol. 59, No. 649, pp. 603-613 (May 1960).
8. Norris, E.K., "Structural Analysis of the Queensway Folds, Ottawa, Canada", Can. J. of Earth Sci., Vol. 4, No. 299 (1967).
9. Clough, R., "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis", Proc. 2nd ASC Conf. on Electronic Computation, pp. 345-378 (September 1960).
10. Wilson, E.L., unpublished notes provided in the course The Finite Element Method in Structural Mechanics, University of California, Berkeley (1967).
11. Wilson, E.L. "Structural Analysis of Axisymmetric Solids", AIAA Jour., Vol. 3, No. 12 (December 1965).
12. Wilson, E.L., "Finite Element Analysis of Two-Dimensional Structures", University of California (Berkeley), Structural Engineering Rept. No. 63-2 (1963).
13. Zienkiewicz, O. and Cheung, Y., "The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics", McGraw-Hill, London (1967).
14. Coates, D.F., "Theoretical Consideration of the Effect of the Ratio of the Width of Mine Area to Depth of Operations in Pillar Loading - Elastic and Plastic Analyses", Appendix D, Rept. of the Special Committee on Mining Practices at Elliot Lake, Part II, Ontario Dept. of Mines, Bull. 155 (1961).
15. Duncan, J. and Goodman, E., "Finite Element Analyses of Slopes and Jointed Rock", U.S. Corp of Engineers Contract Rept. S-68-3 (1968).

16. Lekhnitskii, S.G., "Theory of Elasticity of an Anisotropic Elastic Body", Holden-Day, San Francisco (1963).
17. Goodman, R. and Taylor, R., "Methods of Analysis for Rock Slopes and Abutments: A Review of Recent Developments", Proc. 8th Symp. on Rock Mech. AIME (1967).
18. Goodman, R., Taylor, R. and Brekke, T., "A Model for the Mechanics of Jointed Rock", Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM3 (May 1968).
19. Zienkiewicz, O., Valliappan, S. and King, I., "Stress Analysis of Rock as a 'No-Tension' Material", Geotechnique, Vol. 18, pp. 56-66 (1968).
20. Hodgson, K., and Joughin, N., "The Relationship between Energy Release Rate, Damage, and Seismicity in Deep Mines", Proc. 8th Symp on Rock Mech. AIME, New York, 1967.
21. Price, N., "Fault and Joint Development in Brittle and Semibrittle Rock", Pergamon (1966).
22. Dunham, R. and Nickell, R., "Finite Element Analysis of Axisymmetric Solids with Arbitrary Loadings", University of California (Berkeley), Structural Engineering Rept. No. 67-6 (1967).

PROBLEMES

1. Un cylindre d'un matériau quelconque est comprimé dans le sens axial dans un récipient à paroi épaisse de façon qu'il ne glisse se déformer latéralement. a) Déterminer le rapport de la contrainte horizontale à la contrainte verticale en fonction du nombre de Poisson. b) Calculer la valeur du rapport pour des nombres de Poisson égaux à 10 et à 2. c) Calculer l'énergie de déformation emmagasinée dans le matériau pour (b).
2. Dans certains essais sur modèles, on confine les côtés d'une plaque de gélatine pour qu'elle ne se déforme pas horizontalement. Il n'y a aucun confinement dans la direction normale au plan de la plaque. La plaque est alors dans un état de contrainte plane. Si la densité de la plaque est GAM, la hauteur en un point quelconque z et le coefficient de Poisson MU, calculer les contraintes en un point quelconque de la plaque.
3. Un pilier en béton a 20 pieds (6.1 m) de long, 10 pieds (3.05 m) de large et 40 pieds (12.2 m) de haut. Le béton pèse 150 lb./pi³ (2400 Kg/m³) et le module de déformation est de 3 x 10⁶ lb./po.² (20700 MN/m²). a) Calculer le raccourcissement du pilier lorsqu'on applique au sommet une force égale à son poids. b) Calculer le raccourcissement du pilier causé par le poids agissant comme une force massique. c) Calculer le raccourcissement du pilier si on le construisait en forme d'un tronç de cône droit circulaire d'une hauteur de 40 pi. (12.2 m), le rayon du sommet étant égal à 5 pi. (1.525 m) et celui de la base étant égal à 10 pi. (3.05 m). d) Calculer la déformation latérale du pilier en utilisant un coefficient de Poisson de 0.15 et faire un schéma du pilier en représentant les déformations à une très grande échelle.
4. Un pilier de rocne, qui travaille horizontalement, a une section carrée de 30 pi (9.15 m) de côté et une hauteur de 20 pi. (6.1 m). Il comprend un dyke vertical de roche dure de 10 pi. (3.05) de large. Le module de déformation de la roche normale du pilier est de 5 x 10⁶ lb. / po.². (34500 MN/m²); celui du dyke est de 12 x 10⁶ lb./po.² (82800 MN/m²). L'analyse indique que la charge sur le pilier est de 300,000 kips (13.35 x 10⁸ N). En supposant que la déformation verticale du pilier est uniforme sur toute la largeur, calculer la contrainte moyenne dans le dyke.
5. Une poutre horizontale en porte-à-faux, large de 6 po. (0.15 m), haute de 12 po. (0.3 m) et longue de 30 po. (0.75 m) supporte à son extrémité libre un poids de 10 kips (44.5 x 10³ N). a) Calculer les contraintes en un point situé sur la surface inférieure de la poutre à 8.64 po. (0.216 m) de son extrémité libre. Montrer ces contraintes sur un élément qui a des faces horizontale et verticale. b) Déterminer les contraintes agissant en ce point sur un plan à 45° mesuré à partir de la face gauche dans le sens contraire des aiguilles d'une montre. c) Répéter (b) en utilisant les équations 1-2, d) Répéter (b) en utilisant le diagramme de Mohr. e) Déterminer les valeurs et les directions des contraintes principales agissant sur ce point.
6. Un puits vertical circulaire, sans revêtement, a un diamètre de 16 pi. (4.88 m) et une profondeur de 2000 pi. (61. m), on examine les contraintes. La densité des terrains de recouvrement est de 170 lb./pi³ (2720 Kg/m³) et le nombre de Poisson est 4. On suppose que la contrainte horizontale dans le terrain non perturbé est causée seulement par le confinement horizontal de la pression des terrains de recouvrement. a) Calculer la contrainte naturelle horizontale. b) Calculer les contraintes à la paroi du puits et montrer sur un diagramme de Mohr les trois cercles de contraintes pour les plans radial, tangentiel et horizontal. c) Quel est le coefficient de concentration de contrainte sur les parois du puits? d) Répéter (b) pour un point dans la roche à 5 pi. (1.525 m) de la paroi du puits. e) Répéter (b) en considérant une pression de revêtement de 1000 lb./pi² (47900 N/m²)
7. On perce à 2000 pi. (610 m) de profondeur un tunnel circulaire sans revêtement, d'un diamètre de 16 pi. (4.88 m). La densité du terrain de recouvrement est de 170 lb. / pi³ (2720 Kg/m³); le nombre de Poisson est 4. On suppose que la contrainte horizontale dans le terrain non perturbé est causée seulement par le confinement horizontal de la pression du terrain de recouvrement. a) A l'aide des équations de la théorie des plaques, calculer la contrainte à la paroi, au sommet du tunnel et montrer sur un diagramme de Mohr les trois cercles de contraintes pour les plans radial, tangentiel et horizontal. b) Quel est le coefficient de concentration de contrainte dans (a)? c) Répéter (a) en considérant un point à la moitié de la hauteur de la paroi du puits. d) Quel est le coefficient de concentration de contrainte dans (c)? e) Répéter (a) pour un point sur la ligne centrale verticale dans la roche à 5 pi. (1.525 m) de la paroi du puits. f) Répéter (a) en considérant un point sur la ligne centrale horizontale à 5 pi. (1.525 m) de la surface de la roche. g) Calculer l'énergie de déformation unitaire emmagasinée dans la roche à la paroi du tunnel pour le point considéré en (c), en supposant que le module d'élasticité est de 2 x 10⁶ lb./po.² (13800 MN/m²). h) Résoudre le problème en utilisant la méthode des éléments finis.
8. Une charge ponctuelle de 500k (2.25 x 10⁶N) est appliquée sur la surface du sol. En utilisant les équations de Boussinesq, calculer la contrainte normale verticale sur la ligne centrale de la charge à tous les cinq pieds jusqu'à une profondeur de 25 pieds (7.63 m). Faire un graphe des résultats.
9. On applique une charge de 500 k (2.25 x 10⁶ m) sur une fondation de 5 pieds (1.53 m) de côté sur la surface du sol. A l'aide du diagramme de Newmark, calculer les bulbes de pression pour des augmentations de la contrainte verticale de 10 k/pi² (4.79 x 10⁵ N/m²) et de 2 k/pi² (95.8 x 10³ N/m²) causées par cette fondation. a) Tracer un diagramme de Newmark avec une échelle dont 1 pouce est égal à la profondeur et avec une valeur d'influence de 0.0125. b) Répéter (a) en utilisant l'équation de Boussinesq et en considérant une charge ponctuelle. c) Tracer le graphe de la variation de la contrainte verticale sur une ligne horizontale à 4 pieds sous la fondation dans un plan passant par la ligne centrale de la fondation et parallèle à ses deux côtés. d) Sur la même ligne qu'en (c), tracer le graphe de la variation de la contrainte verticale. e) Calculer le tassement de la fondation en supposant qu'elle est flexible, que E = 1 x 10⁶ lb/pi² (48000 MN/m²) et que m = 5.
10. Pour une charge linéaire P appliquée sur la surface d'un solide élastique semi-infini, la fonction d'Airy des contraintes est donnée par: $\phi = (Pr \cdot \theta / \pi) \sin \theta$, où θ est l'angle compris entre la verticale et le point à la distance radiale r de P. a) A l'aide des équations générales de déformation plane, qui relient la fonction de la contrainte et les différentes composantes de la contrainte en un point

$$\left(\sigma_r - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2}, \sigma_t = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2}, \tau_{r\theta} = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \right) \right)$$
 déterminer les équations des contraintes SIG-r, SIG-t et TAU-rt; b) Pour P = 30 kip/po. (5.25 x 10⁶ N/m), déterminer la zone où la limite élastique de cisaillement de 20 kip/po.² (138 MN/m²) est dépassée. c) Montrer que la résultante des sommes des contraintes autour d'un demi-cercle de centre P est égale à P. d) Tracer la ligne typique de Mohr pour les points de la déformation unitaire maximum de cisaillement) pour ce cas.
11. Un plafond de 100 pi. (30.5 m) de portée recouvre une excavation de 200 pi. (61.0 m) de longueur. L'épaisseur de la roche du plafond est de 80 pi. (24.4 m). On suppose que la charge appliquée sur le plafond est de 60 k/pi² (2.87 x 10⁶ N/m²). a) Calculer les contraintes maximums de flexion et de cisaillement en supposant qu'il n'existe pas de joints dans la roche et que le toit est une poutre simplement appuyée. Montrer ces contraintes sur un diagramme de Mohr pour les points considérés. Déterminer les contraintes principales et représenter-les sur un élément orienté convenablement. b) Répéter (a) en supposant que le toit est une poutre encastrée. c) Représenter graphiquement la distribution des contraintes directes dans la poutre sur la ligne centrale si une charge axiale s'applique aux extrémités de la poutre et produit ainsi une contrainte moyenne de compression de 100 lb./po.² (6.9 MN/m²). d) Supposer que le plafond de roche est un pierce calcicole

avec une couche de schiste de 1 po. (0.0254 m) d'épaisseur à 40 pi. (12.2 m) au-dessus du niveau du plafond. La résistance à la compression de la pierre calcaire, sans confinement, est de 20 k/ps² (138 MN/m²) et le module de rupture est de 5 k/ps² (34.5 MN/m²). Calculer le coefficient de sécurité du plafond en supposant qu'il est formé de deux poutres de 40 pi. (12.2 m) de hauteur chacune. e) Calculer la contrainte horizontale maximum de cisaillement dans la couche de schiste. f) Calculer les distributions des contraintes normales et de cisaillement à travers la poutre à mi-portée si le module de déformation de la pierre calcaire est de 5000 k/ps². (34.5 x 10³ MN/m²) en compression et de 1000 k/ps². (6.9 x 10³ MN/m²) en tension. (Aurait-il été plus facile de résoudre ce problème en se servant d'un programme d'ordinateur pour l'analyse par éléments finis?)

12. Le plafond considéré dans le problème 11 recouvre différentes surfaces et est simplement appuyé sur les murs. Calculer les contraintes maximums de flexion et de cisaillement pour a) un plafond de 100 pi x 100 pi (305 m) et b) un plafond de 100 pi (30.5 m) x 200 pi (61.0 m). (Considérer la flexion dans deux directions en analysant deux éléments du plafond chacun 1 pi (0.305 m) de largeur selon les deux lignes centrales horizontales en se rappelant que chaque élément agit comme une poutre et que les deux poutres fléchissent d'une même valeur à leur intersection. À l'aide de ces flèches égales, on peut résoudre le problème, indéterminé statiquement, pour déterminer la distribution de la charge et les contraintes résultantes de flexion et de cisaillement.
13. Un cadre semi-circulaire a une section de 8WF20 (largeur des ailes 5.268 po. (0.134 m), I 97.8 po⁴ (4.07 x 10⁻⁵ m⁴), S 24.3 po³ (1.64 x 10⁻⁵ m³)). Le diamètre extérieur est de 8 pi. (2.44 m). Calculer les contraintes maximums de flexion en supposant que les deux extrémités sont articulées et qu'une des extrémités peut se déplacer horizontalement pour a) Une pression de 50 lb/ps² (3.45 x 10³ N/m²) appliquée normalement sur l'aile extérieure; b) Une pression verticale de 50 lb./ps² (3.45 x 10³ N/m²) appliquée sur la projection verticale de l'aile supérieure du cadre. c) Calculer le déplacement horizontal de l'extrémité mobile en utilisant la méthode des travaux virtuels. d) Déterminer la force horizontale nécessaire pour empêcher le déplacement horizontal des deux extrémités du cadre. e) Calculer pour (d) la contrainte maximum de flexion au sommet.
14. Une voûte semi-circulaire de 100 pi (30.5 m) de portée a ses extrémités et son sommet articulés. a) Déterminer les réactions aux extrémités pour une charge de 4000 lb/pied linéaire (5.84 x 10⁴ N/m) appliquée normalement à la voûte. b) Tracer le diagramme du moment fléchissant pour cette charge. c) Si l'épaisseur de la voûte est de 20 po. (0.508 m), tracer le diagramme de la distribution des contraintes dans cette section au quart de la voûte. d) Répéter (a) pour une charge verticale de 3000 lb/pied linéaire horizontal (43800 N/m). e) Répéter (b) pour cette charge. f) Répéter (c) pour cette charge. g) Répéter (a) pour une charge verticale de 3000 lb/pi linéaire (43800 N/m) qui s'exerce sur la moitié de la portée seulement. h) Répéter (b) pour cette charge. i) Répéter (c) pour cette charge. j) Qu'arriverait-il dans les trois cas si la voûte était en maçonnerie et qu'elle n'avait aucune résistance à la traction? k) Comment définissez-vous une "voûte"?
15. Une voûte parabolique est définie par l'équation de la ligne centrale:

$$y = \frac{4h}{L^2}x(L-x)$$

l'origine étant à l'extrémité gauche de la voûte, h, la hauteur (ou la flèche) de la voûte et L, la portée. Une voûte parabolique, articulée à ses deux extrémités, d'une portée de 150 pi. (45.75 m) et d'une flèche de 50 pi (15.25 m) supporte une charge concentrée verticale de 15 tonnes (13608 kg) à une distance de 50 pi. (15.25 m) d'une des extrémités. Calculer par des méthodes d'intégration numérique a) la force horizontale aux extrémités et b) le moment fléchissant maximum. (N.B.: Tracer la voûte à l'échelle. Ensuite, la diviser en longueurs égales (ds), par exemple 10. Alors, on a

$$U = (Mv - Hy)^2 \frac{ds}{2EI}$$

où U est l'énergie de déformation de flexion, Mv, le moment dû aux forces verticales seulement et H, la force horizontale aux appuis.

Pour $dU = 0$

$$H = \frac{\int Mv y ds}{\int y^2 ds}$$

ou

$$H = \frac{\sum Mv y \Delta s}{\sum y^2 \Delta s}$$

ou

$$H = \frac{\sum (Mv y)}{\sum (y^2)}$$

On peut former un tableau dont les colonnes sont: - numéro de l'élément - x - y - Mv - (Mv y) - y². Ensuite en additionnant les colonnes des (Mv y) et des y², on détermine H. D'une autre façon résoudre le problème par la méthode des éléments finis.

16. Au moyen d'une jauge de déformation, on mesure les changements de trois diamètres d'un trou de sonde de 1.5 po. (0.038 m) percé par saignement au moyen d'un trépan de 6 po. (0.152 m). On obtient: U₁ = 0.285 po. (7.24 x 10⁻³ m), U₂ = .365 po. (9.27 x 10⁻³ m) (vertical), U₃ = 0.015 po. (0.38 x 10⁻³ m). Le module de déformation de la roche est 4 x 10⁶ lb./po.² (27600 MN/m²) et $\nu = 0.25$. a) Calculer les contraintes principales et leurs directions dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou. b) Avez-vous supposé une déformation plane ou une contrainte plane?

CHAPITRE III

LES PUITTS, LES GALERIES ET LES TUNNELS

INTRODUCTION

Les excavations souterraines étudiées dans ce chapitre ont une forme simple et elles sont plus ou moins permanentes; elles comprennent, par exemple, les tunnels des égouts et des routes, la plupart des puits, des galeries de service et des travers-bancs.

Comme la plupart des roches sont cassantes, les méthodes de construction où l'on utilise l'acier, le béton et la terre ne sont habituellement pas satisfaisantes à cause de leur propriété de s'écouler sous les contraintes excessives avant de se rompre. Il est ainsi possible de ne pas tenir compte des concentrations de contraintes et de baser les calculs sur les contraintes moyennes. On doit baser la prédiction des possibilités de rupture et tous les calculs sur la meilleure analyse possible des concentrations de contraintes, qui peuvent causer une fracture locale et mener progressivement à la rupture de la structure entière.

Un second point très important à considérer dans les calculs, en mécanique des roches, est la variabilité de la résistance de tous les matériaux. Non seulement il est difficile de mesurer la résistance in situ d'une masse rocheuse, mais la variabilité de sa résistance est probablement plus grande que celle d'autres matériaux de construction. Par conséquent, on devrait idéalement faire les évaluations en se basant sur la probabilité de rupture. Il se peut qu'en un cas la probabilité de rupture doive être moins de 1 pour cent, tandis qu'en un autre cas une probabilité de rupture de 50 pour cent est acceptable.

A cause de la géométrie des tunnels et des puits, les analyses à deux dimensions sont particulièrement valables. Ainsi la méthode des éléments finis, décrite au chapitre 2, peut donner des renseignements pratiques dans la mesure où l'on peut déterminer sur place les propriétés du matériau. Les propriétés du matériau doivent comprendre des données géologiques telles que décrites à l'appendice G pour que l'analyse de la stabilité des excavations souterraines soit réaliste. Dans un projet, on a montré que le chargement des cintres dans les tunnels était non-symétrique à cause de la structure et variant selon la nature des surraces des joints (28,29). Les caractéristiques structurales majeures, telles les failles, et en particulier les remplissages, les orèches et les zones altérées, influencent beaucoup les conditions de stabilité de la zone immédiate. Les charges appliquées sur les cintres du tunnel du projet précédent, d'un diamètre de 13 pi. (3.965m), sont reliées à la distance de la faille la plus proche, pour des distances allant jusqu'à 100 pieds (30.5m).

Les conclusions d'études régionales récentes sont liées à ces considérations. Ces études montrent que la structure des joints est étonnamment consistante sur une surface considérable; par exemple, on a observé que la structure était consistante sur une surface carrée d'au moins 20 milles (32.18 x 103 m) de côté et qu'elle s'étendait beaucoup plus loin, quelquefois même des formations précambriennes jusqu'àux formations paléozoïques sus-jacentes (30). Par conséquent, il serait possible de déterminer la structure représentative d'un nouvel emplacement de mine ou de construction par un peu d'investigation sur place. Avant le creusage de l'excavation, on peut alors examiner les exigences de contrôle du terrain.

Pour déterminer les conditions de contrôle de terrain, une étude des relations entre les mesures géophysiques et les paramètres en génie a montré l'existence d'une corrélation statiquement appréciable (31). A l'aide des techniques de réfraction, on a montré qu'il existait autour du tunnel de 13 pieds (3.97m) de diamètre, considéré plus haut, une couche de roche de faible vitesse et d'épaisseur variant entre 3 et 17 pieds (0.915m - 5.18m). Cette couche est sans aucun doute formée de la roche communément observée qui est ameuillée ou décollée par le dynamitage et par les concentrations de contraintes. De plus, on a trouvé que l'épaisseur de cette couche ameuillée avait un rapport très étroit avec la vitesse sismique de la roche normale à chaque section. La vitesse d'avancement des excavations est aussi reliée étroitement à la vitesse sismique du terrain non-remanié. Avec une expérience suffisante, il serait peut-être possible, à l'aide des données obtenues des sondages d'exploration, de déterminer ces facteurs avant le commencement du creusage de l'excavation. De plus, plusieurs études ont montré qu'il existe une corrélation faible entre les données obtenues après la récupération des carottes modifiées et les exigences pratiques telles le soutènement (32). On a relié le rapport de la récupération des carottes modifiées, en ne comptant que les carottes de plus de 4 pouces (0.10m) de long, et les mesures des modules de déformation des masses rocheuses (33). Cependant, une telle longueur doit probablement être reliée au diamètre de la carotte.

LES CONTRAINTES AUTOUR DES PUITTS

Les puits de section circulaire dans un sol élastique soumis aux contraintes gravitationnelles. Étudions en premier lieu le cas d'un puits de section circulaire creusé dans une roche solide et idéalement élastique. On peut analyser la répartition des contraintes dans le plan horizontal en supposant que le puits est un cylindre à paroi épaisse dont le rayon extérieur est infini. A l'aide des équations 2-6, on peut former les équations relatives à ce cas:

$$\sigma_r = S_x + (p_i - S_x) a^2/r^2 \quad \text{Eq. 3-1(a)}$$

$$\sigma_t = S_x - (p_i - S_x) a^2/r^2 \quad \text{Eq. 3-1(b)}$$

où SIG-r représente la contrainte radiale; SIG-t, la contrainte tangentielle; S_x, la contrainte horizontale, égale dans toutes les directions et présente dans le rocher avant l'excavation; a, le rayon du puits; r, la distance radiale aux contraintes et p_i, la pression interne ou la pression du revêtement.

Considérons un puits dont la pression interne p_i est nulle (Fig. 3-1). La contrainte horizontale tangentielle exercée à la paroi du puits est égale à deux fois la contrainte horizontale naturelle (Fig. 3-1b). La contrainte radiale est nécessairement nulle à la paroi du puits. Les valeurs des deux contraintes tendent vers la valeur de la contrainte naturelle s_x et, à une distance la de l'axe du puits, elles sont égales, à 10 pour cent près, à la contrainte naturelle.

A l'aide des équations, on constate que la contrainte tangentielle à la paroi du puits ne varie pas en fonction de la grosseur du puits, mais reste toujours égale à deux fois la contrainte naturelle horizontale (quand S_x = S_y). D'autre part, la quantité de sol soumise aux contraintes tangentielles accrues est proportionnelle à la grosseur du puits. Il ne faut pas oublier que, en dépit de la concentration des contraintes dans le plan horizontal au pourtour du puits, la contrainte verticale s_z pourrait remener la contrainte principale majeure.

Comme les puits sont souvent inclinés par rapport à la verticale, l'analyse est difficile, même s'il agit d'un sol parfaitement élastique. Des études photo-élastiques ont démontré que, lorsque l'angle d'inclinaison par rapport à la verticale augmente, les coefficients de concentration des contraintes tendent à devenir semblables à ceux que l'on trouve pour les tunnels (1). Nous reviendrons sur ce sujet en étudiant la répartition des contraintes au pourtour des tunnels. De plus, les puits ont souvent une forme rectangulaire; cependant, les principes de mécanique qui s'appliquent dans ces cas sont analogues, quoiqu'ils soient plus complexes.

Si l'on considère l'influence d'une réaction ou d'une pression du revêtement sur la répartition des contraintes au pourtour d'un puits dans un sol parfaitement élastique (Fig. 3-2), on voit que la contrainte radiale à la paroi du puits doit être égale à la pression p_i du revêtement. La contrainte tangentielle à la surface du puits diminue d'une valeur égale à la pression p_i au revêtement. La distance sur laquelle s'exerce la contrainte tangentielle accrue est plus petite que dans le cas où le revêtement n'existe pas.

Les puits de section circulaire dans un sol non-idéal

Considérons la réaction d'un sol qui n'est pas parfaitement élastique (Fig. 3-3). Si la pente de la courbe contrainte-déformation unitaire augmente avec la contrainte ou si le sol rigide comme un matériau visqueux (la déformation unitaire étant sous fonction du temps et de la contrainte), la contrainte tangentielle, dont les variations sont représentées par la ligne discontinue de la figure 3-3, aura tendance à être plus petite qu'en terrain parfaitement élastique à la paroi du puits, et plus élevée dans le sol situé à quelque distance de la paroi.

D'après des mesures prises autour des excavations, il est très commun d'avoir autour de l'excavation une zone de terrain détendu, probablement fracturé et qui subit très peu de contrainte. Ce terrain détendu reste intact et accumule vraisemblablement une concentration de contrainte pour qu'il existe, à quelque distance de la paroi du puits, un point où l'effet de la concentration de contrainte tangentielle est soutenu (voir la ligne pointillée de la figure 3-3).

Considérons une variante de cas idéal. La faille est située près de la paroi du puits et parallèle à celle-ci (Fig. 3-4). Dans ce cas, un élément du sol autour du puits dans la faille sera soumis à des contraintes radiale et tangentielle (Fig. 3-4a), ce qui entraîne des contraintes de cisaillement existant dans le plan de la faille (Fig. 3-4c). Si cette contrainte est plus

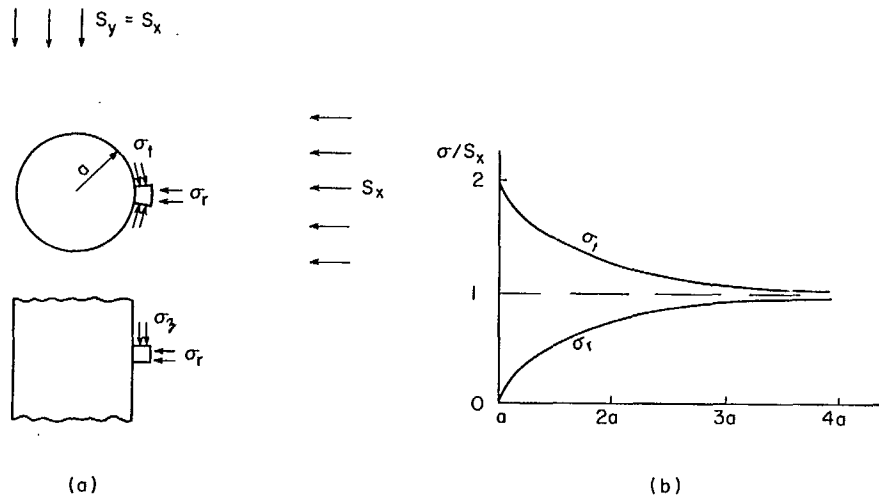


Fig. 3-1 Contraintes autour d'un puits de section circulaire dans un sol élastique.

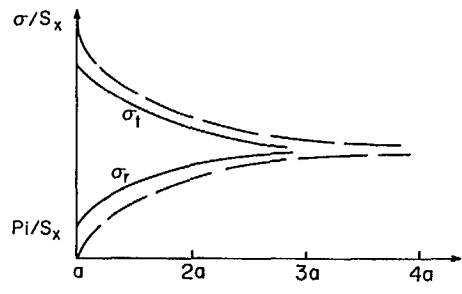


Fig. 3-2 Les effets de la contre-pression du revêtement sur les contraintes autour d'un puits.

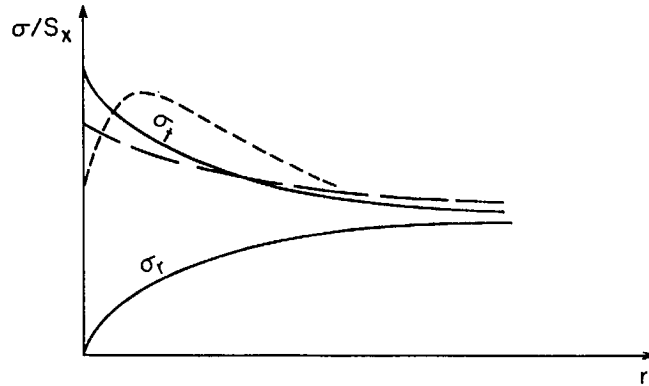


Fig. 3-3 Les effets de l'écoulement de la roche sur les contraintes autour d'un puits.

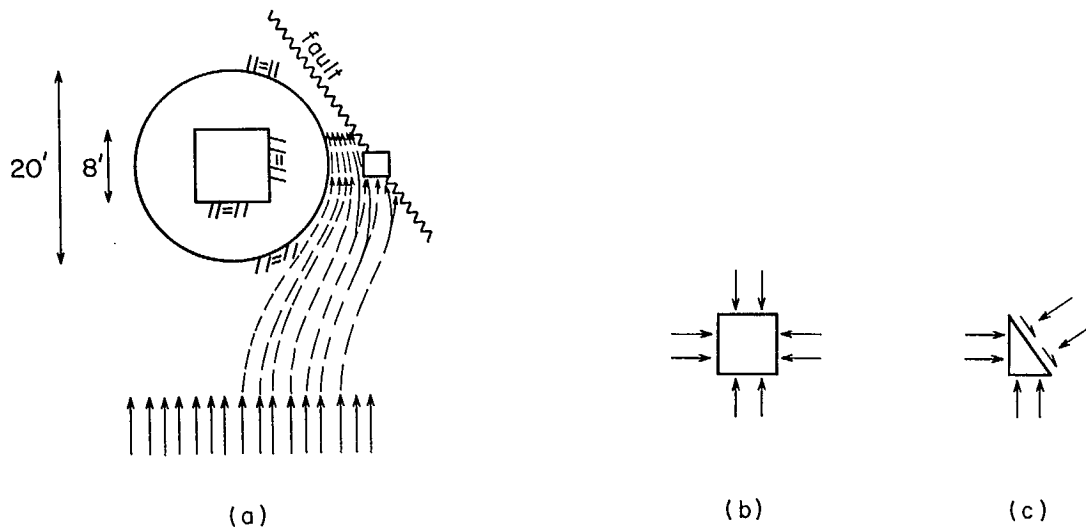


Fig. 3-4 Les effets d'une faille sur la distribution des contraintes autour d'un puits voisin.

grande que celle que la brèche de faille, ou l'argile de frottement, peut supporter, alors cet élément va subir un déplacement quelconque. En conséquence, le plan de la faille transmet moins de contrainte que si la faille n'existait pas. Le neck de terre situé entre la faille et la paroi du puits subit alors des contraintes beaucoup plus grandes. Si ces contraintes sont très grandes, une rupture peut avoir lieu (la figure 3-4a représente un seul ensemble de trajectoires de contraintes).

Dans un cas, on a creusé sans difficulté une galerie ascendante carrée de 8 pi (2.44m) de côté (Fig. 3-4a). On a creusé ensuite un puits de 20 pi. (6.1m) de diamètre. Un grave coup de terrain a eu lieu pendant les travaux. Comme il existait des failles nombreuses et importantes dans ce terrain, il est possible qu'une d'entre elles ait été située dans la position critique indiquée à la figure 3-4(a).

Les puits de section circulaire dans un champ de contraintes résiduelles

On sait que les contraintes horizontales dans l'écorce terrestre sont souvent plus fortes que les contraintes causées par la gravité et par la pression de confinement. En d'autres termes, les mouvements de l'écorce terrestre, ou la précontrainte des couches érodées de terre de recouvrement, etc., peuvent créer des contraintes horizontales plus grandes que les contraintes dues à la gravité, et même plus grandes que les contraintes verticales. On peut donc s'attendre à ce que les contraintes horizontales ne soient pas égales dans toutes les directions. Il s'ensuit qu'à un niveau donné, les contraintes tangentielles à la paroi d'un puits situé dans un champ de contraintes résiduelles varient autour du puits. À l'aide des équations 2-10, on peut déterminer les contraintes qui s'exercent autour d'un puits situé dans un tel champ de contraintes:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}(S_x + S_y)(1 - a^2/r^2) + \frac{1}{2}(S_x - S_y)(1 - 4a^2/r^2 + 3a^4/r^4) \cos 2\theta \quad \text{Eq. 3-2(a)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{2}(S_x + S_y)(1 + a^2/r^2) - \frac{1}{2}(S_x - S_y)(1 + 3a^4/r^4) \cos 2\theta \quad \text{Eq. 3-2(b)}$$

Considérons la figure 3-5. La contrainte naturelle horizontale S_y est égale à quatre fois la contrainte naturelle horizontale S_x . Dans ce cas, la contrainte tangentielle au point A est égale à 2.75 S_y , tandis qu'au point B, elle est de -0.25 S_y . Les figures 3-5(b) et 3-5(c) représentent les variations de ces contraintes en fonction de la distance radiale.

Les concentrations des contraintes n'augmentent donc pas seulement lorsque S_x est différent de S_y , mais aussi en terrain anisotrope. Des études théoriques, confirmées par des expériences, démontrent que les concentrations des contraintes peuvent être beaucoup plus importantes en terrain anisotrope qu'en terrain isotrope (12, 22). Considérons par exemple la figure 3-5a. Si $S_x = 0$, la contrainte de compression au point A augmente de $3S_y$ à $4.35S_y$ si $E_y / E_x = 6$, et la contrainte de traction augmente de $-S_y$ à $-5.1 S_y$ si $E_y / E_x = 0.04$ (25). Les études par éléments finis que l'on a utilisées pour simuler l'anisotropie causée par les joints ont montré que les concentrations des contraintes variaient d'une valeur de 2.57 pour une contrainte maximum de compression dans un milieu isotrope jusqu'à 12 ou bien -0.3, et de 0.29 pour une contrainte minimum de compression jusqu'à -3.3, selon l'attitude des systèmes de joints (34). Lorsqu'un système de joints n'a pas la même direction que l'axe du tunnel, la possibilité de glissement de coins de roche dans le tunnel est considérablement réduite; elle est inappréciable lorsque le pôle du joint fait avec l'axe du tunnel un angle inférieur à l'angle de frottement interne.

Si les contraintes sur les parois d'un puits en terrain élastique soumis à des contraintes résiduelles sont trop fortes, il y aura une rupture. Des fissurations radiales peuvent avoir lieu à cause des contraintes de traction au point B (Fig. 3-5a). D'autre part, si la contrainte S_y est particulièrement grande, la concentration de cette contrainte au point A peut produire une rupture par compression ou par écrasement. À mesure que cette zone broyée s'étend dans la roche, la traction diagonale secondaire peut causer des fissurations de traction à côté de cette zone broyée (Fig. 3-5d). Des études sur place ont montré que tous ces types de fissures peuvent se produire (26). Cependant, si l'on considère les fractures du point de vue statistique (voir chapitre 4), la probabilité de rupture dans les petits volumes soumis à des concentrations maximums des contraintes est plus petite que celle qui aurait lieu dans le grand volume d'un pilier soumis à la même concentration des contraintes.

Des études ont démontré que la contrainte tangentielle devait dépasser la résistance à la compression uniaxiale (déterminée en laboratoire) en un cas de 10% (15), en un autre cas de 100 à 200 pour cent (17), avant qu'il y ait rupture. On peut expliquer ces résultats par la détente de la paroi qui conserve quand même une certaine cohésion. On a observé de façon formelle cette détente de la paroi lors du creusage d'une excavation dans l'hématite, où des mesures prises de deux à trois pieds à l'intérieur des piliers indiquèrent qu'ils ne subissaient que très peu de contraintes tangentielles (18).

Quand la contrainte naturelle horizontale varie avec la direction, on a souvent suggéré que les puits aient une forme elliptique, le grand axe étant orienté dans la direction de la contrainte horizontale maximum. Considérons les effets d'une excavation elliptique dans un champ de contrainte où $S_y = 4S_x$ (Fig. 3-6). La contrainte tangentielle au point B est nulle, contrairement à la contrainte de traction dans le cas d'une excavation circulaire (Fig. 3-5), et le point A subit une contrainte tangentielle de 2.08 S_y comparativement à 2.75 S_y dans le cas d'une excavation circulaire. À l'heure actuelle, il est difficile d'appliquer ce principe, parce qu'on n'a pas établi de méthode pour déterminer les caractéristiques de la contrainte naturelle avant le creusage du puits, et aussi parce qu'il est difficile de savoir si les propriétés élastiques dans le plan horizontal le long du puits sont isotropes.

LE SOUTÈNEMENT DES TERRAINS AUTOUR DES PUIITS

Méthode d'excavation et de revêtement pour prévenir la rupture

Afin de prévenir les pressions de la roche qui entraînent des fractures, on pourrait réduire les contraintes tangentielles causées par le creusage du puits en exerçant une pression sur le rocher (Fig. 3-2). Il devient alors possible de forer des puits de 20 pieds (6.1m) de diamètre au moyen d'une perforatrice qui coupe une carotte pour ensuite l'évacuer.

Pendant le forage, on remplit l'excavation avec de la boue de forage (comme pour le forage des puits de pétrole); la boue exerce une contre-pression sur la surface du rocher. La densité de cette boue est assez grande pour qu'elle exerce une pression de 0.6 lb/po², (4.14×10^{-3} MN/m²) par pied (0.305 m) de profondeur. À 1000 pieds (305 m) de profondeur, cette pression est de 0.6 lb/po², (4.14 MN/m²) ce qui suffit à empêcher la rupture de la plupart des roches soumises à des concentrations des contraintes.

Quand le forage du puits est terminé, on installe un revêtement préfabriqué en béton. On injecte ensuite derrière le revêtement du mortier liquide qui exerce une pression contre la surface du rocher et qui réduit ainsi le rapport des contraintes principales majeures aux contraintes principales mineures encore plus que la boue.

Pression uniforme dans un sol fragmenté ou granuleux

La figure 3-7a représente une situation qui résulte de l'effondrement de la roche autour d'un puits circulaire revêtu. La figure 3-7b représente cette situation du point de vue de la mécanique, "a" étant le rayon intérieur du puits et "re", la distance entre l'axe du puits et la zone élastique ou non-fracturée. L'anneau de sol compris entre "a" et "re" est en état d'équilibre plastique (déformation non récupérable), la théorie de Mohr de la résistance régissant la relation des contraintes.

On peut analyser cet anneau de sol plastique de la même façon qu'on a analysé au chapitre 2 (Fig. 2-4c) les relations entre les contraintes dans un cylindre à paroi épaisse et élastique (3). On utilise la même équation d'équilibre dans les deux cas:

$$\sigma_t - \sigma_r - r \cdot d\sigma_r/dr = 0 \quad \text{Eq. 1}$$

On obtient une deuxième équation en considérant les conditions des contraintes nécessaires pour amorcer un mouvement dans cette terre granuleuse plutôt que les conditions de compatibilité des contraintes élastiques. La théorie de Mohr de la résistance nous permet d'écrire:

$$(\sigma_t + S_c)/(\sigma_r + S_c) = \tan^2(45 + \phi/2) = f$$

où ϕ représente l'angle de frottement interne du terrain brisé, $S_c = c/\tan \phi$ et c , représente la cohésion.

En troisième lieu, on obtient d'autres renseignements en considérant, comme dans le cas d'un terrain élastique, les conditions aux limites:

$$\begin{aligned} \text{quand } r &= a \\ \text{SIG-r} &= P_i \end{aligned}$$

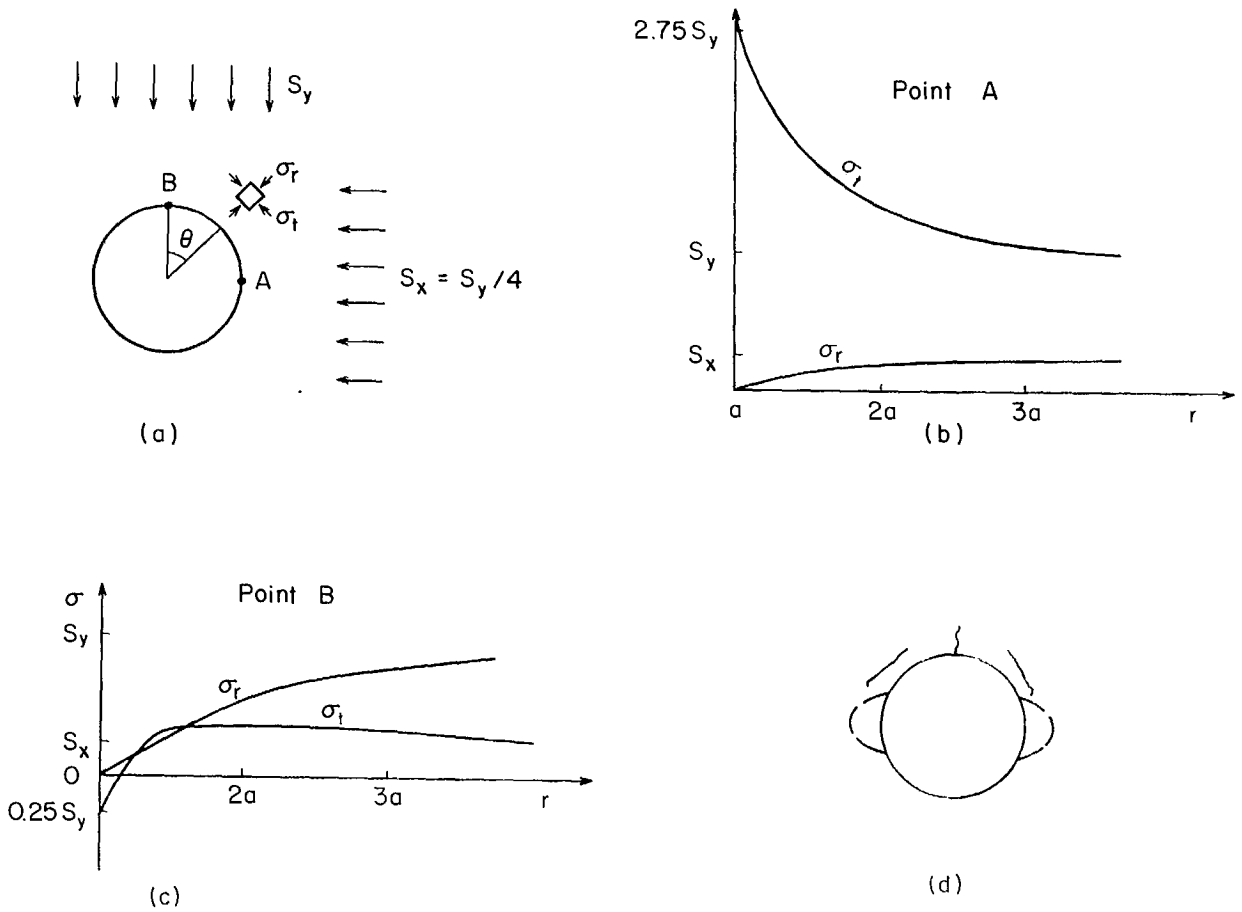


Fig. 3-5 Concentrations des contraintes qui causent une rupture autour d'un puits.

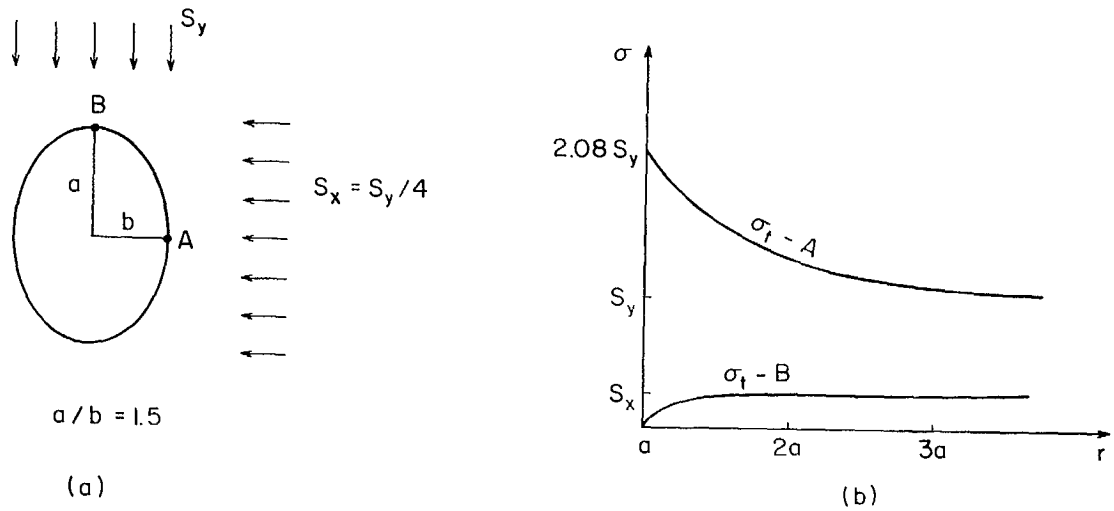
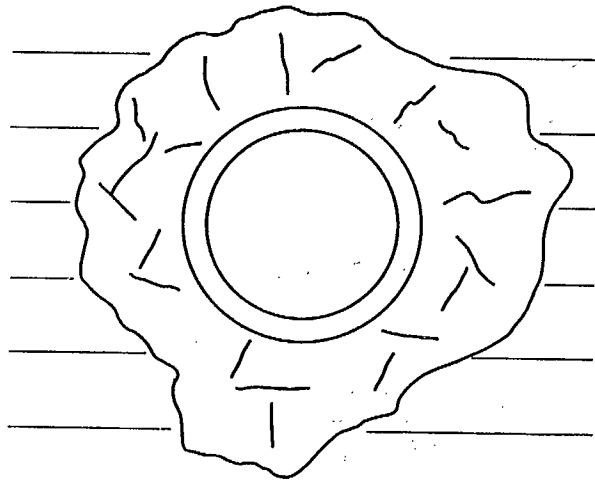
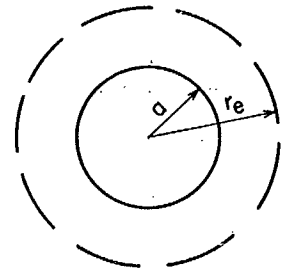


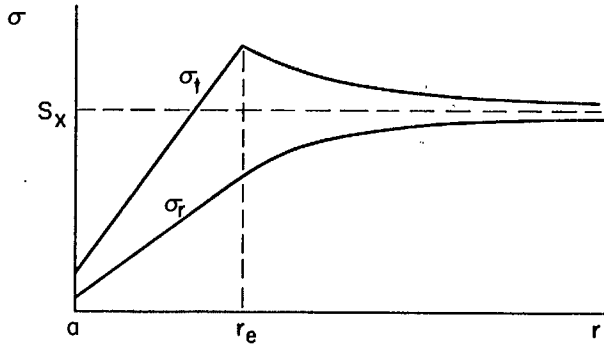
Fig. 3-6 Distribution des contraintes autour d'un puits de section elliptique.



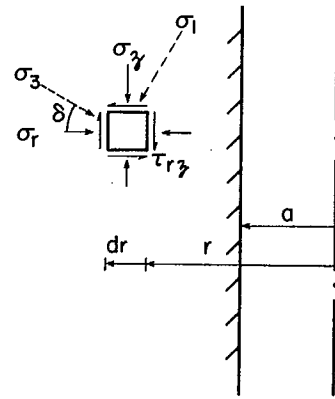
(a)



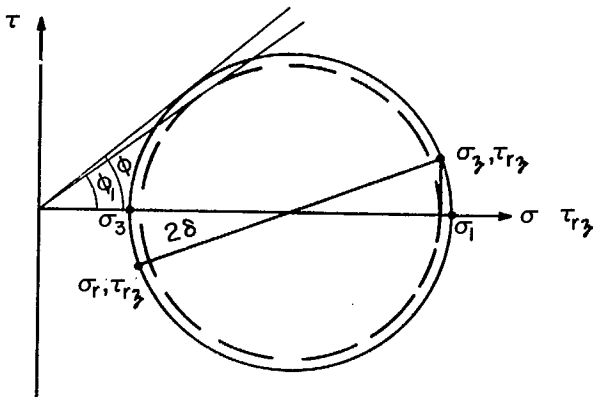
(b)



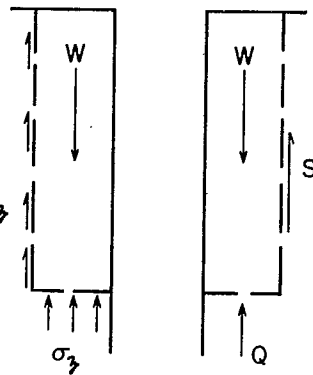
(c)



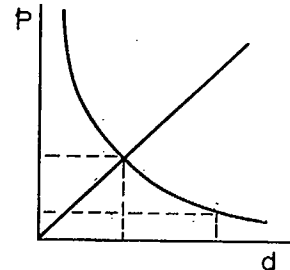
(d)



(e)



(f)



(g)

Fig. 3-7 L'analyse de la pression de la roche sur le revêtement d'un puits dans un sol plastique.

$$\begin{aligned} \text{quand} \quad r &= r_e \\ \text{SIG-r} &= p_o \end{aligned}$$

Eq. III

p_i étant la pression interne du revêtement sur le cylindre à paroi épaisse formé de terre plastique et p_o , la pression sur l'extérieur de l'anneau circulaire.

La résolution de ces trois systèmes d'équations nous donne:

$$\sigma_r = (p_i + S_c)(r/a)^{f-1} - S_c \quad \text{Eq. 3-3(a)}$$

$$\sigma_t = (p_i + S_c)(r/a)^{f-1} \tan^2 \alpha - S_c \quad \text{Eq. 3-3(b)}$$

où f représente $\tan^2 (45 + FI/2)$ et ALP , $(45 + FI/2)$. A l'aide de ces équations, on constate que, lorsque le terrain est plastique, il suffit de connaître une seule condition p_i aux limites pour déterminer les contraintes.

D'après les équations 3-3, SIG-r et SIG-t augmentent avec le rayon r qui est élevé à une puissance quelconque, qui peut varier de un à cinq environ. Toutefois, il est impossible que SIG-r et SIG-t augmentent indéfiniment parce que cela impliquerait l'existence de très grandes contraintes près du puits. On conçoit facilement qu'à une certaine distance du puits, le terrain retrouve son élasticité. En d'autres termes, le rapport des contraintes principales est inférieur à la valeur critique; il est exprimé dans l'équation d'écoulement dans l'équation II.

A la surface limite entre la zone élastique et la zone plastique, les équations d'équilibre plastique et d'équilibre élastique qui donnent SIG-r et à SIG-t, devraient être valables; il devrait en particulier y avoir continuité de la valeur de SIG-r. Si l'on résout simultanément les équations 2-6 et 3-3 par rapport à SIG-r, on obtient la distance r entre l'axe du puits et la surface limite:

$$r_e = a \left(\frac{2}{f+1} \frac{S_x + S_c}{p_i + S_c} \right)^{\frac{1}{f-1}} \quad \text{Eq. 3-4}$$

où a est le rayon du puits; S_x , la contrainte naturelle horizontale; p_i , la pression interne sur la surface rocheuse et où $S_c = c/\tan FI$ et $f = \tan^2 (45 + FI/2)$. La figure 3-7c représente les relations théoriques entre les contraintes dans le cas ci-dessus où la contrainte naturelle S_x est uniforme dans toutes les directions.

Exemple: Considérons le cas exceptionnel d'un puits d'un rayon de 10 pi. (3.05m) que l'on creuse dans un schiste tendre soumis à une contrainte naturelle horizontale de 1000 lb/po², (6.9 MN/m²) c'est-à-dire que $S_x = S_y = 1000 \text{ lb/po}^2$. (6.9 MN/m²). On suppose que le schiste subit un écoulement et que son enveloppe de Mohr a les caractéristiques suivantes: $FI = 30^\circ$ et $c = 15 \text{ lb / po}^2$. (0.104 MN/m²). Calculer le rayon r_e de la zone plastique si aucun revêtement n'empêche la dilatation du schiste;

On utilise les valeurs suivantes dans l'équations 3-4:

$$\begin{aligned} p_i &= 0 \\ S_c &= 15/\tan 30 = 26.0 \\ f &= \tan^2 (45 + 30/2) = 3 \end{aligned}$$

Donc

$$r_e = 10 \left(\frac{2}{3+1} \frac{1000 + 26.0}{0 + 26.0} \right)^{\frac{1}{3-1}} = 44.5 \text{ pi (13.57m)}$$

On a formé les équations précédentes en supposant que la roche subit une rupture par écoulement sans perdre de cohésion. Lorsque la rupture se produit par fracture et que cette fracture est assez étendue pour que la cohésion effective soit nulle, les équations 3-3 expriment encore les contraintes dans la zone plastique, puisque S_c devient nul. Toutefois, l'équation 3-4 est inutilisable, à moins que le sol au-delà de la zone plastique soit lui aussi granuleux, c'est-à-dire sans cohésion. C'est le cas d'un puits creusé dans le sable, mais non dans une roche compétente. L'épaisseur de la zone plastique au pourtour d'un puits creusé dans une roche cassante ne peut être déterminée que de façon approximative (4).

On voit à la figure 3-7c que la contrainte SIG-r a quelques valeurs positives à la paroi du puits. Ceci représente le cas où il y a de la pression p_i de revêtement qui agit sur la roche. La valeur maximum de SIG-t est plus grande que cette pression, d'un facteur $\tan^2 ALP$. Dans un sol fracturé sans cohésion, les parois ne peuvent supporter aucune contrainte tangentielle SIG-t, à moins qu'un revêtement n'exerce une pression positive. D'autre part, lorsque le sol conserve une certaine cohésion, les parois peuvent résister à une contrainte tangentielle SIG-t = $S_c (\tan^2 ALP - 1)$ (d'après l'équation 3-3b) sans que l'équilibre soit compromis.

Cependant, lorsque le terrain autour du puits s'est effondré, la contrainte verticale dans le cas d'une condition élastique avant la rupture pourrait être la contrainte principale majeure et ainsi être plus grande que la contrainte tangentielle horizontale (comme on l'a dit plus haut). Dans ce cas, c'est la contrainte verticale qui amorcerait la rupture.

Pour une rupture causée par la contrainte verticale, un élément de la paroi du puits doit se déplacer vers le bas et vers l'intérieur. Le mouvement vers l'intérieur d'une excavation circulaire crée une contrainte tangentielle SIG-t suffisamment élevée pour entraîner un écoulement dans le plan horizontal comme dans le plan vertical. Alors que dans un sol élastique, la contrainte tangentielle SIG-t est la contrainte principale intermédiaire, elle est la contrainte principale majeure dans les conditions de rupture. L'analyse précédente des conditions de contraintes dans le plan horizontal s'applique donc encore.

On n'a pas encore établi une solution rigoureuse du problème tridimensionnel, mais on peut obtenir des résultats satisfaisants en utilisant une méthode utilisée par les ingénieurs et quelques suppositions simplificatrices. L'analyse suivante est une modification d'une étude précédente (5). A la figure (3-7d), la contrainte verticale SIG-z et la contrainte radiale SIG-r ne sont pas les contraintes principales en raison des contraintes de cisaillement TAU-rz sur les plans tangentiels. On voit que la contrainte principale majeure SIG-1 sera incliné vers l'extérieur du puits.

On peut supposer que l'angle d'inclinaison de la contrainte principale mineure SIG-3 à la paroi du puits est près de zéro, ce qui revient à supposer qu'il n'y a aucun frottement entre la roche et le revêtement, ou que le revêtement descend à mesure que la roche s'affaisse. D'après cette supposition, la pression p_i du revêtement calculée devrait être plus grande que la pression sur la paroi où la contrainte principale mineure est inclinée par rapport à l'horizontale.

Si on suppose que l'angle d'inclinaison de SIG-r à la paroi du puits est nul, on obtient, pour le cas d'un mur de soutènement, une valeur de la pression du sol plus élevée que si on suppose un angle d'inclinaison de SIG-r supérieur à zéro. D'autre part, la valeur de l'épaisseur r_e de la zone de sol plastique est plus grande et donc la valeur de la pression p_i du revêtement peut être moindre, puisque SIG-r atteint la valeur prévue pour le point de transition entre les zones de sol plastique et élastique, sur une distance plus grande. De toutes façons, les résultats de l'analyse immédiate indiquent que ces différences ne sont peut-être pas appréciables.

La supposition précédente étant posée, lorsque $r = a$, SIG-1 = SIG-z et SIG-3 = SIG-r. De même, on sait que, quand $r = \infty$, SIG-1 = SIG-z et SIG-3 = SIG-r. Entre ces deux valeurs extrêmes de r , TAU-rz est plus grand que zéro et donc SIG-1 \neq SIG-z et SIG-3 \neq SIG-r. On conclut que, quand $r = a$ et $r = \infty$, la valeur maximum du rapport SIG-z / SIG-r est égale à $\tan^2 ALP$, mais que cette valeur maximum est inférieure à $\tan^2 ALP$ pour des valeurs de r comprises entre a et ∞ . Le rapport s'exprime de la manière suivante:

$$\sigma_z / \sigma_r = \tan^2(45 + \phi_1/2)$$

FI-1 étant représenté à la figure 3-7 (e) (5). Il est probable que l'angle FI-1 varie en fonction de r; cet angle peut toutefois ne pas être très différent de l'angle FI.

Si on suppose que FI-1 est approximativement égal à FI, on utilise les équations 3-3 pour trouver la solution de ce problème tridimensionnel. Puisque les deux cercles représentés à la figure 3-7 (e) coïncident, on sait aussi que SIG-z est à peu près égal à SIG-1 et à SIG-t et que SIG-r est à peu près égal à SIG-3.

Pour trouver la valeur de la pression du revêtement après la rupture du sol autour du puits, nous avons trois équations et quatre inconnues (si on compte les équations 3-3 et si on suppose que SIG-2 = SIG-t. On forme une autre équation en considérant globalement l'équilibre des forces de l'anneau autour du puits (Fig. 3-7f). Dans cette analyse, on suppose que cet anneau de sol plastique a la même épaisseur sur toute la profondeur du puits.

Si on suppose que les contraintes SIG-r et TAU-rz sur l'extérieur de l'espace annulaire (Fig. 3-7f) varient linéairement en fonction de z, on peut écrire (5):

$$W = S + Q$$

$$\pi(r^2 - a^2) \gamma z = \frac{1}{2} \times 2\pi r z \tau_{rz} + \int_a^r 2\pi r \sigma_z dr$$

où SIG-z est la contrainte et Q la force qui agissent sur le fond de l'anneau, et S est la contrainte de cisaillement sur sa surface extérieure verticale. Il est utile de transformer la contrainte de cisaillement de la manière suivante: TAU-rz = (TAU-rz/SIG-r) SIG-r = A SIG-r. La résolution de ces deux équations, des équations 3-3 et de l'équation SIG-z = SIG-t (supposition faite plus haut) par rapport à A donne:

$$A = \frac{(r/a)^2 - 1}{m(r/a)^f} - \frac{2f}{f+1} \frac{(r/a)^{f+1} - 1}{(r/a)^f} \frac{a}{z} \quad \text{Eq. 3-5(a)}$$

où m = Pi / GAM a et f = tan² (45 + FI/2).

Lorsque z = ∞, l'équation prend la forme suivante:

$$A = \frac{(r/a)^2 - 1}{m(r/a)^f} \quad \text{Eq. 3-5(b)}$$

Il est probable que la valeur de A augmente de zéro jusqu'à un maximum à une distance quelconque r₁; au point r₁, dA/dr = 0. Donc, quand z = ∞, on différencie A (Eq. 3-5b) par rapport à r et on détermine ainsi la valeur de r₁:

$$r_1 = a \left(\frac{f}{f-2} \right)^{1/2} \quad \text{Eq. 3-5(c)}$$

A étant égal à TAU-rz / SIG-r, on sait que sa valeur maximum est tan FI (Fig. 3-7e). A prend cette valeur maximum si le plan tangentiel à une distance r₁ est un plan de rupture. Si ce plan tangentiel n'est pas un plan de rupture, la valeur maximum de A est inférieure à tan FI et la pression du revêtement est plus grande. Toutefois, comme on ne peut trouver la valeur réelle de A, on suppose que A = tan FI. En portant cette valeur maximum de A et en remplaçant r par r₁ dans l'équation de A, on obtient la pression pi du revêtement:

$$p_i = \frac{2 \gamma a}{\tan \phi (f-2)} \left(\frac{f-2}{f} \right)^{1/2} \quad \text{Eq. 3-5(d)}$$

Il faut se rappeler que l'équation 3-5 peut donner des valeurs trop élevées dans ce cas en raison des suppositions que l'on a faites. D'autre part, l'équation s'applique à une profondeur infinie, ce qui indique que les valeurs obtenues sont des valeurs sûres. De plus, comme on le verra ci-dessous, les propriétés de déformation du sol et du revêtement sont très importantes.

Exemple: Pour obtenir une réponse approximative, soit FI = 40, GAM = 170 lb/pi³ (2720 Kg/m³) et a = 10 pi. (3.05 m). En portant ces valeurs dans l'équation 3-5, on trouve:

$$p_i = \frac{2 \times 170 \times 10}{0.839 (4.60-2)} \left(\frac{2.60}{4.60} \right)^{1/2} = 418 \text{ lb/pi}^2 = 2.90 \text{ lb/po}^2 (2 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^2)$$

Cette valeur semble trop petite; toutefois, d'autres facteurs la confirment. Une étude numérique ingénieuse a donné les résultats suivants: quand FI est plus grand que 30° et plus petit que 40°, la valeur maximum de A est égale à tan (FI - 5); le rapport effectif moyen Sz/Sr est donc tan² (45 + (FI-5)/2). La pression pi du revêtement a la valeur minimum nécessaire pour que la stabilité soit maintenue (5). En conséquence, si on suppose que ces relations sont exactes, on obtient la même valeur de pi que l'on a calculée plus haut si l'angle de frottement interne FI est de 45° (valeur plus probable pour la roche brisée). On conclut encore une fois que pi semble très petit.

Pour que l'analyse précédente, ainsi que toutes les analyses de la plasticité, soit valable, il faut que la déformation unitaire soit suffisamment grande pour faire entrer en jeu le frottement interne total. Pour savoir si cette condition est remplie, on analyse la valeur de la déformation de la paroi du puits. A partir des équations 2-6 et 2-9, on trouve:

$$p_c = d E (1 - (r_i/r_o)^2) / (2r_i) \quad \text{Eq. 3-6}$$

où p_c est la pression sur l'extérieur du revêtement; d, la déformation radiale de la surface interne du revêtement, et r_i et r_o, les rayons intérieurs et extérieurs. Malheureusement il n'existe aucune méthode théorique et très peu de données empiriques qui nous permettraient de déterminer la déformation unitaire nécessaire pour mettre en jeu le frottement interne. Ainsi chaque cas particulier doit être basé sur des données prises sur place, si cela est possible.

Pour avoir une idée de l'ordre de grandeur de la déformation nécessaire, on se sert de valeurs typiques de la déformation unitaire de rupture et du coefficient de Poisson du gravier ou du sable: EPS-f = 5% et MU = 0.3. Quand FI = 40°, r₁ de l'équation précédente est égal à 1.33a. Si on considère que la rupture est provoquée avant tout par la contrainte verticale, la déformation radiale df de la paroi du puits, nécessaire pour mettre en jeu tout le frottement interne est:

$$d_f = \epsilon_x \Delta r = \mu \epsilon_z \Delta r = \mu \epsilon_f \Delta r$$

$$d_f = 0.3 \times 0.05 \times 0.33a = 0.005a.$$

Pour un puits d'un diamètre de 20 pieds (6.10m), le rayon diminue donc de 0.05 pi. (0.015m) et le diamètre de 0.1 pi (0.030m).

D'une autre façon, si on reconnaît que le sable et le gravier ont une porosité relativement élevée, le plus souvent entre 30 et 50 pour cent, et que la roche brisée a, du moins au début, une porosité presque nulle, il est plus juste de considérer la déformation unitaire de rupture obtenue en étudiant la roche massive. La déformation unitaire de rupture est de l'ordre de 0.5 pour cent et le coefficient de Poisson MU est à peu près de 0.3. Dans ce cas, la déformation de la surface du revêtement est alors de 0.005a et les changements du rayon et du diamètre d'un puits d'un diamètre de 20 pi. (6.10m) sont respectivement 0.005 pi (0.002m) et de 0.01 pi (0.003m).

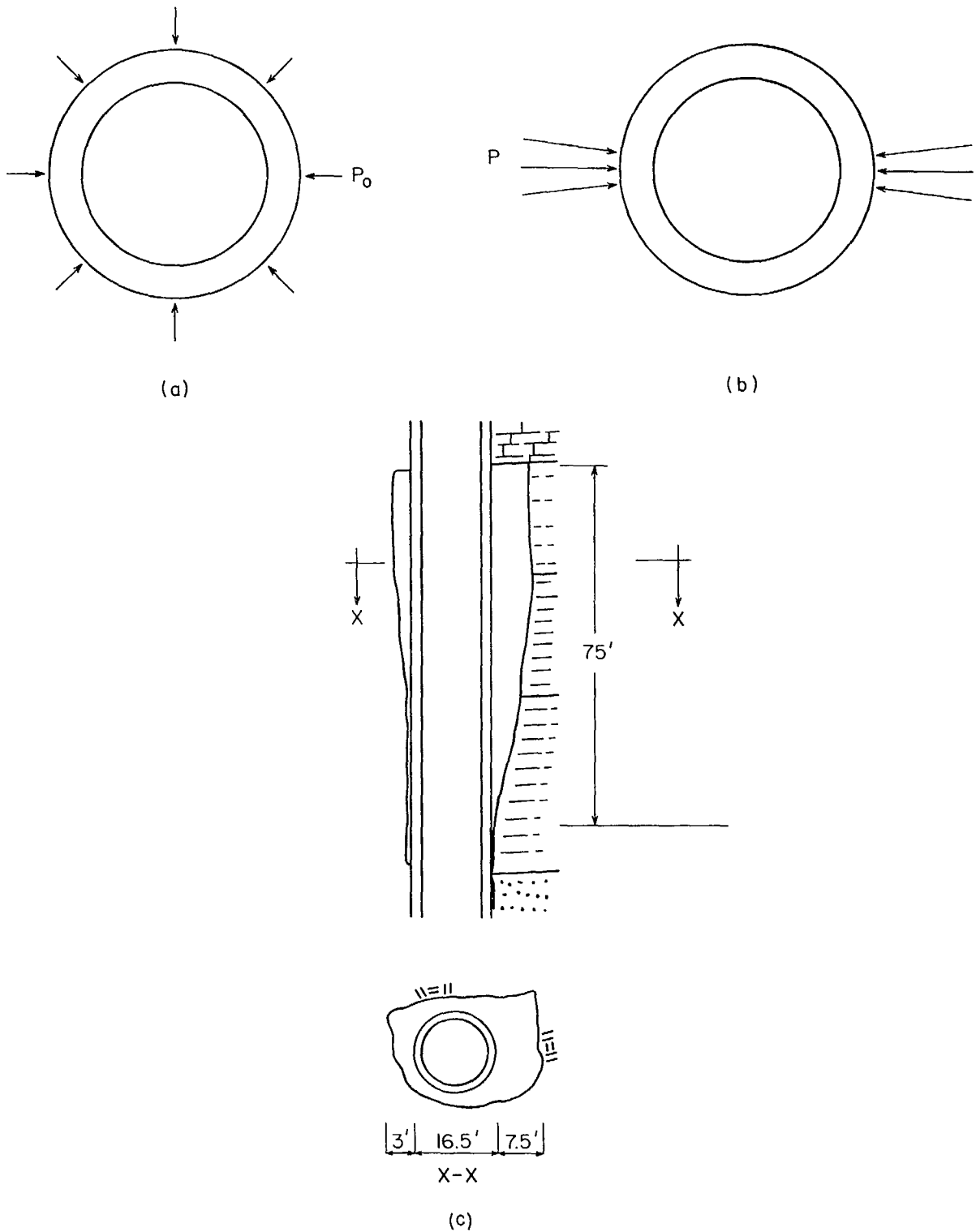


Fig. 3-8 a) La pression uniformément distribuée de la roche sur le revêtement d'un puits
 b) La pression concentrée de la roche sur le revêtement d'un puits
 c) Une rupture typique de la roche autour d'un puits dans des roches sédimentaires.

Pour avoir une idée de l'importance de ces valeurs de la déformation radiale, considérons le cas d'un revêtement type en béton d'une épaisseur de 12 po. (0.305m) à l'intérieur d'un puits à paroi rocheuse d'un diamètre de 20 pi. (6.10m), E étant égal à 3×10^6 lb/po². (20.7×10^3 MN/m²) et MU, à 0.15.

On tire de l'équation de 3-6 la valeur de la pression externe sur le revêtement, produite par une déformation de .005 pi. (0.002m):

$$P_c = 0.005 \times 3 \times 10^6 (1-0.9^2)/(2 \times 9) = 158 \text{ lb/po}^2 (1.1 \text{ MN/m}^2)$$

Cette pression étant beaucoup plus forte que la pression minimum de la roche, calculée plus haut (2.91 lb/po²) (0.02 MN/m²), on conclut que la rigidité du revêtement est telle que, s'il était en contact étroit avec la roche, la déformation unitaire de rupture de la roche qui est de 0.5 pour cent (et à plus forte raison si elle est de 5%), ne pourrait se produire; le frottement interne de la roche brisée ne pourrait donc pas être mis en jeu en entier. Pour que la valeur minimum de la pression du revêtement (2.9 lb/po²) (0.02 MN/m²) s'applique, il faut qu'il existe (au début) un espace entre le revêtement et la roche ou qu'on utilise un matériau moins résistant que le béton. Dans ce problème, les caractéristiques de la déformation sont donc très importantes. De plus, on constate l'utilité des supports en bois ou des soutènements cintrés en acier flexible.

On a donc la situation suivante: lorsque la déformation du revêtement augmente, la pression de la roche diminue, mais la réaction du revêtement augmente; la figure 3-7(g) représente les courbes de ces fonctions. On récrit l'équation 3-6 de la réaction pc du revêtement en fonction de la déformation d de la surface intérieure (de la paroi), les unités étant les pouces:

$$P_c = d \times 3 \times 10^6 (1-0.9^2)/(2 \times 9 \times 12) = 2640 d.$$

On peut aussi établir une relation entre A (c'est-à-dire, TAU-rz / SIG-r) et la déformation du revêtement. si on suppose, comme on l'a fait ci-dessus, que la valeur maximum de A est tan FI, que la variation en fonction de d est linéaire et qu'il faut une déformation radiale de 0.005 pi. (0.002m) pour mettre en jeu tout le frottement interne, on trouve alors, quand FI = 40°:

$$A = k d$$

où $k =$ la constante de proportionnalité
 quand $d = 0.005 \text{ pi.} = 0.06 \text{ po.} (0.002\text{m})$ $A = \tan 40 = 0.839$
 donc $k = 0.839/0.06 = 14.0 \text{ po.}^{-1} (551.1\text{m}^{-1})$
 et $A = 14.0d$

En portant cette valeur de A dans l'équation 3-5(b) et en utilisant l'équation 3-5(c) exprimée par rapport à r, on exprime la pression de la roche en fonction de A, lorsque $z = \infty$, par:

$$P_i = \frac{2 \gamma_a}{A (1-2)} \left(\frac{1-2}{1} \right)^{1/2} \\ = \frac{2 \times 170 \times 10}{144 \times 14.0 d (4.60-2)} \left(\frac{4.60-2}{4.60} \right)^{4.60/2} = 0.173/d$$

En résolvant les deux équations simultanées de la pression pi de la roche et de la réaction pc du béton, on détermine le point d'intersection des deux courbes représentées à la figure 3-7(g).

$$P_i = \sqrt{0.173 \times 2640} = 21.4 \text{ psi.}$$

On peut donc calculer la contrainte maximum sur la face intérieure du revêtement à l'aide de l'équation 2-6(b).

$$\text{SIG-t} = \frac{2 \times 21.4}{1 - 0.9^2} = 225 \text{ lb/po}^2 (1.55 \text{ MN/m}^2)$$

D'une autre façon, si la déformation nécessaire pour mettre en jeu tout le frottement interne est aussi grande que 0.05 pi. (0.015m) (la déformation unitaire de rupture ayant la valeur élevée de 5%), les équations ci-dessus donnent:

$A = 1.4 dr$
 $P_i = 1.73 / dr$
 Donc $P_i = 67.4 \text{ lb/po}^2 (0.465 \text{ MN/m}^2)$
 et $\text{SIG-t} = 710 \text{ lb/po}^2 (4.9 \text{ MN/m}^2)$

Les concentrations de pressions d'un sol granuleux ou brisé.

Les contraintes du revêtement que l'on a calculées ci-dessus et qui sont plus petites que les contraintes normales admissibles sont basées sur la supposition que la pression de la roche s'exerce uniformément sur la surface extérieure du revêtement. Mais on sait par expérience que ce n'est habituellement pas le cas dans la roche fracturée, bien que ce soit possible dans le sable. On prévoit que la pression de la roche se concentrera sur quelques points de contact isolés. On analyse cette situation à l'aide des équations suivantes (6):

$$\sigma_{cpn} = p_o (r_o^2 + r_i^2)/(r_o^2 - r_i^2) + 5 \bar{p} r_o^2 (3r_o^2 + r_i^2)/(r_o^2 - r_i^2)^2 \quad \text{Eq. 3-7(a)}$$

$$\sigma_{tsn} = 2 p_o r_o^2/(r_o^2 - r_i^2) - 6 \bar{p} r_o^2 (r_o^2 + 3r_i^2)/(r_o^2 - r_i^2)^2 \quad \text{Eq. 3-7(b)}$$

On suppose dans ces équations qu'un revêtement équivaut à un anneau qui est libre de se déformer sous des pressions externes. P_o est la composante de la pression de la roche qui est distribuée uniformément sur la surface extérieure du revêtement; p est la pression que l'on calcule en divisant par $2(P_i)r_o$ la valeur de la force P de la roche, qui s'accumule sur deux petits arcs (moins de 10°) diamétralement opposés (Fig. 3-8b).

Selon ces suppositions, SIG-cpn est la contrainte maximum de compression dans un tel anneau, qui s'exerce sur la face extérieure du revêtement; SIG-tsn est la contrainte maximum de traction qui s'exerce sur la surface intérieure du revêtement. Ces contraintes sont des contraintes tangentielles. L'analyse ne considère pas les effets locaux des pressions de contact.

Exemple: Reprenons l'exemple précédent. Si l'on suppose que la moitié de la pression de la roche est distribuée uniformément, c'est-à-dire que $P_o = 11 \text{ lb/po}^2 (0.076 \text{ MN/m}^2)$ et que le reste de la pression de la roche s'accumule sur deux points diamétralement opposés, c'est-à-dire que $p = 11 \text{ lb/po}^2 (0.076 \text{ MN/m}^2)$ les contraintes maximums sont:

$$\text{SIG-cpn} = 5,900 \text{ lb/po}^2 (40710 \text{ MN/m}^2)$$

$$\text{SIG-tsn} = 6,100 \text{ lb/po}^2 (42090 \text{ MN/m}^2)$$

Ces contraintes sont évidemment beaucoup plus grandes que les contraintes de rupture dans le revêtement en béton. Toutefois, à moins que le revêtement soit très lâche (parce que le béton s'est contracté ou parce qu'on a utilisé des sections préfabriquées sans mettre du mortier derrière elles), le revêtement ne peut pas se déplacer vers l'extérieur à 90° des points de pression, comme le ferait un anneau. Ces contraintes ne peuvent donc pas se produire.

Il existe une meilleure façon d'aborder le cas type: c'est de supposer que la moitié du revêtement est une voûte encadrée.

En d'autres termes, la roche voisine empêche le haut et le bas de cet anneau de se déplacer vers l'extérieur et, si la charge est symétrique, ces points ne tournent pas et se comportent comme s'ils étaient fixes (Fig. 3-8b).

En ce cas, les contraintes sont égales à environ un tiers de celles qu'on a calculées ci-dessus en supposant que le revêtement est un anneau libre de se déplacer. On se sert par conséquent des équations suivantes si on croit que, soumis à des concentrations de contraintes, le revêtement se comportera comme une voûte encastrée:

$$M_0 = PR \left[\frac{0.471 + 6.82m}{0.299 + 1.571m} \right] \quad \text{Eq. 3-8(a)}$$

$$M_1 = PR \left[\frac{0.158 - 0.032m}{0.299 + 1.571m} \right] \quad \text{Eq. 3-8(b)}$$

où M_0 est le moment au point de concentration de la pression; M_1 , le moment en un point situé à un quart de circonférence sur la paroi du puits à partir du point de concentration de la pression; et où $m = I/(AR^2)$, I étant le moment d'inertie de la section du revêtement, A , l'aire de la coupe transversale et R , le rayon du centre de gravité.

Plusieurs observations découlent des analyses qui précèdent. En premier lieu, les contraintes les plus fortes sur un revêtement sont probablement issues des concentrations locales de la pression de la roche. Par conséquent, tout dispositif qui réduit ces charges concentrées entraîne des différences notables dans le comportement du revêtement. En plaçant par exemple un matériau qui se déforme facilement (bois, sable, ou peut-être une mousse de matière plastique) derrière un revêtement rigide, on réduit toute concentration éventuelle.

Si l'on compare les préconceptions habituelles et l'analyse, il est intéressant de se poser la question suivante: s'il y avait une forte contrainte résiduelle horizontale dans la direction N-S, les points du revêtement d'une excavation souterraine soumis à une concentration de pression seraient-ils eux aussi situés sur l'axe N-S? Les concentrations élevées de contraintes de compression s'exerceraient sur les points situés sur l'axe E-O; par conséquent, si aucun autre facteur n'entre en jeu, c'est en ces points qu'aura d'abord lieu la rupture par compression, et par conséquent la dilatation de la roche. Ainsi les zones de concentration de la pression de la roche situées sur l'axe E-O et non sur l'axe N-S, comme on pourrait le croire.

En second lieu, il semblerait y avoir avantage à choisir pour le revêtement un matériau dont le module de déformation soit peu élevé par rapport à sa résistance; par exemple, le rapport du module de déformation à la résistance uniaxiale à la compression du béton est 1000 environ. Le rapport du module de déformation à la limite d'élasticité d'un acier doux de construction est de 900, mais le rapport du module de déformation à la contrainte de rupture est d'environ 400. En plus de ses autres avantages pratiques et économiques, ce faible rapport du module de déformation de l'acier à sa résistance nous porte à recommander l'acier comme matériau de revêtement.

Troisième remarque: si les pressions de la roche (cf. exemple ci-dessus) provoquent la rupture du premier revêtement, un second revêtement de même épaisseur peut n'être soumis qu'à des contraintes très faibles. C'est le cas si la déformation de la roche est assez importante pour mettre en jeu le revêtement interne total de la zone fracturée, la pression moyenne de la roche étant réduite à son minimum. De plus, les concentrations initiales de la pression de la roche peuvent disparaître par suite de la rupture du premier revêtement.

Quatrième remarque: une méthode de soutènement du sol, telle le boulonnage des roches, a l'avantage d'être moins sensible aux inégalités de la pression de la roche qui endommage les revêtements de construction. D'autre part, le boulonnage peut être impossible si la paroi rocheuse est fracturée et les fractures préexistantes dans le terrain peuvent avoir des effets destructifs sur l'ancrage des boulons.

Enfin, on constate l'importance de mettre du mortier derrière le revêtement après son installation; en effet, tout espace entre le revêtement et la roche donne lieu à des contraintes beaucoup plus fortes, que l'on calcule à l'aide des équations 3-7, plutôt qu'aux contraintes calculées à l'aide des équations 3-8. Cette règle s'applique aussi aux revêtements des tunnels et des galeries où il est difficile d'empêcher la formation d'un espace vide au sommet.

Étudions maintenant le cas d'un puits d'un diamètre de 26 pi. (7.95m), creusé dans un schiste faillé et de faible résistance (6). Le revêtement était le suivant: 10 po. (0.254m) de blocs creux en béton, à l'intérieur desquels on versait 18 po. (0.46m) de béton. On serra ce revêtement mixte avec du mortier. Des mesures prises à la face intérieure du revêtement révélèrent que les contraintes augmentèrent pendant cinq à huit mois et en général diminuèrent ensuite. Voici quelques-unes des contraintes de compression maximums:

Profondeur	Contraintes tangentielles
383 pi (116.8m)	2420 lb/po ² (16.7 MN/m ²)
415 pi (126.6m)	920 lb/po ² (6.35 MN/m ²)
895 pi (273.0m)	710 lb/po ² (4.9 MN/m ²)

On ne connaît malheureusement pas les caractéristiques de la roche. Supposons que la densité de la roche est de 160 lb/pi³ (2560 kg/m³) et que $FI = 30^\circ$. À l'aide de l'équation 3-5(d), on calcule la pression moyenne de la roche qui suit une rupture:

$$p = \frac{2 \times 160 \times 13}{0.577 (3-2)} \left(\frac{3-2}{3} \right)^{3/2} = 1380 \text{ lb/pi}^2 = 9.6 \text{ lb/po}^2 \text{ (0.066 MN/m}^2\text{)}$$

Calculons maintenant la contrainte du revêtement en béton quand $r_i = 10.5$ pi. (3.2m) et $r_o = 12.0$ pi. (3.6m) en utilisant l'équation 3-7a. Supposons en premier lieu que $p_o = p$ et donc $p = 0$:

$$\text{SIG} = 9.6 (12^2 + 10.5^2) / (12^2 - 10.5^2) = 72.2 \text{ lb/po}^2 \text{ (0.5 MN/m}^2\text{)}$$

Cette réponse est plus petite que les valeurs mesurées sur place. Si on suppose que $p_o = p/2 = p$, on obtient alors en utilisant l'équation 3-7(a):

$$\text{SIG} = 72.2/2 + \frac{5 \times 4.8 \times 12^2 (3 \times 12^2 + 10.5^2)}{(12^2 - 10.5^2)^2} = 1631 \text{ lb/po}^2 \text{ (11.2 MN/m}^2\text{)}$$

Ces calculs démontrent que les concentrations de pression varient probablement dans la roche. De plus, la diminution des contraintes a probablement été amenée par le broyage des blocs creux derrière le béton, ce qui a ensuite entraîné une redistribution locale des concentrations de charges.

La pression des terrains fragmentés sur les puits de section rectangulaire.

La pression de la roche sur le revêtement est fréquemment causée par les ébranlements locaux de la roche autour d'un puits (23). L'effet de voûte dans les terrains encaissants d'un puits rectangulaire n'est pas assez marqué pour supporter les terrains brisés. La figure 3-8(c) représente le schéma des ruptures locales qui se sont produites au pourtour de puits.

La pression de la roche produite par de telles ruptures locales équivaut à la pression du sol produite par le coin de terre qui tend à glisser. Ainsi on se sert de l'équation 1-11(d) pour étudier la pression de la roche. La hauteur de ces coins de terre dépend de l'épaisseur de la zone de roche de faible résistance dans laquelle ils se sont produits.

Après un relevé des ruptures de la roche au pourtour des puits, environ dix des puits dont les parois s'ébranlent sont creusés dans des roches telles que le schiste, le charbon ou le grès (23). La plupart des ruptures les plus graves surviennent dans des zones de failles, de glissements ou dans des zones altérées. Plus, le nombre des ruptures, plus leur importance, augmente avec le volume de la roche souterraine.

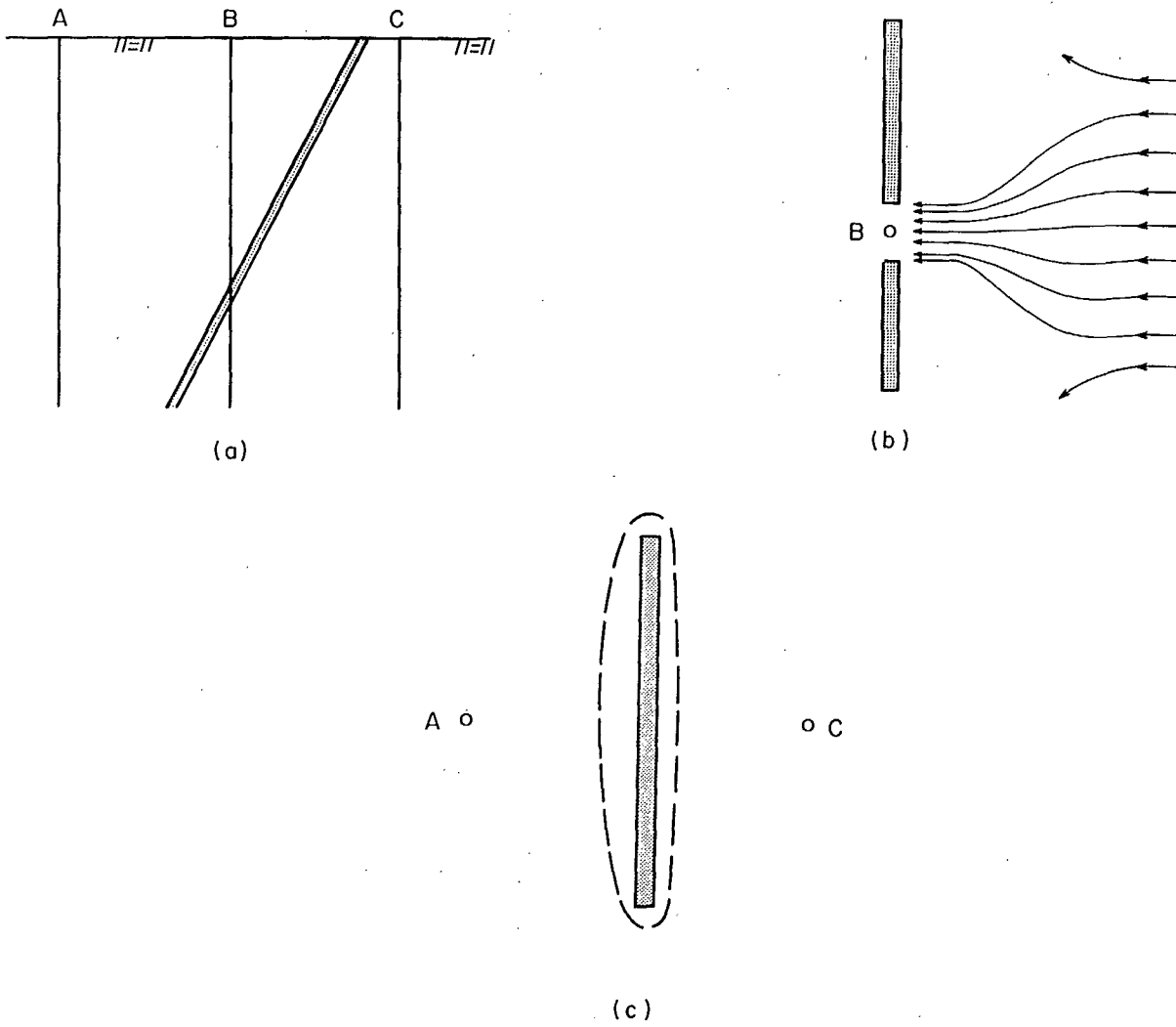


Fig. 3-9 Les différentes positions d'un puits.

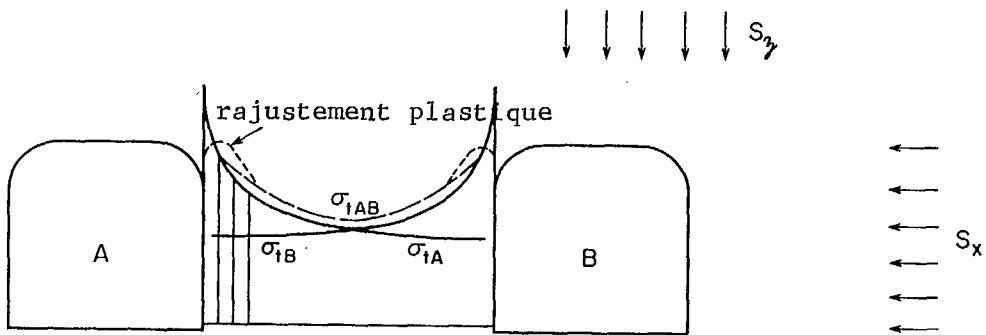


Fig. 3-10 La distribution des contraintes entre deux excavations.

On a fait une autre constatation très importante: sur 127 puits d'une profondeur de 3,000 pi., 65% des ruptures eurent lieu à moins de 600 pi. de la surface. On voit que la gravité et les concentrations des contraintes ne sont pas des facteurs très importants dans l'analyse précédente.

Les puits peu profonds creusés dans une roche très tendre réagissent selon les prédictions basées sur les effets gravitationnels. Pendant le creusage de ces puits, on peut utiliser de l'air comprimé pour exercer une pression de soutènement sur la surface du sol, ce qui diminue les contraintes de cisaillement et empêche la rupture. Toutefois, on utilise le plus souvent cette méthode quand l'eau souterraine augmente l'instabilité du sol ou risque de s'accumuler en trop grande quantité. Dans les deux cas, la profondeur à laquelle on peut utiliser la méthode de l'air comprimé est d'ailleurs limitée: quand la pression de l'air comprimé dépasse 20 lb/po² (0.138 MN/m²), le coût de la main-d'oeuvre augmente parce qu'on a établi presque partout des règlements en vertu desquels les ouvriers ne doivent pas travailler plus de 8 heures par jour sous des pressions plus élevées.

Les pressions des terrains visqueux

Dans certaines formations rocheuses, la déformation à long terme de la roche, causée par le creusage d'un puits, entraîne des pressions dans la roche. Il s'agit d'une réaction de type visqueux, le taux de déformation de la roche diminuant en général avec le temps (Fig. 1-6f). Dans ces cas, il est bon de déterminer les caractéristiques déformation - temps par des mesures prises dans le terrain in situ autour d'un tunnel d'essai. Ensuite, il est possible d'extrapoler à partir de la déformation observée, la déformation qui se produira pendant l'existence du puits.

Il faut supposer qu'à partir d'une certaine profondeur, la déformation est presque irrésistible. Il ne reste donc plus qu'à calculer la valeur des contraintes qui agiront sur le revêtement selon les déformations prévues. Si on prévoit que ces contraintes deviendront excessives à brève échéance, on installe un revêtement souple provisoire, jusqu'à ce que le taux de déformation soit assez petit pour que les contraintes qui s'exercent pendant l'existence du puits soient dans des limites déterminées. On étudiera plus longuement ce procédé dans la section consacrée aux tunnels.

Les effets de l'emplacement du puits par rapport aux chantiers d'abattage

L'emplacement d'un puits par rapport à un gisement est important du point de vue de la distribution des contraintes dans la roche. Considérons un gisement typique (Fig. 3-9a). Il faut que le puits soit situé à une certaine distance dans une direction loin du chantier d'abattage pour éviter les effets du puits sur le terrain voisin du chantier. Toutefois, on envisage souvent de choisir un emplacement contigu au chantier d'abattage dans le toit, le mur ou en travers du filon.

Un puits creusé dans le toit (voir A, Fig. 3-9a et 3-9c) doit être situé à une distance considérable de la zone d'exploitation pour que la répartition des contraintes autour du puits ne soit pas modifiée par l'abattage. De plus, à moins qu'on ait laissé un pilier dans le gisement, le puits creusé dans le toit doit être assez éloigné de la zone d'exploitation pour ne pas subir les effets de l'affaissement (étudié au chapitre 5) ou de la présence d'une zone de roche effondrée (indiquée par la ligne discontinue à la figure 3-9c) autour des chantiers d'abattage.

Les mêmes considérations s'appliquent à un puits vertical creusé dans le mur (Fig. 3-9a: emplacement C). Il n'est toutefois pas nécessaire que la distance entre le puits et le gisement soit aussi grande pour éviter l'affaissement.

Un puits qui traverse le filon est soumis à des contraintes accrues (Fig. 3-9a: emplacement B). D'habitude, il est nécessaire de creuser un tel puits dans un pilier (Fig. 3-9b). Ce pilier est soumis à une concentration de la contrainte naturelle, qui à son tour se concentre autour du puits. Des contraintes tangentielles très élevées, s'exerçant sur la paroi rocheuse du puits, peuvent alors se manifester. Il peut être difficile d'éviter l'affaissement des niveaux supérieurs du puits, à moins de laisser en face du puits un pilier de grandes dimensions sur toute la profondeur de la zone d'exploitation.

LES CONTRAINTES AUTOUR DES GALERIES ET DES TUNNELS

Terrain élastique: On peut exprimer les contraintes autour des galeries dans un sol élastique idéal par les équations 3-2, qui s'appliquent au cas d'un trou dans un champ biaxial de contraintes (Fig. 3-10). La contrainte horizontale S_x est habituellement différente de la contrainte verticale S_z . Ce cas ressemble donc qualitativement à celui d'un puits situé dans un champ de contrainte résiduelle (Fig. 3-5). La répartition des contraintes et les modes possibles de rupture sont les mêmes dans les deux cas.

Il existe souvent des actions réciproques entre les galeries et les bures, et entre les tunnels parallèles et entrecroisés.

A la figure 3-10, deux tunnels parallèles A et B sont séparés par un pilier d'une largeur égale à 1.5 fois la largeur des tunnels dans un champ de contrainte où la contrainte principale majeure est verticale. Les courbes SIG-tA et SIG-tB représentent les contraintes tangentielles dans les côtés de chaque tunnel considéré séparément. La courbe discontinue SIG-tAB représente le résultat de l'action conjuguée de ces contraintes.

Dans ce cas idéal, même si la contrainte moyenne dans le pilier augmente un peu, les contraintes maximums aux parois des excavations ne changent pas d'une façon appréciable. Toute tendance au rajustement plastique modifie la courbe de l'action conjuguée des contraintes, tel qu'indiqué par le pointillé de la figure 3-10. Selon l'importance relative de ces différents effets, il existe un nombre infini de répartitions de contraintes dans de tels piliers.

On note des actions réciproques beaucoup plus souvent lorsque les galeries et les travers-bancs s'entrecroisent que lorsque les excavations sont parallèles. Si un travers-banc doit couper une galerie de façon à former un T ou un croisement, le percement du travers-banc se fait dans une zone de concentration de contraintes causée par la galerie. Comme le percement du travers-banc entraîne lui-même des concentrations de contraintes, la zone du croisement est soumise à des effets multiples.

Bien qu'on n'ait pas encore résolu le problème mathématique posé par ces concentrations des contraintes, on peut concevoir que, dans un champ de contrainte où la contrainte principale majeure est verticale, les concentrations des contraintes dans les côtés à l'intersection des excavations sont égales au carré des concentrations de contrainte dans une seule excavation. Cette supposition est valable seulement pour un terrain idéalement élastique et est sujette aux modifications indiquées à la figure 3-3. Quoi qu'il en soit, les côtés sont des zones où existent des contraintes beaucoup plus élevées que d'habitude et où la possibilité de rupture est la plus grande. (En plus de ces effets des contraintes, on tiendrait compte dans les calculs des facteurs relatifs à la résistance, par exemple, les faiblesses géologiques et la détérioration du terrain avec le temps.)

L'intersection d'un bure et d'une galerie entraîne elle aussi l'intersection de zones de concentrations des contraintes. On n'a pas encore trouvé la solution qui s'applique dans ce cas. Des études photo-élastiques indiquent que les concentrations des contraintes autour d'une telle galerie située dans un champ de gravité, ne sont pas plus intenses que dans une galerie considérée isolément (24). Toutefois, d'un point de vue pratique, à l'intersection d'une galerie et d'un puits ou d'un bure, toute faiblesse géologique dans le toit de la galerie peut facilement amener une rupture du terrain.

Terrain non-idéal

Considérons le cas d'une faille qui coupe un tunnel du point de vue de la distribution des contraintes (FIG. 3-11a). Un élément du terrain de la faille subirait normalement les contraintes représentées à la figure 3-11(b). La contrainte tangentielle SIG-t serait très grande et la contrainte radiale SIG-r, très petite. Le long du plan de la faille, la contrainte de cisaillement TAU est donc relativement grande et la contrainte normale SIG, relativement petite.

À moins que la résistance de la brèche au frottement soit plus grande que la contrainte de cisaillement, un léger mouvement se produit le long de ce plan. Ce mouvement provoque des contraintes de traction secondaires, qui peuvent causer l'époulement de la roche. On sait par expérience que le toit prend progressivement les formes indiquées à la figure 3-11(a) par les lignes discontinues.

Considérons un autre cas: celui d'une faille parallèle à la paroi d'une galerie (Fig. 3-12). Deux mécanismes sont importants. Premièrement, les contraintes ont tendance à se concentrer dans la roche entre la faille et la galerie d'une façon semblable à celle qui est décrite à la figure 3-4(a). La valeur moyenne de la contrainte tangentielle SIG-t est donc plus élevée que la valeur habituelle.

Le second facteur qui peut influencer la stabilité du terrain est la distance L entre la faille et la paroi de la galerie. Si cette distance est petite par rapport à la hauteur H de cet élément de roche, il peut se produire une rupture qui résulte de l'instabilité élastique du terrain soumis à des contraintes moyennes plus basses que les contraintes nécessaires pour le creusage.

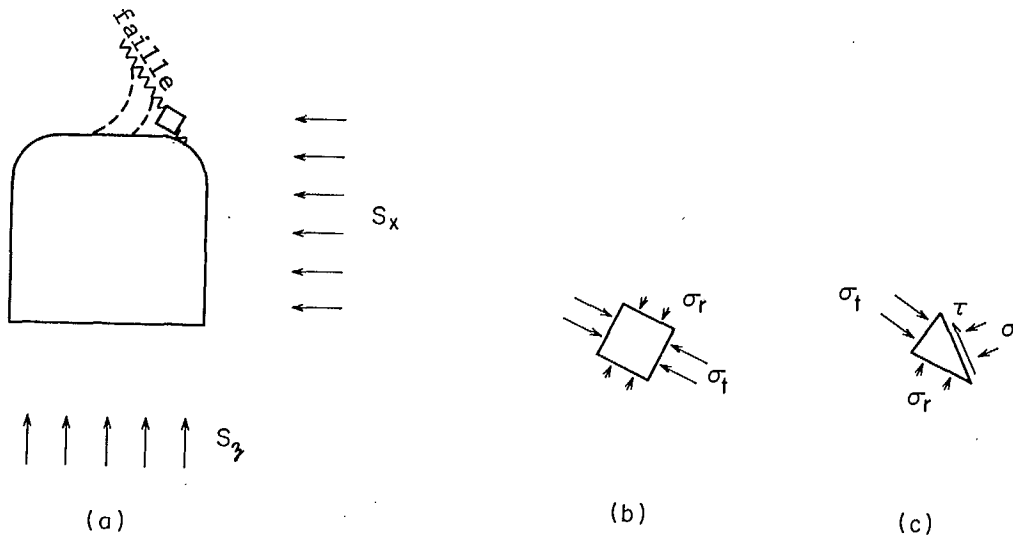


Fig. 3-11 Les conséquences de l'intersection d'une faille et du plafond d'une excavation.

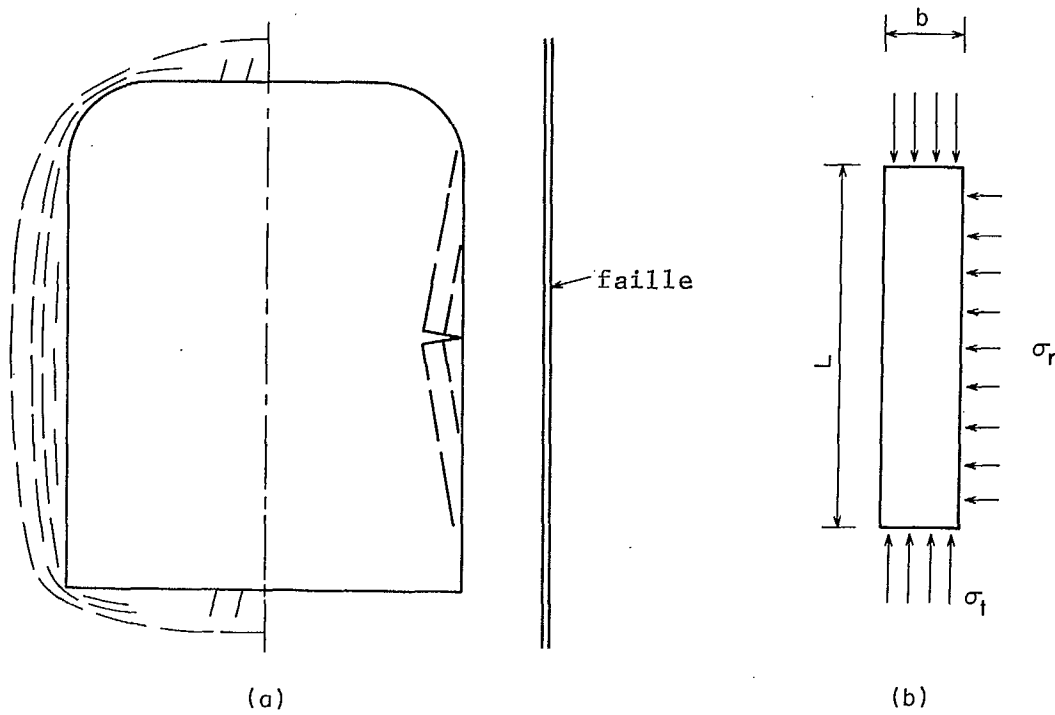


Fig. 3-12 La rupture possible par flambage de la paroi d'une excavation.

L'analyse de cette roche est semblable à l'analyse d'une colonne. Si les extrémités de la colonne sont articulées, c'est-à-dire si les extrémités permettent la rotation, on utilise la formule d'Euler pour déterminer la contrainte limite:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E(r/L)^2 \quad \text{Eq. 3-9}$$

r étant le rayon de giration de la section dans la direction où le flambage a lieu et L , la distance entre les connexions articulées équivalentes.

Pour une colonne dont les extrémités sont fixes, les points d'inflexion de la courbe élastique peuvent être considérés comme les points où se trouvent les connexions articulées d'une colonne articulée, puisque les moments en ces points sont égaux à zéro. Dans ce cas, la longueur effective L est égale à la moitié de la longueur réelle de la colonne.

Pour une colonne qui n'est pas fixe, mais dont les extrémités sont carrées et empêchent ainsi toute rotation, les points d'inflexion de la courbe élastique sont situés entre les points d'inflexion considérés dans les deux cas précédents. En ce qui concerne la stabilité de la paroi de la galerie (Fig. 3-12a), il est nécessaire de savoir où les points d'inflexion de la courbe élastique de cette roche seront situés; ces points correspondent aux connexions articulées. A titre d'essai, on peut utiliser dans les calculs une longueur effective L égale à 0.8 de la hauteur de la paroi, c'est-à-dire la hauteur à partir du plancher jusqu'au début du filet du plafond.

LE SOUTÈNEMENT DES TERRAINS AUTOUR DES GALLERIES ET DES TUNNELS

La pression du terrain brisé

Si le revêtement d'un tunnel est mis en place avant que la rupture de la roche en se produise et si le champ de contrainte se compose d'une contrainte verticale de compression et d'une contrainte horizontale de compression plus petite, seules des causes secondaires peuvent entraîner dans le revêtement des pressions verticales supérieures aux pressions horizontales. Dans un tel champ de contrainte la première chose qui se produit est la rupture des parois, qui exerce ainsi une pression latérale sur les parois. Des études sur modèles ont rendu manifeste ce phénomène (19, 20). On a également constaté le fait sur le terrain. (21).

Un phénomène secondaire se produit à la suite de la rupture des parois. En effet, le toit immédiat se déforme, ce qui donne lieu à une pression verticale sur le revêtement. Un phénomène semblable se produit (c'est-à-dire que le toit s'affaisse) si le module de déformation du matériau diminue en fonction du temps et si des contraintes tangentielles élevées s'exercent en même temps dans les parois. D'autre part, il peut exister des pressions verticales en raison de la grande probabilité que la roche se brise près du tunnel. Ainsi une certaine quantité de terre meuble peut s'introduire derrière le revêtement et agir dans une direction verticale en tant que poids mort.

Dans les travaux de génie civil, on détermine les pressions de la roche sur les revêtements de tunnel dans un terrain fragmenté en utilisant les principes simples suivants. Les revêtements de tunnel doivent habituellement retenir la roche meuble qui s'accumule autour d'eux. (7). On utilise les valeurs de charge suivantes dans la construction des revêtements de tunnel. Ces valeurs ne s'appliquent pas aux roches dites visqueuses (voir chapitre 1).

<u>Aspect de la roche</u>	<u>Hauteur de la roche meuble</u>
1. Massive	0
2. En blocs	0 - 0.7 b
3. Fragmentée	2b

où b est la largeur de la galerie ou du tunnel. On a classifié la roche d'après les descriptions contenues dans le chapitre 1. Plusieurs mesures confirment les règles formulées plus haut (8).

L'ingénieur responsable des travaux doit déterminer un coefficient suffisant de sécurité du revêtement. Un coefficient de sécurité de 2 pour prévenir la rupture du revêtement suffit dans la plupart des cas. Ce nombre tient compte des distributions non-uniformes possibles des charges. Il n'est pas nécessaire que le coefficient de sécurité soit très élevé, puisque les charges données plus haut sont les charges moyennes maximums qui s'exercent sur ces roches.

Considérons la disposition typique de la roche meuble autour d'une galerie (Fig. 3-13a). On voit que la pression horizontale maximum s'exerçant sur la galerie dépend de la hauteur et de l'épaisseur de la zone de roche fragmentée au pourtour du mur de soutènement. On peut utiliser l'équation 1-11(b) pour déterminer la pression limite.

Exemple: On creuse une galerie de 10 pieds (3.05m) de haut dans une roche en blocs. La hauteur de la zone de roche fragmentée située au-dessus des murs de soutènement est de 0.7b. L'angle de frottement interne de la roche est de 45° et sa densité est de 167 lb/pi³ (2672 Kg/m³). L'équation 1-11(b) nous donne la pression horizontale maximum de la roche:

$$P_a = rz/\tan^2 (45 + \phi/2) \\ = 167 (10 + 0.7 \times 10) / \tan^2 67.5 = 487 \text{ lb/pi}^2 (3.36 \text{ MN/m}^2)$$

On obtient une valeur probablement plus juste de la pression horizontale de la roche sur le revêtement en analysant l'effet de voûte (voir chapitre 5) au pourtour de l'excavation. Dans l'analyse de l'exemple précédent, supposons que l'épaisseur de la zone de roche meuble près des parois de la galerie est de 3 pieds (0.92m) et que le rapport k de la contrainte horizontale à la contrainte verticale est de 0.5. A l'aide de l'équation 5-3(b), on détermine la pression latérale de la roche:

$$P_h = b\gamma(1 - e^{-kz \tan \phi} / 2b) / (2 \tan \phi) \\ = 3 \times 167 (1 - e^{-0.5 \times 17 (\tan 45)^2 / 3} / (2 \tan 45)) = 250 \text{ psf.}$$

Les valeurs obtenues par ces deux méthodes sont du même ordre de grandeur.

En considérant dans les deux cas que la roche meuble doit se comporter comme une masse granulaire, il serait plus juste d'utiliser la valeur approximative de 100 lb/pi³ (1600 Kg/m³) pour la densité de la roche meuble.

Dans la construction des revêtements, on néglige souvent le fait que les pressions de la roche ne sont presque jamais uniformes et ne s'appliquent pas sur les lignes centrales. Il est important de considérer ce fait, en particulier lorsqu'on utilise des cintres métalliques en forme de I ou de WF, parce que ces cintres sont conçus pour supporter des charges verticales portant sur leurs lignes médianes (voir la flèche à la figure 3-13b).

Des charges excentriques ou obliques soumettent ces cintres à des contraintes auxquelles ils ne peuvent résister, c'est-à-dire à des contraintes de cisaillement de torsion, à des contraintes de flexion localisées dans les ailes et enfin à des contraintes de flexion et de flambage dans l'âme (voir la flèche inclinée à la figure 3-13b). L'application des charges sur les cintres en WF entraîne donc l'écoulement et le flambage de l'âme ainsi que le flambage des ailes (Fig. 3-13b et 3-13c). On voit donc les avantages des cintres en bois, de section carrée, qui ont une résistance à la flexion et au cisaillement égale selon leurs deux axes.

Parfois, une pression uniforme peut être exercée sur le revêtement d'un tunnel dans un sol brisé, qui est dans un état de contrainte tel qu'indiqué à la figure 3-7(c). Cependant, on ne peut se servir d'une telle analyse parce qu'il est peu probable que la contrainte naturelle soit égale dans les directions verticale et horizontale.

Dans certains cas, le revêtement d'un tunnel de section circulaire est soumis à des pressions concentriques (Fig. 3-8b). On utilise alors les équations 3-7 qui s'appliquent à un puits de section circulaire, ou les équations 3-8 si on a injecté du mortier derrière le revêtement.

La déformation causée par les roches visqueuses

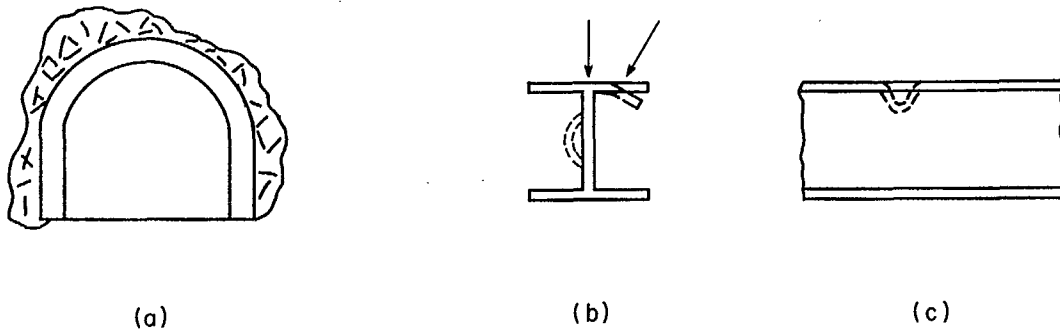


Fig. 3-13 Des cadres en acier qui supportent de la roche meuble autour d'une excavation.

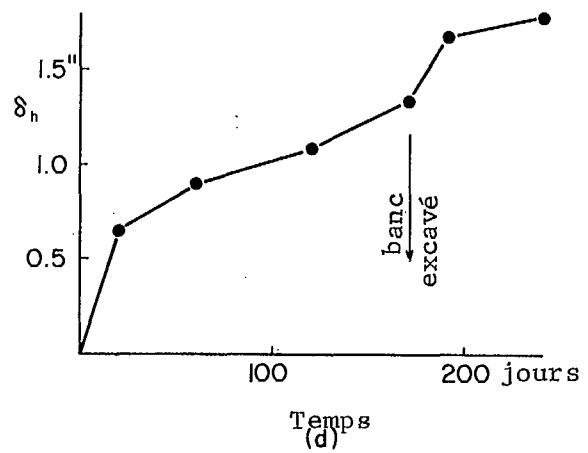
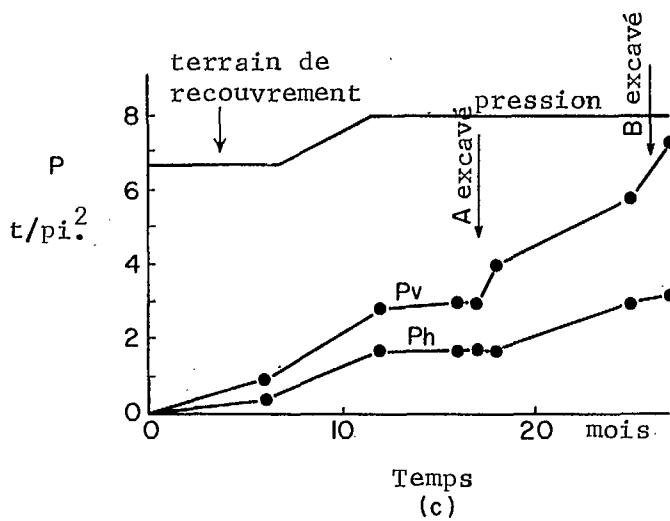
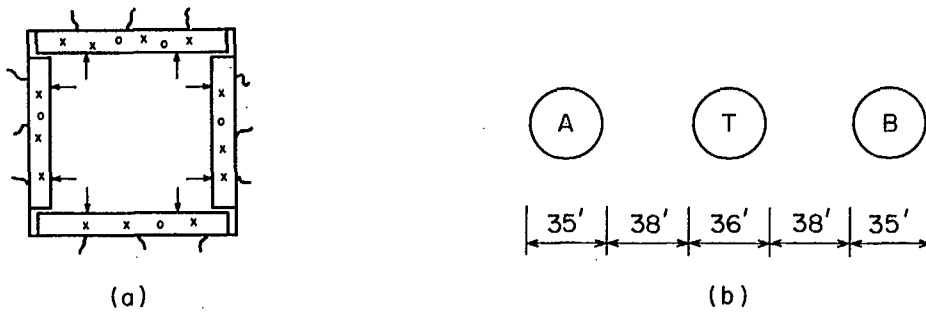


Fig. 3-14 Cas de tunnels dans la roche plastique et visqueuse (9, 10, 11).

Il est difficile de déterminer quel revêtement convient à une galerie creusée dans les roches tendres et visqueuses parce qu'on ne connaît pas la réaction du terrain à l'excavation, avant l'installation du revêtement.

Voici le compte-rendu d'une expérience qu'on a faite pour mesurer les pressions dans un schiste mou (9). Les conduits d'un haut barrage en terre devaient être creusés dans un schiste mou, qui a des joints et des miroirs de failles et dont la densité moyenne est de 118 lb/pi.³ (1888 Kg/m³) seulement. On pratiqua une galerie d'essai de 61/2 x 71/2 x 370 pi. (1.90 x 2.29 x 112.85m) et on y installa de lourds cintres en bois. Des mesures prises au bout de la galerie, à 64 pieds (19.5m) sous terre, révélèrent que les murs schisteux de la galerie s'étaient refermés de 20 po. (0.51m).

Afin de mesurer les pressions que la roche exercerait sur les futurs conduits du barrage, on installa dans la galerie un revêtement de dalles préfabriquées en béton maintenues par des entretoises et des vérins (Fig. 3-14a). La charge initiale appliquée sur les entretoises par les vérins était à peu près 1.3 fois le poids GAM x z du terrain de recouvrement. On a déterminé les charges initiales et subséquentes appliquées sur les entretoises au moyen d'une jauge mécanique de déformation fixée sur les entretoises. La table suivante donne les mesures des pressions verticales et horizontales:

Temps	Pv	Ph
À la mise en place	1.26 GAM x z	1.32 GAM x z
Après 1 an	1.05 GAM x z	1.34 GAM x z

On tire les conclusions suivantes de ces données. En premier lieu, la contrainte naturelle verticale au niveau de la galerie est probablement égale au poids du terrain de recouvrement. La contrainte naturelle horizontale est supérieure à la contrainte verticale, peut-être parce que le terrain a conservé en partie l'état de contrainte causé par une couche de glace épaisse de plusieurs milliers de pieds qui existait jadis, et par les sédiments rocheux qui existe maintenant.

En deuxième lieu, le schiste peut être classifié comme une matière visqueuse puisque la pression verticale que subissaient les dalles est passée de 1.26 x GAM x z à la mise en place à 1.05 GAM x z; seules les entretoises subirent une déformation élastique consécutive à la variation de la contrainte.

En troisième lieu, on sait qu'un revêtement indéformable serait soumis à des pressions très élevées (c'est-à-dire 55 lb/po² verticalement et 70 lb/po² horizontalement), mais les données nécessaires pour construire un revêtement qui permettrait à la roche de se déformer sont insuffisantes. Il aurait été utile de mesurer les pressions résultantes pour plusieurs valeurs de déformation entre les parois et entre le toit et le plancher.

D'autres études intéressantes ont porté sur une formation tertiaire de schiste et de lignite (10). La densité moyenne du terrain était de 105 lb/pi.³ (1680 Kg/m³) et son module de déformation, de l'ordre de 3 x 10⁴ lb/po.² (20700 MN/m²). On a pratiqué dans le terrain un tunnel d'essai 1 d'un diamètre de 36 pieds (11.0m) et d'une longueur de 240 pieds (73.2m) (fig. 3-14b), situé à 125 pieds (38.1m) sous terre. On a ensuite percé les tunnels A et B.

On a divisé le tunnel en plusieurs tronçons que l'on a soumis à des tests. Le revêtement du tronçon R était composé de nervures d'acier en forme de WF disposés à tous les trois pieds et d'un garnissage de bois. Au moyen d'une jauge de déformation mécanique, on a déterminé les contraintes dans l'acier soumis aux pressions de la roche. Le revêtement du tronçon C était composé de nervures métalliques entourés de 3 pi. (0.92m) de ciment. On inséra ensuite des transducteurs de charges en acier dans des fentes longitudinales ménagées dans le béton. La raideur du tronçon R était estimée à environ 10 à 15 pour cent de celle de la roche avant le creusage; la raideur du tronçon C était égale à 31/2 fois celle de la roche avant le creusage.

Pendant plus de deux ans, on a pris des mesures sur ces deux tronçons. Les pressions s'exerçant sur le tronçon A augmentèrent pendant les quatre premiers mois et demeurèrent constantes pendant les seize mois qui ont suivi. La valeur moyenne de la pression verticale était de 1 tonne/pi.² (13.8 MN/m²) et celle de la pression horizontale, de 0.9 tonne/pi.² (12.42 MN/m²).

On voit à la figure 3-14(c) les résultats obtenus à la suite des mesures prises dans le tronçon C. Le remblayage du barrage, qui a duré environ douze mois, a augmenté la pression des terrains de recouvrement de 6.6 tonnes/pi.² (91.8 MN/m²) à 7.9 tonnes/pi.² (109.0 MN/m²). Après ce temps, les pressions sur le tronçon C devinrent stables: environ 3 tonnes/pi.² (41.4 MN/m²). On perça alors le tunnel voisin à au-delà des tronçons d'essai. On enregistra une augmentation immédiate de la pression verticale et ensuite une augmentation continue des pressions horizontale et verticale. Ces pressions n'étaient pas encore stabilisées lorsqu'on poursuivit le percement du second tunnel B au-delà des tronçons d'essai. Encore une fois, on nota immédiatement une augmentation de la pression verticale sur le tronçon d'essai C. On n'a pas obtenu ensuite d'autres mesures.

On tire de ces données les conclusions suivantes. En premier lieu, la pression de la roche varie avec la raideur du revêtement. En effet, le revêtement relativement souple du tronçon R (moment d'inertie égal à environ 285 po.⁴/pied linéaire) (3.88 m⁴/m) était soumis à une pression verticale de 1 tonne/pi.² (13.8 MN/m²) et à une pression horizontale presque égale de 0.9 tonne/pi.² (12.42 MN/m²) alors que le revêtement relativement rigide du tronçon C (moment d'inertie égal à environ 3400 po.⁴/pied linéaire) (4.62 m⁴/m) était soumis à une pression verticale de 3 tonnes/pi.² (41.4 MN/m²) et à une pression horizontale de 1.7 tonnes/pi.² (23.5 MN/m²). Dans ce dernier cas, la différence de pression est importante.

En second lieu, si la pression des terrains sus-jacents augmente, la pression qui s'exerce sur un revêtement plus rigide que le terrain augmentera beaucoup plus que celle qui s'exerce sur le terrain lui-même parce que celui-ci se déplace plus que le revêtement. Après le remblayage du barrage, qui a eu lieu entre le sixième mois et demi et le onzième mois et demi, la pression des terrains de recouvrement a augmenté d'environ 1.3 tonne/pi.² (17.94 MN/m²). La pression verticale sur le revêtement a augmenté, comme prévu, d'une valeur disproportionnée, soit 1.9 tonne/pi.² (26.22 MN/m²).

En troisième lieu, on peut construire le revêtement, même rigide, d'un tunnel unique en supposant une pression verticale de 3 tonnes/pi.² (41.4 MN/m²) et une pression horizontale de 1.7 tonne/pi.² (23.5 MN/m²), mais les pressions dont il faut tenir compte dans la construction des revêtements rigides de plusieurs tunnels voisins sont beaucoup plus grandes. Les pressions accrues dans le pilier sont supérieures à la résistance à l'écoulement de la roche (Fig. 3-12). On dirait en mécanique des sols que la charge de préconsolidation est dépassée probablement, ce qui amène une consolidation supplémentaire du schiste du pilier. Cependant, si le pilier soutient la charge de préconsolidation, il peut devenir stable de la même façon qu'un modèle Kelvin.

En quatrième lieu, le creusage du tunnel A a entraîné une augmentation continue de la pression entre les dix-septième et les vingt-sixième mois; au moment où on cessa de prendre des mesures, les pressions n'avaient pas atteint un état d'équilibre. La pression verticale limite exercée sur le revêtement rigide du tunnel est peut-être égale à la somme de la pression du terrain de recouvrement et des pressions consécutives au remblayage. Mais cette pression verticale limite est beaucoup plus importante si les contraintes dans le pilier causent la fragmentation de la roche de sorte qu'elle ne peut même plus supporter la pression du terrain de recouvrement sans subir un écoulement plastique. La pression horizontale limite est fonction de la pression verticale limite, de la raideur du revêtement et des conditions d'écoulement dans le pilier. Il est donc très difficile de déterminer sa valeur.

En cinquième lieu, si on avait recueilli les données fondamentales pression-déformation-temps, comme dans le cas précédent, il aurait été possible de faire une analyse plus complète portant sur les divers types de revêtement que l'on peut construire.

Considérons maintenant le percement de deux tunnels d'un diamètre de 51 pi. (15.5m) dans une formation de pierre calcaire, de grès et de schiste, c'est-à-dire dans de la roche visqueuse (11). Le terrain de recouvrement se composait d'une couche de roche épaisse de 175 pieds (53.4m) et d'une couche de sol épaisse de 130 pieds. (39.45m). On creusa ces tunnels en employant le procédé des galeries d'avancement et des gradins.

On a mesuré les changements horizontaux du diamètre au moyen d'un ruban micrométrique d'invar. La figure 3-14(d) représente la courbe de la déformation en fonction du temps. On a posé des nervures métalliques relativement légères en guise de soutènement provisoire. Il est improbable que ces nervures aient exercé une contre-pression suffisante pour influencer la déformation. Par conséquent, les mesures de la déformation horizontale données à la figure 3-14(d) sont les mesures de la réaction du terrain seulement au percement.

Comme nous l'avons déjà dit, ces données déformation-temps sont des types de mesures qui permettent de calculer les divers revêtements. Dans ce cas, la courbe des variations de la déformation en fonction du logarithme des temps était une ligne droite.

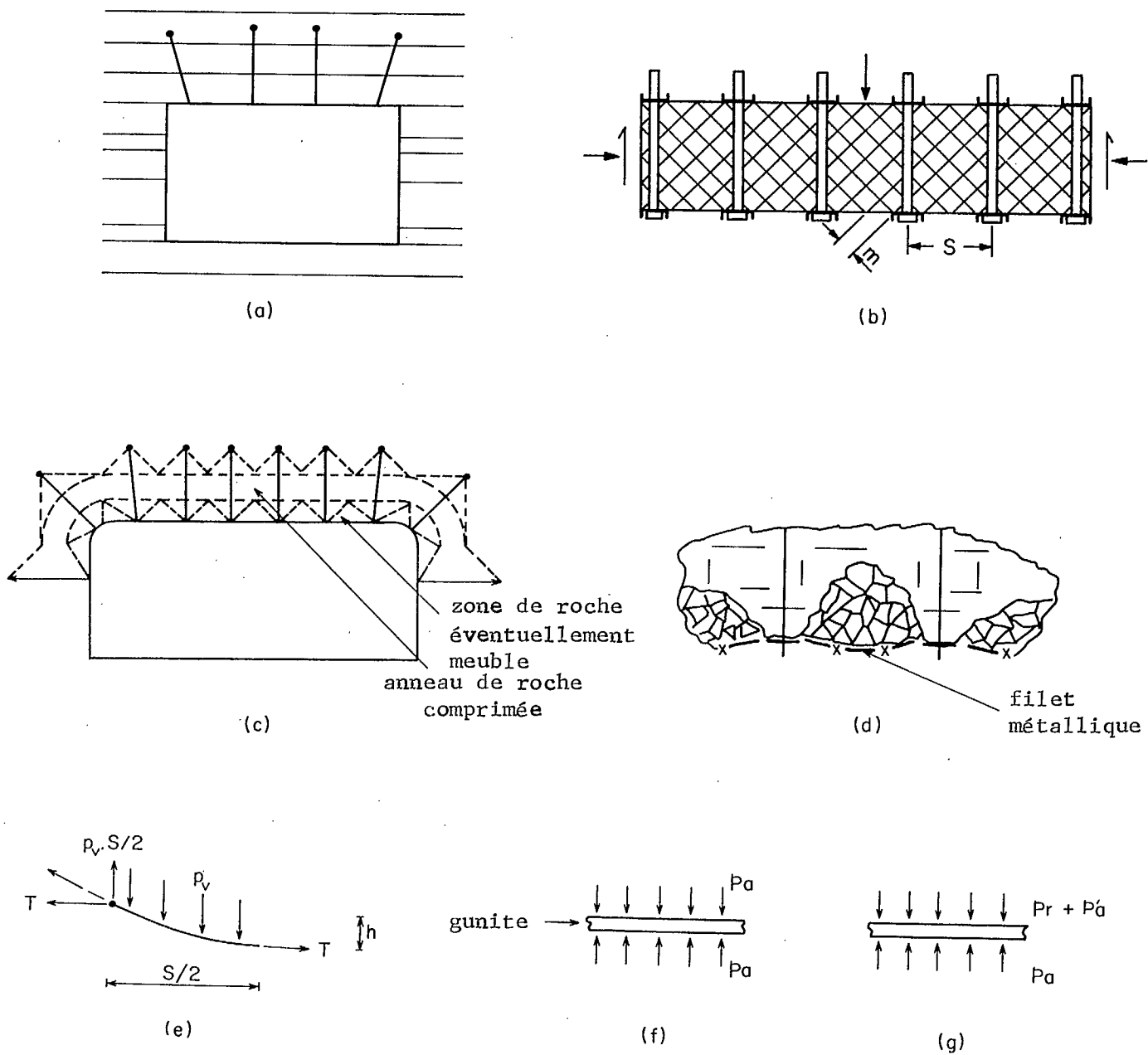


Fig. 3-15 Le mécanisme possible du soutènement par des boulons d'ancrage, des filets métalliques et du gunite.

En se basant sur la déformation du revêtement en béton dans le tunnel, extrapolée pour les trente prochaines années, on a calculé que la contrainte de compression maximum serait de 1500 lb./po.², (10.35 MM/m²), mais on sait qu'elle n'atteindra probablement pas cette valeur maximum à cause de fluage du béton (11).

Les boulons d'ancrage

On utilise deux hypothèses pour expliquer l'action du boulonnage et pour calculer un système de boulons d'ancrage. Selon la première hypothèse, les boulons d'ancrage "pré-tendus" solidariseront les couches de roche dans les formations stratifiées (Fig. 3-15a), de sorte qu'une poutre à couches superposées d'une résistance supérieure à la résistance des couches individuelles est formée au-dessus des excavations. Selon la seconde hypothèse, les boulons d'ancrage maintiennent et renforcent la voûte naturelle qui tend à se former dans toute excavation creusée dans la roche. (Fig. 2-17a). Dans ce cas, la roche superficielle autour d'une excavation se sépare habituellement en blocs. Ceux-ci sont initialement solidaires. Si cette solidarité est maintenue, il se forme une voûte résistante en blocs de roche. Comme le toit d'une excavation dans la roche stratifiée se compose finalement d'une série de blocs, la seconde hypothèse est l'hypothèse la plus générale sur laquelle on peut fonder une théorie du calcul du boulonnage. En d'autres termes, la première hypothèse selon laquelle le boulonnage forme une poutre à couches superposées n'est valable que si les strates maintiennent leur continuité; ces couches ne peuvent se comporter comme des poutres que s'il existe des joints ou des fissures normales au plafond. Les calculs des boulons doivent être basés sur les charges maximums auxquelles les boulons pourraient être soumis. On a besoin seulement d'un petit coefficient de sécurité parce qu'il est peu probable que les charges atteignent cette valeur maximum.

La plupart des masses rocheuses ont une résistance plus grande que celle des matériaux de soutènement tel le béton. Cependant, la résistance n'est pas mise en jeu en entier si le soutènement supporte les charges accrues causées par l'augmentation des déformations de la roche avec le temps et par le creusage; cela est souvent le cas. Le boulonnage a l'avantage sur les autres méthodes de soutènement de ne pas être sensible à de telles déformations. Cependant, les déformations peuvent détruire la capacité d'ancrage des boulons; dans ce cas, on peut poser d'autres boulons pour empêcher ces déformations ou on peut cimenter les boulons pour leur donner une plus grande capacité d'ancrage (35). A ce point de vue, on rencontre plus souvent des problèmes de ce genre dans le cas des excavations souterraines près de la surface du sol parce qu'il est très probable que le terrain autour de ces excavations soit relativement meuble avant le creusage. Des études ont montré que la porosité, qui est fonction de l'espacement et de l'ouverture des joints, est deux ou trois fois plus grande à la surface du sol qu'à quelques centaines de pieds dans le sol (36).

Les conditions des contraintes naturelles empêchent quelquefois la masse rocheuse de se relâcher ou de se détériorer. Le creusage d'un tunnel ou d'une galerie (c'est-à-dire des conditions de déformation unitaire plane) ne cause pas un changement de la déformation axiale, mais cause un changement ΔS_x de la déformation unitaire axiale. En supposant que la section est circulaire et en considérant un élément à la surface du plafond, on a

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_a &= (\Delta S_a - \mu (\Delta S_h + \Delta S_v)) / E = 0 \\ \Delta S_v &= \sigma_r - S_v = -S_v \\ \Delta S_h &= (3S_h - S_v) - S_h = 2S_h - S_v \\ \therefore \Delta S_a &= \mu ((2S_h - S_v) - (-S_v)) = 2\mu S_v (k - 1)\end{aligned}$$

où S_h et S_v sont les contraintes naturelles horizontale et verticale, σ_r et σ_t , les contraintes radiale et tangentielle sur l'élément après le creusage et où k est égal à S_h/S_v . Donc, si $k < 1$, ΔS_a est négatif, et les blocs du plafond seront plus meubles, moins stables et devront être plus supportés.

Des travaux expérimentaux ont confirmé l'hypothèse selon laquelle les boulons d'ancrage renforcent la voûte naturelle. On a soumis à des tests des poutres faites de blocs de roche comprenant des joints verticaux et horizontaux (27). On a ensuite mis les blocs dans une direction plus critique en orientant les joints à 45° par rapport à l'horizontale (Fig. 3-15b). On a posé verticalement dans la poutre des boulons en tension dans des dispositifs de serrage. Les extrémités des poutres étaient libres de tourner ou de se contracter, mais non de se dilater. En variant l'espacement s des boulons, on a trouvé que, lorsque le rapport s/m (m étant la largeur des blocs) était inférieur à 3, la poutre était stable et élastique jusqu'à la rupture. Des tests semblables et des études photo-élastiques, effectués sur des barres, ont donné les mêmes résultats (12). Ces travaux ont montré que le rapport s/m d'un soutènement stable pourrait être augmenté jusqu'à 6 si on supportait la voûte de roche meuble qui tend à tomber entre les têtes des boulons (Fig. 3-15d) et si on augmentait la tension des boulons. De plus, lorsque le rapport L/s était égal à 2 ou plus grand, une zone de compression s'est formée perpendiculairement à la longueur des boulons (Fig. 3-15c). Lorsque ce rapport était égal à 2, la largeur de cette zone était petite. Lorsque le rapport était égal à 3, la largeur de la zone était égale aux deux tiers à peu près de la longueur des boulons.

Les masses rocheuses ne sont pas évidemment formées de blocs de roches de formes régulières. Il est possible d'ancrer un boulon dans le même bloc que la plaque d'appui à l'anneau, ce qui n'est d'aucune utilité. Si le boulonnage n'apporte pas un soutènement suffisant pour maintenir la stabilité, on doit varier l'espacement ou la longueur des boulons afin d'assurer le soutènement de tels blocs anormaux. De plus, les boulons posés obliquement sont quelquefois utiles pour l'ancrage dans la roche compétente et pour exercer des contraintes normales accrues; ils augmentent ainsi la résistance de frottement sur le plan de la faille.

Comme la tension des boulons nécessite un bon ancrage et comme il est difficile d'obtenir un tel ancrage dans un terrain où existent des contraintes de traction, il est ainsi clair qu'une zone de compression doit exister autour du boulon lorsqu'on utilise un ancrage aux extrémités. D'après les essais précédents, on est tenté de conclure que, pour que le boulonnage renforce l'action de la voûte résistante, le rapport L/s devrait peut-être être supérieur à 2 et certainement supérieur à 1, et que le rapport s/m (m étant la largeur des blocs entre les joints) devrait être inférieur à 4 environ, sauf si on installe un garnissage entre les têtes des boulons. Dans ces conditions, les boulons ont lié les blocs de roche en un anneau précontraint au-dessus de l'excavation (Fig. 3-15c). Il faut maintenant démontrer cette hypothèse à l'aide de mesures prises à grande échelle. De plus, il est probable que la longueur des boulons soit plus petite que la portée de l'excavation.

De plus, pour former une voûte résistante, il est évident que la capacité d'ancrage des boulons doit être égale ou supérieure à la résistance de l'acier, sinon on ne peut pas utiliser la capacité totale de l'acier. On a vu que la tension des boulons doit être aussi élevée que possible. En pratique, il est difficile de serrer les boulons jusqu'à une tension égale à plus de 50% de leur limite d'écoulement. Les recherches sur l'action de renforcement des voûtes en blocs de roche par les boulons ne sont pas suffisantes pour nous permettre d'apprécier l'importance des différents niveaux de tension du boulon. Par conséquent, il n'y a pas de raison maintenant de modifier le matériel actuel afin de porter la tension des boulons à la valeur idéale théorique.

D'autre part, il semble avantageux de soumettre les boulons à une charge égale au poids de la roche. On empêche ainsi la transmission soudaine du poids de la roche sur les boulons, ce qui les soumettrait à des contraintes supérieures aux contraintes statiques dues à la même charge et ce qui entraînerait la rupture des boulons. De plus, si tous les boulons étaient soumis à cette charge limite, on éviterait la possibilité de la distribution inégale de la charge sur les boulons, distribution qui entraînerait la rupture d'un boulon, puis la rupture progressive des boulons voisins qui seraient surchargés, et éventuellement la rupture du dispositif de soutènement en entier.

Selon la théorie des calculs à la rupture, on pourrait calculer un boulon pour qu'il supporte la charge d'une zone de roche qui pourrait être suspendue au boulon et on pourrait donner un petit coefficient de sécurité à la limite d'écoulement ou la résistance limite du boulon selon la nature de l'excavation souterraine. Il semble donc avantageux de soumettre les boulons à une tension égale à la charge d'écoulement. Cependant, il est normalement impossible d'atteindre cette tension. Lorsque les circonstances et les frais d'exploitation le permettent, on utilise un vérin hydraulique, des coins en acier et des colliers, qui maintiennent la tension (c'est la technique de mise en tension après la mise en place dans les travaux en béton précontraint). Si on juge par expérience que les charges ne risquent probablement pas d'atteindre la valeur limite, on peut modifier les calculs à la rupture.

Il faut analyser la résistance de la membrane lorsque celle-ci est nécessaire pour retenir la roche meuble entre les têtes des boulons (Fig. 3-15d). La membrane peut être formée de boisage, de lattes de métal ou d'un filet métallique. On détermine les pressions verticales sur une telle membrane à l'aide de la théorie de l'action de voûte (voir chapitre 5). L'équation 5-3(a) qui s'applique dans ce cas prend la forme suivante:

$$p_v = b\gamma(1 - e^{-K \tan \varphi \cdot 2z/b}) / (2K \tan \varphi)$$

Dans cette équation, la largeur b de la voûte est égale à l'espacement s entre les boulons. La hauteur z de la roche ébouleuse doit être inférieure à s si les boulons maintiennent leurs tensions; FI doit être supérieur à 45° ; K est dans ce cas inférieur à 0.33 (voir la discussion de l'équation précédente au chapitre 5). En portant ces valeurs dans l'équation 5-3 (a), on tire l'expression suivante:

$$P_v \leq 0.727 \gamma s \quad \text{Eq. 3-10}$$

Pour simplifier le problème, on suppose que le filet s'affaisse dans une seule direction; la portion de voûte considérée (Fig. 3-15d) représente ce cas pour une distance suffisante pour qu'une analyse à deux dimensions soit valable. Afin de déterminer la force créée dans le filet par la pression p_v de la roche meuble, on analyse la moitié du filet (Fig. 3-15e) de façon suivante:

$$\sum M_o = P_v (s/2)^2 - p_v (s/2)^2 / 2 - Th = 0$$

$$T = p_v s^2 / (8h) \quad \text{Eq. 3-11}$$

où T est la force de traction par pied linéaire dans la membrane, s , l'espacement entre les boulons et h , l'affaissement probable de la membrane.

On détermine la contrainte dans la membrane en divisant la force de traction T par la section par pied linéaire. Ou encore on calcule la section nécessaire de la membrane en divisant la force par la contrainte admissible.

Exemple: Dans une roche dure d'une densité de 170 lb/pi.³ (2720 Kg/m³), on dispose des boulons à tous les quatre pieds (1.22m). On utilise un filet à chaînons pour retenir la roche meuble entre les boulons. Déterminer la force de traction maximum probable qui s'exerce dans le filet.

A l'aide de l'équation 3-10, on détermine la pression p_v maximum probable de la roche meuble:

$$p_v = 0.727 \times 170 \times 4 = 495 \text{ lb/pi.}^2 \quad (23710 \text{ N/m}^2)$$

L'affaissement maximum probable du filet sur une distance de 4 pieds (1.22 m) est de 1 pied (0.305m). De l'équation 3-11, on tire donc la force de traction maximum:

$$T = 495 \times 4^2 / (8 \times 1) = 990 \text{ lb/pied linéaire} \quad (14454 \text{ N/m})$$

Notons que la section d'un filet à chaînons (fil métallique n° 11) est de 0.068 po.²/pi (1.44 x 10⁻⁴ m²/m) par pied linéaire. La contrainte maximum est donc égale à:

$$= 990 / 0.068 = 14,500 \text{ lb/po.}^2 \quad (100.0 \text{ MN/m}^2)$$

Cette contrainte est de beaucoup plus petite que la résistance à l'écoulement, qui est d'environ 100,000 lb/po.² (690.0 MN/m²). Elle est donc sûre, même lorsqu'il existe des concentrations localisées des contraintes.

Il faut juger quelle devrait être la valeur de la contrainte admissible dans la membrane en sachant que, selon l'équation 3-8, la pression de la roche sera égale ou inférieure à cette contrainte. La valeur de T qu'on a calculée est donc sûre; des concentrations localisées de contraintes pourraient toutefois entraîner des pressions plus élevées que la moyenne en certains

endroits. Si on considère la contrainte admissible sur un filet d'acier comme étant égale à la contrainte d'écoulement, le coefficient de sécurité est grand, étant donné que l'équation 3-8 se rapporte à des conditions limites, que le filet répartit assez également les charges et empêche les concentrations de charge, et que le coefficient de sécurité d'une telle contrainte admissible est d'au moins 1.25, conformément aux normes habituelles des fils métalliques.

Le gunité:

Afin d'améliorer le support fourni par les boulons d'ancrage et du filet (et dans certains cas afin d'empêcher la détérioration de la roche), on projette sur le filet et sur la surface de la roche une mince couche de gunité (d'environ 1 po. (0.0254m) d'épaisseur). Par expérience, on sait que cette couche de gunité est un revêtement extrêmement efficace, même dans certains cas où l'on n'a pas posé de boulons et de filet.

Considérons un élément d'une couche de gunité; une pression d'air p_a s'exerce initialement sur ses deux faces (Fig. 3-15f). Si la couche est étanche, alors toute tendance à la formation de roche meuble nécessitera une dilatation de la roche, qui sera accompagnée d'une augmentation du volume des vides dans la masse rocheuse. A mesure que le volume des vides augmente, la pression de l'air dans les vides diminue, si ceux-ci n'ont pas accès à l'atmosphère. Par conséquent, un côté du revêtement en gunité est soumis à la pression p_r de la roche et à la pression réduite de l'air p_a' , et l'autre côté, à la pression atmosphérique P_a (fig. 3-15g). Cette différence de pression est capable de supporter une pression modérée de roche.

Exemple: L'exemple suivant nous donne une idée de l'action du gunité. Supposons que la porosité de la masse rocheuse est initialement de 3 pour cent, sa densité GAM, de 167 lb/pi.³, la déformation unitaire à la rupture lors de la formation de roche meuble, de 1 pour cent et l'épaisseur de la zone de roche meuble, qui se forme à chaque stade, de 1 pied (0.305m). La dilatation DEL de la couche est donc:

$$DEL = 1 \times 0.01 = 0.01 \text{ pi.} \quad (0.305 \times 10^{-2} \text{ m})$$

Il est alors possible de calculer la dilatation dV des vides qui doit accompagner la déformation de la roche pour produire les tranches de roche meuble:

$$dV = 0.01 \times 1 \times 1 = 0.01 \text{ pi.}^3 \quad (2.84 \times 10^{-4} \text{ m}^3)$$

A l'aide de dV , on calcule le volume initial V_1 , le volume final V_2 et la pression d'air réduite P_2 :

$$V_1 = 0.03 = 0.03 \text{ pi.}^3 \quad (8.52 \times 10^{-4} \text{ m}^3)$$

donc $V_2 = 0.01 \times 0.03 = 0.04 \text{ pi.}^3 \quad (11.36 \times 10^{-4} \text{ m}^3)$

$$P_2 = P_1 V_1 / V_2$$

donc $P_a' = 14.7 \times 0.03 / 0.04 = 11.0 \text{ lb/po.}^2 \quad (75900 \text{ N/m}^2)$

Ou bien, d'après la figure 3-15g:

donc $P_r + P_a' = (167/144) + 11.0 = 12.2 \text{ lb/po.}^2 \quad (84180 \text{ N/m}^2)$

$$P_a = 14.7 \text{ lb/po.}^2 \quad (101430 \text{ N/m}^2)$$

La pression stabilisatrice est donc supérieure à la pression s'exerçant sur la couche de gunité.

D'une autre façon,

$$P_r = 1.2 \text{ lb/po.}^2 \quad (8280 \text{ N/m}^2)$$

$$P_a - P_a' = 14.7 - 12.2 = 2.5 \text{ lb/po.}^2 \quad (17250 \text{ N/m}^2)$$

Le coefficient de sécurité est donc

$$F_s = 2.5 / 1.2 = 2.1$$

Les équations démontrent que la pression atmosphérique s'exerçant vers le haut est plus grande que la somme de la pression d'air réduite et de la pression de la roche, qui agissent vers le bas. En d'autres termes, la différence de pression d'air est deux fois plus grande que le poids de la roche meuble qui a causé cette différence. Tant que le revêtement en grout reste étanche à l'air, la situation semble stable.

L'effet de l'eau souterraine sur un terrain faible ou mou.

Dans les travaux de construction, il est probablement aussi fréquent de percer des tunnels dans le sol que dans la roche. Deux facteurs peuvent alors entraîner l'instabilité du sol. Premièrement, si la résistance du sol est trop faible pour supporter les contraintes de cisaillement causées par la différence entre les contraintes principales (Fig. 3-3), ce qui entraîne une rupture par écoulement ou par effondrement. Si on peut alors poser un revêtement le plus près possible du front d'avancement (où les concentrations de contraintes ne sont pas encore maximums), le terrain qui, à la fin, subit une rupture sera supporté. Mais il reste qu'une partie du front d'avancement n'est pas soutenue et tend à s'effondrer.

En plus des méthodes de percement par terrassements successifs, on utilise un procédé comportant l'usage de l'air comprimé pour le soutènement du terrain. La pression de l'air comprimé agit comme une contre-pression dans le tunnel et diminue ainsi la différence entre les contraintes principales ou contraintes de cisaillement (voir l'action de p_i à la figure 3-2). Si la diminution est suffisante, la rupture du terrain ne se produit pas. De plus, la résistance du terrain augmente parce que la contrainte normale s'exerçant sur la surface où s'amorce la rupture augmente.

Exemple: On perce dans un sol tendre de section circulaire d'un diamètre de 10 pieds. (3.05m). Sa ligne centrale est à 58 pieds (17.69m) de profondeur. La densité du terrain est de 105 lb/pi.³ (1680 Kg/m³) et son coefficient de Poisson est 0.5. Déterminer la diminution de la contrainte de cisaillement dans les parois lorsqu'on utilise de l'air comprimé à une pression de 10 lb/po.² (0.069 MN/m²).

La contrainte naturelle verticale s'exerçant à la ligne centrale du tunnel est:

$$S_v = 58 \times 105/144 = 42.3 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.29 MN/m}^2\text{)}$$

De l'équation 2-13, on tire la contrainte naturelle horizontale:

$$S_h = 42.3/(2-1) = 42.3 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.29 MN/m}^2\text{)}$$

De l'équation 2-10 (b), on tire alors la contrainte tangentielle superficielle maximum dans le sol:

$$\text{SIG-t} = 2 \times 42.3 = 84.6 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.58 MN/m}^2\text{)}$$

Si aucune pression radiale ou aucune contrainte ne s'exerce sur ce sol superficiel, la contrainte maximum de cisaillement est:

$$\text{TAU} = 84.6/2 = 42.3 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.29 MN/m}^2\text{)}$$

Lorsqu'on utilise de l'air comprimé à une pression de 10 lb/po.² (0.069 MN/m²), on calcule la contrainte tangentielle superficielle à l'aide de l'équation 2-7 (b):

$$\text{SIG-t} = 2 \times 42.3 - 10 = 74.6 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.51 MN/m}^2\text{)}$$

$$\text{et SIG-r} = 10 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.069 MN/m}^2\text{)}$$

La contrainte maximum de cisaillement est donc:

$$\text{TAU-m} = 1/2 (74.6 - 10) = 32.3 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.22 MN/m}^2\text{)}$$

Deuxièmement, le terrain est instable lorsqu'on perce un tunnel dans le sol sous le niveau de la nappe aquifère. Le tunnel se comporte comme un système de drainage et l'eau s'écoule vers le front d'avancement (Fig. 3-16). Les forces engendrées par l'infiltration de l'eau (voir chapitre 6) augmentent les contraintes de cisaillement dans le sol du front d'avancement du tunnel. Notons que la pression de l'eau d'infiltration s'exerce peu importe la quantité d'eau qui s'écoule. En d'autres termes, dans un sol compact, même s'il n'y a pas d'écoulement apparent, lorsqu'on creuse sous le niveau de la nappe aquifère, l'eau s'écoule et la pression de l'eau d'infiltration s'exerce.

Si l'eau s'écoule en grande quantité et si le gradient hydraulique est assez grand, l'eau bouillonne et entraîne des particules de sol. Outre les méthodes de contrôle telles la congélation du terrain et l'injection de ciment Portland, l'usage de l'air comprimé est un procédé courant pour contrôler l'eau souterraine dans un tunnel. Si la pression de l'air comprimé est égale à la hauteur d'eau, l'eau ne s'écoule pas; si elle est inférieure à la hauteur hydrostatique, l'écoulement se fait en moins grande quantité. Pour les grands tunnels, ce procédé pose un problème parce que la hauteur d'eau varie du plancher à la couronne de l'excavation, tandis que la pression de l'air comprimé doit être égale en tous points. Le problème se complique lorsqu'on doit limiter la pression de l'air comprimé pour éviter le soulèvement et l'éclatement du terrain sus-jacent.

Exemple: On perce sous une rivière dans un sol tendre un tunnel d'un diamètre de 12 pieds. (3.66m). L'épaisseur minimum du terrain qui recouvre le tunnel est de 15 pieds (4.58m); sa densité globale est de 112.4 lb/pi.³ (1798 Kg/m³) et sa densité sous l'eau est de 50 lb/pi.³ (800 Kg/m³). La profondeur maximum de l'eau au-dessus du tunnel est également à 31 pieds (9.40m). Calculer la pression de l'air comprimé nécessaire pour stabiliser les murs et empêcher l'eau de s'écouler dans le tunnel.

La pression nécessaire pour empêcher l'eau de s'écouler à la couronne est:

$$P_a = 31 \times 62.4/144 = 13.4 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.092 MN/m}^2\text{)}$$

La pression nécessaire pour empêcher l'eau de s'écouler au plancher est:

$$P_a = 43 \times 62.4/144 = 18.6 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.128 MN/m}^2\text{)}$$

Si on utilise une pression de 18.6 lb/po.² (0.128 MN/m²), il y aurait une pression d'eau de 13.4 lb/po.² (0.092 MN/m²), qui supposerait à la pression de l'air et au poids du sol. On a alors:

$$P = 15 \times 50/144 = 5.2 \text{ lb/po.}^2 \text{ (0.037 MN/m}^2\text{)}$$

Ainsi la somme des pressions du sol et de l'eau à la couronne est égale à 18.6 lb/po.² (0.128 MN/m²). Pour une pression d'air égale à 18.6 lb/po.² (0.128 MN/m²), si l'épaisseur du terrain qui recouvre le tunnel diminue, si la densité du sol diminue ou si le niveau de l'eau diminue, le tunnel peut éclater sous la pression de l'air comprimé, et la rivière peut s'introduire dans le tunnel. Dans ces circonstances, on pourrait utiliser une pression d'air plus faible même si cela permettrait théoriquement à une certaine quantité d'eau de s'écouler sur le plancher du tunnel. Ou bien on peut percer le tunnel en deux gradins afin de diminuer la différence de niveau entre le plancher et le plafond dans le front d'abattage. Ou enfin on utilise une autre méthode de soutènement du terrain, telle la congélation.

Les tunnels à haute pression.

Dans certains travaux, on doit faire écouler de l'eau à de hautes pressions. Considérons le revêtement d'un tunnel de section circulaire percé dans la roche. (Fig. 3-17). Le revêtement est soumis à la pression interne P_w de l'eau qui provoque la réaction P_r de la roche. On doit déterminer l'épaisseur minimum du revêtement pour que celui-ci et la roche résistent à la pression de l'eau. Dans les calculs du revêtement, on doit aussi tenir compte de la situation suivante: lorsque le tunnel est vide et que l'eau derrière le revêtement exerce une pression hydrostatique sur le revêtement, celui-ci a tendance à flamber.

Il faut en premier lieu déterminer la réaction P_r de la roche. La figure 3-17 (b) représente un cas relativement simple. En réalité, un intervalle d'air, formé à la suite de la contraction du béton qu'on a coulé entre le revêtement en acier et la roche, entoure ce revêtement. Un anneau de roche fissurée (c'est-à-dire de roche qui ne peut résister à des contraintes de traction) entoure probablement l'anneau de béton. La roche qui entoure l'anneau de roche fissurée résiste peut-être aux contraintes de traction. Selon la formule relative au cylindre à paroi mince, la contrainte dans le revêtement peut être exprimée par:

$$\sigma_s = (P_w - P_r) a / t_s \quad \text{Eq. 3-12}$$

où P_w est la pression de l'eau, a , le rayon intérieur du revêtement en acier et t_s , l'épaisseur du revêtement en acier. Si on néglige la contrainte radiale dans l'acier, la déformation radiale de l'acier est:

$$\delta_r = \sigma_s a / E_s = a^2 (P_w - P_r) / E_s t_s \quad \text{Eq. 3-13}$$

Comme l'on suppose que la résistance de l'anneau de béton à la traction est nulle, cet anneau ne résiste pas à une contrainte tangentielle. La déformation radiale de l'anneau de béton est donc fonction de la contrainte radiale qui varie entre P_r et P_r' , P_r' étant la pression de contact à la surface de séparation du béton et de la roche. On suppose que la contrainte radiale moyenne est $(P_r + P_r')/2$. On a ainsi

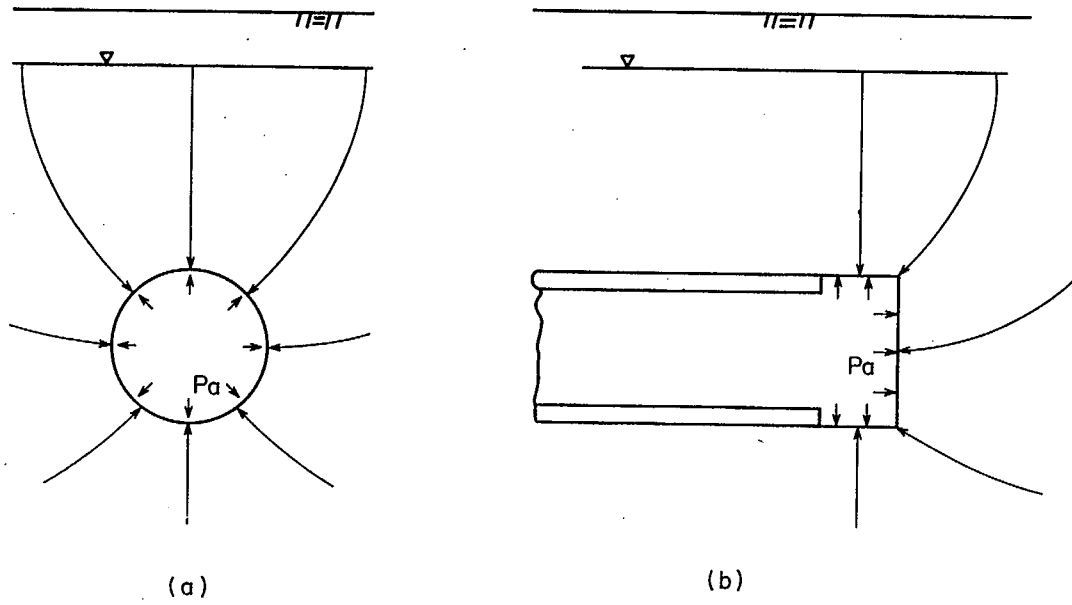


Fig. 3-16 Les forces d'infiltration qui s'exercent au front d'attaque sous le niveau de la nappe superficielle.

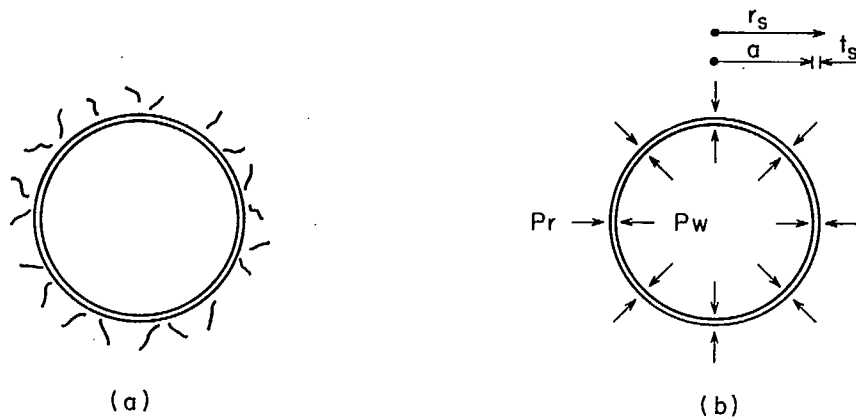


Fig. 3-17 Le revêtement d'un tunnel à haute pression.

$$2\pi r_s p_r = 2\pi r_c p_r'$$

où r_s est le rayon extérieur du revêtement en acier et r_c , le rayon extérieur de l'anneau de béton. Alors, la déformation radiale causée par la compression du béton s'exprime par:

$$\delta'_r = \sigma_r t_c / E_c = (p_r + p_r') t_c / (2E_c) = p_r (1 + r_s / r_c) t_c / (2E_c)$$

où t_c est l'épaisseur moyenne du béton, E_c , le module de déformation du béton et $SIG-r$, la contrainte radiale moyenne qu'on suppose égale à $(p_r + p_r') / 2$.

A la suite d'un dynamitage ou du travail du terrain, il peut se former un anneau de roche fracturée qui ne résiste pas aux contraintes de traction. La déformation radiale $DEL''-r$ de cet anneau est causée seulement par les contraintes de compression de la roche comme pour le béton. On suppose que la contrainte radiale moyenne dans cette roche est égale à $(p_r' + p_r'') / 2$, où p_r'' est la pression de contact à la surface de séparation de la roche fracturée d'épaisseur t_f et de la roche non remaniée. Alors,

$$\delta''_r = \sigma_r t_f / E_f = (p_r' + p_r'') t_f / (2E_f) = p_r' (1 + r_c / r_f) t_f / (2E_f)$$

où E_f est le module de déformation de la roche fissurée et r_f , le rayon extérieur de l'anneau de roche fissurée. De plus, on a

$$\delta'''_r = p_r (r_s / r_c) (1 + r_c / r_f) t_f / (2E_f)$$

A l'aide de la formule relative à la déformation d'un cylindre à paroi épaisse, on calcule l'accroissement $DEL''-r$ de déformation de la roche non-remaniée sous l'action de la pression hydrostatique:

$$\delta'''_r = (\mu \sigma_r - \sigma_r) r_f / E_r = (\mu p_r' + p_r'') r_f / E_r$$

où $SIG-r$ et $SIG-t$ sont les contraintes à la surface intérieure du cylindre (les contraintes de compression étant positives), où E_r est le module de déformation de la roche non-remaniée et μ , son coefficient de Poisson. Alors,

$$\delta'''_r = p_r (r_s / r_c) (r_c / r_f) (1 + \mu) r_f / E_r$$

$$= p_r r_s (1 + \mu) / E_r$$

$$\delta_r = g + \delta'_r + \delta''_r + \delta'''_r$$

$$P_w a^2 / (E_s t_s) = g + p_r (a^2 / (E_s t_s) + (1 + r_s / r_c) t_c / (2E_c) + (r_s / r_c) (1 + r_c / r_f) t_f / (2E_f) + r_s (1 + \mu) / E_r)$$

$$P_w a^2 / (E_s t_s) - g = p_r / A$$

$$\therefore p_r = A p_w a^2 / (E_s t_s) - A g$$

Eq. 3-14

où g est l'intervalle d'air entre le revêtement métallique et le béton, et A représente la somme de coefficients de p_r .

On peut juger de l'importance relative des divers facteurs en utilisant des quantités typiques. Posons $a = 10$ pi. = 120 po. (3.05m), $t_s = 0.5$ po. (0.013m), $g = 0.02$ po. (6.1×10^{-3} m), $r_c = 126$ po. (3.2m), $r_f = 156$ po. (3.96m), $p_w = 500$ pi. x 52.4/144 = 216 lb/po.² (1.49 MN/m²), $E_f = 4 \times 10^6$ lb/po.² (27600 MN/m²), $E_r = 6 \times 10^6$ lb/po.² (41400 MN/m²), $E_s = 3 \times 10^7$ lb/po.² (20700 MN/m²) et $\mu = 0.2$. On a alors

$$\begin{aligned} 1/A &= \frac{120^2}{0.5 \times 3 \times 10^7} + \frac{(1 + 120.5/126) 6}{2 \times 2 \times 10^6} + \frac{120.5}{126} \frac{(1 + 126/156) 36}{2 \times 4 \times 10^6} + \frac{120.5 \times (1 + 0.2)}{6 \times 10^6} \\ &= 0.960 \times 10^{-3} + 0.003 \times 10^{-3} + 0.008 \times 10^{-3} + 0.024 \times 10^{-3} \\ &= 0.995 \times 10^{-3} \\ \text{donc } p_r &= \frac{216 \times 0.960 \times 10^{-3}}{0.995 \times 10^{-3}} - \frac{0.02}{0.995 \times 10^{-3}} \\ &= 208 - 20 = 188 \text{ lb/po.}^2 \text{ (1.3 MN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

de l'équation 3-12, on tire

$$SIG-s = (216 - 188) 120 / 0.5 = 6720 \text{ lb/po.}^2 \text{ (46.4 MN/m}^2\text{)}$$

D'après ce qui précède, on voit que l'influence du béton (t_c et E_c) et de l'anneau de roche fissurée est très petite. Comme il est difficile de déterminer le module de déformation E_r et le coefficient de Poisson μ de la roche, on utilise une valeur sûre pour tenir compte des effets du béton et de l'anneau de roche fissurée, et aussi du coefficient de Poisson dans le facteur $(1 + \mu)$. On a ainsi

$$1/A \approx \frac{a^2}{E_s t_s} + \frac{r_s}{E_r}$$

Et r_s étant approximativement égal à a , on a

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{a}{t_s} \left(P_w - \frac{A a^2 P_w}{E_s t_s} + A g \right) \\ \sigma_s &= \frac{P_w a}{t_s} \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{E_s t_s}{E_r a}} \right) + \frac{E_s g}{a + t_s E_s / E_r} \end{aligned}$$

Comme la valeur attribuée à g est approximative, on considère que $t_s E_s / E_r$ est une quantité négligeable qui n'affecte pas autant la précision que la seconde décimale de g . On a alors

$$\sigma_s = P_w \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{E_s t_s}{E_r a}} \right) \frac{a}{t_s} + E_s g / a \quad \text{Eq. 3-15}$$

Dans l'exemple précédent, si on utilise $E_r = 4 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (27600 MN/m²) pour tenir compte de l'action du béton et de la roche fissurée ainsi que du coefficient de Poisson, on a alors:

$$\text{SIG-s} = 1550 + 5000 = 6550 \text{ lb/po.}^2 \text{ (45.2 MN/m}^2\text{)}$$

Notons que la contrainte maximum dans le revêtement métallique s'exerce lorsque la roche n'est pas soutenue; elle est donnée par

$$\text{SIG-s} = 216 \times 120/0.5 = 51,800 \text{ lb/po.}^2 \text{ (357.4 MN/m}^2\text{)}$$

Cette contrainte est plus petite que la contrainte de rupture, mais elle est plus grande que la contrainte d'écoulement. Par prudence, la contrainte limite doit être inférieure à la limite d'écoulement.

D'après l'exemple précédent, on voit que la roche aurait supporté à peu près 97 pour cent de la pression de l'eau s'il n'y avait pas eu d'intervalle d'air entre la roche et le revêtement. Selon certains travaux de recherche, la roche a supporté en certains cas jusqu'à 97 pour cent de la pression de l'eau (13), alors qu'en d'autres cas, elle n'a supporté que 20 pour cent de la pression de l'eau (14).

Il est plus difficile d'analyser un revêtement métallique soumis à des pressions externes qui se produisent, par exemple, lorsqu'on coule du béton autour du revêtement ou lorsque, le tunnel étant vidé de l'eau interne, une pression hydrostatique s'exerce dans la roche. La rupture se produit par flambage et la pression critique qui entraîne le flambage est fonction de la grandeur de l'intervalle d'air qui existe entre le revêtement métallique et l'anneau de béton. L'analyse est difficile parce qu'il faut déterminer de façon approximative la grandeur de l'intervalle d'air et que la pression hydrostatique dans le sol à l'extérieur du revêtement est inconnue.

On utilise plusieurs méthodes pour empêcher le flambage du revêtement sous des pressions externes. D'abord, on coule avec grand soin le béton. Après que le revêtement a subi la pression interne maximum et qu'il a causé une compression permanente dans le matériau qui l'entoure, on coule de nouveau du béton. Autour du tunnel, on peut installer un système de drainage pour éliminer la pression hydrostatique externe. On peut aussi souder au revêtement des cales en acier qui augmentent beaucoup la résistance au flambage. Cependant, toutes ces mesures font évidemment monter le prix du revêtement.

BIBLIOGRAPHIE

- Hiramatsu, Y. and Oka, Y., "Stress Around the Shaft or Level Excavated in Ground with 3-dimensional Stress State", Memoirs, Faculty of Engineering, Kyoto University, Vol. 24, Part I (1962).
- Timoshenko, S. and Goodier, J., "Theory of Elasticity", McGraw-Hill (1951).
- Fenner, R., "Study of Ground Pressures", Gluckauf, Vol. 74 (1938).
- Morrison, R. and Coates, D., "Soil Mechanics Applied to Rock Failure in Mines", Trans. CIM Vol. 58 (1955).
- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", Wiley (1953).
- Hiramatsu, Y., Oka, Y. and Ogino, S., "Investigations on the Stress on Circular Shaft Linings", Memoir of Faculty of Engineering, Kyoto University, Vol. 23, Part I (1961).
- Terzaghi, K., "Introduction to Tunnel Geology", Rock Tunnelling with Steel Supports, Youngstown Printing (1946).
- Coates, D. and McRorie, K., "Earth Pressure on Multiple Tunnels", 15th Canadian Soil Mech. Conf., NRC Tech. Mem. No. 73, Ottawa (1962).
- Peterson, R., "Recent Soil Mechanics Studies of the PFRA", 5th Canadian Soil Mech. Conf., NRC Tech. Mem. No. 23, Ottawa (1952).
- Lane, K., "Effect of Lining Stiffness on Tunnel Loading", 4th Internat. Conf. Soil Mech. and Fdn. Eng., Vol. 2 (1957).
- Hogg, A.D., "Some Engineering Studies of Rock Movement in the Niagara Area", GSA Eng. Geol. Case Histories, No. 3 (1959).
- Lang, T., "Theory and Practice of Rock Bolting", Trans. AIME, Vol. 220, p. 333-348 (1961).
- Leterrier, G., "Le Comportement du Rocher dans les Collieries Blindées: Résultats des Mesures Effectuées à Montpezat, Brevières Serre-Poncon", La Houille Blanche, Vol. 11, No. A, Mar.-Aug., p. 144-170, 171-172 (1956).
- Brewer, G., "Dilation Measurements of Steel Sphere and Rock Deformations at Kemano, B.C.", Proc. SESA, Vol. 13, No. 2 (1956).
- Kujundzic, B., "Anisotropie des Massifs Rocheux", Proc. 4th Inter. Conf. Soil Mech. Fdn. Eng., Vol. 2 (1957).
- Hiramatsu, Y. and Oka, Y., "A Fracture of Rock Around Underground Openings", Memoir of Faculty of Engineering, Kyoto University, Vol. 21, Part II (1959).
- York, B. and Reed, J., "An Analysis of Mine Opening Failure by Means of Models", Trans. AIME, Vol. 196, p. 705-710 (1953).
- Buchanan, J., "The Load Cell Installation in No. 3 Mine, Dominion Wabana Ore Limited, Bell Island, Newfoundland", Mines Branch, PM 194 (1955).
- Jacobi, O. and Everling, G., "Model Tests Illustrating the Effects of Different Roadway Supports", Proc. Internat. Congr. Strata Control, Paris (1960).
- Jacobi, O., "Supporting Capacity of Various Types of Supports in the Plasteline Model Experiments", Bergbau-Archiv 13, Heft/4, S 35/44 (1952).
- Hind, J., "Some Experiments in Roadway Support", Trans. IME, Vol. 119 (1960).
- Lechnitskii, S., "Theory of Elasticity of Anisotropic Elastic Body", Holden-Day (1963).
- Onishchev, U., "Ground Stress in Vertical Shafts", Ugol (Dec. 16, 1959).
- Hiramatsu, Y. and Oka, Y., "The Stress and the Earth Pressure Phenomena in the Rocks Around Shaft Bottom Spaces", Memoir of Faculty of Engineering, Kyoto University, Vol. 25, Part II (1963).
- Constantino, C., "Stresses in the Vicinity of Deep Underground Shelters", Bull. No. 32, Office of the Director of Defence and Eng., Washington (1963).
- Coates, D.F., "The Effect of Stress Concentrations on the Stability of Tunnels", Proc. 1st Cong. Internat. Soc. of Rock Mech., Vol. 2 (1966).
- Coates, D.F. and Cochrane, T.S., "Development at Design Specifications for Rock Bolting from Research in Canadian Mines", Mines Branch R224 Queens' Printer (1970).
- Able, J.F., "Tunnel Mechanics", Quart. Col. School Mines, Vol. 62, No. 2 (1967).
- Robinson, C. and Lee, F., "Results of Geologic Research at the Straight Creek Tunnel Site, Colorado", Hwy. Res. Bd. Rec. No. 185, (1967).
- Bielenstein, H. and Eisbacher, G., "Tectonic Interpretation of Elastic-Strain-Recovery Measurements at Elliot Lake, Ontario", Mines Branch R210, Queen's Printer (1969).
- Scott, J. et al "The Relationship of Geophysical Measurements to Engineering and Construction Parameters in the Straight Creek Tunnel Pilot Bore, Colorado", Internat. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 5, pp 1-30 (1968).

32. Ruff, A. and Parkinson, L. "How Cananea uses Drill-Core Data to Aid Ground Control Planning", Engineering & Min. J. Vol. 160, No. 9, pp 88, (1959).
33. Deere, D. et al "Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock", Proc. 8th Symp. Rock Mechn., AIME (1967).
34. Goodman, R.E. "Analysis of Structures in Hard Rock", USCE Tech. Rpt. No. 3, DACA-45-67-C-0015 (1967).
35. Coates, D.F. and Dwarlin, L. "Roof Bolting Effectiveness at Michel", Trans. CIMM, Vol. 60, pp 32-37 (1967).
36. Snow, D. "Rock Fractures, Spacings, Opening and Porosities", Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM1 (1968).

PROBLEMES

1. On creuse un puits d'un diamètre de 20 pi. (6.1m) et d'une profondeur de 1000 pi. (305m) dans de la pierre calcaire schisteuse (résistance à la compression uniaxiale = 12 kips/po.² (82.2 MN/m²) et nombre de Poisson = 4). On pose immédiatement un revêtement de béton de 18 po. (0.46m) d'épaisseur. Avec le temps, le module effectif de déformation de la roche a varié de 10,000 kips/po.² (6.9×10^4 MN/m²) à 6,000 kips/po.² (41.4×10^3 MN/m²). Le béton a une résistance à la compression uniaxiale de 3000 lb/po.² (20.7 MN/m²). Qu'arrivera-t-il au revêtement en béton (en supposant qu'il a été posé après la déformation initiale) lors de la détente de la roche?
 2. a) Calculer la distribution de la pression dans le sol à côté d'un puits carré de 10 pi. (3.05m) de côté, d'une profondeur de 100 pi. (30.5m), creusé dans un terrain mou dont les propriétés sont les suivantes: FI = 40%, densité à sec = 120 lb./pi.³ (1920 Kg/m³), poids spécifique des grains = 2.65, le coefficient de la pression latérale du sol au repos = 0.5 et le niveau de la nappe aquifère à 20 pi. (6.1m) sous la surface du sol.
 - b) Comment la distribution de la pression sera-t-elle modifiée qualitativement si, à 50 pi. (15.25m) de profondeur, une paroi du puits, sur une hauteur de 10 pi. (3.05m), se déplace vers l'intérieur?
 - c) Pour creuser le puits, on a enfoncé initialement des palplanches jusqu'à une profondeur de 80 pi. (24.4m). La roche de fond se trouve à 100 pi. (30.5m). Examiner la situation lorsque le creusage a atteint une profondeur de 70 pi. (21.35m) en traçant un réseau d'écoulement autour du fond du puits. Supposer que les palplanches sont imperméables. Se produira-t-il une "boulance"? Si tel est le cas, à quelle profondeur sous l'excavation rencontre-on les effets de la "boulance"?
 3. a) Qu'est-ce que la "poussée active des terres", la "poussée passive des terres" et la "poussée statique des terres"?
 - b) Pour quels matériaux peut-on donner à ces termes une expression analytique? Ecrire les équations.
 4. Une zone de roche meuble s'est formée autour d'un puits (Fig. 3-7) à cause des effets résiduels du dynamitage et de la détérioration du ciment du joint résultant du relâchement de la contrainte de confinement après le creusage. La roche brisée doit subir une déformation unitaire majeure principale de 1% pour que la résistance au cisaillement soit maximum; l'angle de frottement interne est 45°; la densité de la roche brisée est de 144 lb/pi.³ (2304 Kg/m³) et le diamètre primitif du puits (distance jusqu'à la paroi rocheuse) est de 16 pi. (4.88m). On a posé un revêtement en béton de 12 po. (0.305m) d'épaisseur avant la formation de la zone meuble. Le béton a une résistance à la compression uniaxiale de 4000 lb/po.² (27.6 MN/m²), un module de déformation de 4×10^4 lb/po.² (27.6×10^3 MN/m²) et un rapport de Poisson de 0.20. Calculer les contraintes de compression maximum et minimum dans le revêtement en béton en supposant que la moitié de la pression moyenne s'exerce sous la forme de charges concentrées.
 5. On creuse à une profondeur de 2,000 pi. (610 m) un tunnel de section elliptique, d'une hauteur maximum de 16 pi. (4.88m) et d'une largeur maximum de 8 pi. (2.44m). La densité du terrain de recouvrement est 170 lb/pi.³ (2720 Kg/m³); $E = 3 \times 10^6$ lb/po.² (20.7×10^3 MN/m²) et $\mu = 0.25$. On suppose qu'il n'existe pas de contraintes tectoniques.
 - a) Avec les facteurs de concentration de contrainte, calculer la contrainte à la surface de la roche au sommet du tunnel, et tracer sur un diagramme de Mohr les trois cercles de contraintes dans les plans radial, tangentiel et horizontal.
 - b) Répéter (a) pour un point à la paroi du tunnel à la moitié de la hauteur.
 6. On perce dans le même terrain qu'au problème n° 5 un tunnel carré de 12 pi. (3.66m) de côté. Le rayon des filets des coins est 2 pi. (0.61m)
 - a) Calculer la contrainte à la surface de la roche au sommet du tunnel et tracer sur un diagramme de Mohr les trois cercles de contrainte dans les plans radial, tangentiel et horizontal.
 - b) Répéter (a) pour un point à la paroi du tunnel à la moitié de la hauteur.
 - c) Calculer les contraintes maximums à la surface de la roche en un coin du tunnel.
 7. Une faille est parallèle à la paroi d'une excavation souterraine haute de 50 pi. (15.25m) et large de 50 pi. (15.25m). La surface de faille est située à 6 pi. (1.83m) de la paroi de l'excavation. Le module de déformation de la roche est 1×10^6 lb/po.² (6.9×10^3 MN/m²). La contrainte verticale moyenne à la paroi est de 10 kip/po.² (69 MN/m²). La résistance à la compression uniaxiale de la roche est de 12 kip/po.² (82.8 MN/m²). Calculer le coefficient de sécurité
 - a) pour une rupture par compression; (b) dans le cas de l'instabilité d'Euler.
 8. On perce une galerie 10 pi. x 10 pi. (3.05m x 3.05m) dans une roche en blocs, forte et élastique, d'une densité de 165 lb/pi.³ (2640 Kg/m³). On pose des cintres en sapin dont les lignes centrales sont à 3 pi. (0.915m) d'intervalle et on installe un garnissage derrière eux. On considère les contraintes suivantes pour les cintres en sapin: 840 lb/po.² (5.80 MN/m²) en flexion, 70 lb/po.² (0.48 MN/m²) en cisaillement longitudinal, 600 lb/po.² (4.14 MN/m²) en compression parallèlement au grain avec $L/d < 10$, $0.274E/(L/d)^2$ ($1.894 E/(L/d)^2$ N/m²) en compression parallèlement au grain avec $L/d > 10$, 300 lb/po.² (2.07 MN/m²) en compression perpendiculairement au grain. Le module de déformation est 1.1×10^6 lb/po.² (7590 MN/m²). Déterminer les dimensions des pièces de bois servant de cintres et de garnissage en utilisant des charges de roches sûres, mais en sachant que les valeurs des contraintes normales calculées comprennent des coefficients de sécurité à la rupture égaux environ à 4.
 9. On a trouvé que le plancher et le toit d'un tunnel d'essai de 10 pi. x 20 pi. (3.05 m x 6.1m) ne se sont presque pas refermés, mais que les parois se sont déplacées vers l'intérieur de sorte que le changement en largeur de l'excavation s'exprime par: $DEL-h = 0.06 \log t$, où $DEL-h$ est le changement de la dimension horizontale en pouces et t , le temps en jours.
 - a) Calculer les dimensions d'un revêtement en béton $Q_u = 3000$ lb/po.² (20.7 MN/m²), $E = 3 \times 10^6$ lb/po.² (20.7×10^3 MN/m²) sans armature, d'une épaisseur maximum de 12 po. (0.305m) dans le cas d'une excavation carrée pour et déterminer quand il devrait être posé pour qu'il dure pendant 20 ans.
 - b) Calculer les dimensions d'un revêtement en acier de section WF (c'est-à-dire déterminer la section WF et l'espacement) que l'on installera dans une excavation de section circulaire 24 heures après le creusage et qui devra durer pendant 20 ans.
 10. On doit calculer un système de boulons pour le toit d'un tunnel routier large de 16 pi. (4.88m) et haut de 8 pi. (2.44m). L'espacement des joints dans la roche du toit varie entre 2 (0.61m) et 10 pieds (3.05m); l'espacement moyen est environ de 8 pi. (2.44m). Utiliser des boulons d'une grande résistance à la traction, d'une résistance minimum à l'écoulement de 60 kip/po.² (414 MN/m²) et d'une résistance minimum à la rupture de 100 kip/po.² (690 MN/m²).
 - a) Déterminer la profondeur de la zone probable de tension dans le toit à la ligne centrale du tunnel routier en supposant que la contrainte naturelle est seulement due à la gravité.
 - b) Déterminer la longueur maximum des boulons et l'espacement qui conviendrait dans ce cas.
 - c) Déterminer la longueur minimum des boulons et l'espacement qui conviendrait dans ce cas.
 - d) Comparer les pieds linéaires de boulons par pieds carrés de toit dans b) et c) et choisir les boulons les plus économiques.
 - e) Déterminer le diamètre du boulon nécessaire pour que le point d'écoulement ne puisse être dépassé.

- F) Déterminer le diamètre du fil métallique d'un filet que l'on utilisera dans le système de boulons, si la distance entre les lignes contrales des fils sont 4 po. x 4 po. (0.10m x 0.10m).
11. On doit percer un tunnel d'égoût d'un diamètre de 10 pi. (3.05m) en utilisant de l'air comprimé à une profondeur de 60 pi. (18.3m) (au-dessus de la couronne) dans un sol tendre dont la résistance à la compression uniaxiale est de 60 lb/po.² (0.414 MN/m²). La contrainte naturelle est due seulement à la gravité. Le rapport de Poisson est 0.4 et la densité totale du sol est égale à 100 lb/pi.³ (1600 Kg/m³).
- a) A l'aide des concentrations théoriques des contraintes élastiques, déterminer la pression de l'air comprimé nécessaire pour empêcher la rupture. Utiliser un coefficient de sécurité de 1. Supposer que la loi de la contrainte maximum de cisaillement régit le comportement du sol à la rupture.
- b) Déterminer la hauteur de la colonne d'eau nécessaire qui s'opposera à cette pression d'air et déterminer alors le niveau minimum de l'eau souterraine pour que cette pression d'air puisse être utilisée.
12. La hauteur de l'eau souterraine au-dessus de la couronne d'un tunnel de 20 pi. (6.1m) de diamètre est égale à 50 pi. (15.25m). Quelle serait la différence de pression d'air entre la couronne et le plancher si on utilisait de l'air comprimé pour empêcher l'écoulement de l'eau au front d'avancement.
13. On doit percer un tunnel à haute pression d'eau de 16 pi. (4.88m) de diamètre dans une roche qui a une vitesse sismique Cp de 16000 pi./sec. (4880 m/sec.) La hauteur hydrostatique maximum dans le tunnel est de 1000 pi. (305m).
- a) Déterminer l'épaisseur du revêtement en acier nécessaire s'il n'existe pas d'intervalle entre l'acier et le béton. La contrainte admissible dans l'acier est de 18 kip/po.² (124.2 MN/m²) (on utilise Cp pour déterminer le module de déformation de la roche).
- b) Déterminer l'épaisseur du revêtement en acier nécessaire s'il existe un intervalle de 0.04 po. (1 x 10⁻³ m) entre l'acier et le béton.
- c) Déterminer l'épaisseur de revêtement en acier nécessaire en supposant que la roche n'est pas supportée et que la contrainte dans l'acier est de 40 kip/po.² (276 MN/m²).
14. On perce une galerie de 10 pi. x 10 pi. (3.05m x 3.05m) dans un sol faible ou tendre et on la garnit de cintres coulissants. L'angle de frottement interne de la roche est 37° et la cohésion est de 20 lb/po.² (0.138 MN/m²). La résistance moyenne maximum du système de cintres coulissants est de 10 lb/po.² (0.069 MN/m²). La contrainte gravitationnelle verticale est de 180 lb/po.² (1.24 MN/m²).
- a) En supposant que la contrainte horizontale dans le sol est aussi de 180 lb/po.² (1.24 MN/m²), calculer la distance radiale jusqu'au terrain élastique à l'extérieur de l'anneau de roche plastique.
- b) Si la contrainte horizontale dans le sol est en fait seulement de 80 lb/po.² (0.55 MN/m²), est-ce que la zone plastique à côté de la galerie est plus grande ou plus petite que celle qui a été calculée en (a). Essayer de calculer la distance radiale minimum jusqu'à la zone élastique près de la galerie.
- c) Si la contrainte naturelle horizontale est de 80 lb/po.², (0.55 MN/m²), est-ce que la zone plastique à la couronne est plus grande ou plus petite que celle qui a été calculée en (a). Essayer de calculer la distance radiale maximum jusqu'à la zone élastique à la couronne. (Résoudre (b) et (c) en utilisant la méthode des éléments finis.)
15. Un poste de concassage a une largeur de 30 pi. (0.915m), un toit semi-circulaire et une hauteur maximum de 45 pi. (13.72m). On installe trois extensomètres de sondage longs de 50 pi. (15.25m) (ces extensomètres sont des tiges qui sont ancrées au fond du trou et qui flottent librement dans le "collier" du trou de sorte que la dilatation axiale de la roche le long du trou est mesurée par le mouvement de la tige par rapport au "collier"): l'un sur la ligne centrale verticalement jusqu'au toit et les deux autres horizontalement chacun dans les parois nord et sud au niveau de la flèche. On a creusé le toit au temps 0. On a installé les extensomètres après 10 heures. Le poste était terminé après 112 heures. On a resserré les boulons d'ancrage dans le plafond et les murs à la 318 heure.

Temps (h.)	Vertical (po.)	Nord (po.)	Sud (po.)
0			
10	0.000	0.000	0.000
26	Pas de lecture	+0.430	+0.124
55	+0.204	+0.263	+0.342
62	+0.420	+0.417	+0.503
70	+0.436	+0.444	+0.552
82	-0.020	+0.615	+0.694
90	+0.056	+0.711	+0.733
94	+0.074	+0.720	+0.728
102	+0.121	+0.722	+0.723
110	+0.190	+0.727	+0.718
118	+0.206	+0.725	+0.716
126	+0.266	+0.742	+0.734
138	+0.341	+0.760	+0.753
154	+0.327	+0.728	+0.735
170	+0.381	+0.575	+0.702
242	+0.427	+0.742	+0.722
318	+0.514	Pas de lecture	Pas de lecture
390	+0.422	+0.751	+0.730
555	+0.435	+0.740	+0.891

- a) Tracer les graphes déplacement-temps, vitesse-temps et accélération-temps.
- b) Est-ce que la roche autour du poste est stable?
- c) Est-ce que vous conseillerez l'enlèvement des extensomètres à ce moment-ci?
- d) Dans le cas d'un autre poste, conseillerez-vous d'installer différemment les extensomètres?

CHAPITRE 4

LES PILIERS

INTRODUCTION

Les piliers peuvent être définis comme des roches placées entre deux ou plusieurs excavations souterraines. Les termes "hauteur", "épaisseur" et "largeur" sont réservés à la dimension normale au plan des travaux ou des excavations. Dans ce plan, la "longueur" du pilier est la plus grande dimension et la "largeur" est la plus petite dimension.

Nous devons considérer trois aspects reliés à la mécanique des piliers. Premièrement, il faut déterminer la charge exercée sur le pilier. Deuxièmement, nous devons estimer la résistance du pilier en tenant compte des différents modes de rupture. Ainsi, il est possible de déterminer le coefficient de sécurité et de juger s'il est suffisant. Le troisième aspect qu'il faut examiner est la réaction du plafond (ou toit) et du plancher aux contraintes dans les piliers.

LES RÉPARTITIONS DES CONTRAINTES

Quand un pilier est chargé, il faut tenir compte à la fois de la charge totale et de la répartition des contraintes qui en résulte. Considérons d'abord le deuxième élément.

Deux excavations, côté à côté, créent un pilier de largeur B (Fig. 4-1a). Quand les deux excavations sont passablement rapprochées, la contrainte dans le pilier peut être considérée comme étant le résultat de l'action réciproque des concentrations des contraintes de chaque excavation. Par conséquent, la contrainte tangentielle maximum sur la surface des excavations (c'est-à-dire, sur la surface du pilier) est probablement plus grande que celle qui s'appliquerait à une seule excavation. Dans la plupart des cas, l'augmentation moyenne de la contrainte axiale dans le pilier s'accroît plus que la contrainte maximum (Fig. 4-1a).

En fait, il est probable que la répartition des contraintes dans la plupart des piliers soit différente de la répartition élastique théorique (Fig. 4-1b). La relaxation ou la fracture partielle résultant des explosions ou du dégagement de la roche superficielle du confinement produit une zone ordinairement d'une épaisseur de 2 pieds (0.61 m) à 6 pieds (1.83 m) soumise à une faible contrainte. Ainsi, la concentration maximum des contraintes est déplacée vers l'intérieur du pilier. Des analyses d'élasticité fournissent quand même de précieuses indications.

Les résultats des tests photo-élastiques sur des modèles en gélatine sont représentés aux figures 4-1(c), 4-1(d) et 4-1(e) (3). En plus, la figure 4-1(c) montre la répartition des contraintes axiales à mi-hauteur et au huitième de la hauteur à partir du plancher.

À mi-hauteur, la contrainte axiale est sensiblement plus grande au centre qu'au bord du pilier. Au huitième (1/8) de la hauteur, la contrainte axiale est plus grande vers le bord du pilier.

La figure 4-1(c) montre le tracé de la contrainte transversale pour une section d'un huitième (1/8e) de la profondeur à partir de l'axe. Cette courbe démontre qu'il existe une compression horizontale aux bouts et une tension horizontale dans la zone intermédiaire. La tension au milieu de ces piliers présente un certain intérêt puisque le fendage vertical constitue l'un des modes communs de rupture.

La figure 4-1(d) représente l'effet produit quand le pilier possède une couche tendre à la ligne du toit (3). Il résulte principalement de cette géologie qu'une tension transversale est créée dans le haut du pilier. On peut visualiser que la tendance de la couche tendre à être exprimée cause cette tension additionnelle. En plus, la présence d'une couche tendre au haut du pilier contribue à augmenter la concentration de la contrainte compressive dans le bas du pilier vers le bord.

Analysons ce qui se produit lorsqu'il y a une couche tendre dans le pilier à mi-hauteur (3) (Fig. 4-1e). Le résultat principal se manifeste par des tensions relativement élevées créées à mi-hauteur. Encore, cette action peut représenter le résultat de la tendance à exprimer la couche tendre. Ce concept est appuyé par les travaux expérimentaux faits sur des jetées en brique et a prouvé que l'action de serrage sur le mortier crée une tension dans les briques et que cette tension croît en fonction de l'épaisseur du mortier (13).

Afin d'illustrer l'effet de la largeur B du pilier sur la contrainte superficielle reliée à la largeur de l'excavation 0, nous pouvons considérer, par exemple, le cas de cinq excavations dans un champ de contraintes uniaxiales (Fig. 4-1f). Désignons par S_z la contrainte axiale maximum dans le pilier, où S_z est définie comme la contrainte uniaxiale naturelle du sol dans lequel les excavations sont faites). Ce graphique montre ensuite la variation du facteur K de concentration des contraintes en fonction de O/B (1). De même, nous pouvons voir qu'en même temps que le rapport O/B augmente (ce qui se traduit par la diminution de la largeur du pilier), l'action réciproque des excavations devient plus importante et le facteur K de concentration des contraintes augmente.

Considérons le cas bi-dimensionnel lorsque O/B est égal à 4 et que le nombre d'excavations varie (1) (Fig. 4-1g). Dans un champ de contraintes naturelles uniaxiales, le facteur maximum de concentration des contraintes est égal à 3 pour une seule excavation. Quand le nombre d'excavations augmente, on observe que le facteur maximum, k, de concentration des contraintes augmente jusqu'à 5 pour cinq excavations, mais tend à être asymptotique à cette valeur.

La figure 4-1(h) donne les résultats d'un concept simple pour un cas tridimensionnel (1). Il est admis que les piliers soutiennent tout le terrain sus-jacent tributaire de leur emplacement, ce qui est l'équivalent d'une charge $S_z A_t$, où A_t est la surface tributaire d'un pilier. L'équation suivante représente la contrainte moyenne dans le pilier:

$$\sigma_p = S_z A_t / A_p = S_z A_t / (A_t - A_o) \quad \text{Eq. 4-1}$$

dans laquelle A_p est la surface du pilier A_o , l'aire tributaire d'extraction. Le graphique de cette figure montre ensuite la relation entre $\text{SIG-p}/S_z$, où SIG-p est la contrainte moyenne du pilier, S_z , la contrainte naturelle uniaxiale et R, le rapport d'extraction dans la zone d'exploitation minière. Pour un grand nombre de chambres, $A_o/A_t = R$, et il s'ensuit que:

$$\sigma_p / S_z = 1 / (1 - R) \quad \text{Eq. 4-2}$$

De ces équations, il est possible de calculer que, pour une récupération de 50 pour cent, la contrainte moyenne du pilier serait deux fois la contrainte originale due au terrain sus-jacent; pour une récupération de 75 pour cent, la contrainte du pilier serait 4 S_z ; et quand la récupération de 100 pour cent est approchée, la contrainte de pilier moyenne tendrait vers l'infini. Ce simple concept néglige, bien sûr, l'effet des caractéristiques de déformation du plafond ou toit, qui résultent de l'opération minière.

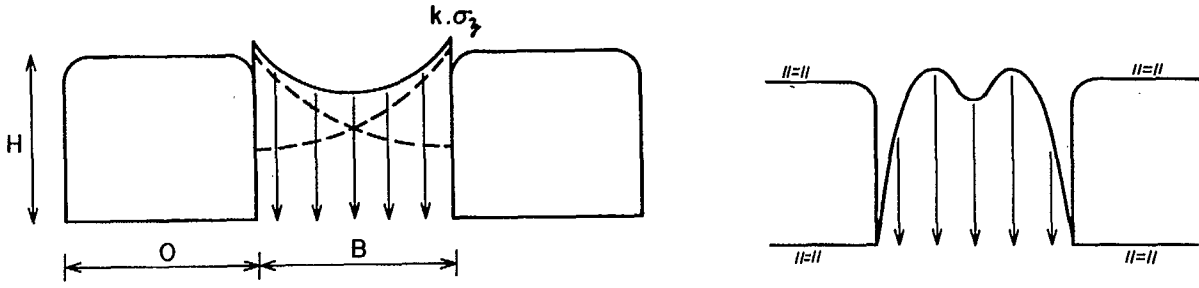
Exemple. Un plan d'exploitation de chambres et de piliers renferme des chambres d'une largeur de 28 pi. (8.54m) et des piliers de 55 pi. x 130 pi. (16.8m x 39.7m). La contrainte verticale naturelle est de 3000 lb/po.² (20.7MN/m²). Calculer le pourcentage de récupération et la contrainte moyenne dans le pilier en supposant que la contrainte verticale est répartie sans qu'elle ne voute sur les piliers:

$$R = \frac{(55 + 28)(130 + 28) - 55 \times 130}{(55 + 28)(130 + 28)} = 0.454 = 45.4 \text{ pour cent}$$

$$\text{SIG-p} = 3000 / (1 - 0.454) = 5490 \text{ lb/po.}^2 \text{ (37.9 MN/m}^2\text{)}$$

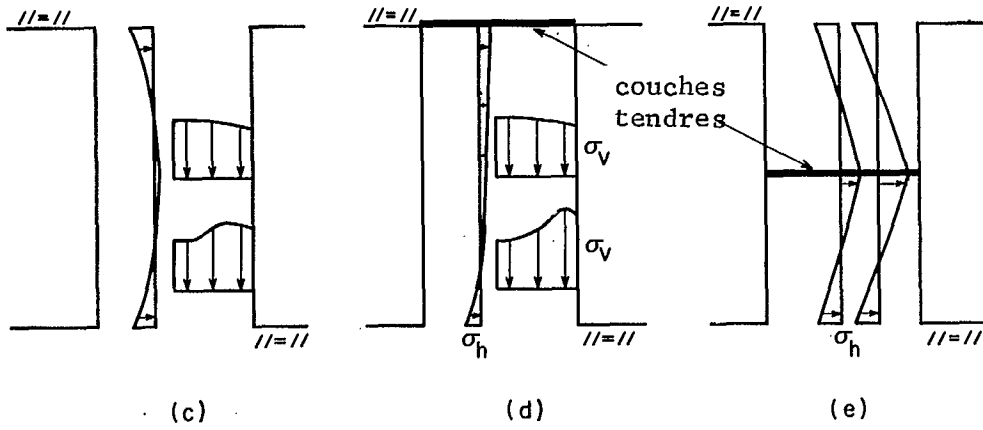
On procède normalement aux opérations minières là où le fendage est entre 0 et 90 degrés. Certains travaux de recherche ont été entrepris afin de déterminer la répartition des contraintes dans les piliers dans les gisements inclinés (15). On peut voir les résultats de ces travaux pour un pilier avec H/B = 1, Sv/Sh = 2, et un filon incliné à 60 degrés. (Fig. 4-2). Les contours de la figure 4-2(a) relient les points qui ont une contrainte ou cisaillement maximum égale.

Considérons la variation des contraintes principales en travers du pilier pour la section A - A (Fig. 4-2b) dans le bas (15).



(a)

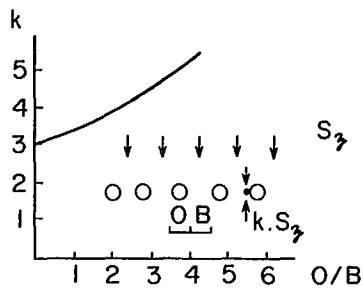
(b)



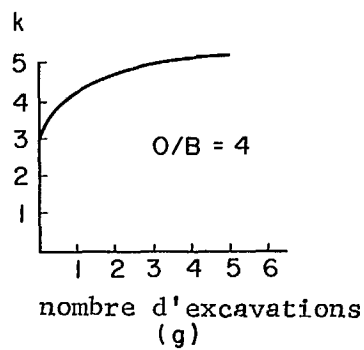
(c)

(d)

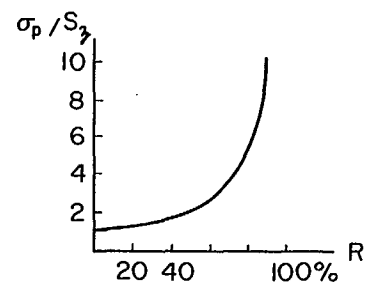
(e)



(f)

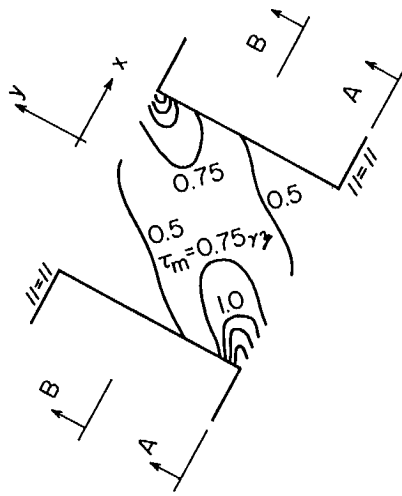


(g)

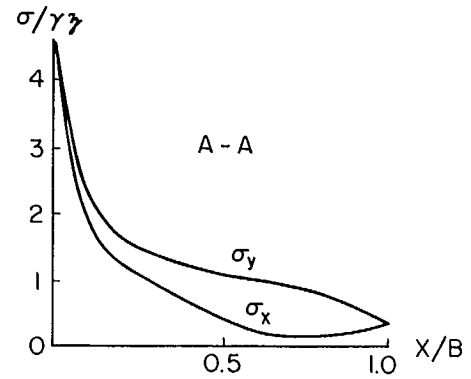


(h)

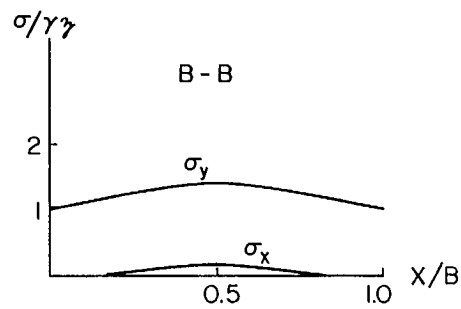
FIG. 4-1 - Distribution des contraintes dans les piliers.



(a)



(b)



(c)

FIG. 4-2 - Distribution des contraintes dans les piliers situés dans des filons inclinés (15).

De très grandes contraintes compressives et de cisaillement apparaissent au niveau du plancher, du côté de l'amont-pendage du pilier.

La figure 4-2(c) représente les contraintes principales en travers du pilier pour la section B-B au centre. La contrainte normale axiale moyenne est approximativement égale à la contrainte naturelle du terrain de recouvrement.

Par l'observation des différents cas décrits dans ce travail expérimental, il fut possible d'obtenir les courbes représentées à la figure 4-3 (15). Les contraintes moyennes de cisaillement sur les plans xy qui agissent dans le haut du pilier sont exprimées ici comme des multiples de la contrainte verticale naturelle GAM x z due à la gravité. Nous pouvons voir la variation de cette contrainte moyenne de cisaillement en fonction de l'angle de pendage pour deux cas de géométrie du pilier.

Pour un champ de contrainte où $Sv/Sh = 2$ et pour des angles d'inclinaison compris entre 0 et 30 degrés, on a suggéré que pour des fins pratiques il devrait être possible de calculer ces contraintes moyennes de cisaillement dans les piliers en considérant l'angle égal à 0 degré (15). Pour les angles d'inclinaison entre 60 et 90 degrés, nous supposons l'angle d'inclinaison égal à 90 degrés. Pour les angles d'inclinaison entre 30 et 60 degrés, on peut considérer que les contraintes moyennes de cisaillement varient linéairement entre ces deux cas extrêmes. Les lignes en pointillé de la figure 4-3 représentent cette suggestion. Ce genre d'orientation s'avère utile pour des fins pratiques.

Des observations d'exploitations minières indiquent que les piliers dans les chantiers d'abatage inclinés subissent une rupture d'une manière différente de ceux dans des chantiers d'abatage horizontaux ou verticaux. On a proposé de changer la forme de ces piliers afin de les rendre plus stables. Cette suggestion a mené à une étude photoélastique portant sur des modèles de piliers dans des chantiers d'abatage inclinés où le côté de l'aval-pendage du pilier est vertical et où le côté de l'amont-pendage est normal aux murs (15). Les dimensions appropriées des piliers furent sélectionnées afin que le pourcentage d'extraction soit le même que dans la série de tests portant sur des piliers de forme rectangulaire. De cette façon, il existe une base commune qui permet de comparer les contraintes dans les piliers de forme particulière à celle qui existent dans un pilier de forme conventionnelle ayant les côtés normaux aux murs.

Les isochromatiques ou contours des contraintes maximums égales de cisaillement sont représentés à la figure 4-4a comme des multiples de la contrainte verticale naturelle GAM x z. On a trouvé que les contraintes de cisaillement et les contraintes de compression sont plus grandes aux coins supérieurs du pilier.

Considérons la variation des contraintes principales en travers du pilier pour la section A - A dans le haut du pilier (Fig. 4-4b). La contrainte de compression maximum agit sur le côté de l'aval-pendage.

Enfin, si l'on considère la variation des contraintes principales en travers du pilier à mi-hauteur (Fig. 4-4c), il est clair que les contraintes de compression y sont plus petites qu'au niveau du toit.

Ces données expérimentales indiquent que la répartition des contraintes dans le pilier de forme spéciale est un peu plus favorable que dans le pilier à forme rectangulaire. D'autre part, à cause de la réduction de la section transversale à la partie supérieure du pilier, les concentrations des contraintes sont 50 pour cent plus grandes que celles qui existent dans le pilier rectangulaire.

On fit des tests afin de déterminer quelles charges suffiraient pour faire écrouler ces piliers constitués de matériel-type. Les résultats de ces tests indiquent que la limite de chargement des deux genres de piliers était à peu près pareille. Ils indiquent aussi qu'une rupture avait toujours lieu dans la partie supérieure des piliers de forme spéciale.

De ces travaux, on peut conclure qu'un pilier de forme spéciale a peut-être un léger avantage - sans doute très peu - sur les piliers de forme rectangulaire. En outre, il est probable que la seule forme possible du pilier soit celle où - comme dans les modèles précédents - la proportion de la largeur à la hauteur est relativement grande, de sorte que la partie supérieure du pilier ne soit pas trop petite pour la stabilité.

CHARGEMENT DES PILIERS DANS LES ZONES MINIERES LONGUES ET PROFONDES

Examinons d'une façon plus détaillée la théorie de la surface tributaire telle qu'exprimée par les équations 4-1 et 4-2 pour les cas particuliers des zones minières longues (Fig. 4-5). Une zone minière longue est significative puisqu'on peut faire une analyse de déformation unitaire plane ou une analyse à deux dimensions.

La théorie de la surface tributaire suppose que chaque pilier est chargé par la contrainte normale S_0 agissant sur la surface du mur tributaire de ce pilier. Dans le cas d'une zone minière longue, la contrainte est la suivante:

$$SIG-p = S_0(B_0 + B) / B$$

B_0 étant la largeur moyenne des excavations adjacentes et B , la largeur du pilier. Dans le cas d'une série de chambres et de piliers d'égales dimensions, le rapport d'extraction s'exprime comme suit:

$$R = A_0/AT = (N + 1) B_0 / ((N + 1) B_0 + NB)$$

où A_0 est la surface totale du mur adjacent aux excavations ou aux chambres, AT , la surface totale du mur adjacent à la zone d'exploitation et N , le nombre de piliers.

De ces deux équations, on tire

$$SIG-p / S_0 = B_0 / B + 1$$

$$= \frac{R - N}{1 - RN + 1} + 1$$

Lorsque

$$N \rightarrow \infty$$

$$SIG-p / S_0 \rightarrow 1 / (1 - R)$$

Voilà comment fut obtenue l'équation 4-2.

Cependant, quand $N = 1$, l'équation 4-2 donne une réponse qui ne s'accorde pas avec la théorie de la surface tributaire. C'est pourquoi, il est préférable d'exprimer la théorie de la surface tributaire comme suit:

$$\Delta \sigma_p / S_0 = \frac{R}{(1-R)(1+1/N)} \quad \text{Eq. 4-3}$$

et

$$\sigma_p / S_0 = \Delta \sigma_p / S_0 + 1 \quad \text{Eq. 4-4}$$

La théorie de l'aire tributaire s'applique en certaines circonstances. Cependant, elle n'est pas satisfaisante puisqu'elle ne tient pas compte des propriétés géométriques telles que la portée ou la largeur de la zone minière par rapport à sa profondeur pour les sièges d'exploitation horizontaux, la hauteur des piliers, leur largeur et leur situation à l'intérieur de la zone minière. De plus, certaines propriétés géologiques telles que la nature de la contrainte naturelle actuelle (en particulier, la grandeur de la composante parallèle à la largeur de la zone d'exploitation minière) et le module de déformation de la roche du pilier relatif à celui des roches du mur ne sont pas incluses.

L'évaluation de la déviation nette statiquement indéterminée des parois constitue une solution plus satisfaisante; cette déviation résulte de l'exploitation minière. Cette déviation nette aux piliers constitue une mesure de l'augmentation des contraintes dans le pilier qui résulte de l'exploitation minière. Les composantes de la déviation de la paroi peuvent être considérées comme étant formées du déplacement vers l'intérieur dû à l'excavation du terrain (ce qui est l'équivalent d'une contrainte appliquée vers l'intérieur sur les parois), du déplacement inverse qui résulte de la pression moyenne de la paroi causée par l'augmentation de la contrainte du pilier, la relaxation qui résulte du relâchement des côtés des piliers et enfin de la pénétration locale des piliers qui résulte de la concentration de la pression moyenne aux parois.

Afin d'établir une expression du déplacement des parois résultant d'une excavation, commençons avec le déplacement d'un point autour d'un trou circulaire dans une plaque, déplacement dû à l'application d'une contrainte uniaxiale (16):

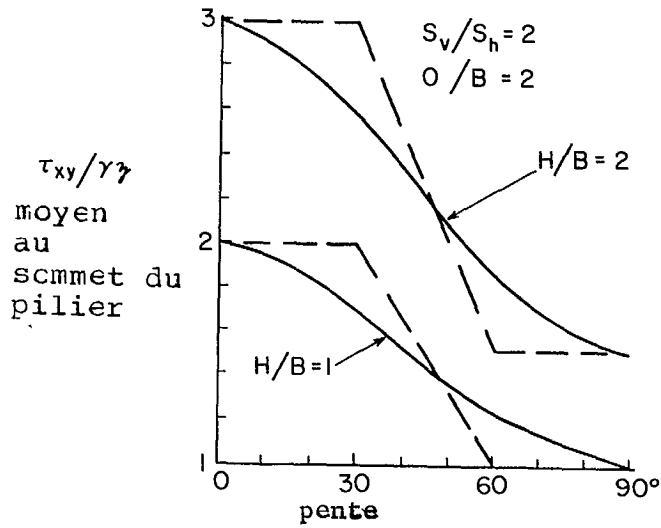


FIG. 4-3 - Contrainte de cisaillement moyenne dans les piliers situés dans des veines inclinées (15).

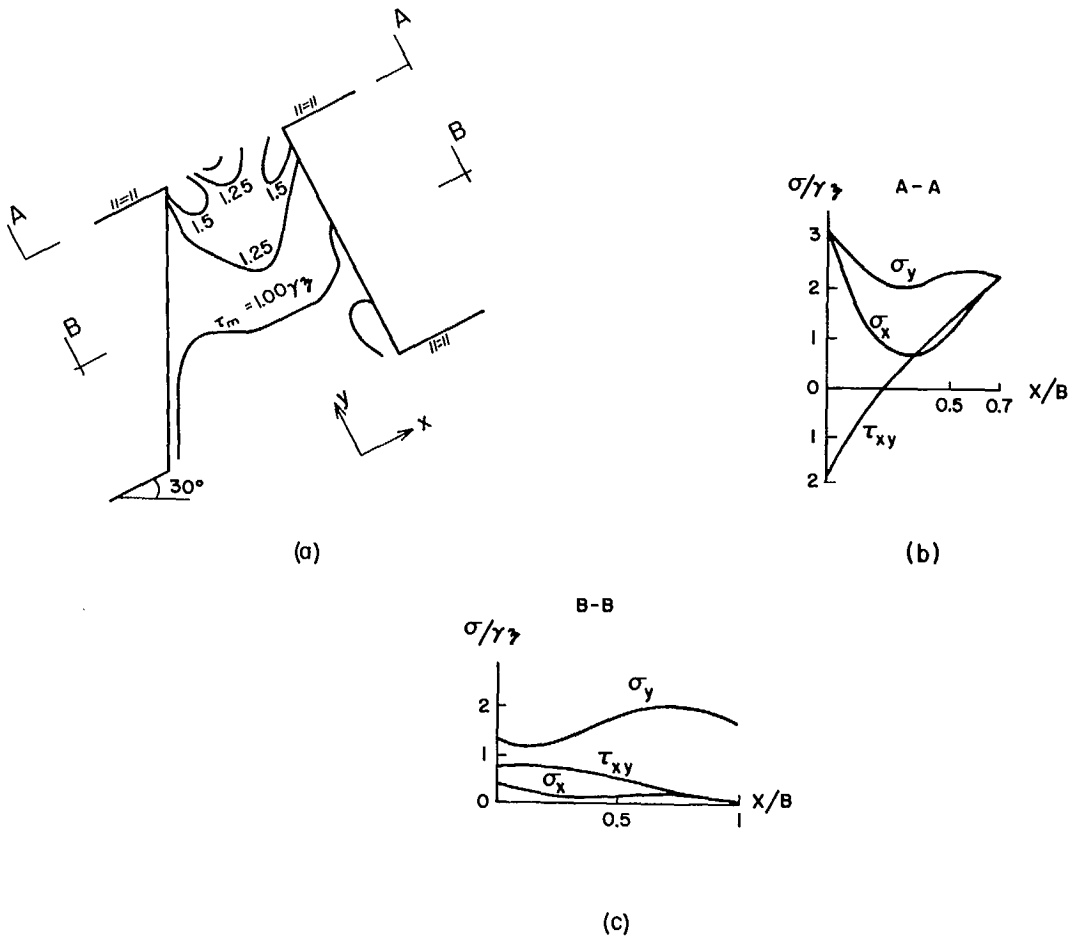


FIG. 4-4 - Distribution des contraintes dans des piliers de forme trapézoïdale dans des chantiers d'abattage inclinés (15).

v_r = déplacement radial

$$= \frac{S_0 r}{2E} \left[(1 + a^2/r^2) + (1 + 4a^2/r^2 - a^4/r^4) \cos 2\theta - \mu \left((1 - a^2/r^2) - (1 - a^4/r^4) \cos 2\theta \right) \right]$$

v_{TET} = déplacement tangentiel

$$= \frac{S_0 r}{2E} \left[(1 + 2a^2/r^2 + a^4/r^4) \sin 2\theta - \mu (1 - 2a^2/r^2 + a^4/r^4) \sin 2\theta \right]$$

où S_0 = la contrainte naturelle normale à la zone minière (dans ce cas, verticale).

r = la distance radiale au point.

a = rayon du trou.

TET = l'angle de la verticale au point.

E = module d'élasticité du milieu.

μ = le coefficient de Poisson.

Ces équations servent à obtenir l'expression du déplacement vertical DEL à la circonférence d'un trou ($r = a$):

$$\delta = v_r \cos \theta + v_\theta \sin \theta = 3 S_0 a \cos \theta / E$$

Les équations suivantes s'appliquent au déplacement au pourtour d'un trou circulaire dans une plaque soumise à une contrainte naturelle biaxiale (16):

$$v_r = \frac{r}{2E} \left\{ (S_0 + S_y)(1 + a^2/r^2) + (S_0 - S_y)(1 + 4a^2/r^2 - a^4/r^4) \cos 2\theta \right. \\ \left. - \frac{\mu r}{2E} \left\{ (S_0 + S_x)(1 - a^2/r^2) - (S_0 - S_x)(1 - a^4/r^4) \cos 2\theta \right\} \right. \\ v_\theta = \frac{r}{2E} \left\{ (S_0 - S_x)(1 + 2a^2/r^2 + a^4/r^4) \sin 2\theta \right. \\ \left. - \frac{\mu r}{2E} \left\{ (S_0 - S_y)(1 - 2a^2/r^2 + a^4/r^4) \sin 2\theta \right\} \right.$$

St étant égal à la contrainte naturelle normale agissant perpendiculairement à S_0 . Le déplacement vertical d'un point sur la circonférence pour $TET = 0$ et $S_0 = 0$ devient égal à:

$$\delta = -S_x a / E$$

Le déplacement d'un trou circulaire dû à l'excavation du matériel sur lequel agit une contrainte biaxiale dans le trou peut s'obtenir de la façon suivante:

$$\delta = \delta_0 + \delta_e$$

$$\delta_e = \delta - \delta_0$$

$$\delta_0 = (S_0 - \mu S_y) a / E$$

DEL_0 étant égal au déplacement à la circonférence d'un trou avant la création de celui-ci et dû à la contrainte naturelle préexistante et DEL_e , au déplacement de la circonférence du trou causée par l'excavation. Donc le déplacement provoqué par l'excavation s'exprime comme suit:

$$DEL_e = \left(2S_0 a - S_t a (1 - \mu) \right) / E$$

Nous avons démontré que l'équation du déplacement de la bordure d'un trou elliptique dans une plaque résultant de l'excavation du trou ressemble beaucoup à celle d'un trou circulaire ($TET = 0$) (17, 18):

$$DEL_e = \left(2S_0 a - S_t b (1 - \mu) \right) / E$$

où a est le demi-axe majeur de l'ellipse et b , le demi-axe mineur de l'ellipse. Cette équation peut servir d'approximation pour une zone d'exploitation longue et étroite et où la modifie, si nécessaire, en se basant sur la solution plus complète pour un trou circulaire.

Pour l'instant, dans le cas d'une zone d'exploitation particulière (Fig. 4-6), nous pouvons nous servir des équations de la contrainte plane en considérant $\ell = L/2$, $h = H/L = H/2\ell$ et $S_t / S_0 = k$. On a ainsi

$$DEL_e = S_0 \ell \left(2 - kh (1 - \mu) \right) / E$$

où L est la portée ou la largeur de l'excavation minière et H , la hauteur des piliers.

Si l'excavation d'une zone d'exploitation est incomplète, c'est-à-dire s'il reste des piliers, la traction interne sur les parois ou la contrainte équivalente à une excavation aura une valeur moyenne normale aux parois de:

$$S_i = S_0 A_0 / A_T = R S_0$$

où A_0 = la surface du mur adjacent aux chambres ou chantiers d'abattage creusés.

A_I = la surface totale du mur adjacent à la zone minière y compris A_0 et la surface totale des piliers.

Le déplacement qui résulte des excavations devient ainsi:

$$DEL_e = S_0 \ell \left(2R - kh (1 - \mu) \right) / E$$

La tendance des parois à se déplacer (DEL_e) à cause des excavations accroît la contrainte dans les piliers. Ceci implique que les parois subiront une contre-pression moyenne augmentée S_p venant des piliers. Le déplacement dû à cette contre-pression est l'inverse du déplacement de l'excavation et on peut l'exprimer ainsi: $DEL' = 2S_p \ell / E$. Comme $S_p = \Delta \sigma_p B / (B_0 + B)$ quand ils s'agit d'une série de chambres et de piliers de mêmes dimensions, l'équation pour un grand nombre de piliers peut être exprimée comme suit:

$$\delta' = 2 \Delta \sigma_p \ell (1 - R) / E$$

Quand il n'y a que quelques piliers, nous n'avons qu'à modifier l'équation 4-3:

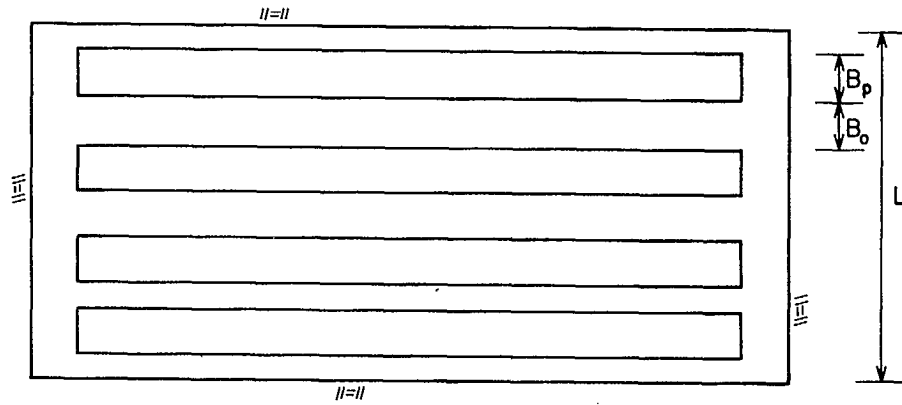


FIG. 4-5 Une zone d'exploitation minière longue.

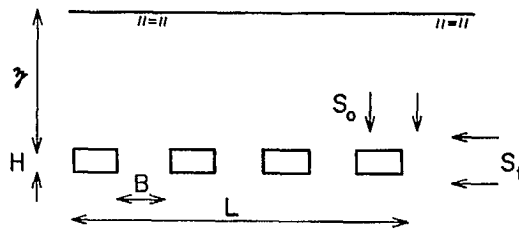


FIG. 4-6 - Coupe verticale d'une zone d'exploitation minière longue et norizontale.

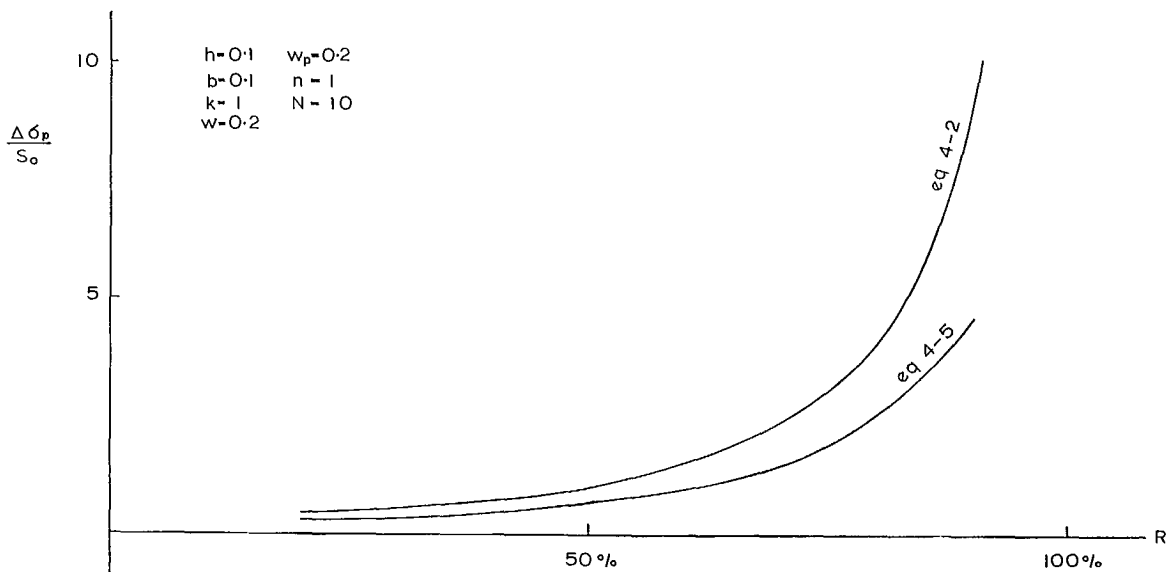


FIG. 4-7 Prédiction de la charge du pilier par la théorie des surfaces tributaires et par l'hypothèse de la zone d'exploitation minière profonde.

$$\delta' = 2\Delta\sigma_p \ell (1-R)(1+1/N)/E$$

Pour calculer les déplacements, on se sert toujours de la mi-hauteur des piliers comme origine. La relaxation ou le déplacement du pilier après que ses côtés ont été relâchés par l'excavation des chambres ou des chantiers s'exprime comme suit:

$$\delta_r = \mu_p S_t H / 2E_p$$

Puisque la concentration S_p de la contre-pression se manifeste surtout aux piliers, la pénétration locale des piliers dans les parois cause une pénétration locale qui dépasse le déplacement inverse général DEL'. On peut ainsi utiliser la solution suivante qui existe dans le cas de la pénétration relative d'une pression uniforme sur le bord d'une plaque semi-indéfinie limitée par un plan (19):

$$\delta = \frac{2\sigma}{\pi E} \left\{ (B+2x_1) \ln \left(\frac{2x_2 - B}{B+2x_1} \right) + (2x_2 - B) \ln \left(\frac{2x_2 - B}{B-2x_1} \right) + \frac{\sigma B(1-\mu)}{\pi E} \right\}$$

où SIG = la pression uniforme sur le bord de la plaque

B = largeur de la zone chargée

x_1 = distance mesurée de l'axe de la charge, dans la zone chargée

x_2 = distance mesurée de l'axe de la charge, hors de la zone chargée, au point auquel se rapporte DEL'

Afin d'utiliser cette équation, on détermine le coefficient pour $x_1 = 0$ et $x_2 = B$. Ainsi la pénétration locale maximum par rapport à un point à une distance $B/2$ du côté du pilier est:

$$\begin{aligned} \delta'_p &= \frac{\Delta\sigma_p - S_p B(1-\mu)}{\pi E} \\ &= \left(\Delta\sigma_p - \frac{\Sigma(\Delta\sigma_p B)}{L} \right) \frac{B}{\pi E} (1-\mu) \\ &= \Delta\sigma_p \left(1 - \frac{\Sigma(B)}{L} \right) \frac{B}{\pi E} (1-\mu) \\ &= \Delta\sigma_p \left(1 - (1-R) \right) \frac{B}{\pi E} (1-\mu) \\ \delta'_p &= \frac{\Delta\sigma_p B R (1-\mu)}{\pi E} \end{aligned}$$

Le déplacement final du pilier DEL-p sera égal à la somme algébrique de tous les effets produits par les contraintes naturelles et par l'exploitation minière. Seuls les effets de l'exploitation minière peuvent être analysés si nous voulons obtenir l'augmentation de la contrainte moyenne dans le pilier; la contrainte totale devient égale à la somme de l'augmentation de contrainte et de la contrainte naturelle initiale. Ainsi il y a un rapport entre la déformation $\Delta\delta_p$ du pilier et l'augmentation de la contrainte $\Delta\sigma_p$ dans le pilier:

$$\Delta\delta_p = \frac{\Delta P H}{2A_p E_p} = \frac{\Delta\sigma_p H}{2E_p}$$

$\Delta\delta_p$ étant l'augmentation du déplacement du pilier causée par l'exploitation minière, ΔP l'augmentation de la charge du pilier, $H/2$, la moitié de la hauteur totale du pilier, A_p , la surface horizontale du pilier, E_p , le module de déformation de la roche du pilier et $\Delta\sigma_p$ l'augmentation de la contrainte moyenne dans le pilier.

La relation entre l'augmentation du déplacement du pilier et les diverses composantes de la déformation est la suivante:

$$\Delta\delta_p = \delta_e - \delta_r - \delta' - \delta'_p$$

De là, il s'ensuit que:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta\sigma_p H}{2E_p} &= \frac{S_o \ell}{E} \left(2R - kh(1-\mu) \right) - \mu_p S_t H / 2E_p \\ &\quad - \frac{2\Delta\sigma_p \ell}{E} (1-R)(1+1/N) - \frac{\Delta\sigma_p R B}{\pi E} (1-\mu) \end{aligned}$$

Donc:

$$\frac{\Delta\sigma_p}{S_o} = \frac{(2R - kh(1-\mu) - \mu_p khn)}{hn + 2(1-R)(1+1/N) + 2Rb(1-\mu)/\pi}$$

où $n = E/E_p$, $h = H/L = H/(2\ell)$ et $b = B/L$.

Nous pouvons transformer cette équation de contrainte plane en une équation de déformation plane en substituant $E/(1-\mu^2)$ par E et $\mu/(1-\mu)$ par μ . L'équation résultante peut se simplifier si nous posons $M = E/(1-\mu^2)$, $w = \mu/(1-\mu)$ et $n = M/E_p$. L'équation finale pour déterminer la charge du pilier est comme suit:

$$\frac{\Delta\sigma_p}{S_o} = \frac{(2R - kh(1-w) - w_p khn)}{hn + 2(1-R)(1+1/N) + 2Rb(1-w)/\pi} \quad \text{Eq. 4-5}$$

Cette équation ne tient aucun compte de la variation de la contrainte moyenne dans un pilier avec la position à l'intérieur d'une zone minière puisque toutes les équations de déplacement ont été résolues pour TET = 0, qui est situé sur l'axe de la zone minière. Des travaux récents montrèrent que la variation de ce chargement est beaucoup moindre que celle qu'indiquerait la variation du déplacement vertical de la limite d'un trou circulaire (18).

En plus les effets compliqués, de la compression aux culées aux limites de la zone minière ne furent pas considérées. Toutefois ceci est un peu justifié si l'on reconnaît que puisque ces effets affectent à la fois DEL-e et DEL', ils ont une faible importance relative, sauf si h est très grand (18). Puisque l'équation a été obtenue pour le cas d'une déformation plane, elle peut servir seulement pour les sections dont la distance à partir de l'extrémité de la zone d'exploitation est au moins égale à la largeur ou portée, c'est-à-dire de façon que les effets de l'extrémité sont peu importants. Il est intéressant de noter que, lorsque $k = 0$, $h \rightarrow 0$ et $b \rightarrow 0$, l'équation précédente se réduit à celle qu'on a obtenue par la théorie des surfaces tributaires. En plus, on a montré que cette méthode peut être utilisée pour prédire les taux de déformation des piliers dans une roche visqueuses, le sel par exemple, en supposant que le taux de déformation unitaire est proportionnel à la contrainte dans le pilier (28).

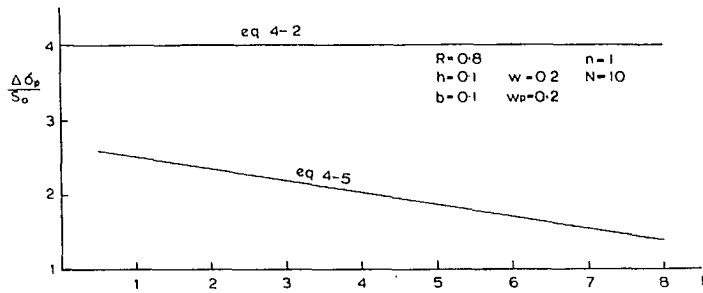


FIG. 4-8 - Variation de chargement du pilier en fonction de la contrainte naturelle transversale σ_t ou k .

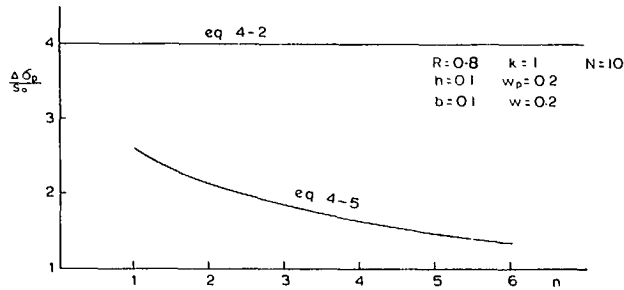


FIG. 4-9 - Variation de chargement du pilier en fonction de la compressibilité E_p ou n du pilier.

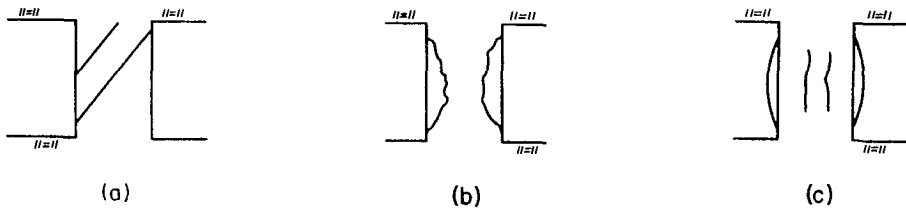


FIG. 4-10 - Modes de rupture des piliers.

L'équation 4-5 s'applique lorsque les piliers ont à peu près la même largeur et sont équidistants. Quand la largeur des piliers et leur espacement varient, on a trouvé, qu'afin d'améliorer la forme de l'équation, on peut remplacer dans le dénominateur le facteur $(1-R)(1+1/N)$ par $(1+bo/b)^{-1}$, où bo est égal à Bo/L . L'équation devient:

$$\frac{\Delta \sigma_p}{S_o} = \frac{(2R - kh(1-w)) - w_p khn}{hn + 2(1+bo/b)^{-1} + 2Rb(1-w)/\pi} \quad \text{Eq. 4-6}$$

Cette équation peut aider dans la préparation d'une opération d'extraction de piliers.

A l'aide d'études empiriques, on a jugé que l'épaisseur de la couverture pour les zones d'exploitation horizontales requises dans l'équation 4-5 est plus grande que la moitié de la portée de la zone minière (18). Dans ces conditions et dans le cas des gisements à pendage fortement incliné cette hypothèse prédit des chargements de pilier moins considérables que les chargements prédits par la théorie des surfaces tributaires.

A la figure 4-7, on a comparé pour un cas de variation des chargements de pilier, les valeurs du rapport d'extraction prédites par l'équation 4-2 et par l'équation 4-5. Lorsque les rapports d'extraction sont élevés, les différences sont substantielles par rapport à l'équation 4-5, tel que l'indiquent des études empiriques, puisqu'elle représente assez bien le chargement actuel si toutes les conditions supposées prédominent.

La figure 4-8 représente la variation du chargement de pilier en fonction du paramètre k , c'est-à-dire St/S_o . Dans ce cas, l'équation 4-2 qui représente la théorie des surfaces tributaires, ne reconnaît aucune influence de la contrainte naturelle tangentielle sur la zone d'exploitation minière. Par contre, l'équation 4-5 nous montre que ce paramètre est important et que pour les valeurs élevées de St , les chargements de pilier seront considérablement réduits.

La variation du chargement de pilier avec le paramètre, n , qui est le rapport entre la compressibilité de la roche des parois et celle de la roche du pilier est représentée à la figure 4-9. Encore une fois l'équation 4-2 ne tient aucun compte de l'effet de ce paramètre. La courbe de l'équation 4-5 montre que les chargements de pilier diminueront considérablement lorsque le paramètre n augmente. De plus, d'après des études empiriques, on peut s'attendre à ce que la compressibilité moyenne d'un pilier, si l'on considère les effets d'explosions et l'absence des limites sur les côtés, soit moindre que celle de la roche des parois. D'autre part, quand $n > 1$, c'est-à-dire quand la compressibilité des piliers est très basse, il est probable que des contraintes excessives provoquent des coups de toit qui produiront de hautes concentrations d'énergie de déformation unitaire élastique.

CHARGES GRAVITATIONNELLES AGISSANT SUR LES TERRAINS SUS-JACENTS PLASTIQUES

Un autre cas qu'on pourrait analyser quantitativement est celui des zones d'exploitation horizontales sous la roche qui s'écoulent selon la théorie de Mohr de la résistance. A cause de l'écoulement de la roche du toit, les concentrations des contraintes locales diminueraient et les contraintes verticales de cisaillement occasionnées se prolongeraient davantage vers le haut produisant l'effet de voûte tel que décrit au chapitre 5. Ainsi on pourrait calculer la contrainte verticale moyenne dans la roche du toit à l'aide de l'équation 5-3.

En supposant que la déformation suffit à développer la résistance de cisaillement complète dans le terrain sus-jacent, on peut obtenir l'augmentation des charges de pilier en multipliant la surface tributaire d'un pilier quelconque par cette contrainte moyenne du toit. Cependant, le résultat ne tiendrait pas compte de la variation de la charge du pilier en fonction de la position. Même pour ce cas d'un terrain plastique, on peut représenter la variation d'une manière qualitative comme à la figure 4-8. Malheureusement, il n'existe pas encore de méthode pour calculer cette variation.

LA RESISTANCE DES PILIERS

Après avoir déterminé la charge probable qui serait appliquée sur un pilier, on doit maintenant déterminer la résistance du pilier. Si on omet la réduction de la résistance du pilier due à une zone majeure de faiblesse telle une faille ou un dyke, les modes de rupture sont, en général, ceux de la figure 4-10.

Les modes de rupture suivants sont associés aux piliers soumis à une contrainte compressive uniaxiale. La rupture de broyage crée une rupture de cisaillement le long de plans obliques (Fig. 4-10a). Le décollement des sections centrales constitue une rupture de type courant et forme un pilier en forme de sablier (Fig. 4-10b). Le pilier peut aussi se dilater latéralement et se fendre verticalement (Fig. 4-10c). Cette expansion latérale est une indication d'une rupture prochaine. On a trouvé que cette indication est dans certains cas meilleure que toute mesure de déformation ou de contrainte verticale (9,14).

L'influence de la grosseur du pilier est un autre facteur qui peut affecter la résistance d'un pilier de façon significative. On a trouvé grâce à des tests de compression uniaxiale qu'en général, la résistance moyenne d'une roche décroît quand le volume de l'échantillon augmente. On voit une relation typique entre la résistance compressive uniaxiale Q_u et le diamètre D de l'échantillon, à la figure 4-11a. La ligne droite qu'on obtient à l'aide d'un graphique logarithmique (Fig. 4-11b) est conforme au concept de répartition des pailles ou des microfissures. La réduction de la résistance de 50% avec l'augmentation du diamètre de dix fois (Fig. 4-11b) est d'un ordre de grandeur typique mais non universel.

On pense que les pailles dans la roche ont la nature de grains microscopiques et faibles à l'intérieur de la roche et que leur effet serait semblable à celui d'une brique faible dans une masse de briques compétentes ou d'un maillon faible dans une chaîne. De plus ou d'une autre façon, les pailles pourraient être des fissures dont la grosseur varierait entre celle d'un seul grain minéral et celle des gros joints qu'on peut voir sur la face d'une roche. Il en découle que les concentrations des contraintes qui mènent à la rupture locale ont lieu autour de ces fissures, tel qu'il est décrit dans le chapitre 1 au sujet de la théorie de Griffith de la résistance.

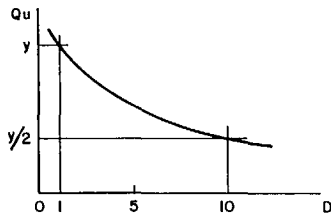
On a supposé que la grosseur maximum d'une paille varie avec le volume de l'échantillon de roche. En supposant une fonction qui représente la probabilité de densité de la résistance des imperfections, on peut calculer la résistance à la rupture moyenne des échantillons et la dispersion des résultats en utilisant la théorie statistique des valeurs extrêmes. (4,5). Alors, en supposant que le nombre des pailles est proportionnel au volume, nous pouvons démontrer que la relation entre la résistance uniaxiale de l'échantillon et son volume est la suivante:

$$Q_B = Q_o V^{-a} \quad \text{Eq. 4-7}$$

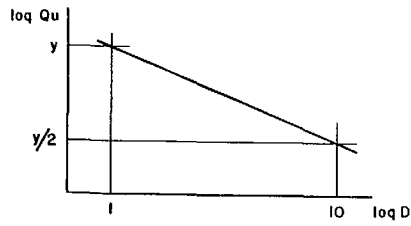
Q_B étant la résistance compressive d'un échantillon ou d'un pilier de largeur B , Q_o , la résistance compressive d'un échantillon dont la forme est la même mais dont la largeur est unitaire, V , le rapport du volume de l'échantillon d'une largeur B au volume de l'échantillon d'une largeur unitaire et " a ", un paramètre qui dépend de la roche considérée. Cette équation s'applique très bien, non seulement aux échantillons de roche en laboratoire, mais aussi à des échantillons de béton (jusqu'à 3 pi. (0.92m) de diamètre) et à des jetées en brique (carré de 13.5 pi. (0.34m) de côté) (6,7). On conçoit que la structure des diaclases dans la masse rocheuse et ainsi dans un pilier est semblable à la structure pétrographique microscopique dans la substance rocheuse. Une étude régionale au moins a montré la similitude des attitudes (24). Par conséquent, il est possible que ce type de relation peut s'appliquer à des piliers. Cependant, des expériences sur modèles nous amènent à penser que, lorsque la largeur d'un échantillon est supérieure à environ douze fois l'espacement des joints, la résistance ne diminue plus d'une façon significative (22). La diminution de la résistance avec le volume peut donc être valable jusqu'à une valeur constante, comme d'autres travaux l'ont suggéré (23).

Selon un autre concept, l'équation 4-7 ne peut déterminer le rapport Q_B/Q_o . Celui-ci représente le degré d'importance de la structure de la roche, c'est-à-dire que le rapport varie de 1, si la masse rocheuse est aussi forte que la substance rocheuse, à 0.01 et moins lorsque les caractéristiques structurales sont dominantes. On peut établir des corrélations empiriques entre ce rapport de résistance et des mesures telles le rapport de la vitesse sismique en place à la vitesse sismique en laboratoire, le volume d'un bloc unitaire obtenu à partir de l'espacement moyen des diaclases dans les différents groupes d'une structure ou le rapport de récupération des carottes (ou le rapport modifié, en comptant seulement les fragments plus longs que leur diamètre).

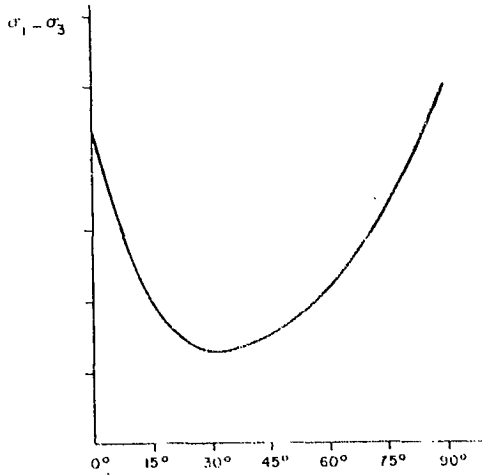
Comme les caractéristiques structurales influencent la résistance des piliers, une étude de la structure des diaclases (voir l'appendice G) est souvent utile. On sait que l'attitude des plans de stratification influence habituellement la résistance à la compression uniaxiale des échantillons à peu près de la façon indiquée à la figure 4-11c (21). D'autres études montrent que le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte normale peut facilement dépasser l'unité dans plusieurs zones d'un pilier et que les diaclases parallèles à l'axe d'un pilier tendent à s'ouvrir avec la dilatation transversale du pilier (26). Le confinement des piliers, si petit soit-il, (par exemple, celui que donne un remblai) est très efficace pour augmenter la résistance apparente des piliers. L'agrandissement observé dans les essais de compression triaxiale peut expliquer cet effet



(a)

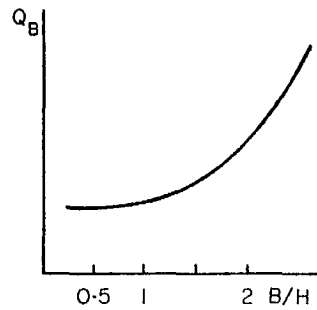


(b)



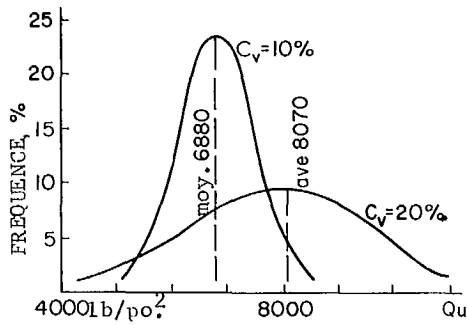
Inclinaison de l'anisotropie par rapport à l'axe de l'éprouvette

(c)

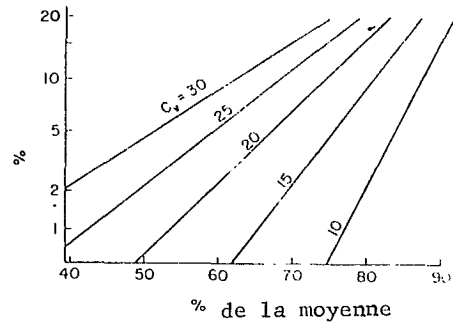


(d)

Fig. 4-11 Variation de la résistance compressive de la roche: (a) et (b) avec la grosseur de l'échantillon, (c) avec l'inclinaison de l'anisotropie (21), et (d) avec le rapport largeur / hauteur.



(a)



(b)

Fig. 4-12 Dispersion de la résistance autour de la moyenne.

ou simplement le fait que la structure de la roche reste intact peut être le mécanisme important. Il est intéressant à ce sujet de considérer la figure 1-6c. Elle montre en effet qu'un échantillon de roche dure et fragile qui a été chargé par une machine rigide d'essai qui permet à la roche fracturée de rester en place, a conservé son caractère compétent après que sa résistance maximum a été dépassée (23).

Comme on l'a vu au chapitre 1 à propos des essais de compression uniaxiale, le rapport B/H de la largeur à la hauteur a un effet indépendant du volume sur la résistance du pilier. Pour les valeurs de B/H supérieures à 1/2, le plan préférentiel pour une rupture de cisaillement oblique (Fig. 4-10a) ne pourrait exister d'un côté à l'autre du pilier. Quand ce rapport devient supérieur à 1, l'effet sur les piliers peut devenir considérable à cause de la restriction fournie par les parois à l'expansion latérale et de l'état réel de contrainte triaxiale qui est produit. (Fig. 1-11d). Un facteur plus significatif est le rapport de la surface exposée As à la section Ap du pilier. Il tient compte de l'effet de la quantité totale de la bourbe, de la formation de roche meuble et d'autres manifestations de détérioration qui sont dues à l'exposition et qui sont proportionnelles à la surface exposée. On a ainsi une relation telle que la suivante:

$$Q_B = Q_0 (A_p/A_s)^b \quad \text{Eq. 4-8}$$

où Q_B est la résistance à la compression basée sur la grosseur nominale du pilier, Q_0 , la résistance à la compression d'un pilier avec $A_p/A_s = 1$, A_p , la surface nominale du pilier sur lequel s'appliquent les charges des parois, A_s , la surface du périmètre du pilier et " b ", un paramètre sans dimensions qui dépend de la formation rocheuse particulière. Si la hauteur des piliers est constante, le rapport A_p/A_s dans l'équation 4-8 se réduit à B/H et b serait à peu près 0.5 (25).

Quand on détermine les caractéristiques de résistance des piliers, il est important de considérer aussi la dispersion des valeurs de résistance qui peut exister autour de la moyenne. La figure 4-12a représente deux cas. En un cas, la résistance moyenne est de 6,880 lb/po.² (47.5 MN/m²) et le coefficient de variation C_v , de 10%. En un autre cas, la résistance moyenne est de 8,070 lb/po.² (55.7 MN/m²) et le coefficient de variation, de 20%. Si l'on examine les courbes, on peut voir que, pour le deuxième matériau, il y a une probabilité de rupture plus grande pour des contraintes de l'ordre de 4,000 lb/po.² (27.6 MN/m²), même si la résistance moyenne du deuxième matériau est beaucoup plus grande que celle du premier matériau. Par des calculs, on peut montrer que la probabilité de rupture du premier matériau pour une contrainte de 4,800 lb/po.² (33.1 MN/m²) est de 0.1%, alors que celle du second matériau n'est qu'environ 2%.

En utilisant la même théorie statistique que pour l'équation 4-7, on peut établir que la relation entre l'écart quadratique moyen \overline{SD} , et le nombre n de pailles est comme suit (5):

$$(\log n_B / \log n_0)^{1/2} \overline{SD}_B / \overline{SD}_0 = k \quad \text{Eq. 4-9}$$

où l'indice 0 se réfère à l'échantillon dont le volume sert de référence, l'indice B, à un échantillon de volume différent et où k est une constante. En utilisant cette équation, on peut déterminer la valeur moyenne de la constante " k " par l'essai de résistance si l'ordre de grandeur n'est connu. Alors, on peut prédire la valeur du coefficient de variation de la résistance au pilier et on peut déterminer la résistance minimum (avec une probabilité de rupture basse et déterminée) en utilisant la figure 4-12 (b).

Donc, afin de déterminer le coefficient de sécurité des piliers, on peut procéder comme suit. Jusqu'à ce qu'on développe des techniques sur place, on détermine la résistance de la roche par des essais en laboratoire d'échantillons de différentes grosseurs de sorte qu'on puisse déterminer les exposants " a " de l'équation 4-7 et " b " de l'équation 4-8. On peut aussi analyser les données afin de déterminer la constante " k " de l'équation 4-9. On peut ensuite déterminer la résistance compressive moyenne probable Q_B par l'extrapolation des données des essais à l'ordre de grandeur des piliers actuels. De plus, on pourrait prédire le coefficient de variation C_v à l'aide de l'équation 4-9.

Ensuite, on pourrait déterminer le coefficient de sécurité qui existe dans le pilier. On se servirait de la charge maximum prévue et de la résistance minimum de la roche, que des faiblesses principales n'affectent pas. (Quand des faiblesses majeures sont découvertes pendant les opérations souterraines, l'analyse du cas ordinaire est modifiée selon leurs effets). On suppose que les effets des répartitions réelles des contraintes dans les piliers (Fig. 4-1a) pourraient être remplacées d'une manière satisfaisante par les effets des répartitions semblables de contraintes non-uniformes dans les échantillons en laboratoire. Ainsi ce facteur ne serait pas compris dans la méthode analytique.

On peut définir la résistance minimum de la façon suivante: c'est la résistance qui est dépassée en valeur par la résistance de 95% des piliers, c'est-à-dire que 5% des piliers auraient des résistances plus basses. Alors, si le coefficient de sécurité était 1 pour la résistance minimum, d'après la méthode précédente, on pourrait s'attendre à ce qu'il y ait rupture d'un pilier sur vingt. Si ceci était inacceptable, il serait possible d'utiliser une autre résistance minimum qui donnerait une probabilité de rupture de 1% seulement.

Exemple d'analyse de pilier. Déterminer la probabilité de rupture des piliers dans une mine de charbon exploitée dans une veine horizontale à une profondeur de 500 pi. (152.5m). La largeur du panneau est 360 pi. (109.8m) et la longueur de la zone limite d'exploitation sera à peu près 4,000 pi. (122.0m). On utilise la méthode par chambres et piliers. La hauteur H de la couche de charbon est de 10 pi. (3.05m). On propose une récupération de 50% pendant l'avancée, les piliers ayant une longueur de 40 pi. (12.2m) et une largeur de 20 pi. (6.1m) et les accès ayant une largeur de 18 pi. (5.5m). Le terrain sus-jacent comprend des roches dont la densité est de 160 lb/pi.³ (2560 Kg/m³), $E = 4E_p$, $\nu = 0.42E$, $\mu = 0.2 = \mu_p$.

On a fait l'essai en laboratoire d'échantillons carrés dont B/H est égale à 2 et pour être semblables aux piliers prévus.

Nombre d'essais	H		Volume		Qu		Ecart quadratique	
	po.	cm.	po. ³	cm. ³	lb/po. ²	MN/m ²	lb/po. ²	MN/m ²
44	0.5	1.3	0.5	8.19	4180	28.8	592	4.08
29	1	2.5	4.0	65.5	3260	22.5	332	2.29
14	2	5.1	32.0	524.2	3120	21.5	264	1.82
4	5	13.0	50.0	81.9	2160	14.9	344	2.37

Solution- On suppose que la densité des pailles est proportionnelle au volume de l'échantillon et ainsi les équations 4-7 et 4-9 sont valables pour le charbon. En utilisant l'équation 4-7, on peut tracer $\log Q_B$ en fonction de $\log V$ (Fig. 4-11b). A l'aide de cette courbe, nous voyons qu'au point $V = 1$ $Q_0 = 3790$ lb/po.² (27.2 MN/m²). En déterminant la pente de la courbe, on trouve que " a " est approximativement 0.070. On a ainsi:

$$Q_B = 3790 (20 \times 40 \times 10 \times 1728)^{-0.070} = 1200 \text{ lb/po.}^2 (8.3 \text{ MN/m}^2)$$

Afin d'utiliser l'équation 4-9, supposons qu'il y a approximativement 20 pailles par po.³ (1.22/cm³) (20):

V		n	\overline{SD}	$k = (\log n_B / \log n_0)^{1/2} \overline{SD}_B / \overline{SD}_0$
po. ³	cm ³	lb/po. ²	MN/m ²	
0.5	8.19	10 592	4.1	1
4	65.5	80 332	2.3	0.775
32	524.2	640 264	1.8	0.748
500	8190.0	10,000 344	2.4	1.160
				$k \text{ moyen} = 0.921$

Ainsi, à l'aide de l'équation 4-9, on peut calculer l'écart quadratique moyen \overline{SD} du pilier:

$$(\log 1.38 \times 10^7 \times 20 / \log 10)^{1/2} \overline{SD} / 592 = 0.921$$

$$\overline{SD} = \frac{592 \times 0.921}{2.90} = 188$$

$$\text{et } C_v = \frac{188}{1200} \times 100 = 15.7\%$$

La contrainte exprimée en pourcentage de la résistance moyenne est de 74%, la probabilité de rupture étant de 5% et le coefficient de variation, de 15.7%; donc pour un coefficient de sécurité de 1 et une probabilité de rupture, 5%, la contrainte du pilier doit être:

$$\text{SIG-p} = 0.74 \times 1200 = 888 \text{ lb/po.}^2 \text{ (6.1 MN/m}^2\text{)}$$

Afin de déterminer la contrainte du pilier due à son chargement, l'équation 4-5 (b) peut servir de première approximation avec $R = 0.5$, $h = H/L = 0.0278$, $b = B/L = 0.556$, $k = St/So = 1/(5-1) = 0.25$, $w = 0.25 = \mu - p$, $n = 4$, $N = q$.

$$\frac{\Delta \sigma_p}{S_o} = \frac{(2 \times 0.5 - 0.25 \times 0.0278 (1 - 0.25)) - 0.25 \times 0.25 \times 0.0278 \times 4}{0.0278 \times 4 + 2(1 - 0.5)(1 + 1/9) + 2 \times 0.5 \times 0.0556 (1 - 0.25)/\pi} = 0.800$$

$$\therefore \text{SIG-p} = 0.800 S_o + S_o = 1.800 \times 500 \times 160/144 = 1000 \text{ lb/po.}^2 \text{ (6.9 MN/m}^2\text{)}$$

$$F_s = 888/1000 = 0.888$$

Quand le coefficient de sécurité est moins que 1, la probabilité de rupture sera plus grande que 5%. Le coefficient de sécurité de la résistance moyenne est $1200/1000 = 1.2$. La contrainte moyenne étant égale à $1000/1200 = 0.833$ de la résistance moyenne, à l'aide de la figure 4-12(b), avec un coefficient de variation de 15.7%, on calcule qu'à peu près 13% des piliers auraient des résistances plus petites que la contrainte sur le pilier central. Ainsi, la rupture est possible dans un des sept piliers centraux. Cependant, nous devons mener de nombreux travaux de recherche afin d'appuyer les divers éléments de l'analyse.

Si, dans l'exemple précédent, on tentait d'augmenter le coefficient de sécurité en augmentant la largeur des piliers, tout en conservant le rapport d'extraction constant, le coefficient de sécurité augmenterait très peu. La contrainte dans le pilier ne serait réduite que légèrement, bien que la résistance du pilier, si l'on considère l'équation 4-8, pourrait augmenter quelque peu. Le rapport d'extraction R et la largeur L de la zone minière sont les variables les plus importantes qui pourraient être modifiées si on utilisait des massifs de protection.

LES REACTIONS DES PAROIS

Creuser une excavation dans la roche, comme on l'a dit plus haut, est équivalent à enlever la pression qui retenait en place la roche qui reste. Éliminer cette pression est équivalent à appliquer sur la limite de l'excavation une augmentation de contrainte vers l'intérieur égale à la contrainte qui agissait vers l'extérieur de sorte que la contrainte résultante est nulle sur la limite. Cependant, c'est cette augmentation de contrainte agissant vers l'intérieur qui entraîne la déformation des limites, celle que nous le montre la figure 4-13a. On peut calculer la déformation élastique DEL de des parois en utilisant l'équation dont on s'est servi dans la détermination des contraintes des piliers, quoique, dans ce cas, L est remplacé par so , la portée de chaque excavation. De telles déformations élastiques calculées sont habituellement très petites pour la roche dure, alors que les déformations mesurées sont beaucoup plus grandes. Cependant, il est utile de pouvoir prédire quand les déformations élastiques sont dépassées et ainsi quand la structure de la masse rocheuse est entraîné de se briser. A la figure 4-13b, la ligne pointillée dans la paroi représente une zone de compression réduite (peut-être de tension si la contrainte naturelle parallèle au chantier d'abatage est assez basse) et l'ameublisement consécutif de la structure rocheuse, ce qui permet le décollement par tranches et le glissement de la roche sur les surfaces de fracture. En se basant sur des analyses élastiques, on peut dire que l'étendue maximum d'une telle zone, en ne tenant pas compte des effets du foudroyage, est approximativement égale à un quart de la portée et à un quart de la portée dans les parois. Cependant, avec le foudroyage, il n'y a pas de limite à la hauteur de sol meuble ou fracturé puisqu'elle dépend de la valeur de la dilatation permise par la hauteur de l'excavation et des soutènements qui pourraient être utilisés.

Les contraintes de grande intensité dans les piliers seront transmises dans les parois où elles se disperseront de la façon indiquée aux figures 4-13b et 4-14b. Si ces contraintes sont suffisamment grandes, alors les fissures dans la direction des contraintes principales, qui se produisent dans les piliers, continueront dans les parois tel qu'indiqué à la figure 4-14b.

En reformant l'équation 4-5, les équations des déformations inverses DEL' montrent que la pente de la courbe de $\Delta \sigma_p$ en fonction de DEL pour les parois sera directement proportionnelle à E et inversement proportionnelle à L et à B . Par conséquent, à la figure 4-13c, si la pente de la courbe de la paroi est plus grande que celle de la courbe du pilier, le système peut être stable quoique la résistance du pilier soit dépassée (la réaction du pilier à toute tendance vers des augmentations de déformation serait plus grande que celle qui serait nécessaire pour conserver l'équilibre dans la paroi). A la figure 4-13d, le système peut devenir instable si des conditions locales entraînaient les déformations à passer de 1 à 2 pour laquelle les parois entraîneraient la rupture complète des piliers à cause de la faible pente de la courbe des parois.

La figure 4-14a représente une répartition probable des contraintes verticales dans le plancher. Cette répartition s'appliquerait lorsque les roches ou pilier et du plancher auraient approximativement les mêmes modules de déformation. La répartition varierait avec le rapport des modules de déformation au plancher et des piliers. Des mesures ont indiqué que les concentrations des contraintes sur le bord des piliers peuvent être trois fois supérieures à la contrainte moyenne dans le pilier (14).

Un arrondissement quelconque du coin au point de contact - tel qu'on l'a vu au chapitre 2 - diminuerait les concentrations maximums des contraintes dans le plancher. De plus, une certaine discontinuité géologique entre la roche du pilier et celle du plancher provoquerait au point de contact, un déplacement relatif qui aurait pour effet de réduire les contraintes maximums au coin (3).

Ces contraintes peuvent être significatives ou non par rapport à la stabilité du plancher ou du toit où le même genre de contraintes existerait. Dans le cas des planchers faibles, il y a possibilité de rupture de capacité portante. Cette situation n'est pas rare dans les mines de charbon. On a décrit au chapitre 1 la méthode qui consiste à prédire une telle possibilité à l'aide d'essais de mise en charge d'une plaque.

Si une rupture de capacité portante de la roche immédiate du plancher ne se produit pas, il est possible que des couches faibles plus profondes soient chargées jusqu'à ce qu'un écoulement plastique se produise et cause une déformation et une rupture excessives des roches sus-jacentes plus compétentes. Il est arrivé que les couches molles sous-jacentes, à cause de l'épaisseur insuffisante des roches dures, furent poussées vers le haut à un tel point que les excavations furent remblayées (14).

On pourrait analyser les contraintes dans une telle couche molle à l'aide de la théorie de Boussinesq sur les contraintes dans un corps élastique semi-indéfini limité par un plan soumis à une charge superficielle, au chapitre 2. Ainsi on pourrait obtenir une première approximation en analysant les contraintes sous un pilier dans une couche quelconque du plancher à l'aide du diagramme de Newmark (Fig. 2-15). D'une autre façon, on pourrait calculer une approximation naïve en se basant sur les relations de la figure 4-14(b) (2). A la figure 4-14b, on suppose que la roche dans le plancher est parfaitement élastique et isotrope. On peut y voir la répartition des contraintes verticales à une profondeur z sous la base du pilier et sur le plan ab. On pourrait obtenir une approximation de la répartition des contraintes en traçant les lignes à 45° de la base du pilier jusqu'au plan ab. On suppose alors que la charge du pilier est répartie entièrement à l'intérieur de ces lignes de 45° et que la variation des contraintes verticales est parabolique entre ces limites.

Ainsi, la contrainte moyenne entre ces limites sur le plan ab serait égale à $P/(B + 2z)$. Ce calcul est approprié lorsque la longueur du pilier est beaucoup plus grande que la largeur B . On pourrait obtenir la contrainte verticale maximum en égalant la charge P , du pilier à la surface sous la courbe parabolique, qui serait égale à $0.667 (B + 2z) \text{ SIG-v-max}$. Il s'ensuit que:

$$\text{SIG-v-max.} = 1.5 P/(B + 2z)$$

Eq. 4-10

Ainsi la contrainte maximum obtenue par cette approximation serait 50% plus grande que la contrainte moyenne.

L'usage de cette approximation serait valable pour la plupart des problèmes puisqu'en général on ignore l'effet de l'anisotropie, même dans les calculs plus précis et que, quand on ignore l'anisotropie, on risque de faire une erreur plus grave qu'en utilisant l'approximation précédente.

On peut comparer deux schémas des tracés de contraintes radiales égales pour les cas de terrain anisotrope dans une condition de contrainte plane (8) (Fig. 4-15b et 4-15c) et celui d'un terrain isotrope (Fig. 4-15a). Si, de plus en plus, il devient théoriquement possible d'analyser des cas de terrain anisotrope, la détermination des différentes propriétés élastiques est encore sérieusement limitée de sorte qu'en ce moment de telles analyses complexes ne peuvent avoir qu'une valeur marginale.

S'il existe au-dessus du toit ou ligne de fond une intercalation stérile, il peut y avoir dans le toit à la surface une contrainte tangentielle de traction beaucoup plus grande que celle qui pourrait exister dans un terrain homogène. De plus, la contrainte radiale dans le toit serait une contrainte de traction et la contrainte horizontale à mi-hauteur du pilier serait plus grande que dans le cas homogène (3).

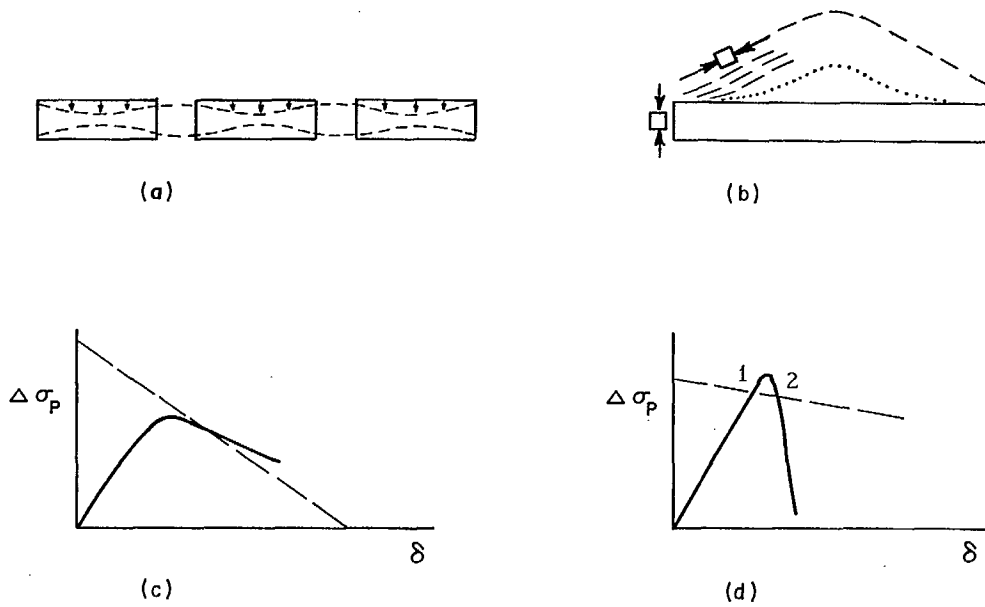


Fig. 4-13 Les déplacements des parois: (a) Aux piliers et entre les piliers, (b) Voûtes détendues, élastiques et fracturées (c) Conditions stables au point d'intersection de la courbe du chargement du pilier (la courbe discontinue) et de la courbe du pilier (la ligne pleine) (d) Conditions métastables.

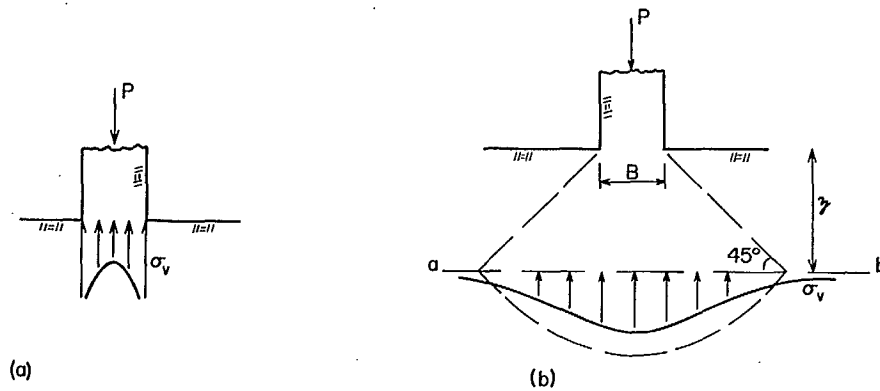


Fig. 4-14 Contraintes dans les parois voisines des piliers.

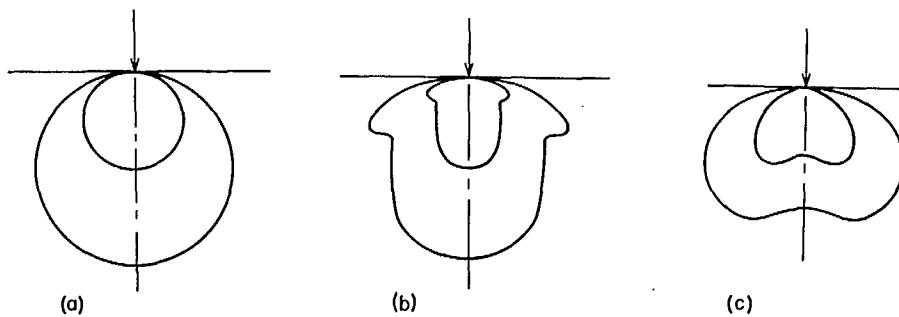


Fig. 4-15 Quelques effets de l'anisotropie sur les contraintes dans un corps semi-indéfini soumis à une charge superficielle (8).

Les contraintes aux culées

Les contraintes naturelles normales à la zone d'exploitation minière doivent devier autour des chantiers d'abattage vers les zones des culées. La figure discontinue de la figure 4-1a représente la distribution des contraintes des culées. Pour les excavations uniques, on peut utiliser soit les solutions théoriques pour les ovaloïdes et les ellipses soit les résultats des essais précédents sur modèles (voir appendice D) pour prédire les valeurs et les variations des contraintes (3,27). D'après l'appendice D, il semblerait qu'on peut utiliser l'équation suivante pour obtenir une approximation SIG-A de la concentration maximum des contraintes de la culée dans le cas des excavations rectangulaires:

$$\sigma_A / S_o = 0.5 B_o / H + 1 \quad \text{Eq. 4-11}$$

De plus, on peut prédire avec assez de précision pour les rapports d'axes jusqu'à 10 et pour des rapports S_t/S_o allant de 0.3 à 3, la distribution des contraintes SIG-A des culées pour des distances entre $0.1B_o$ et $0.75B_o$ (où $SIG-A/S_o \approx 1.1$) par l'équation suivante:

$$\sigma_a / S_o = 1 + 0.09/(x/B_o) \quad \text{Eq. 4-12}$$

où x est mesuré à partir de la face de la culée. Quoique ces équations donnent des résultats qui s'écartent un peu des approximations théoriques rigoureuses pour des géométries déterminées, la réponse non-élastique de la roche superficielle (Fig. 3-3) et les géométries irrégulières actuelles des excavations diminue la valeur de toute solution qui prend trop de temps.

Il n'existe pas d'équations théoriques permettant de calculer les contraintes des culées dans le cas des excavations multiples. Certaines études sur modèles indiquent que, pour des piliers relativement gros, les contraintes des culées sont les mêmes que pour une excavation unique (27). Cependant, pour un cas donné, on peut déterminer les contraintes en utilisant la méthode des éléments finis décrite au chapitre 2 tout en se rappelant qu'à l'heure actuelle, on ne peut l'utiliser que pour une configuration qui peut être représentée par une section à deux dimensions, c.-à-d. dans des conditions de déformation plane ou dans des conditions axisymétriques.

BIBLIOGRAPHIE

1. Duvall, W., "Stress Analysis Applied to Underground Mining Problems", Part II USMB RI 4387 (1948).
2. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", Wiley, p. 382, 398, Fifth Printing (1943).
3. Trumbachev, V. and Melnikov, E., "Distribution of Stress in Inter-Room Pillars and Immediate Roofs", Gosgortekhnizdat, Moscow (1961).
4. Weibull, W., "A Statistical Theory of the Strength of Materials", Proc. No. 151, Royal Swedish Inst. Eng. Res. (1939).
5. Skinner, W., "Experiments on the Compressive Strength of Anhydrite", The Engineer (Feb. 13 and 20, 1959).
6. United States Bureau of Reclamation "Boulder Canyon Project Report, Part 7", Bull. 4 (1949).
7. Davey, N. and Thomas, F., "The Structural Uses of Brickwork", Structural and Building Engineering Division Meeting of ICI, Paper No. 24 (1950).
8. Lechnitskii, S., "Theory of Elasticity of Anisotropic Elastic Body", Holden-Day (1963).
9. Greenwald, H., Howarth, H. and Hartmann, I., "Experiments on Strength of Small Pillars of Coal in the Pittsburgh Bed", USMB Tech. Paper 605 (1939).
10. Obert, L., "Measurement of Pressures on Rock Pillars in Underground Mines", Part II, USMB RI 3521 (1940).
11. Lincelin, E. and Sinou, P., "Collapse of Areas Worked by the Small Pillar Method", Proc. 3rd. Internat. Cfce. Strata Control, Cherchar, Paris (1960).
12. Mohr, H., "Measurement of Rock Pressure", Mine and Quarry Engineering (May 1956).
13. Hast, N., "Measuring Stresses and Deformations in Solid Materials", Centraltryckeriet, Esselte AB, Stockholm (1943).
14. Obert, L. and Long, A., "Underground Borate Mining, Kern County, Calif.", USMB RI 6110 (1962).
15. Trumbachev, C. and Melnikov, E., "The Effect of the Dip Angle of a Deposit on the Distribution of Stresses in Interchamber Pillars", Tekhnologiya i Ekonomika Ugledobychi, No. 3, Moscow (1962).
16. Merrill, R. and Peterson, J., "Deformation of a Forehole in Rock", US Bureau of Mines RI 5881 (1961).
17. Toews, N., personal notes (1964).
18. Coates, D.F., "Pillar Loading Part I: Literature Survey of New Hypothesis" R 168, 1965; "Part II: Model Studies" R 170, 1965; "Part III: Field Measurements" R 180, 1966; "Part IV: Inclined Workings" R 193, 1966; Mines Branch Research Reports, Queens Printer, Ottawa.
19. Roark, K., "Formulas for Stress and Strain", McGraw-Hill (1954).
20. Paulmann, H., "Contribution to Determination of Strength of Coal in Situ" CSIR South Africa, No MEG 446 (May 1966).
21. Donath, F., "Strength Variation and Deformational Behaviour in Anisotropic Rock", Proc. GSA Conference on State of stress in the Earth's Crust, Elsevier (1964).
22. Goldstein, M. et al., "Investigation of Mechanical Properties of Cracked Rock", Proc. 1st International Congress on Rock Mechanics, Vol. 1, pp. 521-524 (1966).
23. Bieniawski, Z.T., "The Compressive Strength of Hard Rock", Tydskrij vir Natuurwetenskappe, Vol. 8, No. 3/4, pp. 163-182 (Sept./Dec. 1968).
24. Friedman, M., "Petrofabrics", Proc. GSA Conference on State of Stress in the Earth's Crust, Elsevier (1964).
25. Salamon, M. and Munro, A., "A Study of the Strength of Coal Pillars" J.S. Afr. IMM Vol. 68, pp. 55-67, (Sept. 1967).
26. Hedley, D. et al., "Underground Measurements in a Steeply Dipping Orebody" 5th Can. Rock Mech. Symp., Mines Branch (1969).
27. Udd, J., "Studies Relating to Abutment Stresses for Mines" Ph.D. Thesis, McGill University (1969).
28. Coates, D.F. and Muir, W.G. "Some Observed Deformations Underground in Various Canadian Mines", Report 11th Meeting Internat. Bureau for Rock Mech., Akademie-Verlag, Berlin (1970).

PROBLEMES

1. On exploite un gisement horizontal d'épaisseur H. La largeur des chambres est 2B et celle des piliers, B. La profondeur du gisement est z sous la surface et la densité du terrain sus-jacent est GAM. A) Déterminer la contrainte verticale moyenne dans un pilier de séparation lorsqu'on a exploité deux chambres sur une longueur de 14B en supposant que la charge totale du terrain sus-jacent agit sur le pilier. B) Déterminer la contrainte maximum probable dans le pilier de (A). C) Si on fait l'exploitation dans deux directions avec des piliers de B x 4B, quel est le pourcentage d'extraction? D) Quelle est la contrainte verticale moyenne de pilier dans (C) si on utilise les mêmes suppositions que dans (A)?
2. Une chambre et un pilier d'une mine de gypse sont horizontales sur une surface d'environ 1/2 mille (805m) sur 3/4 mille (1207m); le rapport d'extraction est 0.67. La profondeur du gisement est 750 pi. (229m). Le module de déformation du gypse est $2 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (13800 MN/m²) et $\mu = 0.4$. A) Déterminer la contrainte verticale du terrain de recouvrement (densité = 165 lb/pi.^3 (2640 Kg/m³) avant les travaux d'exploitation et la contrainte horizontale en supposant un confinement élastique dans la couche de gypse. B) Déterminer les contraintes verticales moyennes du pilier après les travaux d'exploitation. C) Déterminer le raccourcissement des piliers de 10 pi. (3.05m) de hauteur causé par l'augmentation des contraintes verticales des piliers. D) Déterminer l'expansion transversale (horizontale) d'un pilier moyen de 25 pi. (7.6m) de côté à mi-hauteur en raison des contraintes verticales accrues. E) Déterminer l'expansion latérale d'un pilier de 25 pi. (7.6m) de côté si on élimine la contrainte horizontale.
3. On veut exploiter un massif de minéral horizontal d'une épaisseur de 8 pi. (2.4m) à une profondeur de 2500 pi. (762.5m). La largeur de la zone d'exploitation dans la direction est-ouest est 700 pi. (30.5m) et la longueur dans la direction nord-sud est 6000 pi. (1830m). Selon le plan de la mine, les chantiers d'abattage doivent avoir 60 pi. (18.3m) de largeur dans la direction est-ouest et 300 pi. (91.5m) de longueur; leurs piliers doivent avoir 30 pi. (9.15m) de largeur, doivent être espacés de 90 pi. (27.45m) (distances entre les lignes centrales) et doivent être dans la direction nord-sud sur toute la longueur du chantier d'abattage. Le terrain sus-jacent se compose d'une couche de roche d'une épaisseur de 2300 pi. (697.5m), de densité égale à 170 lb/pi.^3 (2720 Kg/m³) E, à $8 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (55200 MN/m²) et G, à $3.3 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (22770 MN/m²) et d'une couche de sol de 200 pi. (61.0m) d'épaisseur, de densité de 120 lb/pi.^3 et E, à 10^6 lb/po.^2 (69 MN/m²). E moyen et G moyen du minéral sont respectivement égaux à $5 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (34500 MN/m²) et $2.1 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (14490 MN/m²). Déterminer la charge sur le pilier central et sur le pilier voisin de la culée de la zone d'exploitation en supposant que le terrain sus-jacent peut supporter les contraintes de cisaillement qui sont produites par l'exploitation du massif et que celles-ci influencent la distribution de la charge sur les piliers et les culées.
4. On exploite un filon vertical large de 20 pi. (6.1m) sur une distance de 1000 pi. (305m) selon l'orientation du filon. Les intervalles des niveaux sont de 200 pi. (61.0m). La largeur des stots sous le niveau est de 30 pi. (9.15m) et celle du chantier d'abattage est de 170 pi. (51.85m) en aval-pendage. On exploite à deux niveaux à des profondeurs de 1500 pi. (457.5m) et 1700 pi. (518.5m) sous la surface. Ces stots sont ainsi formés. La contrainte verticale dans les parois est due à la gravité et les contraintes horizontales sont de 3000 lb/po.^2 (20.7 MN/m²). Les roches des parois et le minéral ont un nombre de Poisson égal à 0.5, une densité de 165 lb/pi.^3 , (2640 Kg/m³), $E = 10^7 \text{ lb/po.}^2$ (69000 MN/m²) et $G = 4 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (27600 MN/m²). A) Déterminer la contrainte horizontale moyenne dans le stot lorsque les deux niveaux des chantiers d'abattage ont été exploités. B) Déterminer la contrainte normale maximum probable dans le pilier en (A). C) Déterminer et tracer sur un diagramme de Mohr les contraintes à l'intersection de la ligne centrale horizontale du pilier et de la limite du filon et au centre de la portée du bas (combinaison de la contrainte moyenne produite par le chargement de la paroi, la concentration et les effets du fléchissement causé par le poids du pilier lui-même). (Vérifier l'analyse en utilisant la méthode des éléments finis.)
5. Un gisement vertical de minéral de fer a 200 pi. (61.0m) de largeur et 2500 pi. (762.5m) de profondeur. On veut exploiter le minéral par un foudroyage par blocs. Les blocs auront 200 pi. (61.0m) dans la direction verticale et 60 pi. (18.3m) parallèlement à la direction du gisement; ils s'étendront d'une paroi à l'autre (et auront ainsi 200 pi. (61.0m) de largeur). On creusera sous chaque bloc à 20 pi. (6.1m) des travers-bancs de 10 pi. x 10 pi. (3.05m x 3.05m) pour le raclage. Le minéral est très altéré et très mou. Il a un angle FI de frottement interne de 37° une cohésion c de 15 lb/po.^2 (0.1 MN/m²) et une densité GAM de 180 lb/pi.^3 (2880 Kg/m³). Le remblai au-dessus du minéral a FI = 35°, C = 0 et GAM = 120 lb/pi.^3 (15.0 Kg/m³). On suppose que le minéral dans le bloc passe à un état d'équilibre plastique à cause du tassement qui résulte du creusage des trois travers-bancs dans un seul bloc. Calculer la contrainte moyenne qui existe sur les deux piliers au niveau de 1000 pi. (305m) sous la surface avant le sous-cavage d'un bloc de 200 pi. (61.0m) d'épaisseur au-dessus duquel existe 800 pi. (244m) de remblai. (N.B. Utiliser l'équation 5-3).
6. Les résultats d'une série d'essais de compression uniaxiale sur NX échantillons carottés prélevés dans la zone des piliers sont les suivantes:
- | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------|---------------------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 10820, | 8130, | 7600, | 9200, | 8770, | 8400, | 7920, | 8840, | 8350, | 8780, | 7210, | 9090, | 8620, | 5870, | 9010, | 8200, | 7980, |
| 8300, | 8450 | lb/po.^2 . | | | | | | | | | | | | | | |
| 74.66 | 56.1 | 52.4 | 63.5 | 60.5 | 58.0 | 54.6 | 61.0 | 57.6 | 56.4 | 49.7 | 62.7 | 59.5 | 40.5 | 62.1 | 56.6 | 55.1 |
| 57.3 | $58.3 \text{ (MN/m}^2\text{)}.$ | | | | | | | | | | | | | | | |
- A) Tracer une courbe fréquence-distribution de la résistance et appliquer une courbe normale standard sur des données. B) Déterminer la moyenne, l'écart quadratique et le coefficient de variation dans (A). C) Déterminer la résistance qui est inférieure à la résistance de 99% des échantillons. D) Les résultats d'une série semblable d'essais sont: moyenne = 14600 lb/po.^2 , écart quadratique = 1480 lb/po.^2 pour des carottes de diamètre EX; moyenne = $12,500 \text{ lb/po.}^2$, écart quadratique = 1280 lb/po.^2 pour des carottes de diamètre AX; moyenne = 9210 lb/po.^2 et écart quadratique = 950 lb/po.^2 pour des carottes de diamètre BX; moyenne 6210 lb/po.^2 et écart quadratique = 630 lb/po.^2 pour des carottes d'un diamètre de 6 po. (0.15m). Dans chaque série d'essais, déterminer la résistance qui est inférieure à la résistance de 99% des échantillons. E) Tracer le graphique de la résistance de 99% des échantillons-grosses des échantillons et appliquer une courbe passant par les points déterminant ainsi une loi de cette courbe. Pour tous les échantillons, le rapport de la longueur au diamètre est 2-5. F) Extrapoler la résistance dans (E) pour un pilier carré de 20 pi. (6.1m) de côté et de 10 pi. (3.05m) de hauteur. G) Déterminer la résistance moyenne et le coefficient de variation d'un pilier carré de 20 pi. (6.1m) de côté et de 10 pi. (3.05m) de hauteur. H) Vérifier la réponse de (E) en la comparant avec la résistance déterminée par les réponses de (G).
7. Déterminer le coefficient de sécurité pour une probabilité de rupture de 5% dans les piliers considérés au problème 3 si les valeurs de résistance du problème 6 représentent celles du minéral.
8. Le mur d'un siège d'exploitation horizontale qui a des piliers 25 pi. (7.6m) de largeur a une couche d'argile indurée de 20 pi. (6.1m) d'épaisseur, une cohésion de 40 lb/po.^2 (0.28 MN/m²) et un angle de frottement interne de 27°. Un minéral à basse teneur avec $Y = 170 \text{ lb/pi.}^3$ (2720 Kg/m³) et $Q_u = 8000 \text{ lb/po.}^2$ (55.2 MN/m²) recouvre la couche d'argile indurée. Les piliers seront soumis à une contrainte moyenne de 1200 lb/po.^2 (8.3 MN/m²). Si on laisse 5 pi. (1.5m) de minéral à basse teneur au-dessus de l'argile indurée se produira-t-il une rupture de capacité portante dans celle-ci?

CHAPITRE 5

LES CHANTIERS D'ABATTAGE
LE FOUROYAGE ET L'AFFAISSEMENTINTRODUCTION

Les techniques d'exploitation minière se divisent en deux groupes. Certaines techniques d'exploitation se fondent sur le soutènement du terrain afin d'en empêcher le foudroyage; les autres se fondent au contraire sur le fouroyage immédiat ou éventuel des terrains sus-jacents (1).

Les divers modes de foudroyage systématisé du minéral, par exemple, le foudroyage par blocs et l'exploitation par tranches foudroyées, font partie du second groupe. Dans ces cas, au lieu d'éviter la rupture de la roche, l'aménagement de l'exploitation minière doit assurer la rupture de la roche ou le foudroyage.

Lorsque le gisement est exploité par foudroyage, il est important de connaître les propriétés d'extraction du minéral éboulé. D'autres méthodes d'exploitation minière, par exemple, l'extraction par chambres-magasins et l'abattage par trous de mine, fondées non sur le foudroyage mais sur l'utilisation de piliers rigides, doivent aussi tenir compte en certains cas des caractéristiques d'extraction du minéral abattu.

Lorsque le soutènement n'est pas suffisamment rigide, les effets de l'affaissement du terrain suivent tôt ou tard l'excavation du minéral. Dans ce contexte, on définit l'affaissement comme étant la rupture du terrain au-dessus des chantiers d'exploitation, consécutive à l'enlèvement du minéral ou de la roche par des travaux souterrains. Cette définition comprend les effets superficiels communs de la fissuration et de l'effondrement des terres de recouvrement et aussi de certains remaniements des terres contiguës aux chantiers d'abattage, des galeries et des travers-bancs.

LE FOUROYAGE

Champ de contraintes gravitationnelles: On a recours à certains concepts théoriques quand on veut provoquer le foudroyage et quand on veut l'empêcher. Premièrement, la coupe horizontale de sa sous-cave est un facteur important par rapport aux contraintes qui apparaissent et qui produisent le foudroyage. A la figure 5-1(2), on voit un cas analogue: l'effet de la forme d'une dalle uniformément chargée et appuyée sur ces côtés. La variation du moment de flexion maximum M dans la dalle exprimée comme un multiple du moment maximum M_s d'une dalle carrée est fonction du rapport de la longueur L à la largeur B . Ce graphique nous indique qu'une augmentation de la longueur de la dalle entraîne une augmentation de M . Lorsque le rapport L/B est égal à 3, M/M_s atteint sa valeur maximum de 2.5. Evidemment, les contraintes causées par la flexion varient directement avec les moments de flexion. On tire les mêmes conclusions si on considère l'augmentation des concentrations de contrainte lorsqu'on allonge une excavation sphérique, qui devient ainsi cylindrique.

Bien que la forme habituelle d'une excavation soit telle qu'on ne puisse se servir dans les calculs, de la théorie de la dalle ou de la poutre (le rapport de la profondeur à la largeur du chantier d'abattage étant trop grand), on sait que la variation de la contrainte selon la forme de la sous-cave est semblable à celle qui se produit dans une dalle. La conclusion est évidente: si on n'obtient pas le foudroyage désiré en creusant un chantier d'abattage carré on peut augmenter la longueur de chantier d'abattage; si la largeur ou portée est constante les contraintes de foudroyage peuvent plus que doubler. L'expérience confirme cette conclusion.

Il existe une seconde façon d'augmenter les contraintes de foudroyage: il s'agit d'augmenter les dimensions absolues du chantier d'abattage. On voit à la Fig. 5-2(a) l'effet de l'augmentation de la portée d'une excavation en terrain élastique quand sa longueur est beaucoup plus considérable que sa largeur, c'est-à-dire que L/B est plus grand que 3 (3). Les courbes de cette figure montrent les contraintes en un terrain où la contrainte horizontale S_x est égale au tiers de la contrainte verticale S_z . On suppose que le rayon de courbure des filets supérieurs de l'excavation ou de la chambre d'éboulement est équivalent au sixième de la hauteur H . Les valeurs des contraintes sont exprimées comme des multiples de la contrainte verticale S_z du terrain; la largeur B de l'excavation est exprimée comme un multiple de la hauteur H . Le graphique représente les variations des contraintes qui s'exercent au coin supérieur et au centre du plafond.

On voit à la figure 5-2(a) que la contrainte superficielle maximum $SIG-c$ de la sous-cave est de l'ordre de $3S_z$ pour des petites portées et augmente presque linéairement en fonction de l'augmentation de la portée; elle est de $6S_z$ lorsque la portée est d'un peu plus que quatre fois la hauteur de l'excavation.

La contrainte superficielle $SIG-t$ au centre du plafond varie de zéro, pour des excavations très étroites, à $-0.4S_z$ pour B/H égal à 4. Pour des excavations larges, cette contrainte devient donc une contrainte de traction. La contrainte de traction (Fig. 5-2a) varie indépendamment de la portée lorsque celle-ci est supérieure à la hauteur de l'excavation. (Remarquons que l'on obtient une conclusion contraire si on analyse les contraintes au plafond au moyens de la théorie de la poutre). On voit à la figure 5-2(b) que la traction n'existe qu'à petite distance du plafond.

Le foudroyage peut être amorcé de deux façons. Les contraintes de traction au centre du plafond, bien que de faibles valeurs, peuvent amorcer la rupture de la roche et déclencher le foudroyage, ou d'importantes contraintes de compression aux coins supérieurs de la sous-cave peuvent dépasser la résistance à la compression de la roche et causer la rupture. Il est encore possible que les deux facteurs agissent simultanément.

Si les contraintes de compression aux coins amorcent le foudroyage, il est probable que ce dernier entraîne la formation de gros blocs de roche parce que la plafond aurait tendance à faire saillie. Par conséquent, si on veut exercer un contrôle suffisant il est préférable que le foudroyage soit amorcé par les contraintes de compression au centre du plafond.

Il est important en troisième lieu de considérer la forme du plafond durant le foudroyage. On voit à la figure 5-3(a) les variations des contraintes de foudroyage en fonction de C , la hauteur du foudroyage ("cave") (4). On a tracé ces courbes à partir de données obtenues d'une sous-cave initiale telle que décrite pour la figure 5-2(a). Le rapport B/H était de 6; la forme du plafond était elliptique durant le foudroyage.

A mesure que le foudroyage s'avance vers le haut, la valeur des contraintes de traction au centre du plafond diminue jusqu'à zéro et ces contraintes deviennent alors des contraintes de compression pour C/B plus grand que un. En même temps, les contraintes de compression sur les parois de la sous-cave qui étaient très élevées que celle de la contrainte naturelle verticale lorsque C est supérieur à quatre fois la largeur.

Si les contraintes à la surface varient comme indiqué à la figure 5-3(a), le plafond a tendance à devenir de plus en plus stable à mesure que le foudroyage avance. On peut alors s'attendre à ce que le taux de foudroyage diminue et à ce que le foudroyage se réduise éventuellement à la formation d'une roche meuble à la surface. C'est ce qui s'est produit lors des recherches effectuées sur le terrain (21).

Il faut noter que les conclusions qui précèdent s'appliquent lorsque la contrainte horizontale est égale au tiers de la contrainte verticale et que la ligne de foudroyage est toujours recouverte d'une épaisse couche de minéral.

Lorsque l'épaisseur de la couche de minéral située au-dessus de la ligne de foudroyage n'est pas tellement plus grande que la portée du chantier d'abattage (et en particulier lorsqu'elle est plus petite), les contraintes dans le stot sont différentes des contraintes indiquées à la figure 5-3(a). L'action de fléchissement dans le stot peut produire des contraintes appréciables. Par conséquent, s'il existe des moments négatifs sur la face supérieure de la poutre près des appuis, des fissures se produisent (Fig. 5-4a à droite). Une traction diagonale peut aussi s'exercer à partir des appuis: elle entraîne également la formation d'une fissure diagonale dans la poutre (Fig. 5-4a). L'expérience démontre que cette action entraîne la formation de gros blocs ou d'une faible fragmentation (9,11).

Lorsque le toit se comporte comme une poutre, on peut faire deux remarques. Premièrement, si le remblai repose sur le stot, il est probable que les contraintes de flexion et l'action du foudroyage dans le pilier se produisent plus rapidement. Deuxièmement les contraintes augmentent très rapidement à mesure que le foudroyage se poursuit dans le stot et que l'épaisseur du pilier diminue. Puisque le taux de variation de la contrainte varie avec le cube de l'épaisseur du stot, ces conditions peuvent provoquer la rupture soudaine de tout le pilier pendant l'exploitation.

Il est bon d'examiner les deux méthodes qui servent à déterminer la contrainte de traction au centre d'un plafond: analyse des concentrations des contraintes et de la poutre. Faisons par exemple l'analyse à deux dimensions d'une chambre d'éboulement longue, soumise à des contraintes naturelles gravitationnelles et à une pression latérale de confinement qui produit une contrainte horizontale égale au tiers de la contrainte verticale (c'est-à-dire on suppose $m = 4$). On suppose constant le rapport de l'épaisseur des terres de couverture à la hauteur de la chambre: $z/H = 100$.

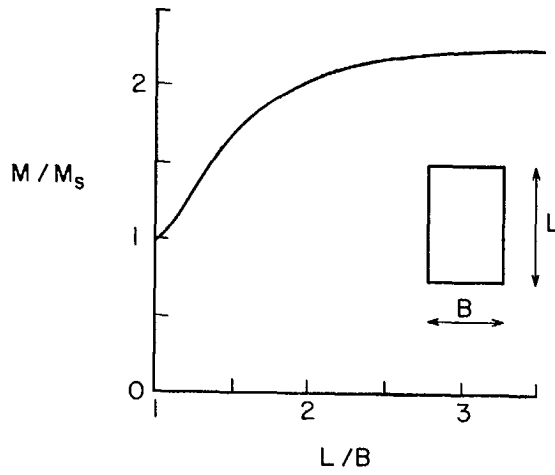


Fig. 5-1 Moment maximum de flexion dans une dalle rectangulaire appuyée sur les quatre côtés comparé à celui d'une dalle carrée.

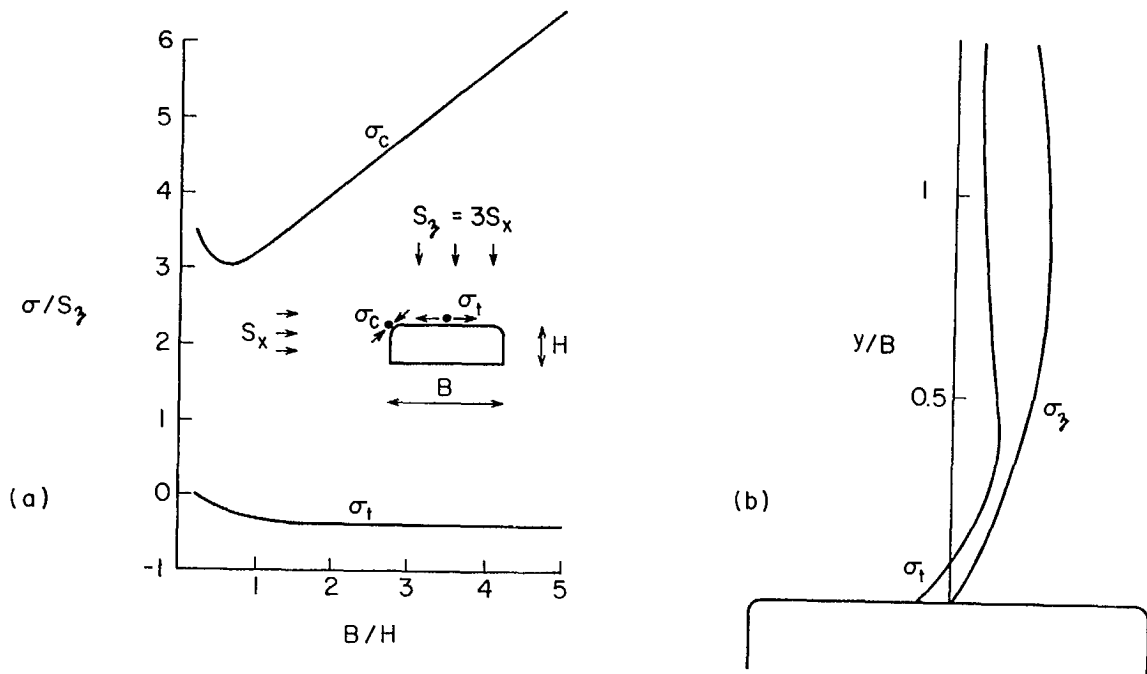


Fig. 5-2 Variation des contraintes du toit en fonction de la portée de l'excavation.

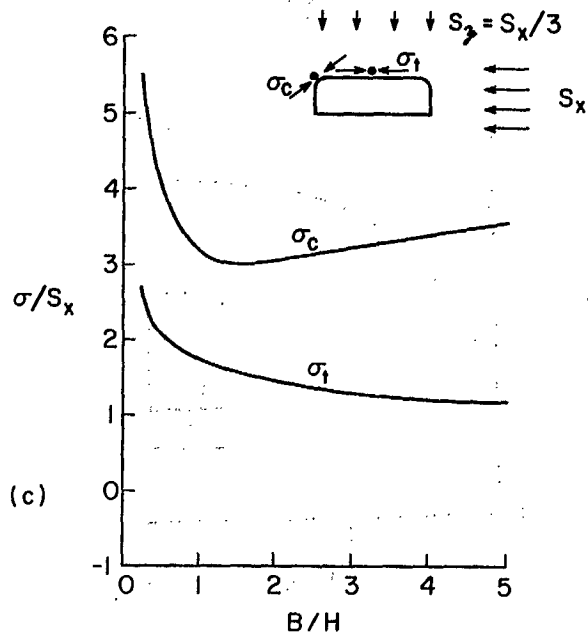


Fig. 5-2 Variation des contraintes du toit en fonction de la portée de l'excavation.

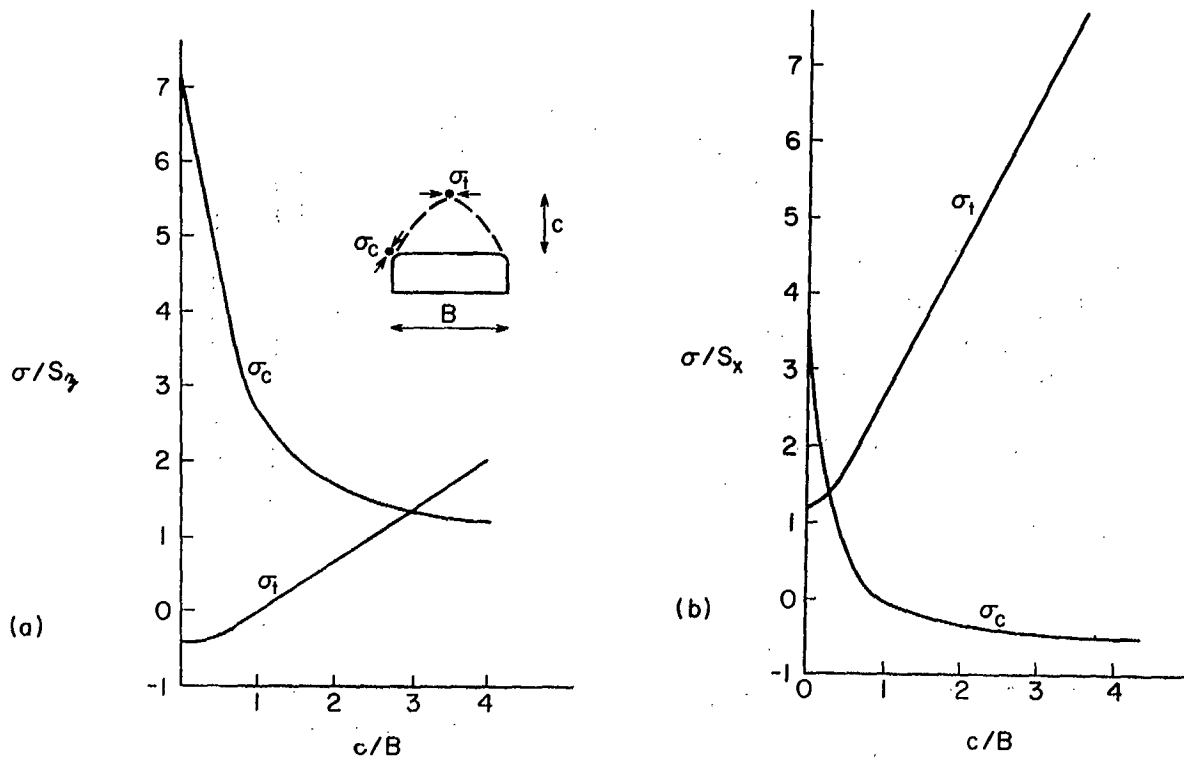


Fig. 5-3 Variation des contraintes du toit.

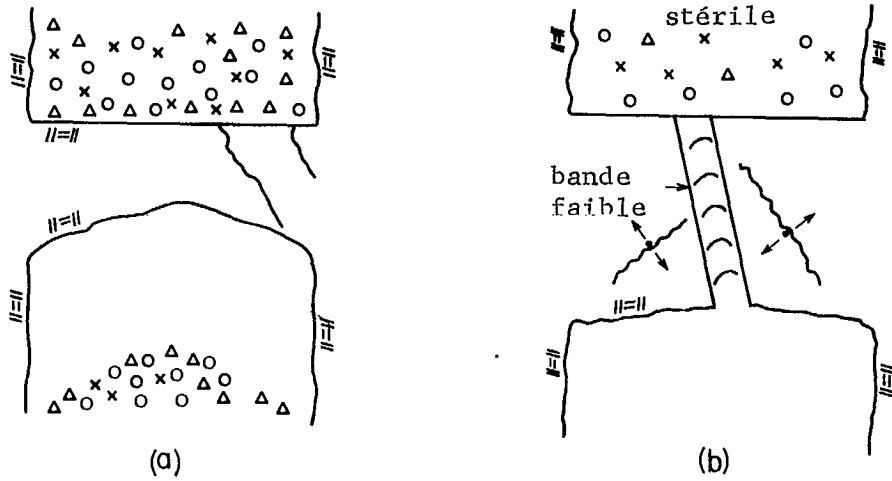


Fig. 5-4 Quelques formes de foudroyage

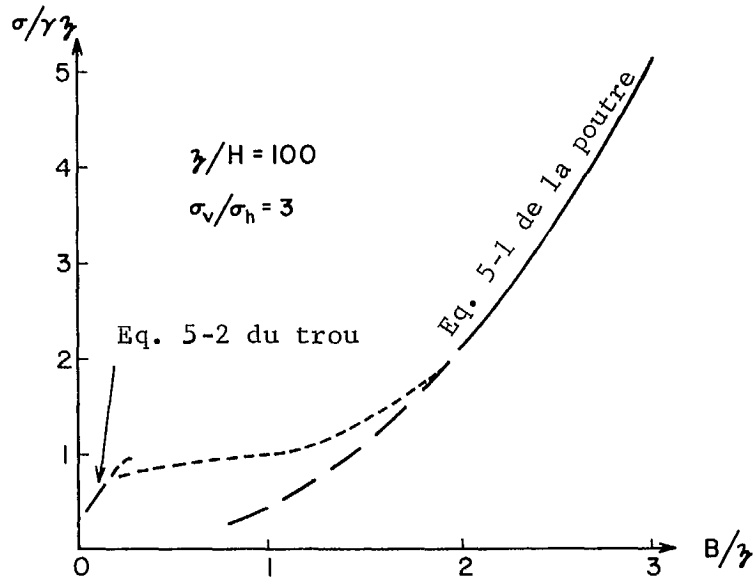


Fig. 5-5 Comparaison de l'analyse d'un trou avec l'analyse d'une poutre pour les contraintes du toit.

Lorsque l'épaisseur d'une poutre est plus grande que la moitié de sa portée, l'équation habituelle d'une poutre (Eq. 2-9a) ne représente pas adéquatement la répartition des contraintes. Si on suppose que la poutre est plus ou moins assujettie aux appuis (le coefficient des moments = 1/10), la contrainte de flexion maximum est:

$$\begin{aligned} \text{SIG} &= \text{Mc/I} = \text{M/S} \\ &= (\text{GAM} \times z \times \text{B}^2/10) / (z^2/6) \\ &= 0.6 \text{ GAM} \times z (\text{B}/z)^2 \end{aligned}$$

On ajoute la contrainte axiale de compression de $0.33 \times \text{GAM} \times z$, ce qui donne

$$\begin{aligned} &= 0.6 \times \text{GAM} \times z (\text{B}/z)^2 - 0.33 \times \text{GAM} \times z \\ &= (0.6 (\text{B}/z)^2 - 0.33) \times \text{GAM} \times z \end{aligned}$$

Eq. 5-1

Une autre méthode qui permet de calculer la contrainte au toit consiste à se servir des facteurs de concentrations des contraintes. Des études photo-élastiques sur des excavations rectangulaires (3) ont donné les contraintes de traction résultantes suivantes: $0.3 \times \text{GAM} \times z$ pour $\text{B}/\text{H} = 1$, $0.5 \times \text{GAM} \times z$ pour $\text{B}/\text{H} = 8$ et $0.6 \times \text{GAM} \times z$ pour $\text{B}/\text{H} = 12$. Ces données s'appliquent lorsque $\text{SIG}-\text{v}/\text{SIG}-\text{h} = 3$ et que le rayon de courbure du filet du coin est de $1/6 \text{ H}$. En supposant que $z/\text{H} = 100$, $\text{B}/z = 1/100 \text{ B}/\text{L}$. A partir de ces données, on écrit SIG en fonction de B/z :

$$\text{SIG} = (0.27 + 2.7 \text{ B}/z) z$$

Eq. 5-2

On voit à la figure 5-5 les courbes des équations 5-1 et 5-2 et les configurations géométriques pour lesquelles ces équations sont valables. Il est possible d'appliquer l'analyse de la poutre à des chambres où $\text{B}/z < 2$ si la roche est nettement stratifiée et l'épaisseur des couches est inférieure à la moitié de la portée. Cependant, la charge des couches individuelles est indéterminée dans ce cas.

Champ de contraintes résiduelles: Les études qui précèdent s'appliquent au foudroyage vertical des roches situées dans des champs de contraintes gravitationnelles où les contraintes horizontales sont inférieures aux contraintes verticales. Si la roche est située dans un champ de contraintes résiduelles où la contrainte horizontale est supérieure à la contrainte verticale, la répartition au pourtour des chantiers d'abatage est différente de celle qu'on a vu plus haut.

On voit à la figure 5-2(c) les contraintes au pourtour d'une sous-cave où la contrainte horizontale S_x est trois fois plus grande que la contrainte verticale S_z . Ces contraintes varient selon le rapport de la portée B à la hauteur H de la sous-cave. De ces courbes, on voit que pour les valeurs pertinentes du rapport B/H (c.-à-d. valeurs comprises entre 2 et 5), les contraintes SIG-t au plafond et les contraintes SIG-c aux encoignures ne varient pas beaucoup avec un changement de portée. De plus, ces contraintes sont des contraintes de compression ce qui tend à stabiliser le plafond à moins que les contraintes de compression aux encoignures soient supérieures à la résistance du terrain à l'écrasement. Cependant, comme les contraintes secondaires de traction agissent souvent perpendiculairement aux contraintes de compression quand la pression de confinement est petite ou nulle, le foudroyage se fera probablement sous forme d'un décollement par bandes du toit immédiat sous l'effet de ces contraintes secondaires verticales de traction. Le relâchement des forces qui assujettissent la poutre ("restraint") entraînerait le même effet.

A mesure que se poursuit le foudroyage dans un tel champ de contraintes résiduelles, la variation des contraintes exercées autour du plafond est aussi très différente de celle qui se produit dans un champ gravitationnel. On voit à la figure 5-3(b) les courbes de la variation des contraintes en fonction de la hauteur de la zone foudroyée, dans le cas d'une sous-cave dont la portée est égale à six fois la hauteur. A mesure que le foudroyage se poursuit, la contrainte de compression au centre du plafond augmente très rapidement en fonction de la hauteur de l'arête de foudroyage; en ces circonstances, on doit s'attendre à un foudroyage accéléré.

A la figure 5-3(b) on voit aussi que la contrainte SIG-c à l'encoignure supérieure diminue très rapidement d'une valeur très élevée au début pour devenir nulle lorsque la hauteur du foudroyage ("cave") est égale à la portée de la sous-cave. A partir de ce moment, elle devient négative (contrainte de traction). Ces contraintes de traction sont peu importantes par rapport à l'action du foudroyage; cependant, elles peuvent produire de la roche meuble des parois des chantiers d'abatage.

A mesure que le stot se forme pendant le foudroyage dans un champ de contraintes résiduelles, de très grandes contraintes de compression se concentrent dans ce pilier (Fig. 5-4a). Ces contraintes augmentent à mesure que l'épaisseur du pilier diminue et (sans tenir compte de la nature du matériau) si le foudroyage se poursuit activement, ces contraintes peuvent provoquer la rupture soudaine de tout le pilier. En effet si le foudroyage était actif, il n'y aurait pas de temps suffisant pour qu'une rupture modérée par écrasement se produise. On a une situation semblable lorsqu'on applique soudainement une charge sur un échantillon de compression. En ce cas la roche a habituellement une résistance à la compression et une énergie de déformation plus grandes à la rupture.

On a parfois pensé que dans certaines exploitations par blocs foudroyés, il y a eu des ruptures de blocs c'est-à-dire que le bloc entier s'est rompu aux limites du chantier d'abatage et qu'il s'est déplacé vers le bas comme un corps rigide. Mais cette hypothèse n'est appuyée par aucunes données probantes; en outre, elle semble incompatible avec les principes de la cinématique. Le noyau central massif du bloc ne permettrait pas la dilatation horizontale du roc de la périphérie. De plus, comme on en a fait l'expérience dans certaines mines, même la présence de galeries aux limites du chantier ou de galeries ascendantes aux coins de l'excavation ne peut rendre possible cette dilatation.

Cependant, s'il existe dans la roche des couches presque verticales de matériaux de faible résistance, de gros segments de roche peuvent se détacher. C'est ce qu'on pourrait appeler une rupture par bloc.

Le foudroyage provoqué: s'il faut amorcer ou accélérer le foudroyage, il est utile de connaître les propriétés de résistance du minéral. Pour les cas très rares où le terrain a une grande résistance à la traction, il est bon, quand la chose est économiquement possible, de supprimer cette résistance par un sautage préliminaire ou par la formation de fentes dans la partie centrale du chantier d'abatage.

Toutefois, la plupart des masses rocheuses ont une faible résistance à la traction. En ce cas, il paraît préférable, si une intervention est nécessaire, d'attaquer les retombées de la voûte de foudroyage dont la résistance à la compression pourrait empêcher l'éboulement. Le foudroyage se trouve donc accéléré, puisqu'on réduit la résistance à la compression de la roche où s'exercent les contraintes de compression les plus élevées. De plus, le plafond a tendance à s'aplatir et est probablement soumis en son centre à des contraintes de traction plus grandes. On a creusé des puits près des parements et des chambres-magasins dans ce but.

On amorce également le foudroyage pour éviter l'écoulement local au travers de strates de faible résistance, car cet écoulement (Fig. 5-4b) peut avoir deux conséquences peu désirables: la roche stérile peut s'échapper par le renard avant que tout le minéral ne soit éboulé, et des contraintes diagonales de traction peuvent entraîner la fragmentation faible du minéral adjacents plus dur. Entre parenthèses, on retrouve cette même disposition en porte-à-faux quand il existe une butée faible près de l'emplacement d'un bloc d'éboulement. Le bloc lui-même est en porte-à-faux entre cette butée et la butée compétente opposée.

Des bures aux coins des excavations avec des postes de forage et des anneaux horizontaux de forage dans les butées de la voûte de foudroyage ont été utilisés pour amorcer le foudroyage. Il est important d'effectuer le sautage lorsque le poste de forage est presque au niveau de la couronne de la voûte; si le sautage est effectué trop tôt, il peut y avoir foudroyage local de la zone affaiblie; s'il est effectué trop tard, les trous de mine peuvent être perdus.

L'EXTRACTION

Nous disposons de peu de connaissances théoriques sur l'extraction du minéral foudroyé ou d'autres matières granuleuses; c'est une des lacunes graves de la mécanique des roches. Il s'ensuit que pour résoudre rationnellement les problèmes d'extraction, on utilise des modèles ou on étudie les données obtenues sur le terrain.

La théorie qui sert à déterminer les pressions dans les silos nous renseigne sur la nature des contraintes qui agissent sur les éboulements de foudroyage immédiatement avant l'extraction (5). On voit à la Fig. 5-6(a) les contraintes d'un terrain situé au-dessus d'une trappe circulaire de rayon R (cette figure peut aussi représenter les contraintes dans le silo au début de l'écoulement). Une pression P_v soutient le terrain situé au-dessus de la trappe.

Avant que la trappe se déplace vers le bas, la contrainte principale majeure est verticale et la contrainte principale mineure est horizontale. L'angle de tout plan de rupture naissante est donc de $(45 + \text{FI}/2)$ (Fig. 5-6a). Quand on abaisse la trappe

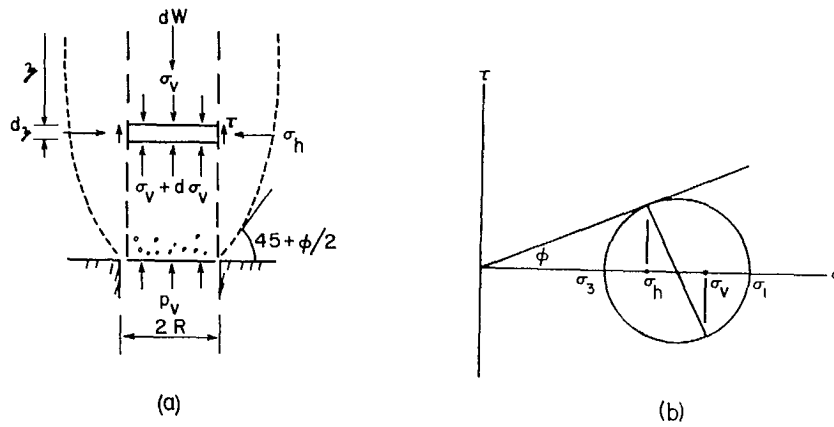


Fig. 5-6 Analyse des contraintes de foudroyage (14)

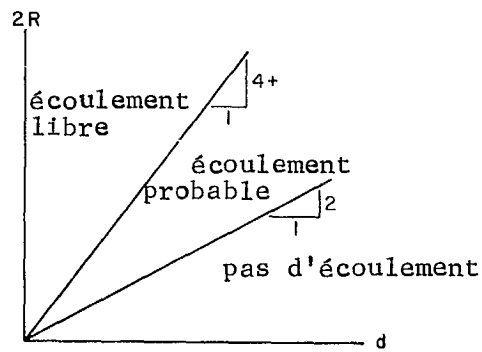


Fig. 5-7 Effet de la grosseur d , d'une particule en rapport du rayon R , de l'excavation sur les conditions d'écoulement d'un minerai foudroyé (7).

pour commencer l'extraction, la terre a tendance à se cisailier selon ces plans. Mais on voit que, du point de vue de la cinématique, cela est impossible parce qu'il y aurait un mouvement horizontal des côtés vers l'axe du point d'extraction.

Le terrain situé au-dessus de la trappe constitue une zone dans laquelle la direction de la contrainte principale majeure change rapidement. Au-dessus de la butée, à côté de la trappe, la contrainte principale majeure est toujours verticale alors que sur la trappe même, elle devient horizontale. Ainsi, les trajectoires des contraintes principales subissent une rotation de 90 degrés en une zone étroite au bord de la trappe.

On croit que les limites réelles de la zone d'écoulement au-dessus de la trappe sont telles qu'indiquées par le pointillé de la Fig. 5-6(a), mais on ne sait pas encore les déterminer théoriquement; c'est pourquoi on les suppose verticales. On trace le schéma d'équilibre de la colonne de terre située au-dessus de la trappe et on en analyse les conditions de la statique (14).

Si on retire de cette colonne de terre une tranche horizontale d'épaisseur dz , une contrainte verticale $SIG-v$ agit sur la surface supérieure et la contrainte verticale $(SIG-v) + d(SIG-v)$ agit vers le haut sur la surface inférieure. La tranche subit aussi la force massique gravitationnelle qui agit vers le bas. Sur les côtés de la tranche, il y a une contrainte de cisaillement TAU qui agit vers le haut et une contrainte normale horizontale $SIG-h$. On analyse les conditions d'équilibre de cet élément lorsqu'il n'y a pas de mouvement (pas d'accélération).

Soit $SIG-h = k SIG-v$ où k est supposée constante. En étudiant l'équilibre de la tranche (Fig. 5-6a) on trouve l'équation de $SIG-v$:

$$\sum F_v = dW + \sigma_v \cdot A - (\sigma_v + d\sigma_v)A - \tau \cdot P \cdot dz = 0$$

A étant la surface horizontale de la tranche, P , le périmètre et dW étant égal à $GAM \cdot A \cdot dz$. Donc:

$$d\sigma_v/dz = \gamma - \tau \cdot P/A$$

Comme la rupture ou l'écoulement commence dans les plans verticaux sur lesquels agit TAU , la valeur maximum de TAU selon la théorie de la résistance de Mohr est:

$$\begin{aligned} \tau_f &= c + \sigma_h \tan \phi \\ &= c + k \sigma_v \tan \phi \end{aligned}$$

Donc

$$d\sigma_v/dz = \gamma - c \cdot P/A - k \sigma_v \tan \phi \cdot P/A$$

La résolution de cette équation différentielle donne:

$$SIG-v = \frac{A/P \cdot (GAM - c \cdot P/A) (1 - e^{-kz \tan \phi \cdot P/A})}{k \tan \phi} \quad \text{Eq. 5-3 (a)}$$

$$SIG-h = \frac{A/P \cdot (GAM - c \cdot P/A) (1 - e^{-kz \tan \phi \cdot P/A})}{\tan \phi} \quad \text{Eq. 5-3 (b)}$$

Ainsi, sur la trappe $SIG-v = p_v$,

$$Si \ c = 0 \quad p_v = \frac{A/P \cdot GAM (1 - e^{-kz \tan \phi \cdot P/A})}{k \tan \phi} \quad \text{Eq. 5-4}$$

$$Si \ z = 0 \text{ et } c = 0, \quad p_v = \frac{A/P \cdot GAM}{k \tan \phi} \quad \text{Eq. 5-5}$$

$$Si \ A \text{ est un cercle de rayon } R, \text{ pour } z = 0 \text{ et } c = 0 \quad p_v = \frac{GAM \times R}{2k \tan \phi} \quad \text{Eq. 5-6}$$

$$Si \ A \text{ est un rectangle } b \times L, \text{ pour } z = 0 \text{ et } c = 0 \quad p_v = \frac{\gamma b}{2(b/L + 1)k \tan \phi} \quad \text{Eq. 5-7}$$

$$\text{et si } L \gg b: \quad p_v = \frac{\gamma b}{2k \tan \phi} \quad \text{Eq. 5-8}$$

$$p_h = \frac{\gamma b}{2 \tan \phi} \quad \text{Eq. 5-9}$$

Dans l'étude précédente, on suppose que les limites de la zone d'écoulement sont des verticales s'élevant au-dessus des côtés de la trappe. Dans ce cas, la Fig. 5-6(b) représente le diagramme de Mohr des contraintes qui s'exercent sur ces plans de rupture naissant ou d'écoulement. A l'aide de ce diagramme, on détermine la valeur de k pour un matériau pulvérulent:

$$k = SIG-h/SIG-v = \frac{1}{1 + 2 \tan^2 \phi} \quad \text{Eq. 5-10}$$

Des mesures ont démontré que les valeurs actuelles de k s'accordent avec celles que prédit l'équation 5-10 (19, 20). Pour une substance cohérente, le rapport de la contrainte horizontale à la contrainte verticale est:

$$k = \frac{SIG-v - 2c \tan \phi}{SIG-v (1 + 2 \tan^2 \phi)} \quad \text{Eq. 5-11}$$

L'équation 5-3 peut être utilisée pour déterminer la dimension minimum de la trappe nécessaire pour soutirer un minerai collant ou cohérent: on résoud en fonction de b quand $p_v = 0$.

Exemple: La cohésion d'un minerai abattu collant est de $500 \text{ lb}/\pi^2$ ($2.4 \times 10^4 \text{ n}/\text{m}^2$) et sa densité de $100 \text{ lb}/\pi^3$ ($1600 \text{ kg}/\text{m}^3$). Trouver le rayon minimum du point d'extraction pour provoquer l'écoulement. En portant $p_v = 0$ dans l'équation 5-3(a), on obtient:

$$0 = GAM - c \cdot P/A$$

Donc

$$P/A = GAM/c$$

ou

$$R = 2c/GAM$$

$$= 2 \times 500/100 = 10 \text{ pi. (3.05m)}$$

On utilise aussi l'équation 5-3(a) pour déterminer la pression verticale moyenne sur la trappe ou sur la plaque qui règle l'écoulement du minerai d'un chantier d'abattage ou d'un silo. Cependant, on doit reconnaître qu'une certaine déformation verticale de la trappe est nécessaire pour amorcer la rupture par cisaillement de la matière abattue de sorte que l'effet de voûte ait effectivement lieu et que la majeure partie de charge superposée soit reportée sur les culées. Quelques expériences nous révèlent qu'un déplacement vertical d'à peu près 3.5% de la largeur de la trappe est nécessaire pour créer la pression verticale minimum pv (6). Ce chiffre varie selon la nature de la matière soutirée.

Même si la substance est pulvérulente, le point d'extraction doit avoir un diamètre minimum pour permettre l'écoulement libre. En ce cas, la grandeur de l'ouverture n'est pas fonction de la résistance au cisaillement du matériau abattu, mais de la grosseur des fragments. On peut voir que si le diamètre de l'ouverture n'est pas tellement plus grand que la grosseur des fragments, des voûtes naturelles peuvent se former au point d'extraction et empêcher l'écoulement libre (Fig. 2-31a).

Des expériences ont montré les relations qui existent entre le diamètre 2R de l'ouverture et la grosseur d des fragments (Fig. 5-7) (7). En général, l'écoulement est libre lorsque l'ouverture est un peu plus de quatre fois plus large que les fragments. L'écoulement est possible (c'est-à-dire qu'on ne peut prédire s'il se fera ou non) lorsque l'ouverture est entre deux et quatre fois plus large que les fragments. Quand la largeur de l'ouverture est moins de deux fois celle des fragments, il n'y a pas d'écoulement. Les courbes limites varient selon la nature des matériaux soutirés.

Plusieurs séries d'expériences sur modèle ont démontré que le terrain soutiré occupait avant son extraction un espace ellipsoïdal au-dessus du point d'extraction (Fig. 5-8a). Cependant un examen détaillé du matériau pendant l'écoulement a révélé que l'écoulement par les bures de roulage est d'abord un écoulement vertical du matériau situé immédiatement au-dessus des bures de roulage. A mesure que se poursuit l'extraction, l'érosion entraîne le matériau voisin vers le point d'extraction (en mécanique des fluides, on dirait que l'écoulement de la zone I n'est pas rotatoire et que l'écoulement de la zone R est rotatoire). Il est important de connaître la forme de telles zones d'extraction quand on détermine l'espacement des galeries intermédiaires de raclage. Cette forme devrait être entre les ellipsoïdes représentées à la figure 5-8(a), de façon que seul le minerai est extrait sans que les remblais ne soient entraînés au-dessus des galeries supérieures.

On a aussi observé que la quantité de matériau de la zone R entraîné vers le point d'extraction, ou la distance entre les limites de l'ellipsoïde, augmente selon la quantité de matériau qui s'écoule par la zone I. Ceci concorde avec le concept de l'érosion. C'est pourquoi on peut faire erreur si on calcule la quantité de matériau qui sera soutiré en un point d'extraction, et en particulier si on se sert d'une ellipsoïde, même si on se fonde sur des expériences sur modèle. Il s'avère donc nécessaire d'analyser les données du modèle de telle sorte que la forme de l'ellipsoïde soit fonction du volume de tirage.

L'équation empirique suivante, basée sur une expérience sur modèle (11), nous donne une idée de ce procédé:

$$1200 x^2 + (10 y - 14 V^{1/3})^2 = 200V^{2/3}$$

Eq. 5-12

où x est le rayon de la limite circulaire de la zone de tirage dans le plan horizontal ou la distance horizontale entre l'axe du point d'extraction et les points situés au bord de la zone d'écoulement, y, la distance verticale entre le point d'extraction et les points situés au bord de la zone d'écoulement et V, le volume du tirage (Fig. 5-8a). D'autres travaux sur modèle qui utilisent des particules de minéraux purs ont démontré que les réseaux d'écoulement sont presque identiques pour un grand nombre de minéraux (16).

L'espace qu'occupait le minerai soutiré a une forme ellipsoïdale seulement lorsque le sommet du tirage n'est pas à proximité d'une surface libre. Un cône de tirage se forme lorsque la zone de tirage est près de la surface du sol. Les principes de mécanique qui nous permettent d'étudier cette surface sont les mêmes que ceux qui s'appliquent à la stabilité des talus (cf. chapitre 6).

La zone d'écoulement peut être très mince: dans une exploitation par blocs foudroyés d'une hauteur de 300 pieds (91.5m), les déblais des blocs voisins déjà exploités se sont écoulés quand on a laissé des piliers de 15 pi. (4.6m) entre les blocs.

D'autre part, avec des piliers de 30 pi. (9.15m) la zone d'écoulement ne s'étendait pas suffisamment pour comprendre ces déblais (9). On a également mesuré des canaux d'extraction hauts de 200 pi. (61.0m), en un cas larges de 5 à 6 pieds (1.53 - 1.83m); en un autre cas, larges de 4 à 15 pieds (1.2 - 4.6m) (12).

On a un autre exemple de la limitation du mouvement horizontal lorsqu'on augmente la largeur horizontale de l'extraction, avant le foudroyage, en creusant une fente à 7 degrés vers le haut du point d'extraction. En dépit de cette faiblesse artificielle, il y a extraction verticale (10).

A cause de ce mouvement vertical essentiel du minerai tant au cours du foudroyage que pendant l'extraction, il est coûteux de percer des galeries de production et des puits d'extraction très près l'un de l'autre, et aussi de récupérer le coin de minerai qui reste dans la paroi entre les niveaux d'exploitation d'un filet à fort pendage.

L'écoulement suppose une rupture du matériau par cisaillement; toute cohésion dans le matériau foudroyé, ou toute diminution du volume des vides entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement de la roche abattue et est susceptible de diminuer la largeur du tirage. On voit à la Fig. 5-8(b) que la contrainte maximum de cisaillement s'exerce souvent verticalement au-dessus des bords du point d'extraction. Cette contrainte s'affaiblit assez rapidement avec la distance de la zone d'écoulement. On conclut que la largeur de la zone R est probablement une fonction de la résistance du matériau au cisaillement et qu'elle est plus petite si la résistance au cisaillement augmente.

On voit aussi que s'il existe sur les côtés de la zone d'écoulement une zone de roche ayant une résistance moindre au cisaillement, l'écoulement se fait vers cette zone. On a observé ce phénomène pendant des exploitations par blocs foudroyés: le minerai tend à s'écouler le long des bandes inclinées de stérile et aussi vers le remblai du bloc déjà exploité si on ne laisse pas de pilier entre les blocs (11). De plus, le minerai s'écoule obliquement vers la zone située au-dessus des points d'extraction déjà utilisés (12). On voit à la Fig. 5-8(c) les volumes de minerai qui se sont écoulés successivement.

Revenons à l'analyse qui a mené à l'équation 5.3. Si FI = 45° et k = 0.5, alors pv = GAM x R. Autrement dit, la pression sur la trappe d'extraction est équivalente à celle d'une colonne de terrain dont la hauteur est égale au rayon de la trappe, quelle que soit la hauteur du minerai reposant sur la trappe. La fraction (z - R) GAM de la pression du terrain qui n'est pas supportée par la trappe de soutirage est reportée sur les culées par un effet de voûte.

Les piliers situés au pourtour du point d'extraction supportent donc des pressions accrues; si la roche est telle qu'on ne puisse pas conserver les piliers situés au-dessus des galeries de raclage, la pression s'exerce sur le revêtement de ces galeries. Les piliers et le revêtement subissent donc les pressions les plus élevées pendant l'extraction. Des expériences portant sur des silos ont donné de façon très claire les mêmes résultats (12, 13).

L'augmentation des charges sur les piliers et sur le revêtement est plus grande si on ouvre simultanément toute une rangée de trappes de soutirage que si on n'en ouvre qu'une, puisque les charges reposent sur les deux côtés de la rangée plutôt que sur les quatre côtés d'une seule trappe. De plus, si l'extraction se fait autour du périmètre d'un bloc, celui-ci tend à s'appuyer sur les piliers intérieurs ou sur le revêtement des galeries de raclage.

Les principes de mécanique que nous avons appliqués aux terres qui s'écoulent par un point de soutirage, ou à la matière que l'on extrait d'un silo, s'appliquent aussi aux éboulis de foudroyage à l'intérieur ou chantier d'abattage même. C'est-à-dire que si le chantier d'abattage est rempli d'une paroi à l'autre et s'il est plus haut que large, la valeur moyenne de la pression en bas des éboulis de foudroyage est plus petite que le poids de ces éboulis. Des expériences démontrent qu'en effet cette pression n'augmente pas en fonction de la hauteur du bloc (12). Cependant, les terrains contigus au chantier d'abattage subissent une augmentation des contraintes verticales. Il est arrivé dans un cas que ces contraintes endommagent des puits de service voisins et, dans un autre cas, qu'elles entraînent une rupture par défaut de portance des terrains sous-jacents moins résistants, accompagnée de soulèvement dans les puits (11).

Un foudroyage par section de bloc produit parfois le même effet: on aménage un bloc entier, mais on effectue le foudroyage d'une partie du bloc à la fois. Une des culées de la zone de foudroyage se trouve alors au-dessus des galeries de raclage. Il n'y a pas de conséquences sérieuses si le terrain ne se rompt pas sous l'effet de ces contraintes accrues de la culée. Mais s'il se rompt, les appuis des galeries de raclage situés à l'extérieur de la zone de foudroyage subissent des pressions plus grandes que les appuis placés sous les éboulis de foudroyage.

On peut comprendre un autre aspect des pressions dans le chantier d'abattage causées par le foudroyage en se rappelant que les pressions, représentées par une seule valeur moyenne pv, varient en fait d'une valeur faible près des limites du chantier à une valeur maximum au centre du chantier. Les observations ont montré qu'en un terrain incompetent où on ne peut pas conserver les piliers au-dessus des points d'extraction, cette pression centrale élevée pousse les cadres vers les parois et vers les blocs voisins (11).

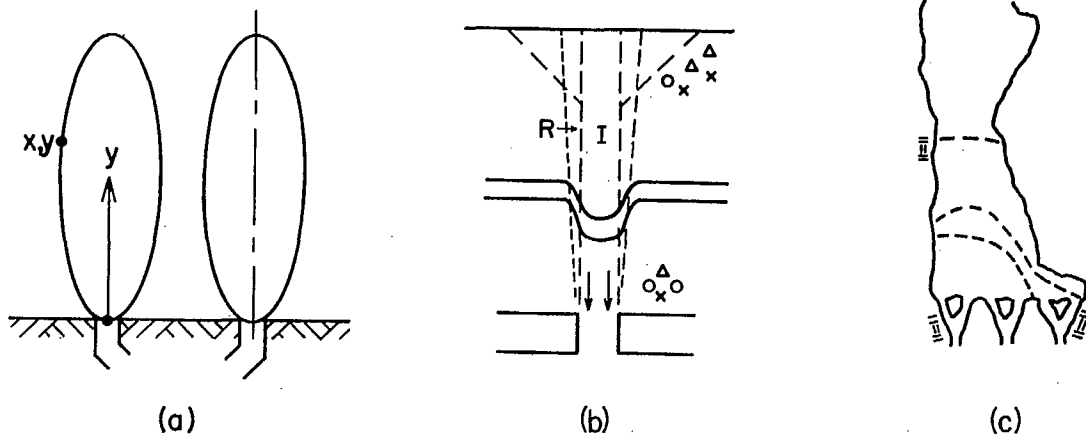
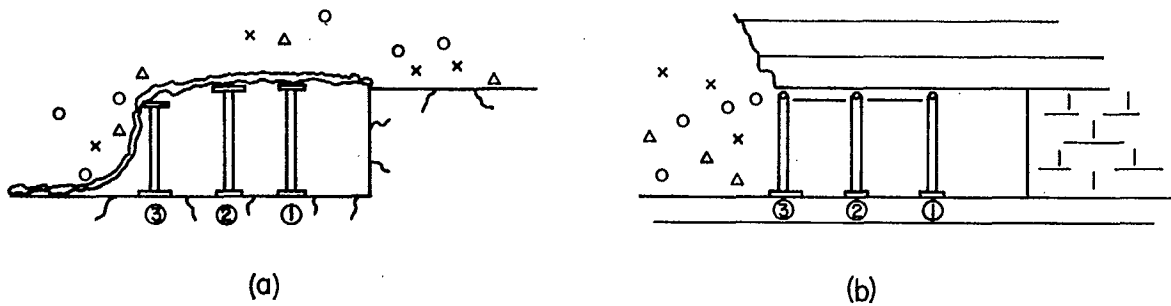


Fig. 5-8 Quelques schémas d'extraction du minerai foudroyé (12)



(a) Sous un terrain éboulé

(b) Sous une couche intact

Fig. 5-9 Soutènement par étaçons des longues tailles

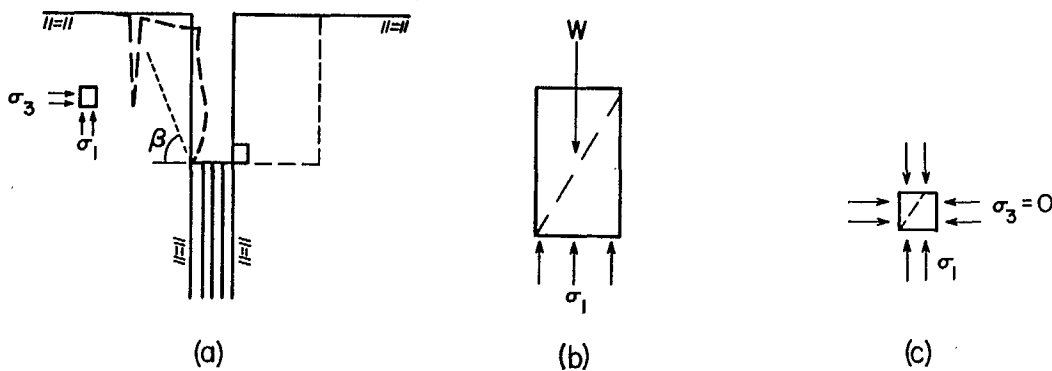


Fig. 5-10 Analyse de l'affaissement adjacent à un filon vertical épuisé

Si la compressibilité des culées de la voûte du bloc n'est pas uniforme, la répartition de la pression verticale est asymétrique. Dans une opération par longues tailles, le foudroyage se produit entre la face et un point dans le remblai derrière la zone d'exploitation (Fig. 5-9a). Puisque la culée arrière de la voûte est compressible, les étaçons ① du front de taille subissent le moins de pression; les étaçons ③ de l'arrière-taille subissent le plus de pression verticale.

Dans les mines de charbon, le toit est souvent stratifié et assez résistant (Fig. 5-9b). On a déterminé les répartitions types de la charge sur les étaçons: la charge était de P sur les étaçons ①, de 2P sur ② et de 3P sur ③ (17). Dans une mine de fer où le toit était fait de roches stériles brisées, les charges des étaçons ①② et ③ étaient respectivement de P, 1.7P et 1.7P (18).

L'AFFAISSEMENT

L'extraction souterraine du minerai soumet le terrain voisin à des contraintes accrues. La roche peut en effet se déformer ou se rompre de façon visible sous l'effet de ces contraintes; c'est ce qu'on appelle affaissement. Le pendage des filons varie; nous ne considérerons ici que les deux cas extrêmes, c'est-à-dire les inclinaisons de 90 et de 0 degrés.

On voit à la Fig. 5-10 (a) l'état du terrain après l'exploitation d'un filon vertical en procédant de la surface vers le bas. En ce cas, l'abattage a pour effet de supprimer la contrainte horizontale qui existait auparavant dans la roche encaissante immédiate. En d'autres termes, tandis que la roche encaissante était auparavant dans un état de compression triaxiale, la roche de surface est maintenant dans un effort de compression biaxiale qui, si on suppose que la contrainte principale intermédiaire n'a pas d'influence sur la rupture, est équivalent à une compression uniaxiale.

La Fig. 5-10(b) isole le bloc de la roche encaissante délimité par la ligne discontinue de la Fig. 5-10(a). Pour simplifier l'analyse, on suppose que la base de ce bloc ne subit aucune contrainte de cisaillement horizontale; il s'ensuit que le bloc ne subit aucune contrainte horizontale à ses limites verticales. La force massique W gravitationnelle agit vers le bas; la réaction du terrain sous-jacent, dirigée vers le haut, est la contrainte principale majeure SIG-1. En gros, ce bloc est équivalent à un échantillon soumis à un effort de compression uniaxiale. En ce cas quand la contrainte principale majeure SIG-1 est supérieure à la résistance uniaxiale du rocher à la compression, le bloc se rompt par cisaillement selon des plans de rupture inclinés à $(45 + \phi/2)$ par rapport au plan principal majeur, comme l'indique la ligne discontinue de la Fig. 5-10(b).

On développe l'analyse en tenant compte du fait que la contrainte SIG-1 est maximum à la base du bloc. Si cette contrainte est tout juste suffisante à la base du bloc pour provoquer la rupture, elle n'est donc pas suffisante pour entraîner de rupture plus haut dans le bloc. Toutefois, si la rupture commence au coin gauche de la base du bloc (Fig. 5-10a et 5-10c), le poids de la partie supérieure du bloc porte sur un plan de cisaillement qui se rétrécit progressivement. Le bloc entier peut donc subir une rupture graduelle par cisaillement.

On voit à la gauche de la Fig. 5-10(a) la déformation des roches encaissantes en terrain homogène et élastique. On peut voir par intuition et la méthode des éléments finis montre que des contraintes de traction agissent parallèlement à la surface du sol et près de celle-ci; ces contraintes produisent les fissures que l'on remarque souvent au sommet des tranchées et des talus rocheux.

Si on suppose que la roche encaissante est en état d'équilibre plastique (c'est-à-dire qu'elle commence à glisser et donc la théorie de la résistance de Mohr régit le rapport des contraintes principales) plutôt que de supposer que la roche encaissante est une masse élastique, alors la relation entre les contraintes principales majeures et mineures sera représentée par le diagramme de Mohr de la figure 5-10(d) (14). Ces cercles sont analogues à ceux des contraintes qui agissent sur un élément d'une masse rocheuse près de la surface; ces contraintes sont représentées à la Fig. 5-10(a) à gauche. Dans ce diagramme, l'enveloppe de rupture est linéaire au-delà de l'origine; une enveloppe courbe n'entraînerait que des modifications qualitatives des équations.

Si le terrain est en état d'équilibre plastique, on conclut d'après l'étude précédente qu'à partir d'un certain niveau, la contrainte principale mineure SIG-3 est une contrainte de traction. En conséquence, les contraintes horizontales dans tout le terrain sont des contraintes de traction jusqu'à une certaine profondeur limitée z_0 . A cette profondeur, la contrainte principale majeure GAM x Z₀ est assez grande pour neutraliser les contraintes de traction. On détermine cette profondeur critique en considérant la Fig. 5-10(d) (14):

$$z_0 = (2c/\gamma) \tan(45 + \phi/2) \quad \text{Eq. 5-13}$$

L'analyse précédente ne donne pas les contraintes de traction quand le terrain n'est pas en état d'équilibre plastique. On n'a malheureusement pas encore trouvé une solution pour un terrain élastique, mais l'analyse des éléments finis peut être utilisée pour déterminer les contraintes et les déformations pour une variété de conditions (voir chapitre 2).

Les contraintes de traction entraînent presque toujours une rupture parce que les masses rocheuses ont habituellement une faible résistance à la traction. Des fissures de traction (Fig. 5-10a) se produisent très souvent; la valeur de l'angle BET entre ces fissures et la base de la zone exploitée est très discutée. On croit souvent par erreur que l'angle des fissures superficielles varie entre 65 et 75 degrés. Les fissures de traction dépendent du rapport de la résistance à la contrainte, qui varie à son tour selon la forme et aussi selon le temps (puisque la résistance est fonction du temps). Selon certaines mesures, cet angle d'affaissement variait d'un minimum de 80 degrés à une valeur maximum de 94 degrés (c'est-à-dire que le bloc se trouvait en supplomb) (21). En un autre cas, l'angle a diminué de 73 à 42 degrés avec le temps (9).

Il est donc dangereux de supposer que la réaction du terrain se fait selon un angle constant et relativement élevé et de se servir de cet angle, pour protéger des bâtiments en surface et pour éviter le drainage d'une rivière ou d'un lac.

Malheureusement, il est difficile de prédire l'influence de l'affaissement. Au point où en sont les recherches, la marche à suivre est de mesurer les mouvements de la surface du terrain afin d'obtenir empiriquement des mesures quantitatives de la réaction du terrain par rapport à la géométrie dominante. Dans l'élaboration des plans, on se base ensuite sur ces données, en tenant compte de la géométrie des plans d'exploitation minière et de la présence ou de l'absence de remblai. Cette méthode a déjà été utilisée avec un certain succès (15). Mais on peut bénéficier de l'apport de l'analyse des éléments finis.

On peut aussi se demander s'il est possible qu'une rupture se produise au-dessous du niveau supérieur du minerai plutôt que les murs se fracturent au-dessous du minerai. En somme, il s'agit de savoir si la paroi subit une rupture de portance ou de compression uniaxiale. Nous avons vu au chapitre 1, qu'en terrain homogène, la contrainte nécessaire pour entraîner une rupture de portance (Eq. 1-17) est beaucoup plus grande que la contrainte nécessaire pour entraîner une rupture par compression uniaxiale; les effets de l'affaissement se manifesteront donc probablement par une fissuration superficielle par traction, et éventuellement par une rupture par cisaillement selon des plans obliques au-dessus du niveau d'exploitation. Les observations confirment ces raisonnements théoriques.

On peut aussi s'attendre à ce que les ouvertures percées dans les parois près du gisement soient soumises à des contraintes très élevées. En effet, on a constaté le travail et même l'effondrement de galeries de service et de travers bancs lorsque le niveau d'exploitation dépasse le niveau de ces ouvertures.

Étudions maintenant le second cas: les conséquences de l'exploitation d'un filon ou d'une couche de minerai horizontal (Fig. 5-11). Le terrain sus-jacent tend à fléchir vers la zone d'exploitation sous l'effet des contraintes de flexion. Comme pour une poutre encastrée, les efforts de traction agissent à la surface supérieure des culées et à la surface inférieure du centre de la portée. On a vérifié par des mesures des mouvements de surface que les déformations de traction se manifestent sur les culées (Fig. 5-11b) et des déformations unitaires de compression se produisent au centre de la zone d'exploitation. Le terrain se comportant comme une poutre, des fissures de traction se produisent près des zones des déformations unitaires de traction superficielles maximums, et des fissures de traction diagonales se produisent dans le terrain immédiatement au-dessus de la zone d'exploitation (voir lignes ondulées à la Fig. 5-11a). Il peut y avoir rupture par cisaillement entre ces deux réseaux de fissures; cela dépend surtout du comportement du terrain immédiatement au-dessus de la zone d'exploitation. Si ce terrain se fragmente et s'écoule vers la zone d'exploitation, le terrain adjacent n'a plus d'appui sur ce terrain horizontal et se rompt par cisaillement; ce cas est analogue à celui qu'on a vu à la Fig. 5-10(a). Des failles situées en ces points critiques sur les culées ont augmenté le tassement à la surface (32); les groupes de diaclases dominants ont le même effet.

La valeur du tassement (élastique et plastique) à la surface dépendra de plusieurs facteurs. Les propriétés de la masse rocheuse, ainsi que les caractères de sa structure, seront très importants. Ces propriétés peuvent être analysées tel qu'annexé à l'appendice G. L'affaissement augmente en fonction du rapport de la portée de la zone d'exploitation à la profondeur au-dessous de la surface; l'effet plastique maximum est atteint lorsque ce rapport est plus que deux. La hauteur H de la zone d'exploitation tient son importance de ce qu'elle régit la quantité d'éboulement qui se produit avant que la contre-pression affaiblissante se forme par l'expansion causée par la chute du toit. Dans de telles conditions, le tassement à la surface est habituellement de 0.9H. La hauteur effective augmente si on enlève une partie de la roche foudroyée; elle diminue avec le remblayage, ou un autre

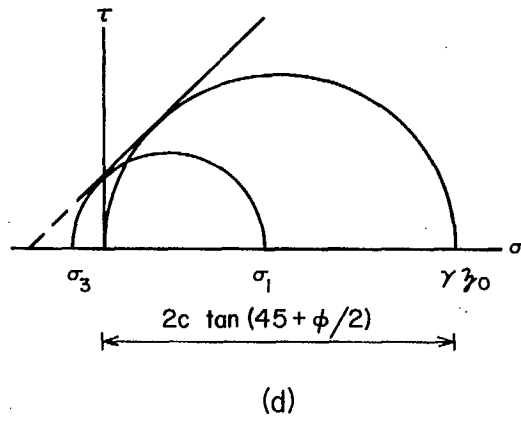


Fig. 5-10 Analyse de l'affaissement adjacent à un filon vertical épuisé

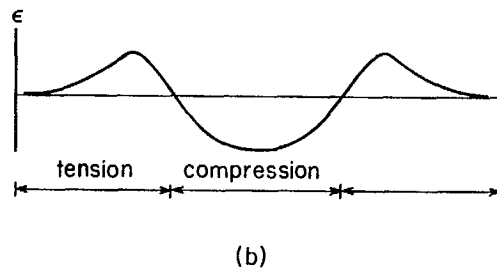
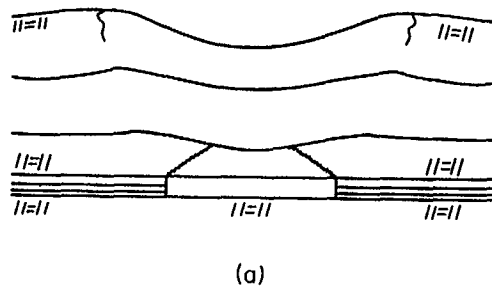


Fig. 5-11 Les effets de l'affaissement sur un filon horizontal épuisé

système de supports qui empêche le mouvement des murs ou du toit de sorte que le tassement à la surface peut être aussi petit que 0.1H. Les études des éléments finis nous sont utiles pour prédire les mouvements et les déformations unitaires à la surface.

Les effets de la déformation à la surface sur les structures peuvent être sérieux. Le mouvement vertical peut endommager les canalisations des eaux et des égouts. Les tassements différentiels provoquent la fissuration des murs, le dérèglement des portes et des installations et la rupture des gradins. Les déplacements horizontaux (soit des expansions ou des contractions) peuvent fissurer les parois et les tuyaux. L'étude et l'évaluation de ces effets nous permettraient d'établir des mesures de sécurité pour les minimiser. Une autre façon serait de laisser des piliers de protection sous-terre. On peut calculer les dimensions de ces piliers par des modèles d'éléments finis.

Si on ne tient pas compte de la surface du sol, la Fig. 5-11(a) représente aussi le profil d'un filon vertical. Les parois situées près de la zone d'exploitation sont sollicitées par les mêmes contraintes de traction et de cisaillement. Les dommages dans les parois des filons verticaux sont donc des effets de l'affaissement. Comme exemple de ces dommages, on cite l'effondrement d'une excavation située à 100 pieds (30.5m) à l'intérieur de la paroi et seulement 75 pieds (22.9m) au-dessus de la sous-cave d'une exploitation par blocs foudroyés (9). Cet effondrement n'est pas inclus dans les affaissements ou les écoulements habituels, ces mêmes cas de déformation et de comportement des parois sont rencontrés très souvent à la base des zones d'exploitations. Ces effets prennent le nom d'affaissement à des niveaux élevés, ce qui montre qu'un angle limite constant ou un affaissement comme enveloppe de rupture de terrain est un concept qui n'est pas fondé sur la mécanique du système.

Contrôle des terrains: Le contrôle des terrains est un problème majeur dans les exploitations en grande profondeur. Le rapport de la contrainte maximum S à la résistance à la compression uniaxiale Q_0 de la formation peut être utilisé pour déterminer s'il y aura des conditions critiques. Dans les roches dures où la substance rocheuse a une résistance moyenne à la compression de l'ordre de 40 000 lb/po² (276 MN/m²), la masse rocheuse aura une résistance effective moyenne de 20 000 lb/po² (138 MN/m²) approximativement si on ne tient pas compte des faiblesses locales telles que des failles. Puisque la résistance d'un matériau varie autour de sa valeur moyenne (tel qu'indiqué au chapitre 4) on peut s'attendre à ce que entre 15% et 20% du matériau se rompt pour une contrainte égale à la moitié de la résistance moyenne (c.à.d. à 10 000 lb/po² (69 MN/m²)). Les contraintes changeant leurs directions autour des ouvertures pour se concentrer dans les culées et prennent une valeur égale à deux fois ou plus la contrainte naturelle; par conséquent, lorsque la contrainte maximum dans la formation est de 5000 lb/po² (34.5 MN/m²), ou que le rapport S_1/Q_0 est plus que 1/8, on peut s'attendre à des conditions critiques de contrôle de terrain des mines exploitées dans les roches dures. Pour cela on veut dire par "grande profondeur" les profondeurs de 5000 pi (1525m) ou plus.

On doit s'attendre alors à l'embourbement des ouvertures de développement, ainsi que des parois et des fronts dans les chantiers d'abattage dans les mines profondes. A une très grande profondeur, les contraintes naturelles moyennes élevées (par exemple, jusqu'à 13 000 lb/po² (89.7 MN/m²)) due à la gravité seulement dans les mines profondes en Afrique du sud et en Indes, produisent des concentrations de contraintes assez élevées pour broyer même la substance rocheuse. A de moins grandes profondeurs, les valeurs de la résistance dans quelques sections de la masse rocheuse inférieures à la résistance moyenne et les variations des contraintes naturelles supérieures aux valeurs moyennes dans les autres sections, sont la cause de l'instabilité (25).

En même temps, il arrive quelques fois que les contraintes horizontales dans la roche soient plus grandes que les contraintes verticales. D'après la figure 5-12(a), on retrouve les conditions d'exploitation "en grandes profondeurs" à une profondeur d'environ 1500 pi. (457.5m) dans les mines de roches dures; en effet, un violent coup de toit nécessita la fermeture d'une mine au Canada qui opérait à une profondeur de 500 à 700 pi. (152.5 - 213.5m) sous le sol. Les conditions d'exploitation en très grande profondeur se rencontrent dans les roches dont la résistance est basse à des profondeurs moyennes. Ainsi, dans les mines de potasse de la Saskatchewan, à une profondeur de 3500 pi. (1067.5m) et où le rapport S_1/Q_0 est plus que 1/2, le comportement du sol autour de l'excavation est semblable à celui déjà vu dans les mines de roches dures de grandes profondeurs.

Coup de toit est le terme qui définit les effondrements d'une rapidité et d'une violence suffisantes pour endommager les excavations et les installations et pour nuire aux travailleurs. Par conséquent, pour qu'il y ait un coup de toit, il est nécessaire que la contrainte dans la roche soit plus grande que la résistance. Puis, la roche doit transformer en énergie de déformation, la majorité du travail exercé sur elle par la contrainte plutôt que de dissiper ce travail sous la forme de déformation plastique. La rupture est alors une fracture fragile accompagnée de la violence associée à la libération soudaine de tout l'énergie de déformation auparavant emmagasinée. De telles ruptures ont lieu habituellement dans les fronts de taille ou dans les culées des chantiers d'abattage, ainsi que dans les piliers et les parois adjacentes.

On voit à la figure 5-12(b) un plan vertical où l'abattage s'est élevé d'un niveau à l'autre et dont les deux fronts obliques convergent de sorte qu'un pilier de minerai de dimensions décroissantes est formé. La concentration des contraintes dans ce pilier sera très élevée. Si les propriétés physiques du minerai sont telles qu'elles produisent, face à cette contrainte, une réaction élastique et cassante, la rupture de ce pilier provoquera un coup de toit. Simultanément, la roche entourante du niveau (galerie par exemple) au-dessus du pilier sera soumise à une concentration des contraintes concentrées dans le front de taille du chantier d'abattage.

La figure 5-12(c) montre un cas très fréquent où une faille entrecroise un filon de minerai. Si l'abattage se dirige vers cette faille, on peut s'attendre à ce que le pilier de minerai adjacent à cette faille éclate; sinon, une fois la faille atteinte, on risque l'éboulement en grand volume de la roche encaissante.

Là où les dykes entrecroisent le filon, les coups de toit se produisent plus souvent que normalement (22). Lorsque la roche du dyke est plus dure ou plus rigide que la roche avoisinante, elle attire les contraintes, tout comme l'inclusion dure que l'on voit à la figure 2-5(f); ces dykes provoquent des ruptures explosives lorsque libérées de leur confinement au cours de l'exploitation (22). Lorsque le dyke est constitué de roches tendres et altérées, la contrainte se reporte et se concentre dans le terrain contigu. Cette action est semblable à l'action de la faille à la figure 3-4(a).

La figure 5-13 représente le plan et les sections d'une mine lors d'un important coup de toit. Le pendage du filon de cette mine est entre 75 et 85 degrés. Sa largeur varie d'un plus petit filet jusqu'à un maximum de 70 pieds (21.4m). Un pilier a été laissé dans le corps du minerai en face du puits, et l'abattage s'est avancé jusqu'à 1600 pi (488m) dans une direction et 900 pi (274.5m) dans une autre. Un coup de toit provoque la rupture du pilier et la fermeture complète du puits entre le niveau 1400 et 2800 pieds (427 - 854m). A cause de la grande quantité d'énergie libérée et enregistrée par des sismogrammes jusqu'à une distance de 570 mille (917 km) (ce qui équivaut à 5×10^{17} ergs (5×10^{10} J.) ou à une détonation de 200 tonnes (84×10^{10} J.) de TNT), un champ de contraintes horizontales résiduelles doit exister dans cette région.

Les coups de toit produisent des secousses de terrain avec des caractéristiques différentes de celles des secousses produites par d'autres causes. Dans une mine, par exemple, la fréquence des signaux des coups de toit variait entre 200 et 400 cps., alors que pour les signaux d'un sautage elle était de moins de 100 cps. On peut déduire que le coup de toit dans cette mine ne fut qu'une suite rapide de ruptures distinctes.

Aucune méthode scientifique connue nous permet d'anticiper les coups de toit. Si on reconnaît que les contraintes résiduelles varient d'une section à une autre, la mesure des contraintes avant le développement ou l'exploitation permettrait de situer les zones locales de contraintes résiduelles élevées. Ces zones devront être évitées ou sujettes à maintes précautions. De plus, un programme d'essais peut indiquer si la roche qui a subi l'éclatement a des propriétés distinctes. La planification du développement et de l'exploitation devrait inclure l'essai pour établir la présence de cette propriété.

Une méthode plus empirique consiste à essayer des piliers de diverses largeurs dans le but de réduire leurs dimensions jusqu'à ce qu'ils s'écrasent doucement. L'expérience montre que les piliers dont la largeur est plus grande qu'une largeur critique peuvent résister à la rupture et emmagasiner de l'énergie, puis ils éclatent lorsque la surface de l'abattage est augmentée.

Une méthode de contrôle des terrains développée récemment se base sur les théories décrites dans les chapitres précédents (37). A l'aide de l'équation 2-4(b), on voit qu'une force ou une contrainte sur une surface provoque une contrainte sur les éléments adjacents qui varie inversement avec la distance au carré:

$$SIG-o = a S_0/r^2$$

Dans cette équation, S_0 représente la contrainte naturelle normale au corps du minerai et ainsi la contrainte d'excavation agissant sur les parois à la suite d'un abattage (d'après le concept de la figure 4-13(c)), $SIG-o$ serait la contrainte induite dans la roche à une distance r de la zone exploitée, et a est une constante. S'il y a une galerie ou un niveau où $SIG-o$ agit, on pourra établir une relation entre la réduction de section et le paramètre dans l'équation du déplacement utilisée pour obtenir l'équation 4-5:

$$\delta_c = b \sigma_0 B_0/E - c S_0 B_0/(E r^2)$$

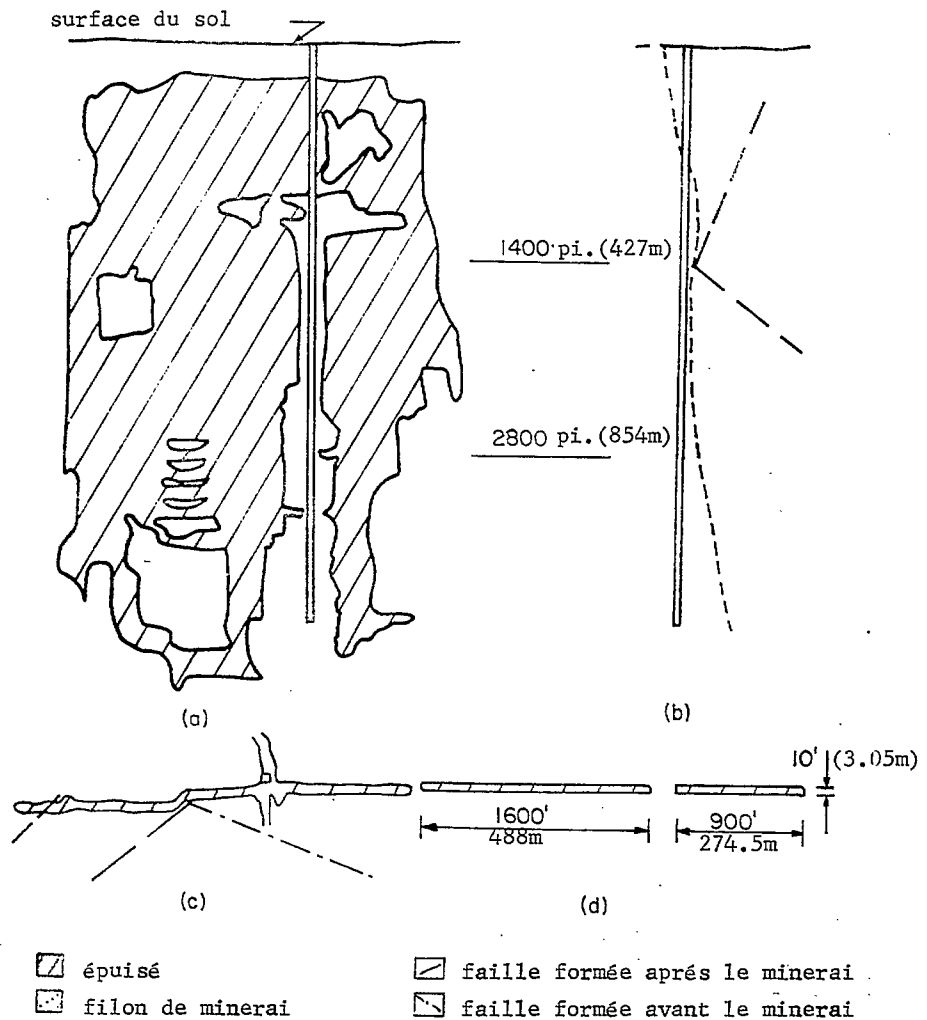
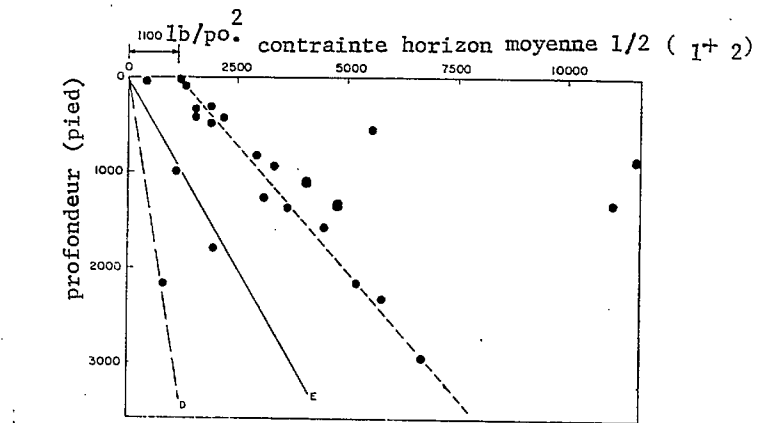
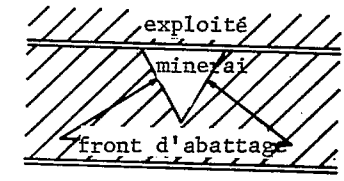


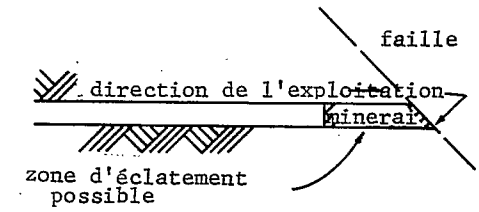
Fig. 5-13 Les plans et les coupes d'une mine au moment d'un coup de toit important.



(a)



(b)



(c)

Fig. 5-12 Les facteurs d'un coup de toit (a) champ de contraintes résiduelles ($OD S_H = S_V/3$ OE $S_H = S_V$) (25, 38, 39) (b) piliers de minerai, (c) phénomène géologiques

Del-c est la réduction de section à travers la dimension B_0 , E, le module de déformation de la masse rocheuse, et t et c sont des constantes. Cette équation nous permet de prédire les conditions des coups de toit.

Une autre méthode pour prédire les coups de toit consiste à intercepter les microséismes émis par la plupart des roches soumises à des contraintes (voir chapitre 1). Cette méthode a montré, dans certains cas, qu'une activité inhabituelle, d'une durée de 15 minutes à un mois, précède l'éclatement (34). Cependant, une surveillance intense exercée dans une mine pendant plusieurs années a prouvé que cette méthode était incapable de donner des avertissements sûrs. De plus, on a déjà vu, que l'activité microsismique, dans les régions atténuées, durant le laps de temps qui précède immédiatement un coup de toit important, avait été réduite considérablement. La mesure des autres effets, telle que la réduction de section, révèle le même phénomène. Il est concevable que de tels éclatements se produisent parce que la roche ne réagit pas de façon à produire des fissures microscopiques internes. Selon ce concept, l'activité microsismique indique, dans certains cas, la libération des contraintes dangereuses plutôt que l'accumulation des contraintes critiques. Ainsi l'énergie de déformation dans une roche qui n'émet pas de microséismes produit éventuellement une rupture explosive qui caractérise les coups de toit importants. Malgré ces contradictions, cette méthode peut être utilisée pour repérer les zones d'activité en utilisant des filets et des appareils enregistreurs de triangulation semblables aux dispositions sismiques (33).

Enfin, les effets dynamiques (qui dépendent du temps) de l'exploitation ont aussi leur importance. Si la masse rocheuse tend à travailler ou à s'écouler sous l'effet d'une contrainte élevée (il existe probablement toujours de tels mécanismes dans les formations rocheuses quoiqu'ils soient faibles et peu apparents), le taux de l'exploitation influence la concentration des contraintes aux endroits critiques. La concentration de l'énergie de déformation emmagasinée dans les zones des culées sera moins élevée pour des taux bas de progression que pour des taux élevés puisque les concentrations des contraintes ont le temps nécessaire pour décroître et se diffuser au moyen d'un mécanisme d'écoulement (Fig. 3-3). D'autre part, on a constaté dans certaines zones d'exploitation que la fréquence des éclatements a diminué considérablement lorsque le taux de progression a été augmenté. Cela est dû peut être à la diminution du nombre d'éclatement des parois.

En établissant le plan des dispositions et des séries de production, on doit assurer que des concentrations minimum de contraintes se produisent à chaque phase et que la géométrie du site pendant l'exploitation ne soit pas dans un état plus sérieux que celui de l'étape finale (23). Les chantiers d'abatage engendrent des concentrations de contraintes plus élevées dans les fronts de taille que dans les ouvertures de développement, la géométrie finale étant dans un état plus critique que celle de l'étape initiale. On a suggéré un autre critère: le changement de l'énergie libérée ou le changement de l'énergie de déformation emmagasinée (voir chapitre 2) doivent être maintenus à minimum; cependant, pour des fins pratiques, les deux méthodes sont équivalentes. Selon un autre concept qui pourrait être utile, les coupoles de sol détendu dans les parois (chapitre 4) doivent augmenter graduellement par l'augmentation des portées des chantiers d'abatage seulement. Ces coupoles ne doivent pas doubler ou tripler soudainement de grosseur lorsque s'y joignent deux portées adjacentes; ceci aurait pour effet la surcharge rapide des soutènements et des fronts de taille et des conséquences désastreuses (23).

On peut déduire de ce qui précède que les exploitations par chantiers d'abatage et piliers ne sont praticables que dans des conditions de "grande profondeur" si le rapport d'extraction est maintenu en-dessous de 0.5 (en d'autres termes, dans les circonstances inhabituelles où les réserves sont illimitées et où le transport et le développement important peu dans le coût total). S'il n'en était pas ainsi, les concentrations de contraintes dans les piliers seraient plus élevées que les concentrations minimums dans les fronts de taille; de plus, le volume du terrain soumis à ces concentrations serait plus élevé. D'autre part, cette méthode d'exploitation sera praticable pour un rapport d'extraction supérieur à 0.85, selon le coût, là où on a jugé que les petits piliers, qui s'écrasent graduellement et sans éclatement, constituent de meilleurs soutènements pour contrôler l'affaissement que d'autres types de soutènement. Les dimensions des piliers, dans ce cas, doivent être plus petites que la dimension minimum critique, ou encore, la dimension en-dessous de laquelle l'écrasement plutôt que l'éclatement se produit. La dimension maximum critique est celle de l'étape où le pilier n'est pas considéré dangereux parce qu'il est semblable à un terrain non chargé et non remanié.

La géométrie de longue taille où des séries de fronts de taille alternent avec des lignes (Fig. 5-14a) qui peuvent être perpendiculaires ou obliques à la direction, évite les concentrations excessives de contraintes associées aux piliers, aux promontoires et aux péninsules (voir figure 5-14b). Cette méthode est essentielle dans les exploitations profondes car il est impossible d'éviter l'éboulement sauf lorsqu'un rapport d'extraction inférieur à 0.5 est applicable. Ainsi l'éboulement est acceptable mais devra être contrôlé par un soutènement de remblayage, des murets de remblai, des piliers qui s'écrasent ou des appuis temporaires dans les filons étroits (où on peut accepter la fermeture complète et ultime de l'ouverture). Un soutènement quelconque est requis pour que la reconstruction des niveaux, après un coup de toit, devienne plus facile. Lorsqu'il n'y a pas de soutènement, les parois dans les filons très inclinés échappent à tout contrôle au long de plusieurs niveaux. Dans les couches horizontales, ces parois deviennent très fragmentées (en plus des éclatements des parois profondes) alors que pour le cas d'un tassement gradué, uniforme et limité, elles sont restreintes. Là où des roches stériles doivent être laissées en place, on devra faire sauter ces équidés s'ils ont les dimensions d'un pilier critique. Autrement, ils pourraient occasionner des coups de toit (35).

La difficulté d'entretenir des niveaux et de continuer le roulage derrière le front de taille nécessite l'abatage en taille rabattante (quoique les facteurs économiques du contrôle des terrains, du transport et du financement du développement détermineront le procédé à suivre). De plus, en tenant compte des difficultés que l'on peut rencontrer en exploitant dans la direction des failles et des dykes les plus importants, il est préférable d'éviter l'exploitation dans la direction de ces phénomènes (Fig. 5-16c) (23). De même, il est préférable d'amorcer l'abatage aux intersections y dans les filons et dans les mines éloignées de ces phénomènes (36).

Les conditions de la géométrie de longue taille limitent considérablement le nombre de fronts de taille d'exploitation. Dans ce cas, si possible, des panneaux séparés par de larges piliers de protection peuvent se former. Les dimensions de ces piliers doivent être plus grandes que les dimensions critiques pour éviter la possibilité d'un coup de toit. Cependant, même dans ce cas, l'exploitation ultime de ces piliers de protection sera plus difficile que la poursuite de l'exploitation avec un front de longue taille. Une autre disposition (Fig. 5-14d) (ou la configuration inverse d'une exploitation descendante) est d'avoir une série de piliers de protection temporaires. L'angle d'obliquité de la longue taille peut être modifié jusqu'à ce que la base du promontoire soit émoussée, ce qui diminue le nombre de coup de toit, ou aiguë, ce qui provoque une rupture lente. Les galeries ou niveaux dans ces promontoires concentrent encore plus les contraintes élevées dans les piliers, ce qui augmente la possibilité des coups de toit (à une certaine étape, ces niveaux sont fermés à toute circulation pour éviter les accidents).

La méthode d'exploitation des piliers de protection devrait exiger que des concentrations minimums de contraintes se produisent pendant toute l'exploitation, ce qui veut dire commencer au bas d'un pilier qui s'étend dans la direction du pendage et exploiter vers le haut. Commencer d'un côté et s'avancer vers l'autre, produit, lorsqu'on approche ce deuxième côté, une période de concentrations de contraintes très élevées. Les piliers de protection sont employés encore pour limiter la quantité de l'éboulement et de l'affaissement et pour protéger contre les influx d'eau dangereux là où cela importe.

Dans les corps de minerai à plusieurs filons, il est préférable de commencer l'exploitation par le toit, surtout si le pendage du minerai est lent de façon à ce que l'exploitation du deuxième filon n'ait pas lieu sur un terrain courroyé.

Les galeries, les travers-bancs, les niveaux, les salles de dispositifs de levage dans les installations d'épuisement et les voies de roulage devraient être situés, si possible, de façon à éviter l'amplification des concentrations de contraintes. Donc, les ouvertures devront être courbées dans la forme vers laquelle elles tendent à travailler; des piliers appropriés devront être laissés et les intersections à angle aigu entre les ouvertures adjacentes, et entre une ouverture et une structure géologique majeure, devront être évitées. Dans des conditions critiques, le croisement d'une galerie de service dans les parois après le front de taille est préférable pour éviter le décollement par plaques et l'éclatement qui se produisent si la galerie existe et est enveloppée par les concentrations de contraintes du front de taille (26).

LE REMBLAYAGE

Le remblayage est un des matériaux les plus importants pour servir de soutènement aux piliers et aux parois. Il a pour effet, non seulement d'empêcher l'éboulement, mais encore de faciliter la récupération des piliers de minerai. Le remblayage réduit sensiblement la quantité ultime de l'affaissement de la surface d'un exploitation (0.5 à 0.15 de l'affaissement qui survient lorsqu'on ne remblai pas). Les matériaux de remblai les plus utilisés sont: les stériles, les débris d'usine et la roche, le sable et le gravier de carrière. En général, le remblayage se fait hydrauliquement, mais on le fait également à sec par l'écoulement par gravité ou dans certains cas à l'aide de l'air comprimé.

Les aspects du remblayage qui concernent la mécanique sont: les caractéristiques d'écoulement du remblayage hydraulique; la pression sur les cloisons (en particulier celle du remblayage hydraulique); le drainage pour réduire les pressions hydrauliques; le lavage des fines qui bloquent les galeries; la pression du soutènement exercée sur les terrains voisins; la compressibilité à cause du serrement des parois; la cimentation du remblai pour augmenter sa résistance; la rigidité du remblai lorsqu'il sert de pilier.

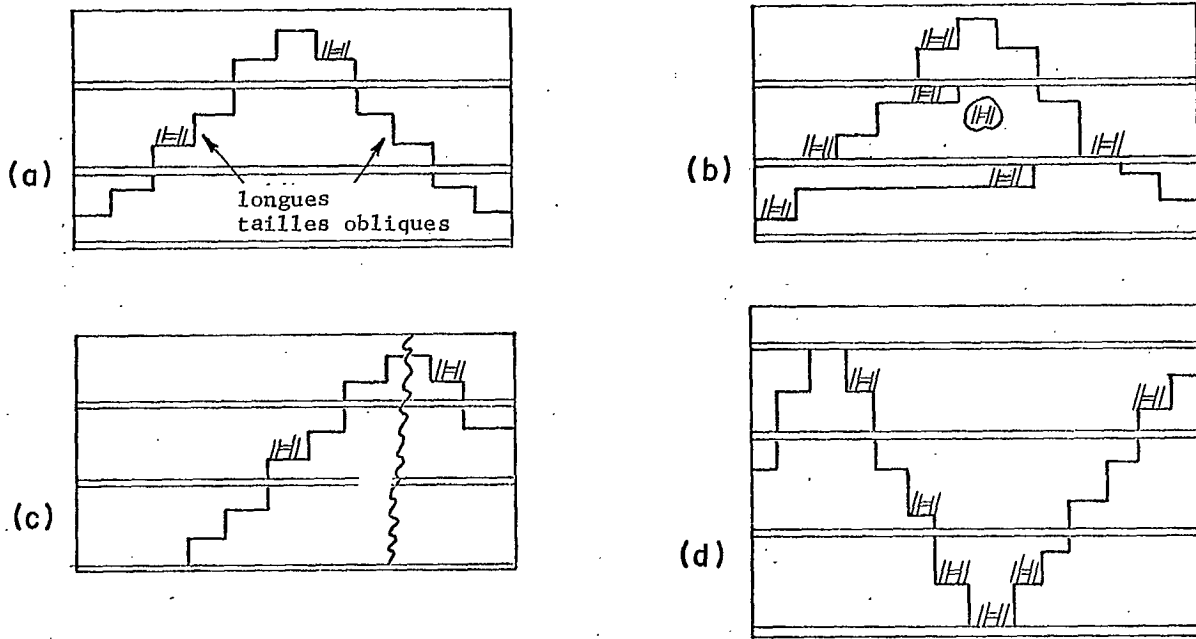


Fig. 5-14 Les géométries relatives des fronts.

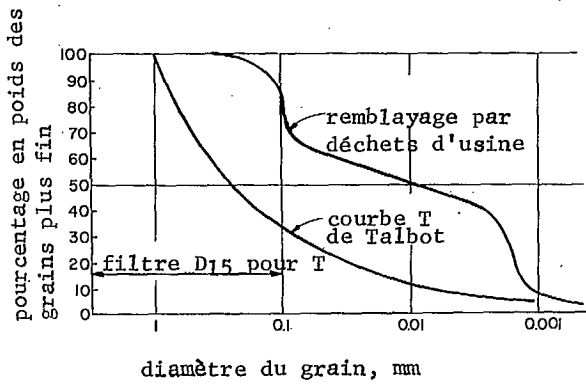
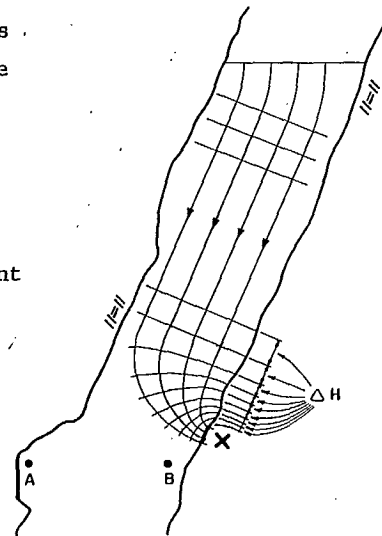


Fig. 5-15 Les courbes de distribution de la grosseur des grains pour les déchets d'usine typiques, pour le remblayage hydraulique et la courbe T de Talbot pour la densité maximum.

Fig. 5-16 Coupe transversale qui illustre un réseau d'écoulement d'un drainage de remblai à travers X, et l'action protectrice du toit qui complique le calcul de la poussée de terre au point A d'une cloison étanche comparé au calcul établi pour le point B.



On considère le remblai comme un matériau en trois phases et qui comprend des solides, des liquides et des gaz. Les propriétés mécaniques du remblai relèvent donc de la mécanique des sols; on les définit habituellement de la manière suivante.

L'indice des vides e est le rapport du volume des vides V_v au volume V_s des solides:

$$e = V_v / V_s \quad \text{Eq. 5-14}$$

Ce rapport s'exprime comme un nombre décimal. On décrit aussi la même propriété au moyen de la porosité n , qui est le rapport du volume des espaces intergranulaires au volume total V du matériau (solides, liquides et gaz):

$$n = 100 V_v / V \text{ pour cent} \quad \text{Eq. 5-15}$$

Le degré de saturation S_n est le rapport du volume d'eau V_w dans les vides au volume total V_v de ces vides:

$$S_n = 100 V_w / V_v \text{ pour cent} \quad \text{Eq. 5-16}$$

En mécanique des sols, la teneur en eau w est le rapport du poids W_w de l'eau dans la masse au poids W_s des solides:

$$w = 100 W_w / W_s \text{ pour cent} \quad \text{Eq. 5-17}$$

Lorsqu'on fait les essais de teneur en eau w_a , celle-ci s'exprime par le rapport du poids W_w de l'eau au poids total (poids W de l'eau + poids W_s des solides) de l'échantillon:

$$w_a = 100 W_w / (W_w + W_s) \text{ pour cent} \quad \text{Eq. 5-18}$$

Le poids spécifique G des solides est le rapport du poids des solides au poids d'un volume égal d'eau:

$$G = W_s / (V_s \gamma_w) \quad \text{Eq. 5-19}$$

où γ_w est la densité de l'eau. Le poids spécifique est un rapport sans dimension et ne comporte donc pas d'unités.

La densité sèche $GAM-d$ du remblai (q.q.fois appelé densité de la masse), en mécanique des sols, est le rapport du poids des solides au volume total (solides, liquides et gaz):

$$\gamma_d = W_s / V \quad \text{Eq. 5-20}$$

La densité totale $GAM-t$ est le rapport du poids des solides et des liquides au volume total:

$$\gamma_t = (W_s + W_w) / V \quad \text{Eq. 5-21}$$

Exemple: Le volume in situ d'un échantillon de remblai est 0.0139 pi.^3 ($0.4 \times 10^{-3} \text{ m}^3$). Le poids total est de 1.53 lb (0.8 N); après le séchage, le poids est de 1.05 lb (4.7 N) et le poids spécifique des particules est 2.70 .

1. $W_s = 1.05 \text{ lb}$ (4.7 N), $W_w = 0.48 \text{ lb}$ (2.1 N)
 $V_s = 1.05 / (2.70 \times 62.4) = 0.00623 \text{ pi.}^3$ ($0.17 \times 10^{-3} \text{ m}^3$)
 $V_w = 0.48 / 62.4 = 0.00770 \text{ pi.}^3$ ($0.22 \times 10^{-3} \text{ m}^3$)
 $V_v = 0.0139 - 0.00623 = 0.00767 \text{ pi.}^3$ ($0.22 \times 10^{-3} \text{ m}^3$)
2. $w = 100 \times 0.48 / 1.05 = 45.7\%$
3. $S_n = 0.00770 / 0.00767 = 100\%$
4. $e = 0.00767 / 0.00623 = 1.23$
5. $n = 100 \times 0.00767 / 0.0139 = 55.3\%$
6. $GAM-d = 1.05 / 0.0139 = 75.5 \text{ lb/pi.}^3$ (1210 Kg/m^3)
7. $GAM-t = 1.53 / 0.0139 = 110.0 \text{ lb/pi.}^3$ (1760 Kg/m^3)

En plus des propriétés précédentes, la taille des grains et la distribution granulométrique constituent des propriétés importantes du remblai. Aux Etats-Unis, les ouvertures standard des mailles des tamis, en fonction desquelles la plupart des résultats expérimentaux sont exprimés, sont les suivantes:

Numéro du tamis	Ouverture des mailles
4	4.76 mm
10	2.00
20	0.84
40	0.42
60	0.25
100	0.149
200	0.074
325	0.044

Considérons la courbe granulométrique de la Fig. 5-5. La taille des grains qui correspondent à 10% est définie comme étant la dimension effective D_{10} des grains; des expériences ont montré une relation entre cette valeur et la facilité avec laquelle l'eau traverse un échantillon granuleux. On peut tirer de l'équation empirique suivante le coefficient de perméabilité k d'un sable dont le diamètre des grains varie de 0.1 mm à 0.3 mm :

$$k = D_{10}^2 \quad \text{Eq. 5-22}$$

où k s'exprime en cm/sec et D_{10} en mm . De plus, l'équation 5-22 sert à déterminer la perméabilité approximative des remblais lorsque la taille d'une partie des grains est beaucoup plus petite que les valeurs indiquées ci-dessus (cf. la table suivante) (27).

TABLE 1

Coefficients de perméabilité mesurés et calculés (27)

Echantillon D_{10} mm	Coefficient de perméabilité k (cm/sec)	
	Mesuré	Déterminé à l'aide de l'équation 5-22
0.034	113×10^{-5}	116×10^{-5}
0.028	92×10^{-5}	78×10^{-5}

Depuis quelques années, on fait de nombreuses études pour déterminer quelle taille de grain produira un agrégat de densité maximum. Parmi les nombreux critères suggérés, aucun n'est satisfaisant car il faut tenir compte des variations importantes de la forme et de l'angularité des particules. On se sert cependant de l'équation de Talbot pour obtenir une première approximation:

$$p = 100 (E/D_m)^{0.5} \quad \text{Eq. 5-23}$$

où p est le pourcentage des grains traversant un tamis de calibre D lorsque la taille maximum des grains est D_m . On voit à la Fig. 5-15 une courbe granulométrique obtenue à l'aide de cette équation. L'agrégat utilisé dans la construction de la voie

maritime du Saint-Laurent a été traité de façon à satisfaire l'équation précédente; on a toutefois utilisé un exposant de 0.4 plutôt que de 0.5 afin de tenir compte du caractère allongé et anguleux des particules provenant d'une roche de carrière; l'économie du ciment a compensé largement le coût du traitement nécessaire pour obtenir la densité optimum de l'agrégat. D'autres bénéfices semblables peuvent être obtenus en modifiant le triage granulométrique des remblais (31).

La mesure numérique d'uniformité, le rapport D_{60}/D_{10} , appelé coefficient d'uniformité C_u , donne une évaluation numérique approximative des caractéristiques de la densité; plus la distribution granulométrique des particules est variée (plus C_u est grand), plus le remblai est dense. Un remblai dense est plus résistant, plus rigide, et la cimentation est plus efficace.

Considérons la structure d'une matière granuleuse comme un ensemble de boules. Les boules peuvent être placées les unes sur les autres ou entassées en forme de pyramide, ce qui donne une configuration plus dense. Pour une matière granuleuse, on a trouvé que la différence de densité sèche entre un assemblage lâche et un assemblage compact est d'environ 10 lb/ft^3 (160 kg/m^3).

Il est bon de connaître la granulométrie d'un échantillon; on a trouvé que si un pourcentage important des particules de l'échantillon sont plus petites que 0.005 mm (5 microns), les propriétés de surface de ces particules sont beaucoup plus importantes que leurs dimensions réelles. La surface spécifique S_s , ou le rapport de l'aire de la surface au volume d'une particule, est un nombre révélateur à cet égard. Pour un cube de 1 mm de côté, $S_s = 6 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$; pour un cube de 0.1 mm de côté, $S_s = 60/\text{mm}$ et pour un cube de 0.001 mm de côté, $S_s = 6000/\text{mm}$. On voit donc que si un échantillon comprend des quantités égales de particules de ces trois dimensions, la surface spécifique de l'échantillon est à peu près égale à la surface spécifique des particules les plus petites, les contributions des autres particules étant négligeables. Ce fait, ainsi que le fait de l'activité chimique des surfaces, montre qu'il est important de connaître la nature des particules fines (si elles existent). Par exemple, les surfaces absorbent l'eau jusqu'à une profondeur de 10^{-4} mm ; si $i S_s = 6000 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$, le volume d'eau immobilisée ou adsorbée est de $0.6 \text{ mm}^3/\text{mm}^3$ de solides; les particules sont ainsi éloignées les unes des autres et l'indice des vides est plus élevé que si les particules étaient plus grandes, et avaient la même forme et la même distribution.

On suppose que la grandeur des pores d'un remblai est du même ordre que la grandeur des particules les plus petites. Un remblai dont une proportion importante passe à travers un tamis $N^\circ 200$ est donc susceptible de présenter des phénomènes de capillarité. On détermine la succion exercée par une masse de fines particules, c'est-à-dire le niveau au-dessus d'une surface libre auquel l'eau s'élève, par la relation approximative suivante:

$$F \approx 1/D$$

$$\text{Eq. 5-24}$$

où F est l'ascension capillaire en centimètres et D , la grandeur des particules en centimètres. Selon cette relation, l'eau s'élève de 100 cm (environ 3 pieds) lorsque les particules sont respectivement de 0.1 mm et de 0.01 mm . Les remblais faits de particules fines ont donc tendance à retenir l'eau. La proportion d'eau retenue w est habituellement de 15 à 30 pour cent (ce qui représente 10 à 20 pour cent de l'eau comprise dans la pulpe transportée).

On détermine la pression du remblai sur les cloisons étanches et sur les parois rocheuses à l'aide de l'équation 1-11(b). Toutefois, on doit se remémorer certains aspects du développement de cette équation pour qu'on puisse l'appliquer correctement. Par exemple, la pression pa du sol sur une paroi verticale est plus petite que la contrainte verticale dans la matière granuleuse voisine à cause de la résistance au mouvement de cisaillement. Cette résistance dépend du frottement sur la surface où s'amorce la rupture; le frottement à son tour varie selon la force normale ou la contrainte s'exerçant sur cette surface. Par conséquent, lorsque les particules du remblai sont immergées dans de l'eau libre dormante, la force normale sur la surface où s'amorce la rupture est fonction du poids du terrain sus-jacent moins la poussée d'Archimède de l'eau déplacée. La densité $GAM-b$ équivalente de matériau ou encore la densité de la poussée d'Archimède du remblai, est la densité que l'on doit porter dans l'équation 1-11(b). Dans ce cas, il faut aussi considérer l'effet de la pression hydrostatique sur la cloison étanche ou sur la surface de la roche.

Exemple - Dans un corps de minerai à pendage abrupt on a déposé du remblai saturé dans le chantier d'abatage.

L'intervalle entre les niveaux est de 200 pieds (61m). La porosité du remblai est de 40 pour cent, l'angle ϕ de frottement interne du remblai est 30° , et la gravité spécifique des particules est de 2.7. L'eau ne s'écoule pas du remblai. Calculer la pression du remblai sur les parois à la base du chantier d'abatage.

$$1. \text{ GAM-d} = (1 - 0.40) 2.7 \times 62.4 = 101.0 \text{ lb/ft}^3 \text{ (1620 kg/m}^3\text{)}$$

$$2. \text{ GAM-b} = 101 - 0.60 \times 62.4 = 63.6 \text{ lb/ft}^3 \text{ (1020 kg/m}^3\text{)}$$

$$3. \text{ De l'équation 1-11(b)}$$

$$p_a = 63.6 \times 200 \tan^2 (45 - 30/2) = 4240 \text{ lb/ft}^2 \text{ (29 Mn/m}^2\text{)}$$

$$p_w = 62.4 \times 200 = 12,480 \text{ lb/ft}^2 \text{ (86 Mn/m}^2\text{)}$$

$$\text{Pression totale du remblai} = 16\,720 \text{ lb/ft}^2 \text{ (115 Mn/m}^2\text{)}$$

En calculant les pressions de remblai, il faut tenir compte du fait que la gravité engendre les contraintes agissant sur les surfaces où s'amorce le cisaillement. La pression latérale du terrain en un point quelconque du remblai dépend donc avant tout de la colonne verticale de remblai située au-dessus de ce point. En d'autres termes, le remblai sous un toit à pendage n'exerce pas une pression de sol égale à la hauteur verticale totale du chantier d'abatage. Il est possible, dans les cas exceptionnels de ce type de géométrie, que la poussée latérale du sol soit plus grande que la colonne verticale réelle située au-dessus d'un point "a" de la figure 5-16 à cause des pressions beaucoup plus grandes dans le remblai adjacent ("B" de la figure 5-13) situé sous la colonne de remblai la plus élevée. En ce cas, il y a un mouvement naissant, ou un effet de voûte, latéral dirigé de la zone de haute pression à la zone de basse pression; les principes de mécanique relatifs à cet effet de voûte ou à ce mouvement sont semblables à ceux qu'on a étudié au paragraphe intitulé l'extraction.

Un des buts du remblayage étant de permettre l'exploitation des piliers de minerai, le remblai lui-même agit comme un pilier (Fig. 5-17). C'est pourquoi sa rigidité ou son module de déformation est une caractéristique importante. En d'autres termes, le rapport n du module de déformation de la paroi rocheuse à celui du pilier de remblai (utilisé dans l'équation 4-5 et dont on voit les effets à la Fig. 4-9) influence les contraintes non seulement dans le pilier de remblai, mais aussi dans les parois et dans les culées.

On voit à la Fig. 5-18 les valeurs de compressibilité des remblais non cimentés les plus courants. Ces courbes sont équivalentes aux modules sécants de déformation qui varient entre $0.004 \times 10^6 \text{ lb/ft}^2$ (27.6 MN/m^2) et $0.015 \times 10^6 \text{ lb/ft}^2$ (104.5 MN/m^2). Selon la théorie de la répartition des charges sur les piliers (cf. chapitre 4), on calcule qu'un tel pilier remblai est soumis à très peu de contraintes et que sa présence n'influence presque pas la répartition des contraintes dans les parois et les culées de la zone d'exploitation; En d'autres termes, les contraintes dans les parois sont les mêmes que s'il n'y avait pas de remblai et la portée totale du chantier d'abatage sera effective. D'un point de vue pratique, cela veut dire que si les parois ou les culées se fissurent sous l'effet de la portée d'un chantier d'abatage, l'inclusion des piliers de remblai à l'intérieur de cette portée n'empêchera pas la formation des fissures, bien qu'ils empêcheraient le terrain fracturé ou meuble de s'effondrer.

L'équation de Bernoulli est à la base de tous les calculs relatifs à l'écoulement des liquides;

$$P_1/\rho + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/\rho + V_2^2/2g + Z_2 + HL$$

$$\text{Eq. 5-25}$$

où p est la pression en un point du liquide (soit la pression absolue qui comprend la pression atmosphérique, soit la pression manométrique); w est le poids spécifique liquide ou de la suspension; V est la vitesse du liquide en ce point; Z est la hauteur de ce point par rapport à une origine de référence quelconque et HL est la chute de pression d'eau ou la perte d'énergie par unité de masse du liquide lorsque celui-ci passe du point 1 au point 2.

Les trois termes du membre de gauche de l'équation de Bernoulli représentent l'énergie totale (potentielle et cinétique) en un point de liquide. On représente graphiquement la quantité d'énergie par unité de liquide pendant l'écoulement en considérant les ordonnées dans un système de référence quelconque comme unité d'énergie, l'énergie étant exprimée en $\text{ft} \cdot \text{lb/lb}$ ou simplement en pieds. La chute de la ligne d'énergie représente la chute de pression HL . On peut aussi tracer le graphique du gradient hydraulique, qui dépend des deux facteurs $(p/\rho + Z)$, c'est-à-dire de la charge de pression et de la charge de position. On voit à la Fig. 5-19 le tracé de ces deux courbes pour un système simple de transport hydraulique du remblai.

Étudions maintenant l'écoulement canalisé. On appelle écoulement laminaire un écoulement lent qui s'effectue par le mouvement du fluide par couches parallèles les unes sur les autres. On appelle écoulement turbulent un écoulement pendant lequel les différentes particules du fluide se déplacent en tous sens et se mélangent les unes aux autres. La vitesse à laquelle un liquide

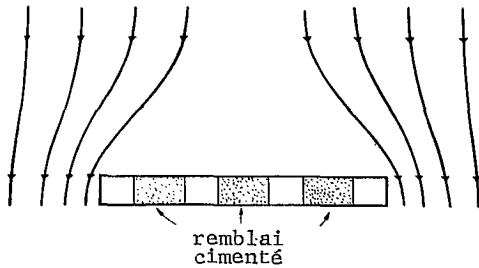


Fig. 5-17 Plan de trois piliers de remblai cimenté entre quatre piliers de minerai exploités.

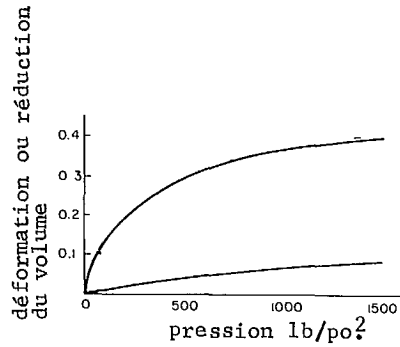


Fig. 5-18 Les limites de la compressibilité des remblais indiquant que le sable se comprime de moins de 10% à une pression de 1500 lb/po².

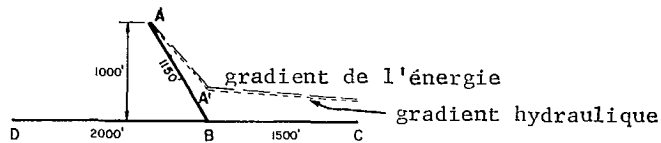


Fig. 5-19 Système de transport du remblai qui se compose d'un trou de sonde AB d'un diamètre de 3 po. (7.6 cm), d'un tuyau BC d'un diamètre de 4po. (10 cm) et d'un raccord possible BD.

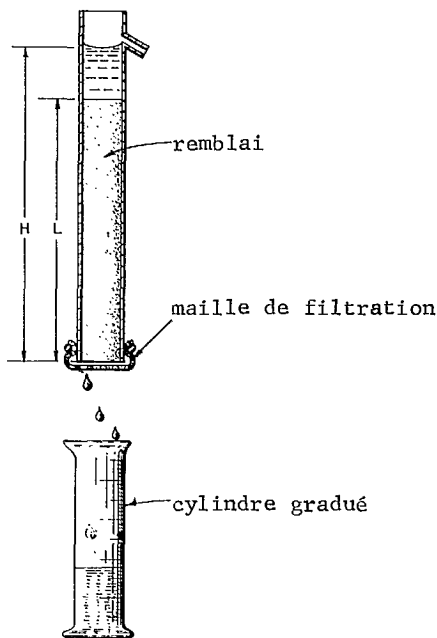


Fig. 5-20 Essai de filtration pour un remblai hydraulique

passé d'un écoulement turbulent à un écoulement laminaire (la turbulence étant amortie par la viscosité) s'appelle vitesse critique. Elle peut être calculée par des courbes empiriques déjà établies. Il ne faut pas confondre celle-ci avec la vitesse minimum nécessaire pour que les particules d'une pulpe de remblai restent en suspension; il est préférable d'appeler cette dernière quantité "vitesse critique de transport"; celle-ci ne peut pas être calculée théoriquement mais quelques expériences permettent de l'évaluer. (28)

Dans les problèmes d'écoulement canalisé, on exprime les chutes de pression causées par la viscosité du liquide par un resserrement ou par un élargissement du conduit et par un changement de direction en fonction de la charge de vitesse.

$$HL = FV^2/2g \quad \text{Eq. 5-26}$$

Quand la coupe transversale du conduit est uniforme, on remplace le facteur F par une fonction du rapport de la longueur L du conduit à son diamètre D, ce qui donne l'équation suivante:

$$HL = f(L/D)V^2/2g \quad \text{Eq. 5-27}$$

On peut prédire le f de la plupart des liquides en calculant leur nombre de Reynold, un paramètre sans dimensions, et en consultant ensuite des graphiques standard, mais la relation entre la viscosité et la vitesse des suspensions n'est pas toujours linéaire. On ne peut donc pas se servir, dans les calculs, du nombre de Reynold ou de formules comme celles de Chézy ou de Williams et Hazen. De toutes façons pour les pulpes de remblai, des expériences ont montré que le f ne varie pas beaucoup avec le calibre des conduits, la vitesse et la densité de la pulpe que l'on utilise habituellement dans les systèmes de remblayage (28).

Exemple: Considérons le dispositif de remblayage suivant (Fig. 5-16). Un trou de forage long de 1150 pi (351m) et d'un diamètre de 3 po. (7.6 cm) est raccordé en surface à un réservoir A et fait un angle d'environ 30 degrés avec la verticale. Il descend à 1000 pi. (305m) de profondeur. A ce niveau, on raccorde au trou de forage un conduit horizontal de 4 po. (10 cm) de diamètre (point B). Ce conduit fait un coude de 90° et rejoint horizontalement le chantier d'abatage au point C, 1500 pi. (458m) plus loin. On suppose que le coefficient de frottement f du trou de forage est de 0.04 et celui du conduit, de 0.03; la pulpe de remblai comprend 60 pour cent de solides en poids; la gravité spécifique moyenne des solides est de 2.80; le débit voulu est de 80 tonnes sèches par heure.

$$1. \quad W_s/(W_s + W_w) = 0.60$$

$$W_s/(2.80 \times 62.4) + W_w/62.4 = 1$$

$$W_s = 61.0 \text{ pcf (976 kg/m}^3\text{)} \quad V_s = 0.348 \text{ cf (0.0097 m}^3\text{)}$$

$$W_w = 40.7 \text{ pcf (651 kg/m}^3\text{)} \quad V_w = 0.652 \text{ cf (0.018 m}^3\text{)}$$

$$\gamma_t = 101.7 \text{ pcf (1630 kg/m}^3\text{)}$$

$$n = 0.652/1 = 0.652$$

2. Déterminer le débit si le trou de forage est toujours rempli. D'après la continuité de la masse (densité x vitesse) qui s'écoule du trou de forage au conduit, on peut déduire que:

$$V_b/V_p = (4/3)^2 = 1.78$$

On calcule l'énergie de la pulpe de remblai aux points A, B et C à l'aide de l'équation de Bernoulli:

$$\text{Energie au point A} = 1000 \text{ pi.-lb./lb. (306 J/N)}$$

$$\text{Energie au point C} = V^2p/2g = \text{Energie au point A -}$$

(perte d'énergie à l'ouverture du trou de forage + perte d'énergie par frottement dans le trou de forage + perte d'énergie au raccordement (changement brusque de diamètre: de 3 à 4 po.) + perte d'énergie au coude de 90° + perte d'énergie par frottement dans le conduit + perte d'énergie à la sortie du conduit).

$$= 1000 - 0.5V_b^2/2g - 0.04(1150/0.25)V^2p/2g - (V_b - V_p)^2/2g$$

$$- 0.75 V^2p/2g - 0.03(1500/0.33)V^2p/2g - 0.04V^2p/2g$$

$$= 1000 - (1.6 + 584 + 0.6 + 0.7 + 135 + 0.04)V^2p/2g = 1$$

On trouve les coefficients servant à calculer ces pertes d'énergie dans les manuels d'hydraulique. On voit que dans de tels systèmes, les pertes d'énergie par frottement sont beaucoup plus grandes que les autres pertes, qui sont donc quantité négligeable, à moins qu'on ne calcule les pertes par frottement avec une grande précision.

Après avoir calculé l'énergie au point C, on peut calculer les vitesses:

$$V_p = 9.42 \text{ pi./sec. (2.87 m/sec)} > \text{vitesse critique de transport de 5 à 7 pi./sec.}$$

$$(1.5 - 2.1 \text{ m/sec.})$$

$$V_b = 16.80 \text{ pi./sec. (5.1 m/sec.)}$$

$$C = 9.42 \times \text{PI} \times 0.167^2 \times 61.0 \times 3600/2000 = 90.3 \text{ tonnes sèches/heure (8.2} \times 10^2 \text{ Kg/h)}$$

$$\text{Energie au point B} = p/w + V^2p/2g$$

$$= 1000 - (1.6 + 584 + 0.6)V^2p/2g$$

∴ $p = (190 - 1) 101.7/144 = 133 \text{ lb/po.}^2 (0.92 \text{ MN/m}^2) < 300 \text{ lb/po.}^2 (2.1 \text{ MN/m}^2)$, la pression maximum que peuvent supporter les conduits et les raccords d'un système de remblai.

3. Déterminer les conditions de l'écoulement dans le trou de forage pour un débit de 80 tonnes (7.2 x 10⁴ kg) sèches par heure. On sait que, si le trou de forage est toujours plein, la vitesse et le débit sont trop élevés. Si le taux d'alimentation au point A est plus lent, la partie supérieure du trou de forage n'est pas remplie parce que le liquide s'écoule en chute libre jusqu'à un point A' où la pression s'accumule et le liquide atteint son régime permanent d'écoulement.

$$V_p = 80 \times 2000/(3600 \times 6.1 \times \text{PI} \times 0.167^2) = 8.35 \text{ pi./sec.}$$

$$= (2.55 \text{ m/sec)} > \text{vitesse critique de transport.}$$

$$V_b = V_p (4/3)^2 = 14.85 \text{ pi./sec. (4.53 m/sec)}$$

$$\text{Energie au point C} = 8.35^2/2g = 1 \text{ pi. lb/lb (0.306 J/N)}$$

$$\text{Energie au point B} = 1 + 135 V^2p/2g = 148 \text{ pi. lb/lb (45.2 J/N)}$$

$$\text{Energie au point A}' = H + V_b^2/2g$$

$$= 148 + 0.04 (H/\cos 30/0.25)V_b^2$$

$$\therefore H = 398 \text{ pi (119m)}$$

L'écoulement en chute libre (qui est érosif) se fait donc sur une dénivellation de 602 pi. (184m).

On calcule à nouveau la pression au point B ($147 \times 101.7/144 = 103 \text{ lb/po.}^2$ (0.71 MN/m^2)) avec laquelle on vérifie les calculs préliminaires en mesurant sur place la pression en ce point. Cette donnée sert ensuite à déterminer les pertes par frottement.

4. A l'aide d'un indicateur de Bourdon, on a mesuré au point B une pression de 90 lb/po.^2 (0.62 MN/m^2). Le débit est de 80 tonnes ($7.2 \times 10^4 \text{ Kg}$) sèches par heure. Quel est le coefficient de frottement réel f du conduit?

$$\begin{aligned} \text{Energie au point B} &= 90 \times 144/101.7 + 8.35^2/2g + 0 = 129 \text{ pi. lb/lb. (39.4 J/N)} \\ &= \text{Energie au point C} + \text{pertes d'énergie entre les points B et C.} \\ &= 8.35^2/2g + 0.04 \times 8.35^2/2g + f(1500/0.33) 8.35^2/2g \\ &\quad + 0.75 \times 8.35^2/2g \end{aligned}$$

$$f = 0.026$$

5. On raccorde au point B un second conduit de 2000 pi. (610m) de long et de 4 po. (10 cm) de diamètre. On peut analyser les effets du second conduit en supposant que le trou de forage est toujours plein. Puisque la masse de liquide entre le trou de forage et les conduits est constante, on obtient l'équation suivante:

$$\begin{aligned} \text{Energie au point C} &= V^2p/2g \\ &= 1000 - 0.04(1150/0.25)v^2L/2g - 0.03(1500/0.33)V^2p/2g \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Energie au point D} &= V^2pp/2g \\ &= 1000 - 0.04(1150/0.25)v^2b/2g - 0.03(2000/0.25)V^2pp/2g \end{aligned}$$

En résolvant simultanément les trois équations, on tire les trois vitesses inconnues, ce qui nous donne:

$$V_{pp} = 4.72 \text{ pi/sec. (1.44 m/sec)} < \text{vitesse critique de transport (5 à 7 pi/sec.) (1.5 - 2.1 m/sec.)}$$

$$Q = 45.2 \text{ tonnes (4.1} \times 10^4 \text{ Kg) sèches par heure} < \text{débit voulu (80 tonnes (7.2} \times 10^4 \text{ Kg) sèches/h)}$$

Lorsque l'eau s'écoule d'une masse granuleuse, elle a tendance à causer l'érosion par infiltration des particules. Pour éviter cela, on place un filtre en sable au-dessus du matériau de base qui retient les particules fines tout en laissant s'écouler l'eau. Le filtre doit répondre aux normes suivantes: les grains de taille D_{15} du filtre doivent être plus grands que les grains de taille $5 D_{15}$ du matériau de base (c'est-à-dire que le filtre doit être plus perméable que le matériau de base) et plus petits que les grains de taille $5 D_{85}$ du matériau de base (pour éviter que les fines ne soient entraînées par l'eau). De plus, les grains de taille D_{85} du filtre doivent être au moins deux fois plus gros que les trous des drains.

Si des déchets d'usine (Fig. 5-15) servent de remblai, les fines de la partie du remblai située près du point d'écoulement de l'eau seront entraînées par l'eau, jusqu'à ce que les caractéristiques granulométriques de cette partie du remblai correspondent à celles du filtre. Pendant ce temps, il se forme un dépôt de boue considérable dans les fossés de drainage des galeries de roulage. On réduit la quantité de boue en utilisant un remblai dont les grains ont des dimensions plus variées.

Pour éviter que les cloisons des bures et des travers-bancs situés à la base des chantiers d'abatage ne soient soumis à des pressions hydrostatiques trop élevées, on détermine le degré de perméabilité du remblai par un test d'infiltration en laboratoire. L'échantillon est habituellement prélevé en surface, mais il est préférable de le prélever à l'endroit où le remblai se déverse dans le chantier d'abatage, parce qu'il se fait broyer pendant le transport. Le test s'effectue de la façon suivante: on mesure la quantité d'eau qui s'écoule à travers une colonne donnée de remblai qu'on a d'abord laissé déposer en maintenant une hauteur piézométrique constante (Fig. 5-17) (29). On calcule de taux d'infiltration ou le coefficient de perméabilité k à l'aide de l'équation suivante.

$$k = QL/(AH) \text{ cm/sec.} \quad \text{Eq. 5-28}$$

où Q est le taux d'écoulement en cm^3/sec , L est la hauteur de l'échantillon en cm , A est l'aire de la coupe transversale en cm^2 et H est la hauteur de la colonne d'eau en cm . Comme le coefficient de perméabilité varie selon la viscosité de l'eau, on maintient l'eau à une température standard (20°C ou 68°F). Il est possible de faire la correction si la température de l'eau est différente (29). Le coefficient de perméabilité varie aussi selon l'indice des vides du remblai; c'est pourquoi il est difficile de reproduire les résultats d'un test et on ne peut être certain que le test reflète vraiment les conditions in situ.

On devrait effectuer, si possible, les tests de perméabilité sur le remblai même. On enfonce un tuyau de 5 à 10 pi. (1.52 - 3.05m) dans le remblai et on le vide du remblai qu'il contient; on remplit le tuyau avec de l'eau. On détermine le coefficient de perméabilité à l'aide de l'équation suivante, en supposant que le remblai est homogène et que l'eau s'écoule dans un volume sphérique:

$$k = Q/(4\pi Hr) \quad \text{Eq. 5-29}$$

où Q est le débit nécessaire pour maintenir la pression dans le remblai, H est la hauteur piézométrique au-dessus du remblai au bas du tuyau et r est le rayon du tuyau (les unités étant cm et sec). Une autre façon de conduire l'expérience est de laisser tomber la pression à l'intérieur du tuyau pendant que l'eau s'écoule dans le remblai. En ce cas, on détermine le coefficient de perméabilité à l'aide de l'équation suivante:

$$k = r \log_e (H_1/H_2) / (4(t_2 - t_1)) \quad \text{Eq. 5-30}$$

où H_1 et H_2 représentent les pressions de l'eau à l'embouchure du tuyau aux temps t_1 et t_2 respectivement, les unités étant les centimètres et les secondes.

Pour connaître le régime d'écoulement par infiltration, on trace le réseau d'écoulement (voir appendice C) d'une section type (Fig. 5-6). La convergence des lignes d'écoulement et la diminution progressive de la distance entre les lignes équipotentielles au point de drainage A indiquent que le gradient hydraulique (perte de pression par unité de longueur d'écoulement) est élevé au voisinage de ce point. Les particules fines du remblai sont entraînées par l'eau si on n'utilise pas un filtre approprié à l'entrée du tuyau. Le plus souvent, on utilise des canaux de drainage en bois, percés de trous d'un diamètre de $1/2 \text{ po.}$ (1.3 cm) et revêtus de toile, mais un filtre en sable calibré selon les normes données plus haut retient plus efficacement les fines.

Le remblai cimenté: De plus en plus on ajoute aux remblais hydrauliques des substances qui réagissent chimiquement pour cimenter les particules ensemble. Les résidus du traitement du minerai qui servent au remblai dans plusieurs mines contiennent de la pyrite ou de la pyrrhotite qui, en s'oxydant, cimentent le remblai (mais elles produisent quelquefois des quantités inacceptables de chaux et de dioxyde de soufre). On a fait des remblais fragiles, résistants et très économiques au moyen de scories granuleuses contenant 3 pour cent de pyrrhotite. Cependant, le ciment Portland est d'usage plus courant.

La cimentation du remblai comporte de nombreux avantages. On peut verser le remblai à côté du pilier de minerai sans poser de cloison, parce que le remblai reste en place par lui-même après l'exploitation de ce pilier. On peut laisser en place les galeries de service pendant le coulage du remblai, ou en creuser après la cimentation du remblai sans un soutènement important. On a exploité avec succès des chantiers d'abatage qui mettaient à découvert jusqu'à 30 pi. (9.15m) de haut de remblai cimenté. Dans une mine, la résistance à la traction, déterminée par un essai de poutre sur un remblai cimenté réel, était plus grande que 25 lb/po.^2 (1.7 MN/m^2) (30). Les essais de dureté, et les essais de pénétration qui donnent des résultats qui sont en corrélation avec la résistance à la compression uniaxiale déduite de l'équation 1-16 ou l'équation 1-24, permettent de vérifier la qualité du remblai cimenté.

Le ciment Portland contient surtout des composés complexes de calcium, de silicium, d'aluminium et d'oxygène qui durcissent sous l'action de l'eau. On mêle 4 parties de ciment et une partie d'eau en volume. La quantité supplémentaire d'eau que l'on ajoute au ciment ou au remblai sert à le déplacer vers son emplacement final. La grosseur des particules varie entre 0.001 mm et 0.08 mm. On distingue habituellement cinq types de ciment (Type I, II, etc.) dont la composition présente de légères différences et qui ont des propriétés particulières, par exemple celle d'avoir une haute résistance initiale, de dégager peu de chaleur ou de résister aux sulfates. Ces ciments sont destinés à des usages particuliers. La grosseur des particules influence surtout la vitesse de la réaction. De plus, certaines particules sont si grosses qu'elles ne sont pas complètement hydratées après plusieurs années.

On a préparé des mélanges qui améliorent certaines caractéristiques du béton, telles que la dispersion du ciment Portland dans l'eau, ce qui donne un béton plus résistant, favorisent la combinaison chimique avec d'autres substances, améliorent l'ouvrabilité, empêchent certaines réactions chimiques de se produire et réduisent le ressuage. Certains composés réagissent défavorablement avec le ciment Portland, par exemple l'opaline, les silicates, la calcédoine, la cristobalite, certains types de rhyolite, les dacites, les andésites et les sels alcalins et sulfatés.

Pour les remblais cimentés, on remplace souvent une partie du ciment Portland par de la pouzzolane, matière siliceuse qui, en réagissant avec la chaux libre produite par le ciment Portland au contact de l'eau, forme elle-même un matériau cimenté et stable. Les terres à diatomées, la cendre volante et la pierre ponce contiennent de la pouzzolane. Toutefois, la cendre volante a tendance à réduire la résistance des remblais cimentés.

Pour augmenter la résistance du béton au gel et au dégel, on ajoute aussi des entraîneurs d'air, ce qui améliore l'ouvrabilité du béton. Pour les remblais, en utilisant de telles admixtions, on peut augmenter la partie solide d'une pulpe en maintenant les mêmes propriétés d'ouvrabilité et de facilité de transport. Ces agents diminuent le ressuage, propriété utile dans les remblais puisqu'on perd alors moins de ciment Portland pendant le drainage. Toutefois, l'addition d'entraîneurs d'air au béton et au remblai diminue leur résistance.

On ajoute aussi des agents mouillants et des agents de dispersion en petites quantités, qui améliorent l'ouvrabilité et diminuent la quantité d'eau nécessaire au transport. Ces additions sont très avantageuses dans les remblais cimentés: elles permettent l'utilisation de pulpes de remblai très denses (> 70 pour cent de solides). On ajoute donc moins d'eau pour le transport et les risques de ségrégation sont moins grands. L'aspect technique le plus important à considérer dans les travaux de béton est que la résistance est fortement proportionnelle au rapport de la quantité b de béton à la quantité e d'eau. La résistance à la compression d'un ciment dont le rapport b/e est égal à 1 est de 1000 lb/po.² (6,9 MN/m²); cette résistance varie jusqu'à environ 5000 lb/po.² (34,5 MN/m²) pour b/e est égal à 2,5. Ce rapport est aussi important dans les remblais cimentés, les pulpes plus denses ont donné des résistances plus élevées; par exemple, si le rapport ciment-sable est de 1/30, une pulpe de remblai contenant 55 pour cent en poids de solides a une résistance à la compression de 20 lb/po.² (0,14 MN/m²) après 90 jours, tandis qu'une pulpe de remblai contenant 75 pour cent de solides a une résistance de 50 lb/po.² (0,35 MN/m²) (30).

D'autres facteurs influent sur la résistance. Le temps minimum nécessaire pour mélanger le béton est d'environ deux minutes et le temps maximum est de 6 heures sans effet ultime sur la résistance, si le béton est agité continuellement. La température idéale pour le durcissement est entre 50° et 100° F. Toutefois, un béton durci entre 60° F et le point de congélation aura la même résistance, mais le durcissement est plus lent. Si le béton gèle avant qu'il soit durci, sa résistance finale est moindre; toutefois, il a 50 pour cent ou plus de sa résistance normale si le durcissement est ensuite effectué dans des conditions satisfaisantes. Avec le temps, les eaux d'infiltration dissolvent l'hydroxide de calcium et d'autres composés très solubles, ce qui diminue la résistance du béton. Les sels, les acides et les alcalis attaquent le béton; l'ammonium, le sulfate d'aluminium, le nitrate d'ammonium, les acides chlorhydrique, sulfurique et sulfureux et les chlorures (sauf la halite) sont les plus destructeurs.

La ségrégation est un des grands problèmes techniques du remblayage; le remblai a tendance à former des couches superposées composées d'abord des sables grossiers du remblai, puis des particules plus fines du ciment et des fines du remblai. En effet, les sables grossiers se déposent plus vite que les fines qui restent en suspension, et si l'eau du remblai est laissée à la surface, les fines se déposent à la surface des grosses particules. C'est pourquoi la ségrégation est plus marquée si le remblayage est lent; il est donc avantageux de remblayer rapidement, d'autant plus que le procédé est plus économique. D'autre part, si l'on effectue un remblayage rapide, l'eau s'accumule au-dessus du remblai, ce qui augmente la ségrégation et l'écoulement des fines dans les dispositifs de drainage et les galeries.

Bien que la cohésion d'un remblai cimenté soit supérieure à celle des remblais normaux, on remblaye le plus souvent au sable fin. Les remblais cimentés rendent possibles certains modes d'exploitation (par exemple le sous-cavage et le remblayage en terrain brisé où le mauvais état du toit empêche d'exploiter en montant), mais ils ne sont pas plus rigides que les remblais normaux (c'est-à-dire qu'ils n'ont pas un module de déformation plus grand). Le soutènement, contre le serrement des parois supportent donc très peu de charge puisque leur rigidité est faible, ou puisque leur rapport $n = E/Ep$, qui sert à calculer les contraintes dans les piliers de remblai (Eq. 4-5), est élevé. En d'autres termes, ce cas peut être comparé à celui d'un ressort faible sous une poutre rigide; le ressort a donc très peu d'effets sur les contraintes de la poutre. La présence d'un remblai cimenté n'empêche donc pas les coups de toit dans les parois ou dans les culées.

Le remblai cimenté a toutefois l'avantage de soutenir les piliers de minerai, ce que les remblais hydrauliques ne peuvent faire puisqu'il faut poser des cloisons près des piliers. Ce soutènement, bien que minime, améliore beaucoup la résistance du pilier. Les mécanismes sont les mêmes que ceux auxquels s'applique l'équation 3-5 (d).

BIBLIOGRAPHIE

1. Morrison, R.G.K., "Mining Philosophy, Ground Control, Mining Methods and Rock Mechanics", unpub. notes, McGill University (1963).
2. Timoshenko, S. and Goodier, J., "Theory of Elasticity", McGraw-Hill (1951).
3. Fanek, L., "Stresses about Mining Openings in a Homogeneous Rock Body", Edwards Brothers (1953).
4. Cbert, L. et al., "Design of Underground Openings in Competent Rock", USBM Bull. 587 (1960).
5. Jansen, H., "Versuche Uber Getreidedruck in Silozellen", Z. Ver. Deut. Ing., Vol. 39 E, 1045 (1895).
6. Jahns, H. and Brauner, G., "Stowage Pressure in Steep Measures", Inter. Conf. on Strata Control, Cerchar (1960).
7. Aytaman, V., "Causes of Hanging in Ore Chutes and Its Solution", Can. Min. Jour. (1960).
8. Bergau, W., "Measurements in Grain Silos during Filling and Emptying", Proc. Swed. Geotech. Inst. No. 17 (1959).
9. Fletcher, J., "Ground Movement and Subsidence from Block Caving at Miami Mine", Trans. AIME, Vol. 217, pp. 413-422 (1960).
10. MacLennan, F., "Miami Copper Company Method of Mining Low Grade Ore Body", Trans. AIME, Vol. 91 (1930).
11. Coates, L. et al., "Ground Mechanics at Steep Rock", unpub. report (1961).
12. Hardwick, W., "Mining Methods and Costs, Inspiration Consolidated Copper Co. Open Pit Mine, Gila County, Ariz.", USBM IC 8154 (1963).
13. Jenike, A. et al., "Flow of Bulk Solids Progress Report", Bull. Univ. of Utah, Vol. 49, No. 24 (1958).
14. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", Wiley (1943).
15. Grond, G., "A Critical Analysis of Early and Modern Theories of Mining Subsidence and Ground Control", Univ. of Leeds (1953).
16. Young, H., "The Fundamentals of Drawing Broken Ore", unpub. M. Ap. Sc. Thesis, Univ. Toronto (1954).
17. Schwartz, B., "Measurements of Ground Pressure and of Movements on Longwall Faces in French Coal Mines", Trans. CIM, Vol. 57 (1954).
18. Coates, D. and Gyenge, M., "Mechanics of Support and Caving in Longwall Top Slicing", Proc. 4th Inter. Cfce. Strata Control and Rock Mech., Columbia Univ. (1964).
19. Jakobson, B., "On Pressure in Silos", Belgian Group ISSMFE, Proc. Brussels Cfce. on Earth Pressure Problems, Vol. 1 (1958).
20. Moss, E., "The Design of a Raw Sugar Silo", Inst. Civil Eng'rs Cfce. Correlation between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures, Prelim. Vol. Paper No. 11, Group 2, pp. 177-196 (1955).
21. Cbert, L. and Long, A., "Underground Borate Mining, Kern County, Calif.", USBM RI 6110 (1962).
22. Grobelaar, C., "A Statistical Study into the Influence of Dykes, Faults and Raises on the Incidence of Rockbursts", Assoc. Mine Mgrs. South Africa, Vol. 1958/59, pp. 1033-1053 (1960).
23. Morrison, R.G.K., "Report on the Rockburst Situation in Ontario Mines", Trans. CIMM, Vol. 45, pp. 225-272 (1942).
24. Coates, D.F., "Some Cases in Engineering Work of Residual Stress Effects", GSA Proc. Internat. Conf. State of Stress in the Earths Crust (1964).
25. Coates, L.F. and Grant, F., "Stress Measurements at Elliot Lake", Trans. CIMM, Vol. 69, pp. 182-192 (1966).
26. Dickout, M.H., "Ground Control at the Creighton Mine of the International Nickel Mine of Canada Limited", Proc. Rock mechanics Symp., McGill University, Mines Branch, Ottawa (1963).
27. Ito, I. and Terada, M., "Some Physical Properties of the Mine Slime (I)", Jour. of Suiyokai, Japan, Vol. 13, No. 9 (April 1, 1958).
28. Wayment, W. et al., "Factors Influencing the Design of Hydraulic Backfill Systems", USBM RI 6065 (1962).
29. Coates, D.F. and Yu, Y.S., "Tentative Specifications: Test for Percolation Rate or Coefficient of Permeability of Fill", Mines Branch TB 101, Queen's Printer, (1968).
30. McCreedy, J. and Hall, R.J., "Cemented Sand Fill at the International Nickel Company", Bull. CIMM, Vol. 59, No. 651, pp. 888-892 (July 1966).
31. Coates, D.F. and Yu, Y., "Analysis of Grading Effects on Hydraulic and Consolidated Fill", Trans. CIMM, Vol. 72, pp. 36-41 (1969).
32. Lee, A.J., "The Effect of Faulting on Mining Subsidence", Min. Engr. No. 71, pp. 735-745 (August 1966).
33. Blake, W. and Duvall, W., "Some Fundamental Properties of Rock Noises", Trans. SME, AIME, Vol. 244, pp. 288-290 (September 1969).
34. Hodgson, E.A., "Dominion Observatory Rockburst Research 1938-1945", Dominion Observatory, Vol. 20, No. 1, Queen's Printer (1958).
35. Hill, F.G. "A Review of the Research Work That Has Been Done in the Field of Rock Mechanics and of the Practical Benefits that Have Been Derived", J. South Afr. IMM Vol. 65, pp. 578-590, (1964-65).
36. Taylor, J.T.M., "The Sighting and Lining of Shafts Liable to be Damaged by Rockbursts", Kolar Gold Field MM Soc. Bull. 91, pp. 7-36, (1960).
37. Notley, K., "Closure Studies Improve Ground Control at Falconbridge Mine", Proc. 5th Can. Rock Mech. Symp., Mines Branch (1969).
38. Cocrane, I.S., "Results of Rockburst Investigations at Director Mine", Mines Branch unpub. report, (1967).
39. Hast, N., and Nilsson, T., "Recent Rock Pressure Measurements and Their Implications for Dam Building", Trans. 8th Internat. Congl. on Large Dams, Edinburgh, Vol. 1, Ques. 28, pp. 601-610 (1964).

PROBLEMES

- Supposons que les contraintes naturelles dans un chantier de mine sont dues à la gravité et au confinement horizontal; la densité in situ du minerai est de 170 lb/pi^3 (2720 Kg/m^3), $\mu = 0.15$, $E = 3 \times 10^6 \text{ lb/po}^2$ ($2.07 \times 10^4 \text{ MN/m}^2$), la résistance à la traction = 300 lb/po^2 (2.07 MN/m^2), $c = 1000 \text{ lb/po}^2$ (6.9 MN/m^2) et $\text{FI} = 40^\circ$. La sous-cave horizontale du foudroyage par blocs est située à une profondeur de 1000 pi. (305m). Déterminer et localiser les contraintes maximums de traction, de compression et de cisaillement dans la roche lorsqu'une sous-cave de 10 pi (3.05m) de hauteur est creusée et que les dimensions dans le plan sont (A) 50 pi x 100 pi (15.3 x 30.5m), (B) 75 pi x 100 pi (23.0 x 30.5m) et (C) 100 pi x 100 pi (30.5 x 30.5m). (D) Où et comment s'amorce l'éboulement. (E) A quelle hauteur d'éboulement, les contraintes superficielles de traction seraient probablement éliminées? (F) Quel sera le changement de tension au centre du toit, si la hauteur entre le toit et les culées est réduite à 10 pi (3.05m) par le dynamitage aux reins de la voûte d'éboulement.
- La densité du minerai considéré au problème 1 est de 170 lb/pi^3 (2720 Kg/m^3) in situ et 100 lb/pi^3 (1600 Kg/m^3) quand il est irragenté. (A) Combien de tonnes de minerai doit-on extraire pour éviter toute pression sur le toit causée par le minerai foudroyé d'une sous-cave de 50 pi x 100 pi (15.3 x 30.5m) et lorsque le centre du toit s'élève à 50 pi au-dessus du plancher de la sous-cave et que la hauteur de la voûte de foudroyage est de 20 pi (6.1m)? (B) Répéter (A) si on veut laisser un espace de 10 pi (3.05m) environ entre le toit et les éboulis.
- Au problème 1(B) la hauteur du bloc était de 200 pi (61.0m). Les chantiers d'abattage au-dessus du minerai sont comblés de stériles dont la densité est de 125 lb/pi^3 (2000 Kg/m^3). $c = 0$ et $\text{FI} = 35^\circ$. (A) Calculer les contraintes superficielles tangentielles dans le toit du chantier d'abattage par foudroyage lorsque la distance entre la ligne de foudroyage et le niveau supérieur précédent est de 20 pi (6.1m) au centre et de 40 pi (12.2m) aux reins. Les dimensions des chantiers d'abattage exploités précédents sont de 100 pi (30.5m) entre les parois et de 2000 pi (610m) dans la direction de la mine? (B) Quelles sont les possibilités d'une rupture de flambage dans le stot de la question précédente (a).
- Considérons une poutre d'une hauteur 't' qui diminue avec le temps. (A) Déterminer le taux de croissance de la contrainte SIG de la fibre extrême par rapport à la hauteur lorsque la poutre est simplement appuyée. (B) Quel serait ce taux d(SIG)/dt pour une poutre encastrée?
- La roche considérée au problème 3 n'est pas assez résistante pour maintenir au-dessus des galeries de production un stot pour contenir les points de soutirage. Par conséquent, les points de roulage sont en effet à travers les cadres dans les galeries de production et le minerai foudroyé repose sur les cadres et sur les piliers situés entre les galeries de production. Calculer la pression moyenne verticale probable qui s'exercerait sur les cadres des galeries de production lorsque le foudroyage vient d'être achevé et que la densité du minerai éboulé est de 100 lb/pi^3 (1600 Kg/m^3), $c = 0$ et $\text{FI} = 36^\circ$.
- Dans une mine on a foudroyé par blocs un panneau de 60 pi x 150 pi (18.3m x 45.8m). Le minerai est du cuivre porphyrique qui a une densité de 170 lb/pi^3 (2720 Kg/m^3) in situ et de 130 lb/pi^3 (2080 Kg/m^3) après le foudroyage. $\text{FI} = 28^\circ$ et $c = 0$. (A) Calculer les contraintes de foudroyage autour d'une sous-cave complète de 10 pi (3.05m) de haut; les contraintes naturelles sont dues à la gravité et le confinement latéral est tel que $S_z/S_x = 3.0$ (B) Calculer les contraintes de foudroyage autour d'une sous-cave de 60 pi x 75 pi (18.3 x 22.9m) de dimensions, c'est-à-dire la moitié du panneau. (C) Calculer le volume minimum de minerai qui doit être extrait d'un panneau entier pour permettre à un bloc entier haut de 200 pi (61m) de s'ébouler. (D) Calculer la pression verticale moyenne pour un panneau entier au bas de 200 pi (61m) de minerai foudroyé si le haut du bloc est à la surface de terrain. (E) Répéter (D) lorsqu'il y a un terrain de recouvrement de 200 pi (61m) constitué de stériles qui ont les mêmes propriétés de résistance que le minerai foudroyé. (F) Répéter (E) pour le foudroyage de la moitié d'un panneau. (G) Si la ligne de foudroyage a la forme d'une voûte de 10 pi (3.05m) de flèche, calculer les contraintes de flexion dans le minerai non foudroyé pour le foudroyage du panneau entier lorsque 30 pi (9.15m), 20 pi (6.1m) et 10 pi (3.05m) de minerai non foudroyé reste à la ligne centrale, pour le cas où il n'y a pas un terrain de recouvrement au-dessus du minerai. (H) Répéter (g) lorsqu'il y a un terrain de recouvrement de 200 pi (61m) de stériles. I). Si dans le cas (E) il y a une contrainte résiduelle horizontale de 250 lb/pi^2 (1.73 MN/m^2) agissant normalement à la longue dimension du bloc, le toit subira-t-il une tension, depuis le sous-cavage initial jusqu'au foudroyage complet du minerai jusqu'au sommet pour le foudroyage du panneau en entier?
- L'exploitation en tranches horizontales avec foudroyage d'une longue taille a lieu sous une natte sur laquelle il y a des déchets de foudroyage. La profondeur de la longue taille de la surface du terrain est de 500 pi (153m). Les propriétés des déchets sont $\text{GAM} = 140 \text{ lb/pi}^3$ (224 Kg/m^3), $c = 0$ et $\text{FI} = 40^\circ$. (A) Déterminer la pression moyenne verticale qui s'exercera sous le soutènement derrière la longue taille lorsqu'une excavation de 20 pi (6.1m) est maintenue. (B) Trois rangées d'étaçons situées à égale distance les unes des autres sont utilisées pour supporter le plafond derrière la longue taille. Déterminer la répartition de la charge entre ces trois rangées d'étaçons.
- Une minière autrefois ouverte avait des pentes d'une valeur moyenne de 40° , sa profondeur était de 800 pi (244m), sa longueur de 400 pi (122m) et sa largeur en bas (c.a.d. la longueur du corps de minerai) était de 200 pi (61m). Les stériles d'une minière adjacente étaient déversées dans l'ancienne minière jusqu'à une profondeur de 300 pi (9.15m) au-dessus de son fond. Les opérations souterraines ont commencé à 200 pi (61m) au-dessus de l'ancienne minière. On a permis au minerai et aux déchets de s'ébouler dans les chantiers d'abattage souterrains. Au niveau 400 pi (122m) au-dessus du fond de l'ancienne minière et 1200 pi (366m), on a exploité en tranches horizontales avec foudroyage alors qu'une forte pression agit sur le soutènement. L'exploitation en tranches horizontales avec foudroyage se fait à l'aide d'une longue taille qui exige une excavation avec soutènements de 25 pi (7.6m) de largeur derrière le front de taille. Le corps de minerai a un pendage vertical. On a suggéré de ne plus déverser de déchets dans l'ancienne minière car la pression du terrain sur le soutènement est déjà excessive. Il est possible de déverser les déchets dans un autre endroit qui est 300 pi (91.5m) plus haut et situé à une distance de 3000 pi (915m); cette solution entraîne un coût additionnel de transport de $\$0.08/\text{T}$. Pour avoir des renseignements qui permettent de juger s'il faut faire ces dépenses additionnelles pour éviter de provoquer des problèmes sous le sol, analyser les effets comparatifs. (A) du déversement ou non, dans la minière, une hauteur additionnelle de 500 pi (153m) de déchets sur la pression moyenne verticale dans la roche stérile au niveau 1200 pi (366m) en utilisant les propriétés suivantes pour le matériau foudroyé et stérile: $\text{GAM} = 145 \text{ lb/pi}^3$ (2320 Kg/m^3), $\text{FI} = 33^\circ$ et $c = 6 \text{ lb/po}^2$ (0.04 MN/m^2); (B) du déversement additionnel de (A) sur la pression qui s'exerce sur le soutènement derrière la longue taille; et (C) le déversement additionnel de (A) sur l'affaissement ultime dans les parois à mesure que l'exploitation s'avance vers le bas. (D) Calculer la déense additionnelle si l'ancienne minière n'est pas comblée avec les déchets d'une nouvelle minière.
- La capsule dynamométrique d'un étaçon se constitue d'un anneau d'acier d'un diamètre extérieur de 4 po (10 cm), d'une épaisseur de paroi de 0.5 po (1.3 cm), d'une longueur de 3 po (7.6 cm), $E = 29 \times 10^6 \text{ lb/po}^2$ ($2 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$) et $\mu = 0.3$. (A) Quelle est la charge qui produit une lecture de 500×10^{-6} sur les jauges longitudinales de déformation? (B) Quelle sera la lecture d'une jauge transversale de déformation? (C) Si la sensibilité des jauges de déformation est de $\pm 10 \times 10^{-6}$, quelle sera la sensibilité de la lecture de la charge?
- Un extensomètre est installé dans une galerie de service dans le toit et dirigé vers le chantier d'abattage d'un corps de minerai à forte pente. Après quelque temps, on a remarqué l'expansion de la roche tout le long du trou de forage; cette expansion est mesurée à l'aide des fils métalliques ancrés aux distances suivantes de l'embouchure et on a obtenu les lectures suivantes:
6 pi (1.83m), 0.0500 po (0.13cm); 12 pi (3.66m), 0.064 po (0.16 cm); 18 pi (5.5m), 0.0720 po (0.18 cm); 27 pi (8.2m), 0.106 po (0.27 cm); 36 pi (11m), 0.1120 po (0.28 cm); 45 pi (13.7m), 0.115 po (0.29 cm); 60 pi (18.3m), 0.1250 po (0.317 cm); 75 pi (22.8m), 0.1255 po (0.32 cm); (A) Tracer le déplacement en fonction de la distance de l'embouchure du trou de forage. (B) Tracer la déformation unitaire moyenne en fonction de la distance (C) Est-ce que la déformation unitaire moyenne maximum est plus grande que la déformation unitaire de rupture d'une roche de résistance typique?
- Des essais-types indiquent qu'un joint de soutirage évacuera le matériau contenu dans l'ellipsoïde: $5x^2 + 1.1(y - 0.490^*3)^2 = 0.07$, l'origine est au point de soutirage et V est le volume du matériau extrait. (A) La distance entre les centres des points de stériles, tracer la courbe de contact du minerai et des stériles lorsque 1000T (907000 Kg) de minerai éboulé est extrait d'un point de soutirage. La densité du minerai éboulé est de 100 lb/pi^3 (1600 Kg/m^3). (B) Si on tire le minerai d'un point de soutirage jusqu'à l'apparition des stériles, quel volume de minerai peut-on tirer des points de soutirage suivants avant que les stériles n'apparaissent? (C) On a décidé de faire le foudroyage par sous-étages avec des galeries de raclage de 7 pi x 7 pi (2.1 x 2.1m) de dimension et de 20 pi (6.1m) de distance entre leur ligne centrale. Au-dessus des piliers de 13 pi (4.0m) de largeur forés entre les galeries de production précédentes, les galeries de raclage du sous-étage supérieur sont situées sur les lignes centrales verticales des piliers; l'intervalle entre les sous-gradins est de 25 pi (7.6m). En extrayant des galeries de raclage inférieures, les stériles séculeront vers le bas. Est-ce que les stériles s'éculeront d'abord latéralement du sous-étage sus-jacent ou verticalement ces deux sous-étages supérieurs? (D) Comment faut-il changer l'espace des galeries de raclage pour une récupération totale?

12. Un système de remblayage hydraulique est constitué d'un trou de forage vertical de 4 po (10 cm) de diamètre allant du moulin jusqu'au niveau de 1000 pi (305m), et puis d'un tuyau horizontal de 5 po (12.5 cm) de diamètre et de 2000 pi (610m) de longueur, allant jusqu'au chantier d'abatage qui doit être comblé. Le coefficient f de friction est de 0.04 pour le trou de forage et 0.032 pour le tuyau. La pulpe de remblai est constituée de 50% en poids de solides. La gravité spécifique moyenne des particules solides est de 3.00. Le taux de livraison est de 90 tonnes (81.5×10^3 Kg) de remblai sec à l'heure. (A) Calculer le taux d'écoulement et la pression maximum dans les tuyaux lorsque l'écoulement remplit le trou de forage. (B) Calculer la hauteur de la chute libre dans le trou de forage lorsque le débit est de 90 tonnes (81.5×10^3 Kg) de remblai sec à l'heure. (C) Calculer l'indice des vides R , et la porosité n de la pulpe et la quantité d'eau qui doit être drainée après 6 heures de remblayage de 90 tonnes (81.5×1.3 Kg) de remblai sec à l'heure si la teneur finale en eau du remblai en place est de 10%.
13. Un filon vertical de minerai descend jusqu'à 3000 pi (915m) sous la surface du sol. Les chantiers d'abatage épuisés sont comblés avec du sable meuble dont la densité est égale à 140 lb/pi^3 (1600 Kg/m^3), $c = 0$ et $FI = 30^\circ$. La roche encaissante a une densité de 170 lb/pi^3 (2720 Kg/m^3), $c = 400 \text{ lb/po}^2$ (2.76 MN/m^2) et $FI = 45^\circ$. Des fissures de traction se produisent dans les parois depuis la surface du sol jusqu'à une profondeur de 100 pi (30.5m) environ. (A) A quelle profondeur d'exploitation se produira l'affaissement de la rupture de cisaillement dans les parois? (B) Si les chantiers d'abatage ne sont pas comblés de sable, à quelle profondeur se produira la rupture de cisaillement dans les parois?
14. Une couche horizontale de charbon, haute de 10 pi (3.05m) est située à 500 pi (153m) au-dessous de la surface du sol. On a exploité une zone de 1000 pi x 1000 pi (305m x 305m). La roche sus-jacente est faible, élastique, fragile, stratifiée et formée de blocs; elle a les propriétés suivantes: $E = 10^6 \text{ lb/po}^2$ (6900 MN/m^2), $GAM = 160 \text{ lb/pi}^3$ (2560 Kg/m^3), $MU = 0.2$, $c = 500 \text{ lb/po}^2$ (3.45 MN/m^2) et $FI = 38^\circ$. (A) A quel endroit peut-on s'attendre à des fissures de traction d'affaissement. (B) Calculer la flèche élastique maximum du toit. (D) Les propriétés de consolidation de la roche fragmentée du toit produisent une variation linéaire entre la densité et le logarithme de la pression. Si $GAM = 100 \text{ lb/pi}^3$ (1600 Kg/m^3), $p = 1 \text{ lb/po}^2$ (6900 N/m^2) et si $GAM = 120 \text{ lb/po}^3$ (1920 Kg/m^3), $P = 100 \text{ lb/po}^2$ (0.69 MN/m^2); quelle quantité du toit s'écroule avant que la roche sus-jacente ne se soit stabilisée? (D) Illustrer deux failles critiques ainsi que deux failles qui n'auraient aucun effet sur la stabilité du toit.
15. Calculer l'énergie totale de déformation dans le pilier de protection du puits (Fig. 5-31) entre le niveau 1400 pi (427m) et le niveau 2800 pi (854m) si la largeur dans la direction est de 200 pi (61m), l'épaisseur de 10 pi (3.05m) et la contrainte provient du champ gravitationnel. La roche a les propriétés suivantes: $E = 9 \times 10^6 \text{ lb/po}^2$ (62100 MN/m^2). $MU = 0.3$ et $GAM = 170 \text{ lb/pi}^3$ (2720 Kg/m^3). (B) Calculer l'énergie total de déformation dans le pilier si une contrainte horizontale résiduelle de 2000 lb/po^2 (13.8 MN/m^2) agit perpendiculairement à la direction.

CHAPITRE 6

LES TALUS ROCHEUX

INTRODUCTION

La plupart des problèmes relatifs aux talus rocheux surviennent lors de l'exploitation des mines à ciel ouvert et pendant le creusage de tranchées pour les routes et les chemins de fer. Les coupes creusées pour les routes et les chemins de fer peuvent être des sources d'ennuis, cependant, il coûte infiniment plus cher de résoudre les problèmes relatifs aux pentes que pose l'exploitation d'une mine.

Il faut extraire cinq millions de tonnes de stériles de plus pour réduire de 5° la pente moyenne d'une mine à ciel ouvert mesurant 1000 pi. sur 1000 pi. (305m x 305m) et 400 pi. (122m) de profondeur. On doit remarquer que les dimensions de cette mine ne sont pas tellement considérables si l'on se rappelle que de nombreuses mines à ciel ouvert mesurent 5000 pi. (1525m) de longueur et que dans bien des cas elles atteindront 1000 pi. (305m) de profondeur.

Il est particulièrement important de déterminer les pentes optimales dans le cas des gisements de minerai étroits à forte pente. Une pente moins inclinée exigerait l'excavation d'une plus grande quantité de déblais sans compensation comme il en existe dans les gisements plans ou dans les gisements dont les limites contiennent encore certains minerais qui contribuent à défrayer le coût supplémentaire de l'excavation. Il est évident que l'établissement de pentes sûres et les profits maximaux se font presque toujours concurrence.

Actuellement, la technologie portant sur les problèmes de pente dans les roches n'est pas très satisfaisante. Bien qu'il soit possible d'analyser bien des aspects du problème et que, dans le cas des roches incompétentes, il soit possible de déterminer les angles critiques des pentes, il n'est pas encore possible de prédire les ruptures des pentes ni même de suivre une méthode rationnelle et reconnue de calcul des pentes.

PENTES INFINIES

Il est possible d'analyser théoriquement certains problèmes de pente en supprimant les complications causées par le sommet et le pied; en d'autres termes, nous supposons qu'il existe une pente infinie.

La figure 6-1a représente une pente infinie. A tous les points situés à la même profondeur dans cette pente les conditions de contraintes doivent être identiques (lorsque la pente tend vers l'infini dans les deux sens, la force gravitationnelle agissant sur une colonne verticale de terre doit produire les mêmes conditions de contraintes pour des profondeurs égales puisque toutes les tranches sont semblables). Pour conséquent, une colonne verticale de terre isolée (Fig. 6-1b) est soumise latéralement à des forces P dont il n'est pas tenu compte dans les analyses subséquentes parce que ces forces sont égales et opposées.

Dans la figure 6-1 b, W représente le poids de la colonne verticale, N, la réaction normale au bas de la colonne, T la réaction tangentielle au bas de la colonne, b, la largeur de la colonne parallèle au talus, z, la hauteur verticale de la colonne et i, l'angle du talus. Ainsi, les équations suivantes nous permettent d'analyser la stabilité du sol pour des matériaux sans cohésion:

$$N = W \cos i = \gamma z (b \cos i) \cos i$$

$$T = W \sin i = \gamma z (b \cos i) \sin i$$

$$\therefore \sigma = \gamma z \cos^2 i$$

$$\tau = \gamma z \sin i \cos i$$

où SIG et TAU sont respectivement la contrainte normale et la contrainte de cisaillement au bas de la colonne et GAM est la densité du sol. D'après la théorie de Mohr de la résistance, la contrainte maximum de cisaillement TAU-f est égale à la contrainte normale SIG multipliée par tan(FI):

$$\tau_f = \gamma z \cos^2 i \tan \varphi$$

où FI est l'angle de frottement interne.

A la rupture:

$$\tau_f = \tau$$

$$\therefore \tan i_c = \tan \varphi$$

$$i_c = \varphi$$

où i_c est l'angle critique de la pente.

Pour un sol ayant une cohésion effective, c, nous pouvons déterminer la pente critique de la façon suivante:

$$\tau = \tau_f$$

$$\gamma z \sin i_c \cos i_c = c + \gamma z \cos^2 i_c \tan \varphi$$

$$\therefore \tan i_c = \frac{c}{\gamma z \cos^2 i_c} + \tan \varphi \quad \text{Eq. 6-1(a)}$$

$$\text{ou } \frac{c}{\gamma z} = \cos^2 i_c (\tan i_c - \tan \varphi) \quad \text{Eq. 6-1(b)}$$

si

$$z = \infty,$$

$$i_c = \varphi$$

si

$$z < \infty,$$

$$i_c > \varphi$$

si

$$\varphi = 0,$$

$$\tan i_c = (c/\gamma z) / \cos^2 i_c$$

Eq. 6-2(a)

$$\text{ou } c/\gamma z = 1/2 \sin 2 i_c$$

Eq. 6-2(b)

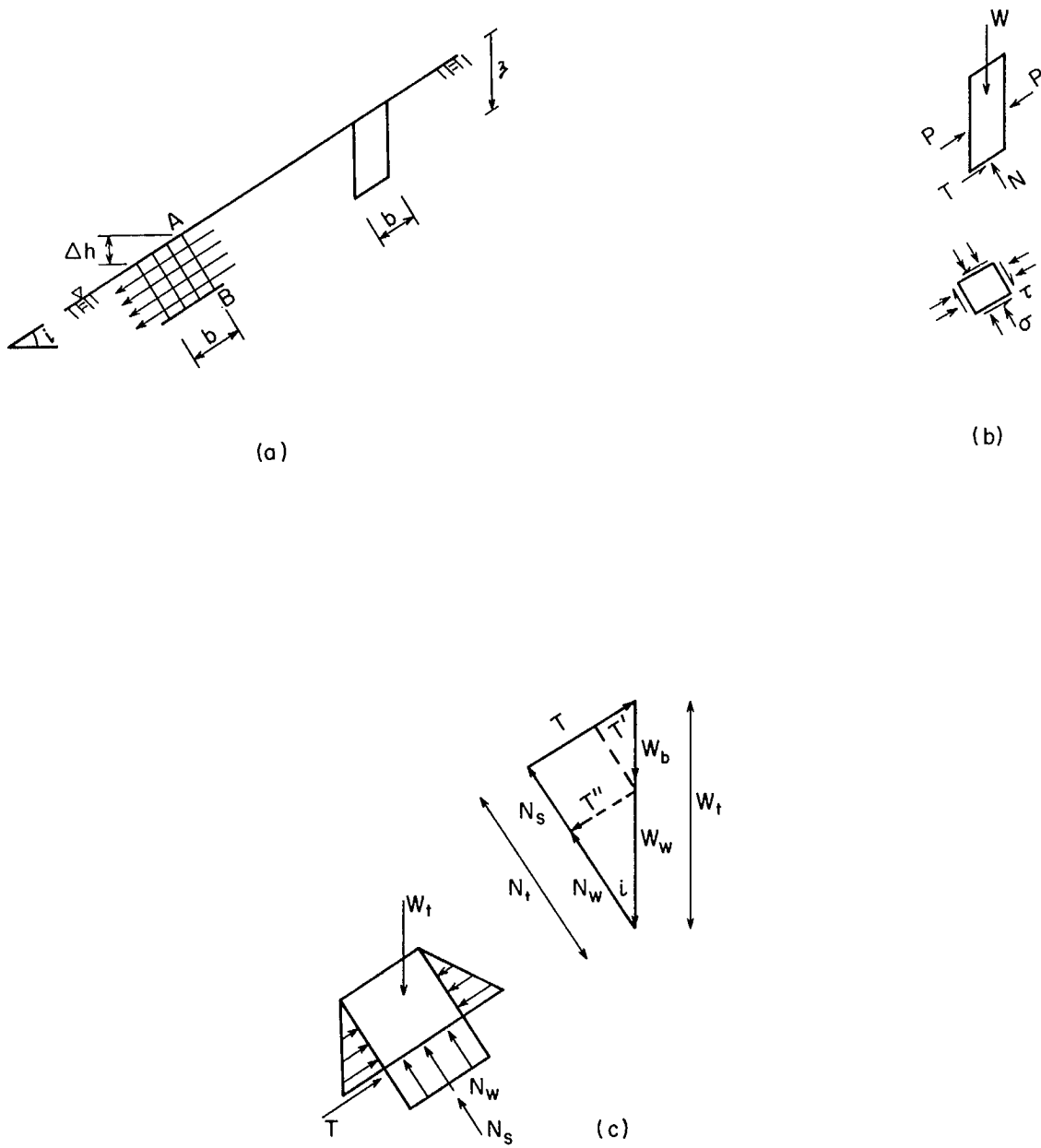


Fig. 6-1 - Analyse des contraintes engendrées par la percolation d'eau dans un talus.

D'après les équations 6-1(a) et 6-2(b), on voit que l'angle critique de la pente i_c dépend de la cohésion mais plus spécialement du paramètre sans dimension $c/(GAM \times z)$. C'est un paramètre fondamental de la stabilité des pentes dans un sol cohérent auquel nous reviendrons plus loin.

Il est maintenant possible d'examiner comment l'infiltration peut influencer la stabilité des pentes infinies. Sur la partie gauche de la figure 6-1a, des lignes équipotentielles perpendiculaires aux lignes d'écoulement ou à la surface de la pente représentent l'écoulement parallèle à la surface de la pente. On suppose que la ligne phréatique coïncide avec la surface de la pente et que le sol est isotrope. Le symbole $GAM-t$ représente la densité globale (poids de la roche et de l'eau contenue dans un pied cube de terre), $GAM-w$ représente la densité de l'eau et i_c représente l'angle critique de la pente ou l'angle de la pente qui entraînerait tout juste la rupture. Les expressions mathématiques ci-après représentent les contraintes sur des plans parallèles à la surface du sol:

$$\sigma = \gamma_t z \cos^2 i$$

$$\tau = \gamma_t z \sin i \cos i$$

A la figure 6-1(a), AB représente une ligne équipotentielle. Par conséquent, la charge hydraulique en B est égale à $AB \cos i$. En d'autres termes, la pression neutre ou la pression interstitielle u_B en B est:

$$u_B = \gamma_w AB \cos i = \gamma_w (z \cos i) \cos i$$

Donc, dans un sol pulvérulent, la résistance maximum au cisaillement serait de:

$$\tau_f = (\gamma_t z \cos^2 i - \gamma_w z \cos^2 i) \tan \varphi$$

A la rupture:

$$\tau_f = \tau = \gamma_t z \sin i_c \cos i_c$$

$$\therefore \tan i_c = \frac{\gamma_t - \gamma_w}{\gamma_t} \tan \varphi$$

Eq. 6-3

L'équation 6-3 indique que l'infiltration réduit l'angle critique de la pente. Pour illustrer la nature de cette réduction, supposons que $\varphi = 45^\circ$ et que $GAM-t = 170 \text{ lb/pi.}^3$ (2720 kg/m^3). Il est possible ensuite de calculer la réduction de l'angle de pente stable au moyen de l'équation 6-3:

$$\tan i_c = \frac{170 - 62.4}{170} \tan 45$$

$$i_c = 32.4^\circ$$

Alors que la pente dans un matériau pulvérulent serait normalement stable jusqu'à un angle de 45° , l'infiltration réduirait l'angle critique à 32.4° . Donc, il est évident que l'infiltration est un facteur très important de la stabilité des talus.

On peut faire une analyse semblable pour un talus dans un matériau cohérent et on obtient les équations suivantes:

$$\tan i_c = \frac{c}{\gamma z \cos^2 i_c} + \frac{\gamma_t - \gamma_w}{\gamma_t} \tan \varphi \quad \text{Eq. 6-4(a)}$$

$$\frac{c}{\gamma z} = \cos^2 i_c \left(\tan i_c - \frac{\gamma_t - \gamma_w}{\gamma_t} \tan \varphi \right) \quad \text{Eq. 6-4(b)}$$

On peut analyser en détail la nature des forces provoquées par l'infiltration. La figure 6-1(c) représente les forces et les pressions hydrostatiques qui agissent sur un élément contigu à la surface. Comme indiqué, on peut alors tracer un diagramme de forces dans lequel N_t est la réaction normale totale qui se compose de la pression d'eau N_w et de la force N_s exercée entre les solides. Le poids total W_t de l'élément est égal au poids d'un même volume d'eau W_w plus le poids apparent des solides, W_s . Donc:

$$N_t = W_t \cos i = N_s + N_w$$

$$\therefore N_s = W_t \cos i - N_w = W_t \cos i - W_w \cos i$$

$$\therefore T_f = N_s \tan \varphi$$

$$T_f = T = W_t \sin i_c$$

A la rupture:

$$\therefore \tan i_c = \frac{W_t - W_w}{W_t} \tan \varphi$$

Le résultat de l'analyse précédente est essentiellement le même que celui que représente l'équation 6-3. Dans cette analyse, la force T peut être considérée comme étant la réaction tangentielle requise au bas de l'élément pour maintenir l'équilibre, c'est-à-dire qu'elle est d'une grandeur égale à la composante du poids globale W_t qui agit parallèlement à la pente mais dans une direction opposée.

La poussée hydrostatique sur cet élément de sol est égale au volume de l'élément multiplié par la densité de l'eau et est représentée par W_w . La différence entre le poids global et la poussée de l'eau peut être appelée le poids apparent W_b de l'élément (voir le diagramme des forces à la Fig. 6-1(c)).

La composante de W_b qui agit parallèlement à la pente produirait la réaction T' (voir le diagramme des forces à la Fig. 6-1(c)). Ce qui reste de la force T doit donc être la réaction qui se produit au bas de l'élément par suite de l'infiltration. Il est évident maintenant qu'il aurait été possible de tracer un diagramme des forces en n'utilisant que le poids apparent et la force engendrée par l'infiltration, par ex. les deux forces qui tendent à produire de l'instabilité seraient, d'après la figure 6-1(c), W_b et T' . Donc, la réaction qui se produit au bas de l'élément serait composée des forces N_s et T qui s'exercent entre les particules. Ce type d'analyse comme l'analyse de la force globale examinée précédemment permettrait de trouver la même réaction (T) au point de rupture.

Si J représente la force engendrée par l'infiltration, il est possible d'obtenir la relation suivante:

$$J = T' \checkmark$$

$$= W_w \sin i$$

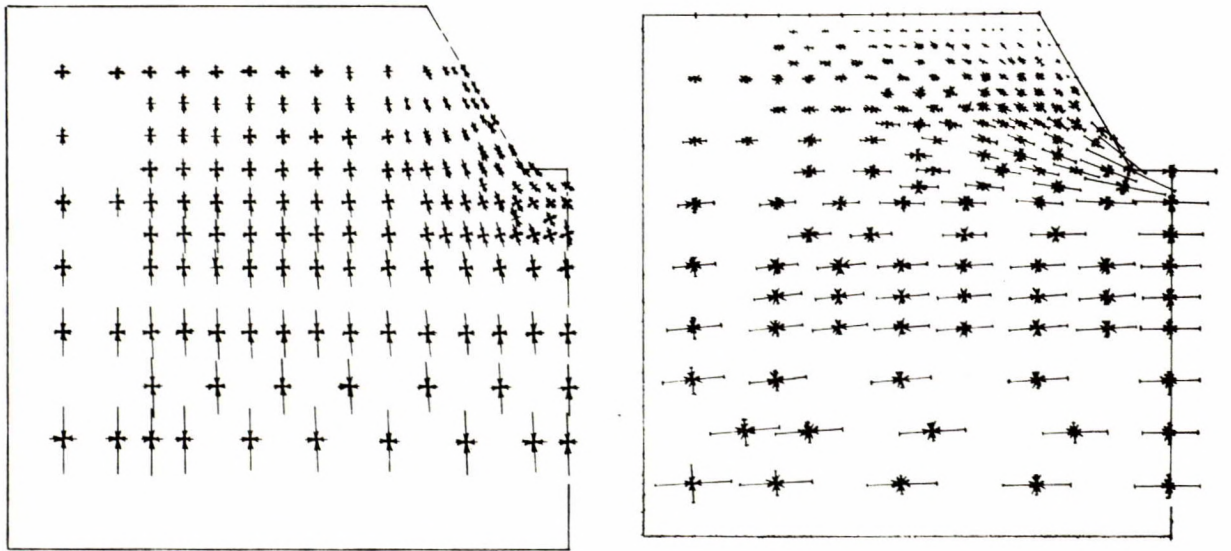


Fig. 6-2 Trajectoires de contraintes obtenues par des modèles d'éléments finis pour (a) $k = 0.33$ et (b) $k = 3$.

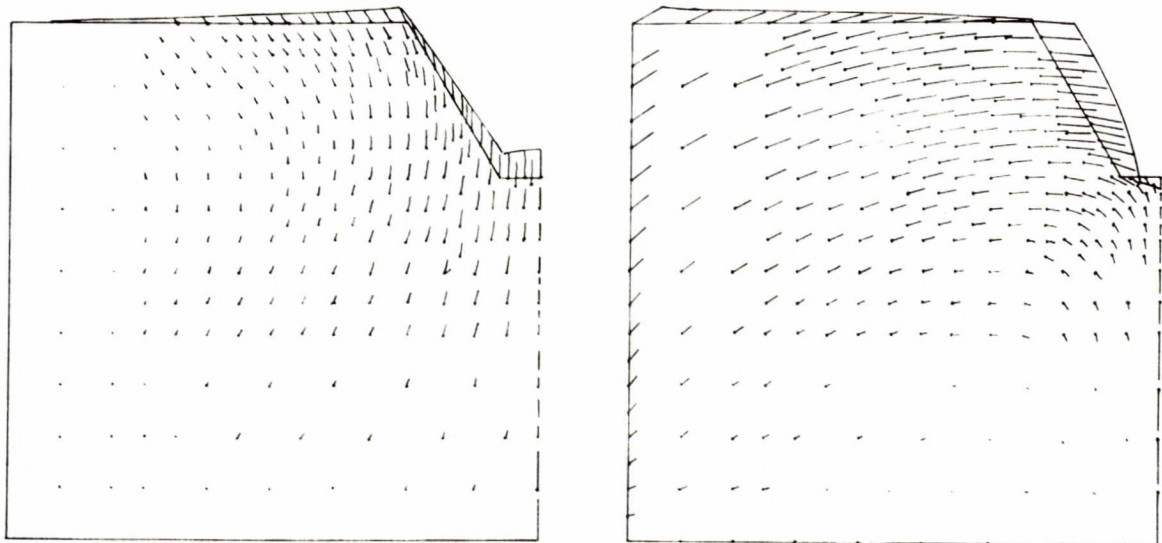


Fig. 6-3 Trajectoires de déplacements d'excavation obtenues par des modèles d'éléments finis pour (a) $k = 0.33$ et (b) $k = 3$.

$$= \gamma_w V_t \Delta h / b$$

$$= \gamma_w i_w \text{ per unit volume}$$

dans laquelle i_w est le gradient hydraulique. Cette relation permet de conclure que la force engendrée par l'infiltration sur un élément unitaire est la produit de la densité de l'eau et du gradient hydraulique en ce point.

On doit remarquer que la grandeur de la force d'infiltration ne dépend nullement de la perméabilité du sol. En d'autres termes, le volume d'écoulement des eaux souterraines n'influe pas sur la grandeur des forces d'infiltration qui s'y rapportent. Par conséquent, dans un sol dense où il se produit une certaine infiltration, bien qu'imperceptible, il existe des forces d'infiltration et la stabilité des pentes sera encore sensible aux influences conformément aux relations établies précédemment.

Il est possible d'examiner le cas plus général qui se présente lorsque la ligne phréatique ne coïncide pas avec la surface de la pente. La ligne phréatique est à la profondeur z_w et $GAM-d$ est la densité sèche du sol. L'angle critique de la pente peut être déterminé de la façon suivante:

$$u_B = \gamma_w (z - z_w) \cos^2 i$$

$$\therefore \tau_t = c + (\gamma_t z \cos^2 i - \gamma_w (z - z_w) \cos^2 i) \tan \phi$$

Au point de rupture

$$= (\gamma_d z_w + \gamma_t (z - z_w)) \sin i_c \cos i_c$$

$$\therefore \tan i_c = \frac{c / \cos^2 i_c + (\gamma_t z - \gamma_w (z - z_w)) \tan \phi}{\gamma_d z_w + \gamma_t (z - z_w)}$$

Dans les roches, puisque $GAM-t = GAM-d$:

$$\tan i_c = \frac{c / \cos^2 i_c + (\gamma_t z - \gamma_w (z - z_w)) \tan \phi}{\gamma_t z}$$

Eq. 6-5(a)

$$\text{ou } \frac{c}{\gamma_t z} = \cos^2 i_c \left(\tan i_c - (1 - (z - z_w)/z) \gamma_w / \gamma_t \tan \phi \right)$$

Eq. 6-5(b)

REPARTITION DES CONTRAINTES ELASTIQUES.

On n'a pas encore trouvé de solution mathématique à la répartition des contraintes élastiques dans un talus simple avec crête et pied. Les solutions aux problèmes associés aux coins semi-infinis nous informent d'une certaine façon sur la variation des contraintes dans les parties supérieures des talus (1). Toutefois, elles ne nous renseignent pas sur les concentrations de contraintes autour des pieds qui sont des zones de concentration critique.

La méthode des éléments finis décrite au chapitre 2 peut servir à étudier les contraintes dans les talus en tenant compte de la géométrie complexe, des différentes propriétés mécaniques dans différentes zones, des contraintes orogéniques naturelles et des effets des discontinuités. A la figure 6-2 on voit les trajectoires des contraintes principales obtenues dans deux modèles d'un long talus de 60° dans un milieu homogène isotrope dont les contraintes naturelles verticales sont dues à la force massique de gravité et les contraintes naturelles horizontales sont égales à 0.33 et à 3 fois les contraintes verticales. On a supposé ensuite que les mêmes modèles représentent des sections d'une excavation circulaire et les contraintes ont été calculées pour une géométrie axisymétrique et des contraintes naturelles. Les contraintes n'étaient pas tellement différentes de celles d'un cas de déformations planes. Les contraintes ont été calculées aussi pour les cas de contraintes naturelles non-axisymétriques, c'-a-d. que les contraintes naturelles horizontales dans la direction N-S sont différentes des contraintes dans la direction E-O. Dans ce cas, certaines des contraintes étaient très différentes, particulièrement les contraintes tangentielles perpendiculaires au plan du modèle. (On peut faire des analyses de glissement ou de résistance nulle à la traction pour des diaclases ayant des attitudes au hasard ou des attitudes dominantes et faire des analyses pour la présence de failles en des endroits particuliers).

La figure 6-3 représente dans le cas de déformation plane ci-dessus les déplacements causés par l'excavation (c'-a-d. par le changement des contraintes ou par les contraintes "d'excavation" agissant sur les surfaces de l'excavation). Il est possible de comprendre le mouvement prédominant qui se produit vers le haut (Fig. 6-3(a)) quand on reconnaît que la contrainte principale majeure due à l'excavation sur la surface de la coupe agit, en effet, vers le haut. A la figure 6-3(b), où $k = 3$, la contrainte principale majeure due à l'excavation agit vers la droite, ce qui explique le mouvement de la surface du talus.

Des contraintes résiduelles ou orogéniques élevées que représente en quelque sorte la figure 6-2(b) expliquent probablement le soulèvement du fond de la mine à ciel ouvert représentée par la figure 6-4(1); le fond s'est soulevé de 8 pi. (2.44m) pour produire une rupture par flambage. De telles contraintes naturelles horizontales qui sont souvent plus communes que les champs de contraintes gravitationnelles décrites par l'équation 2-13(2) produiront des concentrations de contraintes plus élevées, des déformations d'excavation plus importantes, une expansion plus grande dans la région de la crête, des contraintes tangentielles possibles de traction décrites précédemment à l'égard de la géométrie axisymétrique et des contraintes naturelles horizontales biaxiales, et ainsi un accroissement de l'instabilité due à des caractéristiques structurales. De telles contraintes résiduelles peuvent influencer sur l'efficacité du sautage, puisqu'il a été trouvé que les fronts se forment plus facilement lorsqu'ils sont dans la direction de la contrainte principale majeure (15).

LES ROCHES PLASTIQUES.

Les analyses des pentes fondées sur la théorie de Mohr de la résistance ne sont utilisables que lorsque le matériau est suffisamment plastique pour s'écouler sans se rompre aux points de concentration des contraintes de sorte que la contrainte de cisaillement moyenne est le facteur important en ce qui concerne la rupture. Il a été démontré que les talus dans les sols dont le coefficient de sécurité est inférieur à 1.8 ont des contraintes locales supérieures à la résistance du terrain (9).

Dans certaines circonstances, le cas relativement simple d'une rupture plane de cisaillement (Fig. 6-5(a)) qui régit la stabilité d'un talus. Dans ce cas, il est possible d'appliquer les principes de la mécanique des corps rigides pour déterminer le coefficient de sécurité:

$$F_s = (N' \tan \phi + cL) / (W \sin \beta)$$

Eq. 6-6

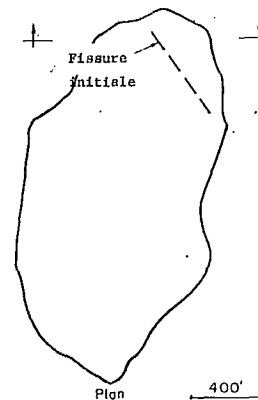
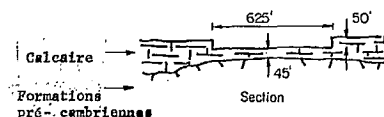


Fig. 6-4 Soulèvement du fond d'une mine à ciel ouvert.

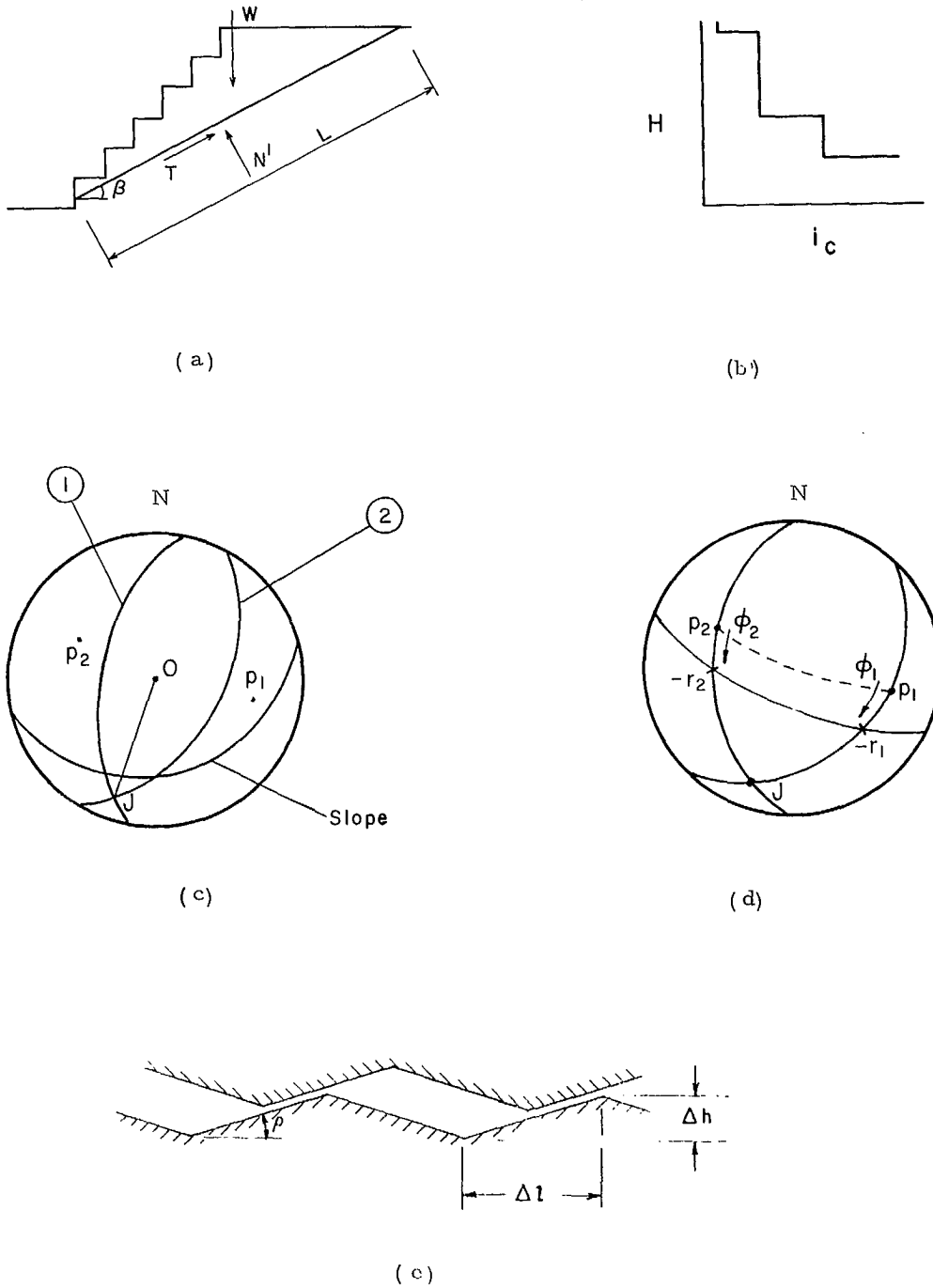


Fig. 6-5 Rupture de cisaillement plan: (a) cas 2.1, (b) Variation de l'angle critique de la pente en fonction de la hauteur, (c) Projections sur un réseau à surfaces égales d'un coin limité par deux diaclases (PHI), (d) Projections sur un réseau à surfaces égales des plans qui contiennent les réactions sur le coin (PHI), (e) Rugosité des surfaces de cisaillement (12)

si BET est supérieur à l'angle de la pente i , la valeur de F_s sera très élevée puisque le cisaillement devrait se produire dans la substance de la roche même. On peut voir que dans ces cas la variation de F_s en fonction de i se fait par étapes (Fig. 6-5(b)). La principale difficulté pratique dans ce cas consiste à repérer la surface sur laquelle le glissement se produirait.

Possédant des renseignements suffisants sur les caractéristiques structurales majeures ou les ensembles de diaclases, on peut analyser, comme indiqué à l'appendice G, en utilisant les projections graphiques (12,13), la possibilité qu'un coin de roche se détache d'un talus. Par exemple, considérons un talus excavé ayant une direction 075° et un pendage de 35° . Deux familles prépondérantes de diaclases ont les attitudes suivantes (1): $190^\circ, 60^\circ(2); 030^\circ, 40^\circ$. La figure 6-5(c) représente la projection du talus et les familles de diaclases avec leurs pôles p_1 et p_2 . La ligne OJ est la ligne d'intersection des plans des diaclases. Comme le joint J est au-delà de la projection du plan du talus, le plongement de l'intersection (qui est l'angle entre J et la circonférence du cercle) est moindre que le pendage du talus, et ainsi il est possible que le coin s'échappe du talus. Si J était en-deça de la projection du talus, l'intersection aurait un pendage plus fort et ne serait pas en plein jour par rapport à la face du talus.

Les réactions des surfaces des diaclases sur le bloc (Fig. 6-5d) se produisant dans des plans perpendiculaires aux diaclases et dans la direction OJ (si le glissement se produit sur les deux diaclases), on trace les projections de ces plans comme il est indiqué. La réaction normale du plan sur le bloc agissant en réalité dans la direction opposée au pôle du plan, il faut alors la tracer sur la projection de l'hémisphère supérieur. Pour conserver la projection de l'hémisphère inférieur, il faut reconnaître que p est l'opposé de la réaction normale. De même, la résultante R doit être tracée sur l'hémisphère supérieur. En utilisant l'hémisphère inférieur, on porte $-r$, l'opposé de r , sur le côté de p du mouvement naissant. Alors il est possible de tracer les cercles de frottement autour des pôles p_1 et p_2 . D'une autre façon, les intercepts sur les projections plans du mouvement naissant égales à FI-1 et FI-2 déterminent l'emplacement des points $-r_1$ et $-r_2$ (c'-à-d. les opposés des pôles des résultantes R_1 et R_2 qui agissent sur le bloc pour résister au mouvement).

Un plan passant par R_1 et R_2 contient la résultante de ces deux forces; sa projection (Fig. 6-5d) passe par les pôles $-r_1$ et $-r_2$. Si la projection de ce plan est du côté de O du mouvement naissant, le coefficient de sécurité est plus grand que un. En d'autres termes, l'obliquité de R est supérieure à la force gravitationnelle ou la résistance tangentielle maximale est supérieure à la composante tangentielle de la force d'entraînement. Le coefficient de sécurité F_s peut être représenté par:

$$F_s = T_f / T$$

$$\text{ou} \quad = \tau_f / \tau = \sigma \tan \phi / (\sigma \tan \theta) \quad \text{Eq. 6-7}$$

Dans cette équation T_f est la résistance maximale au glissement sur le plan, T est la composante tangentielle de la réaction du plan sur le bloc, τ est la résistance maximale au cisaillement qui peut exister sur un plan (égale à $\text{SIG} \times \tan \theta$ pour $c = 0$), SIG est la contrainte normale sur le plan, FI est son angle de frottement, TAU est la contrainte réelle de cisaillement sur le plan (égale à $\text{SIG} \times \tan \theta$), et TET est l'angle d'obliquité de la force résultante du plan sur le bloc. Il est possible de trouver les angles TET de chaque plan par tâtonnements graphiques de telle sorte que la projection plan contenant les résultantes réelles passera par O(12). On fait cela de façon à satisfaire l'équation suivante:

$$\theta_{1,2} = \tan^{-1} (\tan \phi_{1,2} / F_s).$$

L'exemple précédent serait plus complexe si des forces supplémentaires agissaient sur le bloc. On pourrait se poser des questions quant au mode de rupture naissant. On a établi des critères au sujet des différents modes (13); par exemple, si les résultantes des forces d'entraînement qui agissent sur le bloc (force de gravité, eau, tremblement de terre, etc.) ont des composantes compressives transversalement aux plans dans la direction de leurs normales (c'-à-d. si les angles entre p et $-r$ sont plus petits que 90°), le mouvement commencera à se produire le long de l'intersection des deux plans. Il s'ensuit que si la force d'entraînement résultante a une composante de traction dans la direction de la normale à un plan et exerce une compression sur l'autre plan, le mouvement naissant sera sur ce dernier.

Evidemment, il faut se rappeler que dans tout cet ouvrage, il est difficile de déterminer les valeurs de FI avec précision. Une façon de procéder consiste à déterminer le coefficient de frottement FI entre deux surfaces planes de la substance de roche et à y ajouter l'angle de rugosité $RO, (\tan^{-1} \frac{h}{\Delta l})$, indiqué aux figures 6-5e et 6-6. Le coefficient de frottement effectif serait alors $\tan(FI + RO)$. La figure 1-9 représente les différents modes de rupture par cisaillement. Il est probable que la précision de $(FI + RO)$ ne dépasserait pas $\pm 5^\circ$. Il est plus difficile encore de déterminer avec précision la cohésion sur les plans des caractéristiques structurales. On peut essayer les essais de cisaillement direct en place.

Si dans l'analyse précédente, on trouvait que le coefficient de sécurité est plus petit que un, il faudrait soit diminuer l'angle du talus soit concevoir un soutènement artificiel possible sous forme d'ancres dans la roche. Ces ancres serviraient à compenser la force excessive de gravité agissant de haut en bas sur le plan et (ou) à augmenter la réaction normale du plan sur le bloc, par conséquent, à augmenter la résistance de frottement. Il est alors possible de déterminer la réaction optimale des ancres, bien que en pratique les attitudes des trous d'ancres, compte tenu des limitations du matériel de forage et de la pose de coulis aux fins d'ancrage, sont susceptibles de restreindre les conclusions.

La recherche dans le domaine de la mécanique des sols a démontré que la rupture des talus se produit habituellement sur des surfaces courbes. En outre, il est possible d'analyser la stabilité des talus en déterminant sur une coupe la surface circulaire de rupture la plus critique (saur si la géologie est telle que la surface de rupture à certaines sections planes). Cette méthode est entièrement fondée sur des observations empiriques et n'offre aucune solution rigoureuse de la distribution des contraintes dans les talus. La rupture dans les roches incomplètes peut se produire de la même manière (3,10).

On voit à la figure 6-7a une surface typique de rupture. Le moment de rupture MF est le moment du poids W du segment de rupture autour du centre O, c'-à-d. (Wx). Le moment résistant est le produit des contraintes résistantes ou la résistance TAU-f du sol, le long de la surface de rupture, multiplié par la longueur de l'arc L et par le rayon R du cercle.

La résistance à la rupture fondée sur la théorie de Mohr de la résistance est obtenue à l'aide de l'équation 1-15: $\text{TAU-f} = c + (\text{SIG} - u) \tan \theta$. A moins que le sol soit purement cohésif, la résistance au cisaillement (TAU-f) variera le long de l'arc circulaire à cause de la variation des contraintes normales. Pour cette raison, il est de pratique courante lorsqu'on analyse un cercle d'essai de diviser le segment de rupture en une série de tranches verticales. La figure 6-7b représente une telle tranche isolée. Les forces qui agissent sur cette tranche sont le poids dW , la composante dN de la réaction normale à la surface de rupture, la composante tangentielle dT de la réaction sur la surface de rupture et les deux forces latérales F_1 et F_2 agissant sur les côtés des tranches. Ces forces latérales sont indéterminées du point de vue de la statique. Pour les solutions obtenues crayon en main, si l'on considère que ces forces sont égales et opposées, l'erreur dans l'analyse résultante est inférieure à 10% (9). Pour les solutions obtenues à l'aide d'un ordinateur, on peut inclure leurs effets (14).

Tel que susmentionné, le moment de rupture est égal à Wx ; ainsi, lorsqu'on considère que le segment est divisé en tranches verticales, MF est égal à la somme de (dWx). La force dW peut être divisée en deux composantes, l'une normale et l'autre tangentielle à la surface de glissement. La composante normale à la surface de glissement passe par le centre du cercle de rupture; ainsi il n'a aucun moment par rapport à ce point. Il en résulte que le moment de la composante tangentielle est égal au moment de rupture, c'est-à-dire somme de MF = somme de ($dT R$). Le moment résistant s'exprime ainsi par: somme ($dN \tan \theta + c dL$)R. Comme le coefficient de sécurité F_s est alors le rapport Mr/MF , le rayon R du cercle s'annule et le coefficient de sécurité devient alors:

$$F_s = \Sigma (dN \tan \theta + c dL) / \Sigma (dT).$$

Eq. 6-8

L'effet des secousses terrestres ou du sautage sur la stabilité des talus fait souvent l'objet de doutes. On peut analyser ces effets en déterminant l'accélération horizontale maximale probable qui peut s'appliquer sur le remblai (voir chapitre 8). Si l'accélération 'a' est un multiple de l'accélération du à la pesanteur, cette force horizontale s'exprime alors par (Wa) (voir la Fig 6-7). Cette force horizontale est une force massique comme l'est la force gravitationnelle. Les deux forces produisent en se combinant la force résultante F qui agit sur le segment naissant de rupture. On peut alors soutenir que le talus se trouve dans un champ de contraintes incliné qui exige de réduire l'angle du talus d'une valeur égale à l'angle de rotation qu'a effectué la force massique résultante. Dans le cas d'une rupture naissante plane de cisaillement, il est possible d'utiliser un cercle sismique comme il est décrit à l'appendice G pour faire les analyses.

Lorsqu'on a examiné les forces d'infiltration, qui sont importantes dans les talus infinis (10), on a trouvé qu'une façon de tenir compte de leurs effets consiste à utiliser la densité totale du sol (c'est-à-dire le poids des solides et de l'eau par pi^3 et l'effet des contraintes intergranulaires. Selon cette méthode, il suffit seulement de déterminer la ligne phréatique

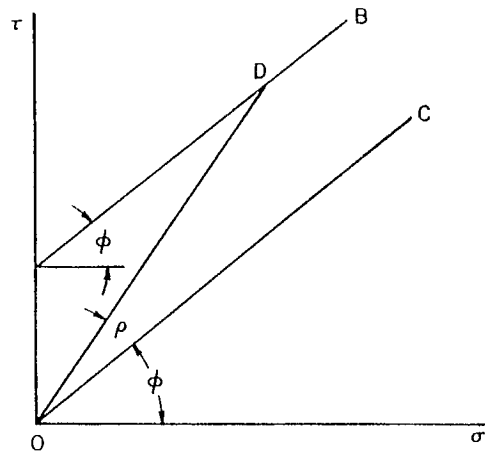


Fig. 6-6 L'effet de la rugosité sur l'enveloppe de Mohr pour des surfaces fissurées

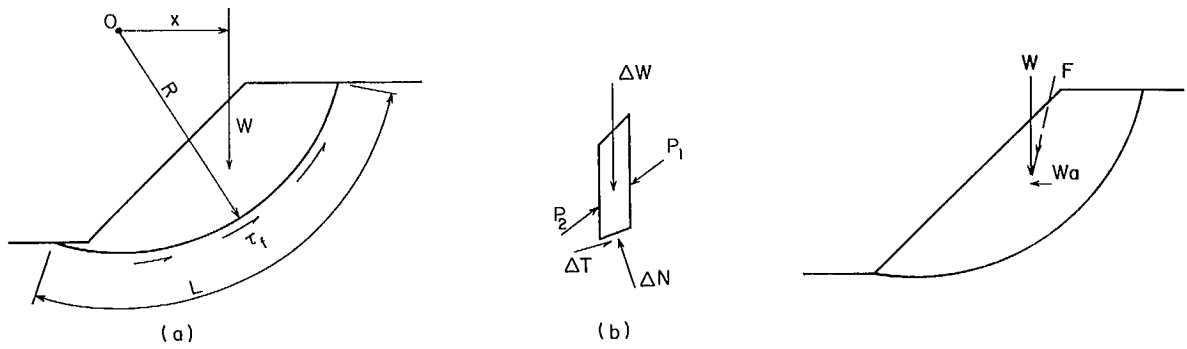


Fig. 6-7 Analyse par cercle de glissement d'un terrain plastique sous l'action d'une accélération horizontale due à une secousse terrestre

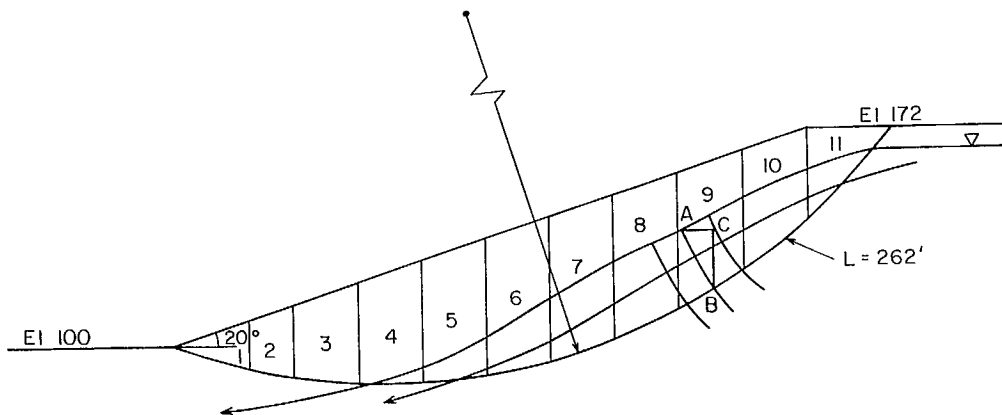


Fig. 6-8 Méthode des tranches avec l'existence de pression interstitielle

ainsi que le réseau d'écoulement dans le sol compris dans les différents segments d'essais de rupture. En utilisant la ligne phréatique et les lignes équipotentielles du réseau d'écoulement, il est possible de déterminer la pression hydrostatique u qui permet de trouver la contrainte effective normale intergranulaire, par exemple, $dN = dN - u \, dL$.

La figure 6-8 donne un exemple de talus dans lequel le phénomène de l'infiltration se produit. On trace les lignes équipotentielles qui représentent le réseau d'écoulement dans la région de la tranche no. 9. La force hydrostatique en B est représentée par la ligne équipotentielle AB et est égale à la pression d'eau CB. Avec ces renseignements, la force hydrostatique U dans chaque tranche peut être déterminée (voir le tableau ci-après). Pour ce sol, $GAM = 125 \text{ lb/pi}^3$ (2000 Kg/m^3), $F_1 = 22^\circ$ et $c = 300 \text{ lb/p}^2$ (2.07 MN/m^2). Donc,

Tranche	dW	dT	dN	U	N'
1	26k	-7k	25k	0k	25k
2	34	-7	33	0	33
3	67	-7	66	0	66
4	95	-1	95	2	93
5	110	11	110	5	105
6	125	24	123	7	116
7	124	37	118	9	109
8	123	49	113	11	102
9	116	59	100	13	87
10	100	61	79	13	66
11	62	45	44	7	37
		264			839

$$F_s = (839 \times 0.40 + 0.30 \times 262) / 264 = 1.57$$

On a fait l'analyse précédente sans tenir compte de la troisième dimension. En d'autres termes, on n'a pas tenu compte de la résistance des extrémités du segment du cylindre de rupture. C'est normalement une méthode de calcul sûre; toutefois, tout dépend de la façon de déterminer les paramètres de résistance du sol.

Si l'on obtient les paramètres de résistance du sol par l'analyse des glissements précédents, ne pas tenir compte des effets finals peut donner des paramètres de résistance calculés plus élevés que ceux qui sont valables pour le sol (3). Ainsi, tandis qu'il peut y avoir eu certains glissements où le segment de rupture était très étroit dans le plan et où la contribution des extrémités aurait pu être très importante, le calcul pourrait être long au point que toute aide des extrémités serait inutile.

Par contre, si l'on obtient des paramètres de résistance valables par des essais en laboratoire, ne pas tenir compte de la contribution des extrémités serait une méthode de calcul sûre.

On peut analyser la résistance des extrémités pour tout segment de rupture particulier. Toutefois, il y a lieu de reconnaître que la déformation unitaire en travers du segment, comme il est indiqué à la Fig. 6-9, constitue une zone dans laquelle toute la résistance potentielle au cisaillement n'est pas mise en jeu au moment où la base du segment se rompt. que la résistance soit finalement mise en jeu ou non dépend dans une grande mesure des propriétés plastiques du sol.

D'autre part, la rupture aux extrémités pouvant se produire par suite de l'apparition d'une série de fissures de traction diagonales comme l'indique la Fig. 6-9; dans ce cas, l'analyse de la résistance au cisaillement des extrémités n'est pas pertinente. De plus, le segment de rupture réel ayant souvent la forme d'une cuiller plutôt que d'un cylindre, l'analyse des effets d'extrémités est rendue plus difficile.

Toutefois, il y a lieu d'éviter, si possible, des configurations qui éliminent l'assistance des extrémités, telle qu'au point A (Fig. 6-9c) qui représente le plan d'une mine à ciel ouvert. En outre, les zones faibles dans les parois de l'excavation de mine seraient plus stables si elles avaient une configuration concave, dans le plan plutôt qu'une configuration à lignes droites. Dans les cas où les talus ont une courbure concave dans le plan, il peut se produire une action de voûte horizontale.

La Fig. 6-10 montre les résultats de l'analyse fait sur l'efficacité de l'action de voûte horizontale dans le cas d'un sol ayant un angle de frottement interne de 40 degrés (6). Dans cette figure, i_c représente l'angle moyen du talus au moment de la rupture, et la cohésion apparaît dans le paramètre sans dimensions $2R \, GAM/c$ où R est le rayon de courbure dans le plan des talus, GAM est la densité du sol et c est la cohésion. Dans ce cas, l'action de voûte horizontale devient importante lorsque le rayon de courbure de la paroi, dans le plan, est inférieur à environ $150c/2GAM$ ou $75c/GAM$, de telle sorte que si $c = 3400 \text{ lb/pi}^2$ (0.16 N/m^2) et $GAM = 170 \text{ lb/pi}^3$ (2720 Kg/m^3), le rayon est égal à 1,500 pieds (458m).

Les discussions et les analyses précédentes indiquent que l'angle de pente maximum est une fonction des paramètres sans dimensions suivants:

$$i_c = f(c/\gamma H, q/\gamma H, d_w/H, d_f/H, \phi) \quad \text{Eq. 6-9}$$

d_w étant la profondeur jusqu'à la nappe d'eau souterraine derrière le talus (Fig. 6-11), d_f , la profondeur de la fissure de traction à la crête et q , la surcharge sur la crête du talus.

Si le coefficient de sécurité se définit comme étant le rapport du moment résistant au moment de rupture, ce coefficient est aussi égal au rapport de la résistance au cisaillement à la contrainte de cisaillement. Par conséquent, le coefficient de sécurité F_s dans lequel c est la mesure d'une partie de la résistance au cisaillement et $GAM \times H$ est une mesure de la majeure partie des contraintes de résistance au cisaillement peut prendre la forme suivante:

$$F_s = Nc/\gamma H \quad \text{Eq. 6-10}$$

Dans cette équation, N décrit comme étant le nombre de stabilité comprend les effets de F_1 et de i . Les facteurs qui restent (voir l'équation 6-9) servent de corrections spéciales comme il est expliqué ci-après. Le nombre de stabilité N a été établi en fonction d'un autre paramètre (LAM) qui est la mesure des résistances au cisaillement relatives qui proviennent du frottement et de la cohésion (7) comme le représente l'équation suivante:

$$\lambda = \tan \phi \gamma H / c \quad \text{Eq. 6-11}$$

Ainsi, il est possible de déterminer la valeur de N en calculant LAM pour une valeur particulière de i au moyen des courbes de stabilité (Fig. 6-12).

Si une surcharge "q" est appliquée à la crête du talus, il est possible de modifier l'équation du coefficient de sécurité pour cette condition (7):

$$F_s = \frac{\mu q N c}{\gamma H + q} \quad \text{Eq. 6-12}$$

μ -q étant un coefficient de réduction qui varie en fonction de $q/GAM \times H$ et de i (7). (voir la Fig. 6-13).

Dans le cas où il existe une nappe d'eau souterraine derrière le talus (voir la Fig. 6-11), la densité qu'il faut utiliser dans l'équation du coefficient de sécurité est la densité totale (c'est-à-dire, le poids de l'eau plus celui des matières solides); toutefois, il faut utiliser la densité effective pour le paramètre LAM comme le montre l'équation suivante:

$$\lambda = \tan \phi \frac{\gamma_c H - \gamma_w H_w}{\mu_w c} \quad \text{Eq. 6-13}$$

H_w étant la hauteur de la nappe d'eau souterraine derrière le talus mesurée depuis l'élévation du pied du talus (Fig. 6-11) et μ_w étant un coefficient de réduction (Fig. 6-14) qui varie en fonction de H_w/H et de i (7).

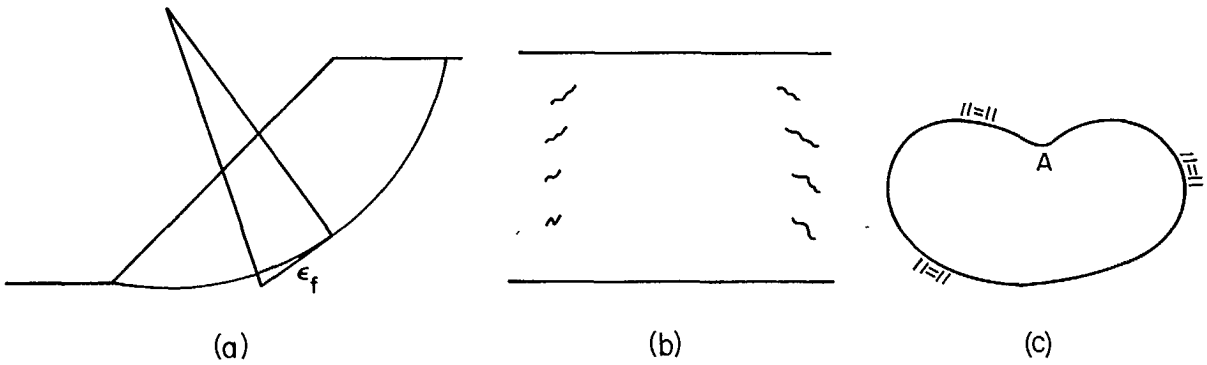


Fig. 6-9 - Quelques exemples de déformation unitaire et d'effets géométriques

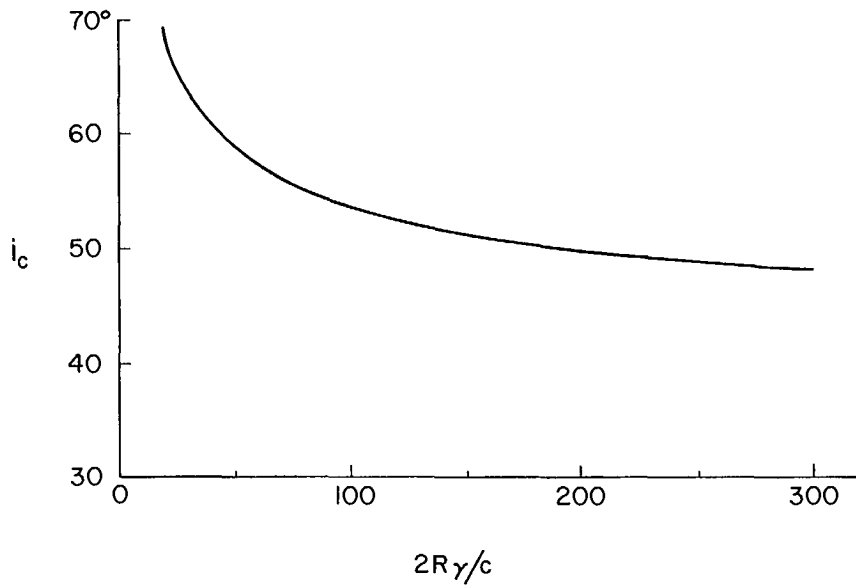


Fig. 6-10 - L'effet du rayon de courbure R, des parois d'une excavation sur l'angle critique i_c de pente (6)

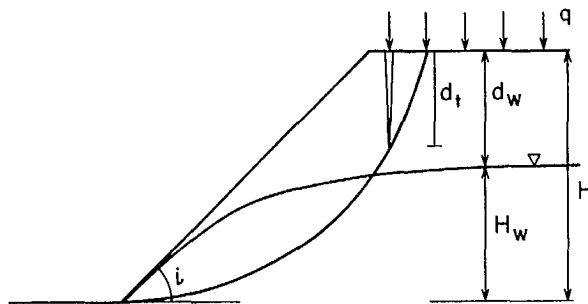


Fig. 6-11 Un prototype des conditions d'un talus dans un terrain plastique pour l'analyse de cercle de glissement

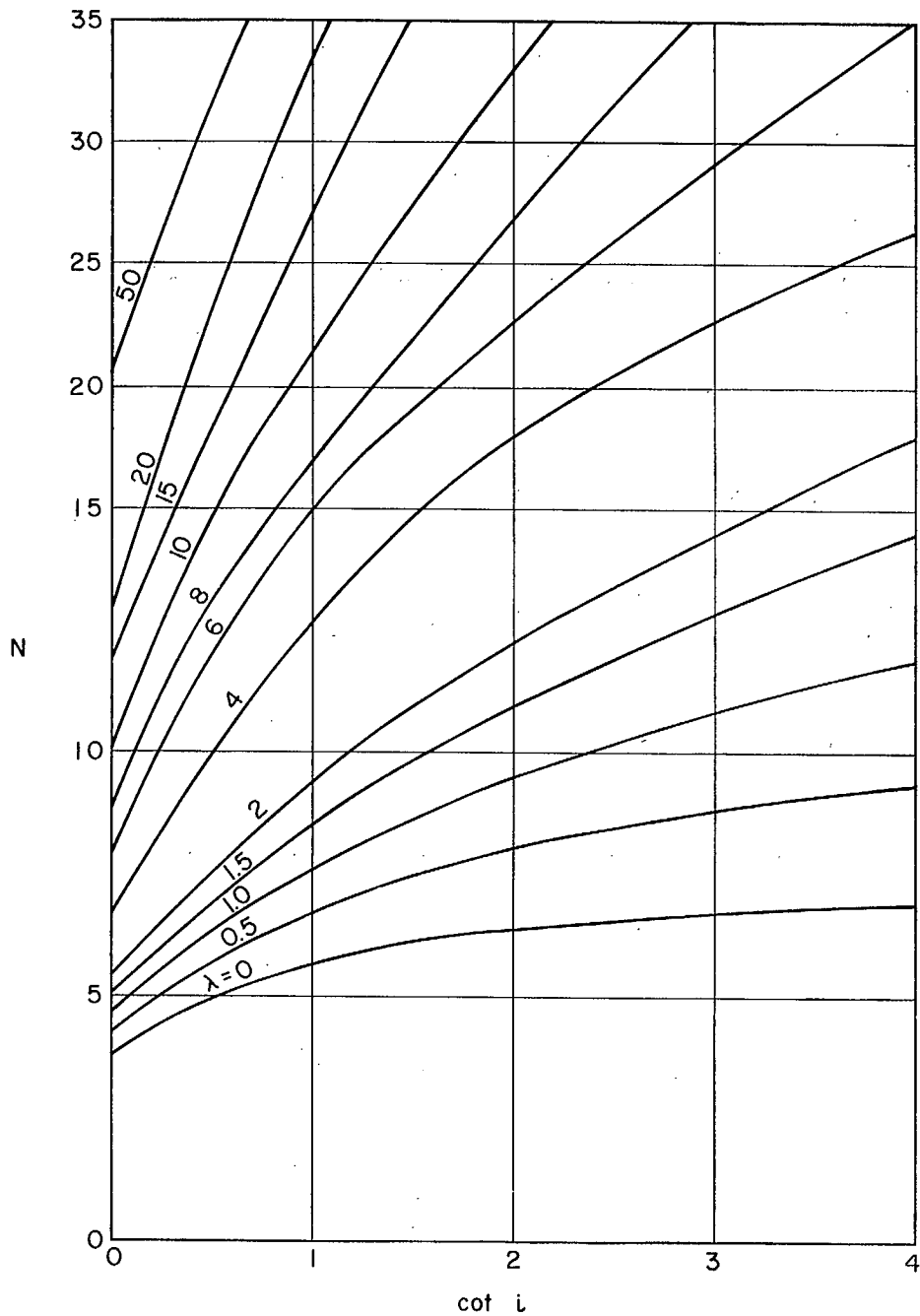


Fig. 6-12 - Effet de l'angle de pente (i) sur le nombre de stabilité (N) (7)

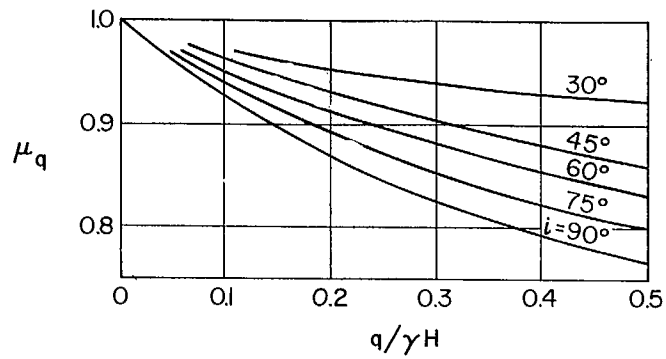


Fig. 6-13 Effet de la surcharge (q) sur le coefficient de réduction μ_q (7)

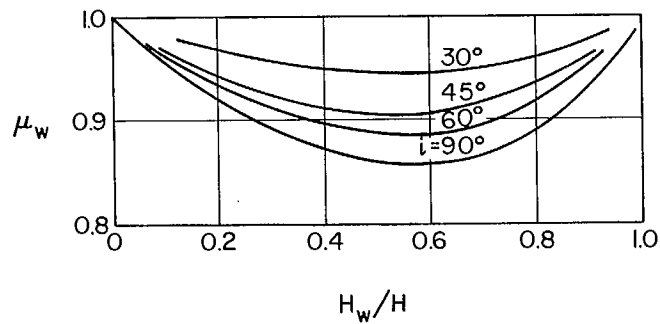


Fig. 6-14 Effet de la hauteur de l'eau souterraine H_w sur le coefficient de réduction μ_w (7)

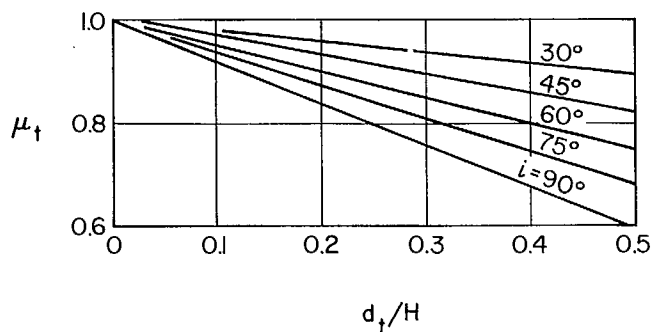


Fig. 6-15 Effet de la profondeur d_t des fissures de traction sur le coefficient de réduction μ_t (7)

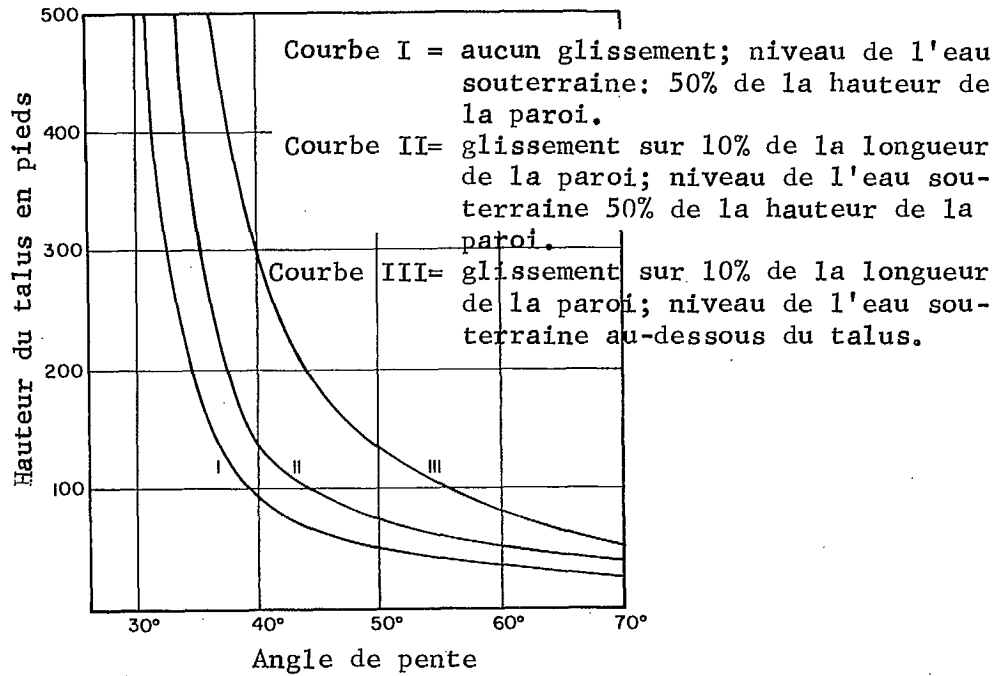
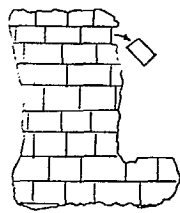
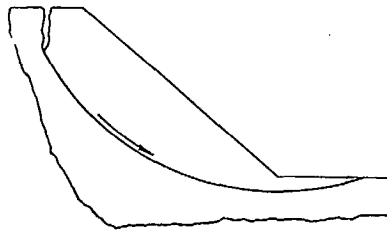


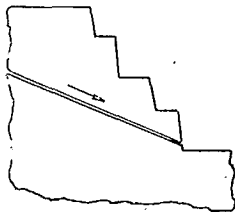
Fig. 6-16 Courbes typiques de stabilité dans la roche incompétente



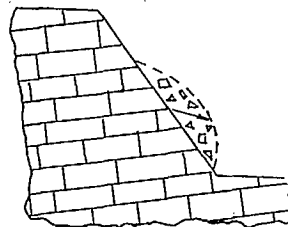
(a) Eboulement de roche



(b) Cisaillement circulaire



(c) Cisaillement plan



(d) Coulée de blocs

Fig. 6-17 Classification des types de ruptures des talus.

S'il se produit une fissure de tension, l'équation du coefficient de sécurité est modifiée par un coefficient de réduction μ_t qui varie en fonction de la profondeur de la fissure "d" et de i (voir la Fig. 6-15) (7). On suppose que la fissure est pleine d'eau, ce qui engendre une force hydrostatique s'ajoutant au moment de rupture. Ainsi,

$$F_s = \frac{\mu_t c N}{\gamma H} \quad \text{Eq. 6-14}$$

En combinant tous ces facteurs, il est possible de résumer comme suit les équations qui déterminent le coefficient de sécurité:

$$F_s = c N / P_d \quad \text{Eq. 6-15}$$

$$P_d = \frac{\gamma_t H + q}{\mu_q \mu_t} \quad \text{Eq. 6-16}$$

$$\lambda = \tan \varphi p_e / C \quad \text{Eq. 6-17}$$

$$p_e = \frac{\gamma_t H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w} \quad \text{Eq. 6-18}$$

Avec les courbes générales (Fig. 6-12, 6-13, 6-14, et 6-15), il est inutile d'utiliser la longue méthode qui consiste à déterminer les cercles critiques par approximations successives. Toutefois, il convient de reconnaître qu'on a fait les suppositions suivantes: (1) la surface de rupture est cylindrique; (2) l'analyse bi-dimensionnelle est valable, c'est-à-dire, il existe une contrainte plane et l'aide des extrémités est ignorée; (3) la résistance du sol au cisaillement est régie par la théorie de Mohr de la résistance; (4) la résistance maximale au cisaillement est mise en jeu au moment de la rupture sur tout point de la surface du talus; (5) il est possible de ne pas tenir compte des contraintes horizontales sur les côtés verticaux des tranches; (6) le talus a l'aspect géométrique simple de la Fig. 6-11. Dans les cas qui s'écartent de ces suppositions, en particulier ceux dont la géométrie est complexe, il y a lieu de faire une analyse par cercle d'essai individuel.

Il faut reconnaître, comme l'explique le chapitre 1, que dans le cas des phénomènes de rupture, même ceux qui se produisent dans un matériau supposé uniforme, la résistance des échantillons ou des cas individuels varie. En général, cette variation a une répartition statistique autour d'une valeur moyenne. L'objectif ultime consiste à reconnaître cette variabilité et à s'occuper des probabilités de rupture.

Par exemple, la Fig. 6-16 contient une série de courbes établissant la relation entre la hauteur du talus et l'angle maximal de pente (3). La courbe I s'applique au cas où il ne se produit aucun glissement et où la hauteur de la nappe d'eau souterraine est égale à la moitié de la hauteur du talus. Dans ce cas, un coefficient de sécurité de 1 est appliqué à la résistance pour laquelle 99% des résultats d'épreuve sont plus élevés que la résistance spécifiée.

La courbe II (Fig. 6-16) représente les mêmes conditions de nappe d'eau souterraine que celles de la courbe I, mais la résistance choisie est telle que la probabilité de rupture est de 10 pour cent. Ce qui signifie que les angles de pente peuvent être beaucoup plus grands pour une hauteur donnée de talus.

La courbe III représente la même probabilité de rupture que la courbe II, mais la nappe d'eau souterraine n'influe pas sur la stabilité des talus. Ici, les pentes peuvent être beaucoup plus raides.

En plus d'illustrer l'importance de l'eau souterraine dans la détermination de l'angle de pente, ces courbes indiquent que, même s'il y a une variation modérée des propriétés de résistance, l'angle de pente nécessaire pour éliminer toutes les ruptures serait en général inacceptable parce que trop petite.

Reconnaissant qu'il faut s'attendre à certains glissements si l'exploitation est faite avec un maximum d'économie (c'est-à-dire, le coût de quelques glissements au cours de l'existence d'une mine à ciel ouvert est inférieur au coût des travaux de décapage à faire pour éliminer tous les glissements, il devient indispensable d'adopter des méthodes d'inspection et d'exploitation capables d'assurer la protection des vies humaines. Ces méthodes consistent à faire des observations, selon un certain calendrier, des crêtes critiques des parois, enlever sans exception toutes les roches qui deviennent meubles et étudier l'importance qu'il y a de réduire le volume des roches meubles en modifiant les méthodes de sautage.

TYPES DE RUPTURE DE TALUS

Bien qu'on classe souvent les ruptures de talus en de nombreux groupes ayant des caractéristiques distinctes, la plupart des ruptures appartiennent à l'un de quatre types (voir la Fig. 6-17). Les quatre types suivantes de rupture se distinguent surtout par le mécanisme de rupture du sol.

a) Les éboulements des roches se produisent lorsque des roches s'accumulent sur la face d'un talus dont l'angle de pente est supérieur à l'angle de repos de ces roches. Les blocs de roche tombent ou roulent jusqu'au pied du talus. La cause de ce type de rupture de talus est le résultat d'une pente de résistance à la traction de la masse, par exemple les intempéries peuvent attaquer tout liant qui peut exister entre les surfaces de contact.

b) La rupture par cisaillement circulaire se produit lorsqu'un segment de talus se rompt par suite de la rotation d'une masse (voir la description précédente) sur un arc plus ou moins circulaire. L'insuffisance de la résistance au cisaillement pour la géométrie du talus, à ce moment là, serait la cause de la rupture. Ce type de rupture exige un certain ajustement plastique des concentrations de contraintes comme le décrit la section consacrée aux talus de roches plastiques.

c) Le cisaillement plan décrit la rupture (voir la Fig. 6-17c) où le glissement se produit le long d'un plan de faiblesse géologique. La rupture serait le résultat de l'insuffisance de la résistance au cisaillement le long du plan, pour la géométrie du talus.

d) La rupture par coulée de blocs se produit dans une masse rocheuse uniforme et dure ne comportant pas de points faibles qui permettent la rupture par cisaillement plan. La méthode de rupture est imaginée comme étant un dépannage général de la masse rocheuse par suite de l'écrasement des blocs de roche cassante aux joints de contrainte les plus élevés.

Dans la rupture par coulée de blocs, la roche se brise probablement aux points de concentration des contraintes et perd toute la cohésion qui existait. Une charge accrue se produit sur la roche adjacente dont la résistance à son tour est excédée. On croit que ce phénomène se poursuit progressivement jusqu'à ce qu'il se produise une rupture générale de la masse rocheuse. Ce type de rupture ne produit pas un segment distinct de sol qui se déplace, mais il est plutôt caractérisé par la déformation interne associée à la plupart des types de rupture par coulée. Il est peu probable que le plan initial de rupture soit circulaire au plan et aucune prévision ne peut être faite.

Un exemple remarquable de rupture typique par coulée de blocs est le fameux éboulement de Frank alors que 80 millions de tonnes de roches se sont écoulées comme une masse fluide sur 2 1/2 milles (3022m) en moins de 100 secondes. Les témoins du phénomène ont dit que la masse s'est déplacée comme un liquide visqueux. Les blocs variaient en grosseur, depuis la poudre jusqu'à des pièces de 40 pieds (12.2m); le plus grand nombre des roches mesuraient entre 3 et 20 pieds (.92m - 6.1m) (8).

La Fig. 6-18 représente la géométrie du talus où s'est produit l'éboulement de Frank. L'angle de pente maximum était de 53 degrés et la hauteur de 2100 pieds (640m). La roche calcaire était inclinée d'un angle de 49 degrés dans le talus et contenait une famille considérable de diaclases et de plans de cassure. La Fig. 6-18 montre aussi les limites de la masse qui s'est détachée.

De nombreux facteurs en se combinant ont accru les contraintes de cisaillement ou diminué la résistance au cisaillement de la masse de telle sorte que la rupture s'est produite. Les températures durant les jours qui ont immédiatement précédé la rupture ont varié entre 70°F le jour et 0°F la nuit; la neige fondait le jour et l'eau qui s'introduisait dans les fissures gelaît la nuit. L'infiltration générale d'eau dans le sol avait augmenté les contraintes de cisaillement. La présence de

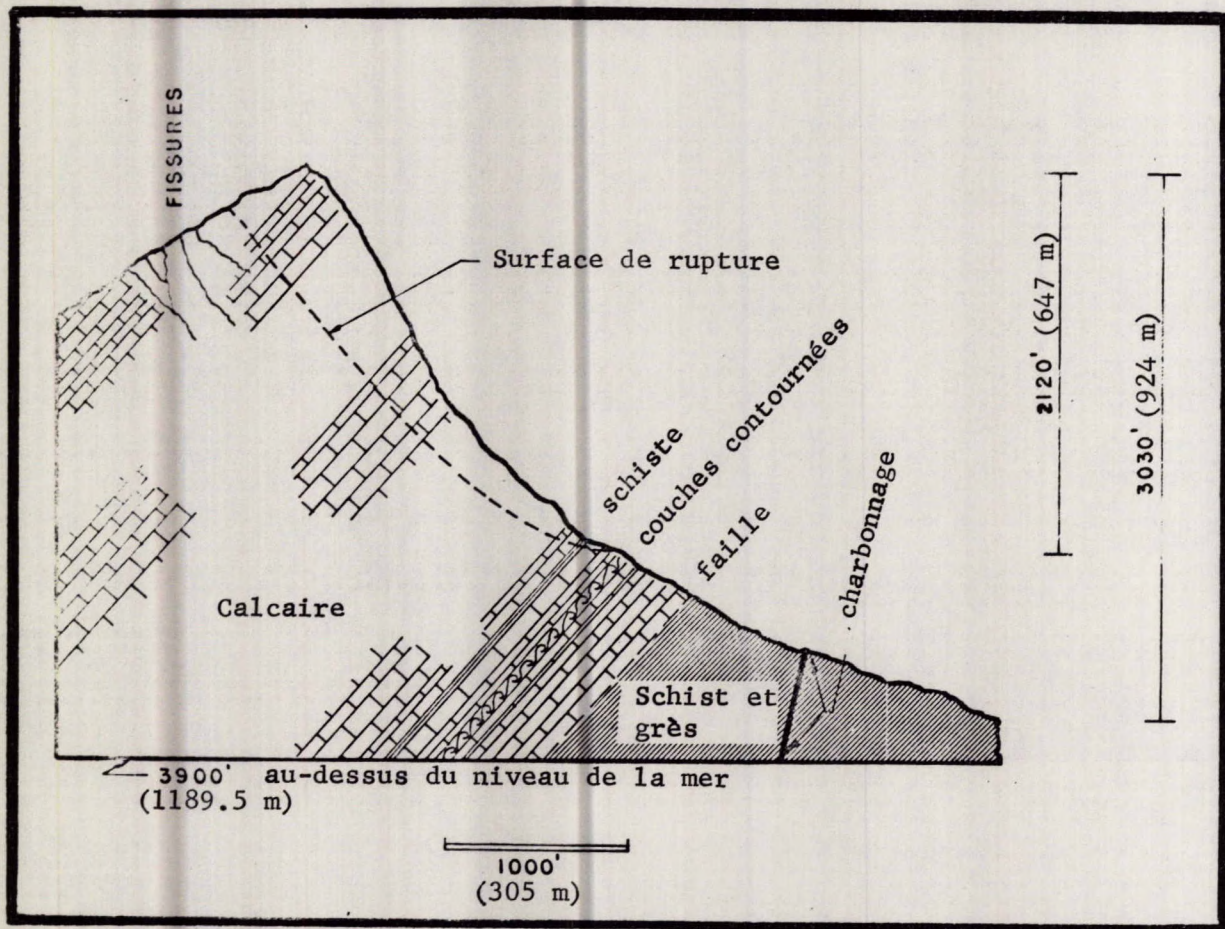


Fig. 6-18 Un cas possible d'une rupture par coulée de blocs.

couches compressibles de schiste argileux et de grès sous la roche calcaire au pied du talus a probablement aggravé la distribution des contraintes. Les travaux souterrains effectués au pied du talus ont augmenté à cet effet. En outre, les secousses terrestres qui s'étaient produites les mois précédents ont pu diminuer la résistance de la masse rocheuse.

PREVENTION ET CONTRÔLE

En général on peut considérer qu'une rupture se produit par suite soit d'une augmentation des contraintes soit d'une diminution de la résistance. La prévention et le contrôle consiste donc à empêcher les contraintes d'augmenter ou la résistance de diminuer.

Il est possible d'empêcher l'éboulement des roches en donnant aux talus des angles inférieurs à l'angle de repos des roches meubles. Cela explique pourquoi les pentes de tant de mines à ciel ouvert n'excèdent pas 45 degrés. Dans le cas où l'on adopte cette solution pour empêcher l'éboulement des roches, il peut être nécessaire d'établir un système d'inspection pour empêcher que les pentes ne soient accrues, particulièrement aux endroits où une masse dure recouvre une roche tendre, par perte de matière au pied du talus, soit par l'érosion des ouvrages bordant une rivière soit par l'excavation fait sans discrimination dans les mines à ciel ouvert.

Dans le cas où des pentes supérieures à l'angle de repos sont acceptées, il y a lieu de tenir compte des facteurs qui diminuent la résistance à la traction dans la roche. Le sautage qui a produit la pente peut avoir diminué la résistance de la roche. Dans ce cas, un programme d'écaillage peut être suffisant pour contrôler l'éboulement des roches meubles. On encore, le coût supplémentaire d'utiliser des trous de mine plus rapprochés et d'utiliser des charges moins puissantes peut être compensé par la réduction de la quantité de roches meubles produite.

La roche en surface peut être détériorée aussi par la dilatation de l'eau qui se congèle dans les diaclases par l'action de l'air et de l'eau sur les matières de la diacrise, et par la dilatation des matières de la diacrise telles que le mica et l'anhydrite exposés aux intempéries. Dans ce cas, il peut être utile de faire le drainage de l'eau au sommet du talus.

On peut empêcher l'éboulement de roches de telles faces dans des zones spéciales et limitées en boulonnant la roche. On peut aussi contrôler les éboulements en recouvrant des espaces limités d'un grillage boulonné ou non.

Dans certains types de roche il est possible d'avoir des pentes raides sans danger de rupture en profondeur. En même temps, la production de roches meubles sur la face se ferait en telle quantité qu'elle remplirait les gradins et, effectivement, l'angle de repos deviendrait l'angle actuel de pente. Dans ces circonstances, il serait en général impossible d'établir une pente plus raide que l'angle de repos des roches meubles.

La rupture par cisaillement circulaire peut être causée par un accroissement des contraintes de cisaillement. Les deux causes les plus directes de ces accroissements sont d'une part l'augmentation de l'angle de pente et d'autre part l'augmentation de la hauteur totale du talus. En général, ces facteurs feraient l'objet de calculs; toutefois, il est possible que les équipes de construction ou d'exploitation fassent des excavations au pied du talus augmentant ainsi effectivement l'angle de pente et ignorent les implications concernant la stabilité du talus. En outre, la présence de cavernes inconnues dans la zone du pied peut entraîner un accroissement imprévu des pentes.

Le déchargement de stériles au sommet du talus, ce qui peut devenir une pression de surcharge "q" (Fig. 6-11), peut augmenter les contraintes de cisaillement. Dans le cas où le déchargement de stériles créerait une condition critique, il faut placer les stériles suffisamment loin de la crête du talus pour ne pas en compromettre la stabilité, c'est-à-dire, normalement à hauteur environ du talus.

L'autre processus important d'augmentation des contraintes de cisaillement dans les talus se produit par l'infiltration de l'eau parallèlement à la pente. Il est commun que l'éboulement débute durant l'écoulement du printemps ou après de fortes averses de pluie. L'effet sur un talus autrement stable, comme le montrent les calculs précédents, peut être considérable.

On peut améliorer la stabilité en éloignant du talus les eaux d'infiltration, en les captant au moyen de drains en surface avant leur arrivée dans la zone du talus et au moyen de tunnels de drainage souterrains. On peut aussi pratiquer des puits verticaux depuis la crête du talus ou des galeries horizontales à partir du pied du talus. Toutefois, il est très difficile de faire baisser effectivement et économiquement le niveau des eaux souterraines dans la plupart des masses rocheuses. Si ces opérations remportent un certain succès dans les sols meubles, rien n'en garantit le succès dans la roche.

Les fissures communes de traction qui se produisent dans la crête et réduisent la longueur de la surface de rupture peuvent aussi augmenter les contraintes de cisaillement. Ces fissures peuvent se remplir d'eau dont la force hydrostatique s'ajoute au moment de rupture du segment rotatoire. Heureusement, l'influence de ce facteur n'est pas particulièrement grande. L'aspect le plus important est que les fissures qui se remplissent d'eau constituent des réservoirs qui alimentent en eau l'infiltration dans le talus. Par conséquent, il serait utile, si possible, de drainer l'eau qui s'accumule dans ces fissures de traction.

Un facteur qui, chose étonnante, est souvent considéré comme n'ayant aucune importance, bien qu'il puisse causer à la fois un accroissement des contraintes et une diminution de la résistance, est l'effet des travaux souterrains dans la zone sous le talus d'une mine à ciel ouvert. Même un foudroyage modéré (voir le chapitre 5) peut causer la formation de voûtes dans les terrains sus-jacents qui augmentent les contraintes aux culées des voûtes. Ces zones d'appui peuvent déjà être des zones de contraintes élevées à cause du talus. La combinaison peut, comme cela s'est produit souvent, produire une rupture dans cette partie de la paroi de l'excavation. En même temps tout foudroyage peut rompre la résistance de la masse rocheuse.

Pour empêcher la résistance au cisaillement de diminuer, il faut surtout contrôler les eaux tant superficielles que souterraines. La présence de l'eau elle-même contribue à la dégradation des roches par son action physique et chimique. Ainsi, éloigner l'eau du talus aide à prévenir une diminution de la résistance au cisaillement.

Un autre mécanisme qui peut réduire la résistance au cisaillement se rencontre dans les schistes tendres. Lorsque par une excavation on diminue la charge sur les schistes il en résulte une tendance à la dilatation. L'eau interstitielle des schistes peut empêcher la dilatation finale. La tendance qu'ont les schistes à se dilater met l'eau sous tension ou crée une pression piézométrique négative. Éventuellement, la suction sur l'eau interstitielle est dissipée par l'arrivée d'eau supplémentaire. L'augmentation du contenu en humidité ou du volume des vides s'accompagne d'une diminution de la résistance au cisaillement. Ce mécanisme explique plusieurs cas de perte apparente de résistance avec le temps et les ruptures de talus dans les schistes.

On peut prévoir la diminution de la résistance au cisaillement dans les schistes tendres en installant des piézomètres pour mesurer la pression de l'eau interstitielle dans le sol. Aussi, il est possible d'étudier en laboratoire les résultats consécutifs à la diminution de la pression sur ce type de roche et il peut être tenu compte de la résistance réduite dans les calculs. En outre, la dilatation de certaines schistes qui se produit lorsque la pression de recouvrement diminue a été contrariée par le boulonnage de la roche.

L'apparition des fissures de traction dans la crête précède la plupart des ruptures de talus. Il est probable que la surface de rupture de cisaillement commence à s'établir au fond de ces fissures de traction ou au moins se joint à ces fissures. Par conséquent, il serait possible d'accroître la stabilité en empêchant la formation des fissures de traction. L'installation de grosses ancrés à la roche pourrait être une solution appropriée dans des zones spéciales et restreintes.

Il n'est possible de prévoir et d'empêcher les ruptures par cisaillement plan que si l'on connaît la présence des caractéristiques géologiques critiques qui produisent les plans faibles. Il est habituellement difficile d'être certain que ces conditions ne s'appliqueraient pas à un talus particulier. Toutefois, si la dépense est justifiée, des investigations détaillées du sous-sol peuvent révéler si ce type de rupture menace ou non de se produire. La discussion précédente concernant le contrôle ou la prévention des augmentations de contraintes s'applique aussi à la rupture naissante par cisaillement plan.

Les zones faibles telles que les failles, les dykes ou les strates de roche faible, qui sont une source d'ennuis, sont habituellement sensibles aussi à la décomposition. Par conséquent, les observations faites précédemment au sujet de la dégradation causée par l'écoulement de l'eau s'appliquent particulièrement à ces zones.

Les ruptures par coulée de blocs sont vraisemblablement causées par les mêmes facteurs qui font augmenter les contraintes et diminuer les résistances au cisaillement, comme on a déjà discuté pour les cas des ruptures par cisaillement circulaire ou cisaillement plan. Il est possible dans certains cas de rupture naissante par coulée de blocs d'améliorer les conditions par la cimentation. Normalement, on n'utilise pas ce procédé parce qu'il est possible que la pression du coulis qui est suffisante pour soulever la roche sus-jacente, fasse augmenter les espaces des joints. Toutefois, sous une pression faible le remplissage des diaclases ouvertes avec du coulis, a rendu la masse rocheuse plus compétente et plus stable. L'injection de coulis peut réduire les concentrations locales de contraintes conduisant à des ruptures progressives.

REMLAIS DE STÉRILES

Les barrages de résidus, entre autres remblais de stériles, soulèvent le plus grand besoin de l'analyse de la stabilité. Bien que les types de matériaux utilisés dans ces barrages varient beaucoup selon les endroits, deux de leurs caractéristiques sont communes: le matériau de construction est habituellement plus fin qu'il n'est désirable pour de tels barrages en terre, c'est-à-dire, autour du tamis No. 200, et les minéraux sont souvent un peu instables puisqu'ils sont les produits de certaines opérations de traitement. La qualité du matériau utilisable varie souvent à cause de changements dans le procédé d'exploitation ou de traitement. Il existe une autre complication du fait que la géométrie est rarement régulière et même souvent inconnue à cause de la méthode de construction. La Fig. 6-19 montre un barrage de résidus construit en utilisant des cyclones pour séparer le sable relativement gros, pour le remblai, des fines ou des limons qui sont déversés dans l'étang.

En plus de la variation des propriétés mécaniques du matériau de remblayage à cause des variations de sa composition, les paramètres tels que l'angle de frottement interne, la cohésion et le coefficient de perméabilité varient tous en fonction de la porosité (Fig. 6-20). Alors que le remblayage hydraulique permet d'obtenir une densité modérément élevée, ou une faible porosité, le compactage, comme celui qu'on pratique dans les remblais de construction, pourrait produire des densités plus élevées. La densité est un facteur important de la stabilité; au-dessous d'un certain niveau, un cisaillement produit une diminution de volume, qui peut être critique dans le cas des remblais saturés parce que le poids est alors transmis à la phase aqueuse qui n'a aucune résistance au cisaillement. La liquéfaction du remblai que cause l'augmentation de la charge par suite d'un remblayage supplémentaire ou d'une secousse terrestre peut entraîner une rupture considérable et désastreuse. Au-dessus de la densité critique, le cisaillement entraîne une augmentation de volume. Comme il faut construire les barrages de résidus sur les fondations existantes, les matériaux et la géométrie peuvent être des facteurs critiques dont il faut tenir compte dans les analyses de stabilité.

Ces remblais sont habituellement saturés, ainsi les eaux interstitielles exercent des pressions positives dans la plus grande partie de la coupe transversale. Les variations de matériau et de géométrie, et la méthode de construction par étapes rendent très difficile la détermination des facteurs à inclure dans une analyse, particulièrement dans le cas d'un matériau pulvérisé et à frottement faible. Pour toute coupe transversale donnée, on peut construire les réseaux d'écoulement (voir la description à l'appendice C), qui correspondent aux conditions à la fin de la construction, une infiltration continue et une diminution soudaine du niveau de l'eau dans l'étang, l'une ou l'autre peut être une situation critique. Ces études démontrent qu'il faut diriger vers l'aval les matériaux les plus gros plutôt qu'autrement comme on le fait parfois, afin d'éviter l'augmentation inutile de la pression interstitielle.

Outre la rupture par cisaillement, l'effet hydraulique est de quelque importance. Des filtres de gravier appropriés, comme ceux qui sont décrits au chapitre 5, peuvent être nécessaires de sorte que le transport par l'eau d'infiltration du matériau fin de remblayage et des limons ne commence pas au pied de l'aval dans les puits de drainage utilisés pour réduire l'infiltration dangereuse et au-dessus des fondations rocheuses contenant des fissures anormales. L'érosion causée par les vagues en amont, par l'écoulement en aval et par l'écoulement d'eau au-dessus du sommet du barrage peut causer des dommages importants sinon une rupture complète. Les sables relativement fins et les vases qui forment habituellement le remblai, ainsi que les conditions d'infiltrations, favorisent l'action du gel qui produit la formation des couches de glace parallèles au remblai en aval et le glissement du terrain sus-jacent au moment du dégel.

Les amas de déchets rocheux constituent les autres remblais importants qu'il faut analyser. Tous les facteurs mentionnés précédemment concernant la variabilité, l'instabilité chimique et la densité critique des matériaux ainsi que l'état des fondations et l'activité séismique s'appliquent à ces remblais. Toutefois, en général, l'angle de frottement interne des stériles rocheux est supérieur à celui du matériau utilisé dans les barrages de résidus. Bien que rarement possible, le lavage aux sluices, utilisé en génie civil, pourrait servir pour augmenter la densité ou à diminuer les vides dans les remblais rocheux pour améliorer leur stabilité.

Pour les analyses de stabilité des remblais et des fondations, on utilise les méthodes déjà décrites. Les analyses des éléments finis, particulièrement pour les sections non homogènes et pour les effets de la construction par étapes, peuvent servir à l'étude des déformations, du rapport entre les contraintes de cisaillement et la résistance au cisaillement ainsi que de la valeur des pressions interstitielles aux différents éléments (16, 18). L'analyse dans le cas des matériaux plastiques en supposant que les surfaces de rupture soient circulaires ou mixtes, et de la méthode des sections utilisant les programmes d'ordinateurs disponibles, convient si on a une connaissance suffisante de la géométrie du matériau (14, 17). Dans le cas d'une connaissance imparfaite des propriétés, de la géométrie et de l'état hydraulique du matériau, les études utilisant la méthode du nombre de stabilité décrit précédemment pourrait être appropriée.

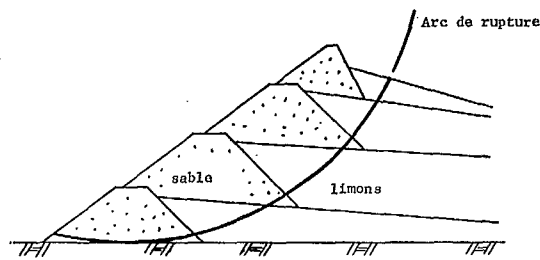


Fig. 6-19 Un barrage de résidus construit au moyen de cyclones

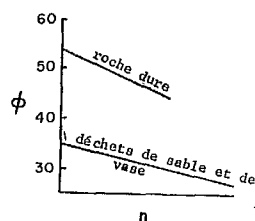


Fig. 6-20 Variation typique des angles de frottement interne en fonction de la porosité.

BIBLIOGRAPHIE

1. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", Wiley (1943).
2. Coates, D.F. and Grant, F., "Stress Measurements at Elliot Lake", Trans. CIMM, Vol. 69, pp. 182-192 (1966).
3. Coates, D.F., McRorie, K.L. and Stubbins, J.B., "Analyses of Pit Slides in Some Incompetent Rocks", Trans. SME (Dec. 1963) and Trans. AIME, Vol. 226 (1963).
4. U.S. Corps of Engineers, "Stability of Earth and Rock Fill Dams", Manual EM 1110-2-1902 (1960).
5. U.S. Corps of Engineers, "Soil Mechanics Design", Engineering Manual, Part 119, Chap. 2 (1962).
6. Jenike, A., and Yen, B., "Slope Stability in Axial Symmetry", Proc. 5th Symp. Rock Mech., Univ. Minn., Pergamon (1963).
7. Janbu, N., "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters", Harvard Soil Mechanics Series No. 46 (1954).
8. Coates, D.F., "Pit Slope Stability", Mining World (April, 1962).
9. Bishop, A., "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", Geotechnique, Vol. 5, No. 1 (1955).
10. Coates, D., Gyenge, M. and Stubbins, J., "Slope Stability Studies at Knob Lake", Proc. Symp. Rock Mech. University of Toronto, Mines Branch, Queen's Printer (1968).
11. Coates, D.F., "Some Cases in Engineering Work of Residual Stress Effects", GSA Proc. Internat. Conf. State of Stress in the Earth's Crust (1964).
12. John, K., "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", Proc. ASCE, Vol. 94 No. SM2, pp. 497-526 (1968).
13. Londe, P. et al., "Stability of Rock Slopes, A Three-Dimensional Study", Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM1, pp. 235-265 (1969).

14. Whitman, R. and Bailey, W., "Use of Computers for Slope Stability Analyses", Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp. 475-498 (1967).
15. Nicholls, H. and Duvall, W., "Pre-Splitting Rock in the Presence of a Static Stress Field", USBM RI 6843 (1966).
16. Clough, R. and Woodward, R., "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp. 529-550 (1967).
17. Kealy, C. and Soderberg, R., "Design of Dams for Mill Tailings", USBM IC 8410 (1969).
18. Taylor, R. and Brown, C., "Darcy's Flow Solutions with a Free Surface", Proc. ASCE, Vol. 93, No. HY2, pp. 25-33 (1967).

PROBLEMES

1. Une coupure de 20 pieds (6.1m) de profondeur pratiquée dans un dépôt d'argile de 100 pieds (30.5m) d'épaisseur à une pente de 1/1; la surface de l'argile au-dessus de la coupure, sur un côté, est inclinée d'une pente de 1/8 (1 vertical pour 8 horizontal); la cohésion de l'argile est de 1000 lb/pi² (6.9 MN/m²), FI = 0 et la densité est de 100 lb/pi³ (1600 Kg/m³). Déterminer le coefficient de sécurité contre la rupture en utilisant manuellement des arcs circulaires de rupture d'essai ou d'un programme d'éléments finis.
2. Un remblai isotrope de 85 pieds (25.9m) de hauteur à une pente de 1/2.5 aux deux côtés; la largeur au sommet du parapet est de 35 pieds (10.7m); les propriétés du matériau du remblai sont les suivantes: GAM = 140 lb/pi⁻³ (2240 Kg/m³), FI = 36° et c + 500 lb/pi² (3.45 MN/m²). Déterminer le coefficient de sécurité contre la rupture des pentes du remblai, a) s'il n'y a pas d'eau derrière le remblai et si la fondation est de la roche dure; b) si la fondation de roche dure est remplacée par de l'argile ayant une cohésion de 1000 lb/pi² (6.9 MN/m²) et un FI de 0; c) si l'eau retenue d'un côté du remblai a une hauteur piézométrique de 75 pieds (22.9m), c'est-à-dire, dessiner un réseau d'écoulement pour un débit constant et déterminer les contraintes effectives exercées sur l'arc de rupture; d) quelle est la contrainte moyenne d'infiltration dans le segment de rupture?
3. On doit établir une pente de 40° dans des couches de roches tendres. La pente mesurera 300 pieds (91.5m) de hauteur. A un niveau de 20 pieds (6.1m) au-dessous du pied, l'eau circule dans une couche perméable de grès sous une pression manométrique de 150 lb/po² (1.04 MN/m²). a) Analyser la stabilité de la pente en supposant que les paramètres de la résistance effective des roches sont les suivants: FI = 37° et c = 10 lb/po² (0.07 MN/m²); GAM = 160 lb/pi³ (2560 Kg/m³) et qu'il ne se produit pas de rabattement de la nappe d'eau. Supposer que la surface de rupture est composée d'une partie initiale d'un arc typique de rupture se raccordant à la strate de grès qui, à son tour, est raccordée à un plan oblique à travers les 20 pieds (6.1m) de terrain au-dessus de la strate et au delà du pied. b) Déterminer l'augmentation du coefficient de sécurité applicable à cette pente si la pression de l'eau dans le grès est réduite à 20 pieds (6.1m).
4. Une excavation dans la roche aura une pente de 500 pieds (153m). Le niveau normal de la nappe d'eau est à une profondeur moyenne de 50 pieds (15.3m). Les études démontrent que la pente serait stable à un angle de 45°, si le niveau de la nappe d'eau derrière les pentes pouvait être réduit à une profondeur de 300 pieds (91.5m). Le coût du réseau de drainage à installer pour obtenir cette baisse de la nappe d'eau y compris les frais d'installation et les frais d'exploitation atteindrait \$110 par pied (0.305m) courant de paroi. Le coût moyen d'excavation serait un dollar la verge cube (0.76 m³). Déterminer s'il serait moins coûteux d'établir une pente moins raide, sans réseau de drainage, qui aurait le même coefficient de sécurité.
5. a) Tracer les attitudes de diaclases suivantes sur un réseau à surfaces égales 251,70; 040,60; 110,52; 242,69; 030,50; 119,60; 250,78; 031,69; 130,40; 258,71; 039,71; 135,45; 252,63; 048,68; 140,40; 249,70; 050,59; 145,32; 240,59; 048,52; 161,55; 261,62; 041,53; 172,35; 262,80; 045,62; 180,41; 230,72; 035,59; 152,37.
b) Tracer les contours de 2% (c'est-à-dire 2% ou plus des diaclases comprises dans un cercle de comptage de 1%) et déterminer l'attitude dominante de chaque groupe.
c) Déterminer les attitudes (la direction et le pendage) du point de pente maximum de chaque contour.
d) En utilisant le contour de 2% comme critère pour spécifier les angles de pente, déterminer l'angle de pente maximum pour une paroi d'excavation ayant une direction de 010.
6. Les mesures faites au ruban de la largeur des deux fissures (A et B), près de la crête d'une pente rocheuse ont donné les résultats suivants:

Jour	A		B	
	Po.	cm	Po.	cm
1	2.5	6.35	-	-
10	2.6	6.60	-	-
15	2.8	7.1	-	-
25	2.9	7.4	0.5	1.27
27	2.9	7.4	0.6	1.52
32	2.9	7.4	0.7	1.78
35	2.9	7.4	0.8	2.03
40	2.9	7.4	1.0	2.54
50	3.0	7.6	1.1	2.79
55	3.0	7.6	-	-
64	3.7	9.4	1.9	4.83
65	3.8	9.65	-	-
68	3.8	9.65	0.2	0.50
74	3.4	7.64	0.7	1.78
82	4.0	10.2	2.1	5.3
93	4.7	11.9	3.0	7.6
100	5.0	12.7	5.3	13.5
105	5.5	14.0	6.5	16.5
109	5.9	15.0	7.4	18.8
112	6.4	16.3	9.0	22.9
114	7.0	17.8	12.0	30.5
118	8.0	20.3	19.0	48.3
119	8.5	21.6	25.0	63.5

- a) Tracer la courbe du déplacement en fonction du temps.
 - b) Tracer la courbe de la vitesse en fonction du temps.
 - c) Tracer la courbe d'accélération en fonction du temps.
 - d) A votre avis, quand la rupture a-t-elle commencé à se produire?
7. Décrire trois différents types de rupture dans les pentes rocheuses et dites comment il est possible de les prévenir.

CHAPITRE 7
LES FONDATIONS

INTRODUCTION

La mécanique des roches s'occupe de nombreux problèmes relatifs au calcul et à la construction des fondations. Alors que ces problèmes ont été résolus par le passé grâce aux bons jugements de l'ingénieur, les progrès de la mécanique des roches nous permettent d'obtenir à la suite d'analyses et d'essais portant sur certains aspects, des réponses quantitatives qui guident l'ingénieur dans ses jugements.

On rencontre les problèmes majeurs relatifs aux fondations en rocher dans le domaine de la construction des barrages. A cause de l'ampleur de ces constructions, des conséquences graves occasionnées par les ruptures et l'existence des sites avec des roches de mauvaises conditions, il est intéressant dans ce domaine d'améliorer les pratiques courantes par la recherche et par l'analyse.

Les problèmes de mécanique appliquée aux fondations ont rapport principalement à la déformation des strates de fondation soumises à l'action de charges. Dans certains cas, la déformation ou le tassement absolu est important; dans d'autres cas, la déformation relative entre divers points de la construction est plus importante. Il existe de plus des cas où la rupture de la roche peut se produire, quoique, dans la plupart des fondations en rocher, les contraintes imposées sont d'un ordre de grandeur inférieur à celui de la résistance de la roche.

D'autres problèmes de mécanique se rattachent à l'utilisation d'ancrages au rocher dans les cas où ils sont nécessaires ou lorsqu'il est possible de réaliser des économies. On peut construire à meilleur marché de nombreux types de construction, des toits en porte-à-faux aux murs de soutènement, si l'on se sert d'ancrages au rocher adéquats au lieu de faire appel à d'autres méthodes. Dans d'autres cas, les ancres au rocher sont absolument nécessaires comme dans le cas de l'écaillage d'une butée que l'on doit stabiliser pendant la construction d'un barrage.

LE TASSEMENT

La méthode des éléments finis décrite au chapitre 2 nous permet d'analyser aisément la déformation ou le tassement des fondations dont la géométrie, les propriétés des matériaux et les charges ne sont pas uniformes. D'une autre façon, on peut utiliser les solutions d'élasticité les plus appropriées afin de faire de rapides approximations. A la figure 7-1 apparaissent quelques-uns des problèmes traités par la théorie de l'élasticité.

Considérons le cas d'une fondation circulaire rigide qui s'appuie sur un corps élastique indéfini limité par un plan (Fig. 7-1a). On peut calculer le tassement, d , à l'aide de l'équation suivante (1):

$$d = \frac{Q(1-\mu^2)}{2RE} \quad \text{Eq. 7-1(a)}$$

Q étant la charge exercée sur les fondations; μ , le rapport de Poisson et R , le rayon de la base.

Pour les points situés au delà de la zone chargée, on peut calculer le fléchissement d_r d'après la formule suivante (4):

$$d_r = \frac{Q(1-\mu^2)}{\pi RE} \sin^{-1} R/r \quad \text{Eq. 7-1(b)}$$

r étant la distance à partir du centre de la zone chargée.

Exemple: une colonne d'un bâtiment supporte une charge de 1000 kips (4.45×10^6 N). Le rayon équivalent de la base est de 2.5 pi (0.76m). Le module effectif de déformation du terrain de fondation est de 4×10^5 lb/po² (2760 MN/m²). Calculer le tassement de la base en supposant qu'elle est rigide et que le rapport de Poisson μ de la roche est de 0.25. Calculer aussi le tassement de la surface de la roche à 4.0 pi (1.22m) du centre de la charge.

De l'équation 7-1(a):

$$DEL = \frac{10^6(1 - 0.25^2)}{2 \times 12 \times 2.5 \times 4 \times 10^5} = 0.04 \text{ po. (1.02 mm)}$$

De l'équation 7-1(b):

$$DEL-r = \frac{10^6(1 - 0.25^2)}{\pi \times 12 \times 2.5 \times 4 \times 10^5} \sin^{-1} 2.5/4.0 = 0.017 \text{ po. (0.43 mm)}$$

La pression de contact pour cette base circulaire rigide est (1);

$$\sigma_v = \frac{Q/(\pi R^2)}{2(1-(r/R^2)^{1/2})} \quad \text{Eq. 7-2}$$

r étant la distance à partir du centre de la fondation.

La solution indique qu'aux arêtes de la base, la pression de contact est égale à l'infini. L'on obtient ce résultat en supposant que la base est complètement rigide; la charge tend alors à s'accumuler sur les arêtes de la base à cause de la déformation de la roche de la fondation, qui tend à prendre la forme d'un cratère d'entassement dont la déformation est plus grande au centre qu'aux arêtes. En fait, de telles pressions infinies ne s'exercent pas parce que les fondations ne sont pas complètement rigides; en outre, il est peu probable que des relations élastiques puissent s'appliquer en de tels endroits. Un certain écoulement plastique de la base ou de la roche en ces points entraîne une redistribution de pression aux arêtes.

Considérons une base longue et rigide de largeur B (Fig. 7-1b). La pression de contact, semblable à celle de la base circulaire, est donnée par (1):

$$\sigma_v = \frac{Q/B}{\pi(0.25-(x/B)^2)^{1/2}} \quad \text{Eq. 7-3}$$

Q étant la charge par unité de longueur et x , la distance à partir du centre de la base.

Considérons le cas d'une fondation qui applique une pression q uniformément répartie (Fig. 7-1c). En utilisant l'équation de Boussinesq 2-14(a) et en intégrant l'effet des charges ponctuelles sur une surface, on obtient la solution générale suivante pour la flèche d_c du coin de la zone chargée, sur la surface d'un corps élastique indéfini limité par un plan (2):

$$d_c = qBI^3/E \quad \text{Eq. 7-4(a)}$$

$$\text{où } I^3 = \left(\ln \frac{1 + \sqrt{a^2 + 1}}{a} + \ln(a + \sqrt{a^2 + 1}) \right) (1 - \mu^2) / \pi \quad \text{Eq. 7-4(b)}$$

et où $a = y/B$ et y représente la longueur de la zone chargée. Pour une surface carrée, le tassement DEL_0 du point central est deux fois celui des coins:

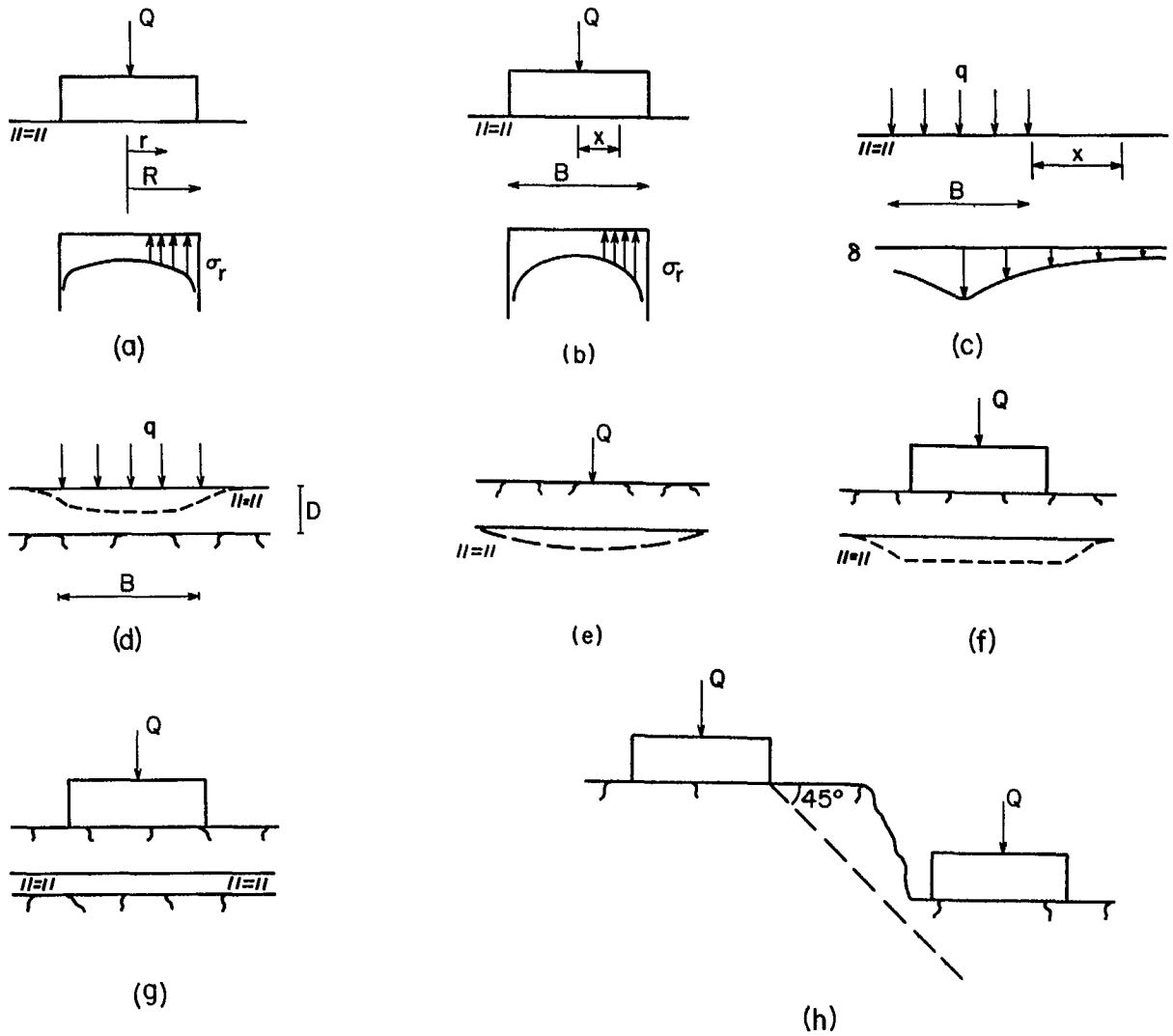


Fig. 7-1 Effets de la distribution des contraintes pour divers types de chargements de fondations.

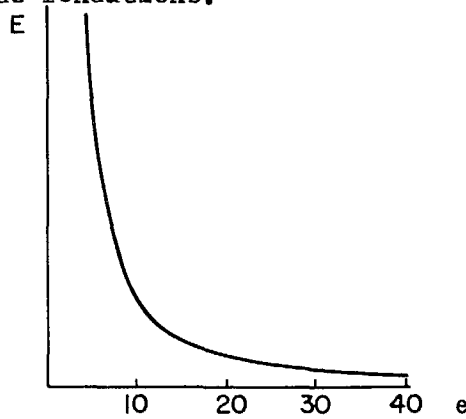


Fig. 7-2 Variation du module de déformation E, en fonction de l'indice des vides e (3).

$$\delta_o = \dots 2 d_c$$

Eq. 7-4(c)

Si, dans le cas de la base carrée, $MU = 0.3$, le tassement du point central est alors:

Eq. 7-5

On peut résoudre des problèmes de ce type, particulièrement ceux qui traitent des zones chargées irrégulières, en utilisant le diagramme de Newmark étudié au chapitre 2. Le procédé consiste à diviser le terrain de fondation en plusieurs couches et à déterminer l'augmentation de la contrainte verticale au centre de chaque couche au dessous du point de la fondation où l'on doit calculer le tassement. On trace à l'échelle la zone chargée sur du papier transparent (1 po = profondeur jusqu'au milieu de la couche) (voir chap. 2). On place le dessin sur le diagramme de Newmark et on compte alors le nombre d'aires élémentaires que comprend le dessin. L'augmentation de la contrainte verticale est alors:

$$\sigma_v = 0.005 q N$$

Eq. 2-16

q étant la pression de contact à la surface et N , le nombre d'aires élémentaires de la zone chargée.

Exemple: On pose sur une masse rocheuse une base carrée 10 pi x 10 pi (3.05m x 3.05m) $E = 1 \times 10^5$ lb/po² (690 MN/m²) et $MU = 0.3$. La pression de contact est de 400 lb/po² (2.76 MN/m²). Calculer le tassement au centre de la base en supposant qu'elle est flexible. Utiliser les équations 7-4 et le diagramme de Newmark.

Les équations 7-4 se réduisent à l'équation 7-5; on a donc:

$$DEL-o = \frac{400 \times 10 \times 12}{10^5} = 0.48 \text{ po. (1.22 cm)}$$

A l'aide du diagramme de Newmark, diviser le terrain de fondation en couches de 2 pi, 4 pi, 8 pi, et 16 pi (0.61m, 1.22m, 2.44m et 4.88m) d'épaisseur. Puis tracer des schémas de la base 10 pi x 10 pi (3.05m x 3.05m) selon les échelles suivantes: 1 po. = 1 pi, 1 po. = 4 pi., 1 po. = 8 pi. et 1 po. = 16 pi.

Pour la première couche:

$$SIG-v = 0.005 \times 400 \times 200 = 400 \text{ lb/po}^2 \text{ (2.76 MN/m}^2\text{)}$$

$$\Delta\delta_o = \frac{400 \times 24}{10^5} = 0.096 \text{ po. (2.44 mm)}$$

Pour la seconde couche:

$$SIG-v = 0.005 \times 400 \times 150 = 300 \text{ lb/po}^2 \text{ (2.07 MN/m}^2\text{)}$$

$$\Delta\delta_o = \frac{300 \times 48}{10^5} = 0.144 \text{ po. (3.66 mm)}$$

Pour la troisième couche:

$$SIG-v = 0.005 \times 400 \times 68 = 136 \text{ lb/po}^2 \text{ (0.94 MN/m}^2\text{)}$$

$$\Delta\delta_o = \frac{136 \times 96}{10^5} = 0.131 \text{ po. (3.33 mm)}$$

Pour la quatrième couche:

$$SIG-v = 0.005 \times 400 \times 24 = 48 \text{ lb/po}^2 \text{ (0.33 MN/m}^2\text{)}$$

$$\Delta\delta_o = \frac{48 \times 192}{10^5} = 0.092 \text{ po. (2.34 mm)}$$

$$\Sigma\Delta\delta_o = 0.096 + 0.144 + 0.131 + 0.092 = 0.463 \text{ po. (11.76 mm)}$$

Pour cet exemple, l'équation 7-4 (a) est plus efficace; cependant, lorsque la zone chargée est irrégulière, il est très utile de se servir du diagramme de Newmark.

La grandeur de ce cratère de tassement peut être calculée à l'aide de la méthode des éléments finis et, lorsque les conditions le permettent, à l'aide du diagramme de Newmark.

Le cratère de tassement (Fig. 7-1c) sous la zone chargée de largeur B se prolonge au-delà de la zone chargée réelle. A une distance B du bord de la zone chargée, le tassement de la surface est égale à environ la moitié de celui qui se produit aux bords de la zone chargée.

Dans les propriétés minières, l'affaissement complique les problèmes relatifs aux fondations (voir chap. 5). On doit alors tenir compte des mouvements absolus et différentiels ascendants et descendants, des déformations unitaires horizontales de compression et de traction dans les terrains de fondation. L'estimation de ces effets et de l'instant approximatif auquel ils se produisent sont indispensables à l'ingénieur. Des mesures, telles que subdiviser les édifices importants avec des joints de dilatation et de contraction, relier ensemble les fondations des maisons plus légères, installer des vérins sous la machinerie critique pour maintenir l'équilibre, et d'autres mesures peuvent être prises dans les terrains de fondation.

L'expérience de ces formations pertinentes de roches peut servir de base pour établir les critères de calcul mais la méthode des éléments finis s'avère très utile pour étudier les conséquences de ces projets d'exploitation et de modes de soutènement prévus.

On voit à la figure 7-1d, une fondation qui exerce une pression q uniforme sur une couche tendre d'épaisseur D qui recouvre une couche dure. On suppose que le tassement de la fondation résulte de la compression de la couche tendre seulement. L'équation du tassement d'un coin de la zone chargée est (2):

$$d_c = qB I''/E$$

Eq. 7-6

et

$$I'' = \left(\ln \frac{(1 + \sqrt{a^2 + 1}) \sqrt{a^2 + z^2}}{a(1 + \sqrt{a^2 + z^2 + 1})} + \ln \frac{(a + \sqrt{a^2 + 1}) \sqrt{1 + z^2}}{a + \sqrt{a^2 + z^2 + 1}} \right) \times (1 - \mu^2) / \pi$$

$$+ 0.5 \left(\tan^{-1} \frac{a}{z \sqrt{a^2 + z^2 + 1}} \right) (1 - \mu - 2\mu^2) / \pi$$

Eq. 7-7

où $a = y/B$, y étant la longueur de la zone chargée et $z = d/B$.

Considérons le cas inverse: c' est une couche dure d'épaisseur D qui recouvre maintenant une couche tendre (Fig. 7-1e). On suppose que la couche dure agit comme une poutre qui s'appuie sur une série de ressorts. La constante du ressort (souvent appelée coefficient de réaction du sol), qui s'applique à la couche tendre, est définie par $k = q/d$, d étant l'allongement du ressort soumis à la pression q . Dans ce cas, le déplacement de la charge linéaire Q est (1):

$$d = Q\beta / (2k) \quad \text{Eq. 7-8(a)}$$

où

$$\beta = (k/4EI)^{1/4}, \quad \text{Eq. 7-8(b)}$$

E est le module de déformation et I est le moment d'inertie de la section, par unité de largeur, de la poutre ou de la couche dure.

Exemple: On fonde le mur d'un grand bâtiment sur une couche de roche dure de 5 pi (1.53m). D'épaisseur et dont E = $4 \times 10^6 \text{ lb/po}^2$ ($27.6 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$). Il existe sous la roche dure une couche profonde de roche tendre ($k = 10^4 \text{ lb/po}^2$) (69 MN/m^2).

La charge exercée sur le mur est de 200 k/PL (2.9 MN/m). Calculer le tassement causé par la roche tendre. Ne pas tenir compte du fait que la charge s'étend par la fondation.

$$BET = \left\{ \frac{10^4}{4 \times 4 \times 10^6 \times 12 \times 60^3/12} \right\}^{1/4} = 0.00735$$

alors

$$d = \frac{200.000 \times 0.00735}{2 \times 10^4} = 0.0735 \text{ po. (1.9 mm)}$$

Considérons une fondation rigide appuyée sur une couche dure qui recouvre une couche tendre (Fig. 7-1f). Outre la méthode des éléments finis, les affaissements et les pressions de contact peuvent être analysés à l'aide des équations 7-1, 7-2 et 7-3, lorsque l'épaisseur de la couche rigide est grande par rapport à la largeur de la fondation, disons deux fois plus grande. Lorsque l'épaisseur de la couche rigide est petite par rapport à la largeur de la base, disons moins d'un quart, on peut négliger la couche rigide et on peut déterminer le tassement d'après le module de déformation des matériaux mous sous-jacents. Pour les cas intermédiaires, le type d'approximation utilisé au chapitre 4 (voir Fig. 4-14b) peut s'avérer utile; on a développé ici l'équation pour une longue base de largeur B:

$$\sigma_{v-\max} = 1.5Q / (B + 2D) \quad \text{Eq. 4-10}$$

Dans le cas d'une base circulaire (ces deux cas sont valables pour une pression de fondation uniformément distribuée), en supposant que la distribution de la pression entre les couches dures et les couches tendres puisse être représentée par un paraboloïde de révolution, on a développé l'équation suivante (2):

$$\sigma_{v-\max} = \frac{2Q}{\pi(R + D)^2} \quad \text{Eq. 7-9(a)}$$

Pour une base carrée, on peut modifier l'équation 7-9(a) en supposant que des bases de surfaces égales ont une distribution de pression semblable et une pression maximum égale, c'est-à-dire que $\pi R^2 = b^2$, ce qui donne:

$$\sigma_{v-\max} = \frac{2Q}{\pi(B/\sqrt{\pi} + D)^2} \quad \text{Eq. 7-9(b)}$$

L'évaluation des tassements se fait, dans ces cas, par la méthode des éléments finis; on pourrait obtenir quelques approximations en supposant que la couche rigide n'affecte que peu le tassement, et, de plus, qu'elle est suffisamment diaclasée pour offrir un peu de résistance par flexion. On pourrait de plus supposer que la pression de contact entre la couche dure et la couche tendre est uniforme et égale à la pression moyenne.

$$\sigma_v = Q / (B + 2D)^2 \quad \text{Eq. 7-10}$$

On peut alors utiliser l'équation 7-4(a). Alternativement, on pourrait supposer que la pression est semblable à celle de la base rigide sur un corps élastique et on pourrait utiliser l'équation 7-1.

De la même façon, on peut calculer, à l'aide de la méthode des éléments finis, le tassement de la fondation (Fig. 7-1(g)) qui repose sur une masse rocheuse compétente qui comprend une couche de matériaux mous. Par ailleurs s'il n'y a aucun intérêt à extraire cette couche par une excavation voisine (Fig. 7-1(h)), les équations 7-9 peuvent servir à calculer la contrainte moyenne exercée sur la couche faible par la charge de construction.

L'équation 7-10 est fondée sur l'approximation utilisée pour développer l'équation 7-9(a) (Fig. 4-14b). On suppose dans le développement de cette équation que l'augmentation de pression à tous niveaux au dessous d'une fondation est comprise effectivement à l'intérieur des lignes tracées vers l'extérieur à 45° par rapport aux bords de la fondation. D'après cette approximation, qui est tout à fait raisonnable d'un point de vue théorique, on obtient quelques indications lorsque l'on construit des fondations contiguës à différents niveaux (Fig. 7-1h). Il faut s'assurer que la fondation supérieure est sûre, si la tranchée de la fondation inférieure n'empiète pas sur le terrain qui supporte effectivement la fondation supérieure, c'est-à-dire à l'intérieur des lignes tracées à 45° par rapport aux bords de la base.

Dans un sol compétent qui n'est pas sujet à des grandes contraintes, par rapport à sa résistance, il est évidemment possible de tailler une paroi verticale au bord de la fondation supérieure; cependant, en règle générale, il est bon de garder les fondations inférieures et leurs tranchées au-delà de ces lignes de 45°. D'autre part, si une couche de roches tendres (Fig. 7-1g) existe dans la roche au dessous de la fondation supérieure, mais au-dessus du terrain de fondation de la fondation inférieure, on devrait examiner avec grand soin les conséquences d'avoir une excavation voisine de la fondation supérieure. Ce qui nous intéresse principalement est la possibilité d'extraire les matériaux mous.

La détermination du module de déformation des roches de fondation, que l'on utilisera dans les équations théoriques déduites ci-dessus, est un problème pratique qui n'a pas été entièrement résolu avec satisfaction. On peut faire des tests en laboratoire sur un échantillon de carottage au diamant; on peut mesurer sur le terrain la vitesse sismique de la roche; on peut faire enfin des essais de mise en charge d'une plaque soit sur le terrain de fondation soit dans des tunnels dans la même formation. Sur la plupart des sites, si l'on considère les diaclases du fond rocheux à proximité de la surface, la seule méthode qui peut être considérée pour des calculs réalistes consiste à faire des essais de mise en charge d'une plaque. Malheureusement, ce genre d'essai est coûteux et de plus, on doit exécuter un grand nombre d'essais pour obtenir une valeur moyenne du module de déformation ainsi que des indications sur la variation des propriétés du sol au voisinage de cette moyenne.

Ni les essais en laboratoire effectués sur les carottes, ni les essais de vitesse sismique sur le terrain sont de nature à nous renseigner sur les propriétés de déformation du terrain de fondation en tenant compte du resserrement des diaclases et de la compression des matériaux de remplissage (3). Dans un cas extrême, les essais de compression en laboratoire sur des carottes ont donné des modules de déformation entre $3 \text{ à } 5 \times 10^4 \text{ lb/po}^2$ ($20.7 - 34.5 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$); les mesures de vitesse sismique effectuées sur la carotte ont donné des valeurs entre 4 et $6 \times 10 \text{ lb/po}^2$ ($27.6 - 41.4 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$), tandis que les valeurs obtenues dans les essais de mise en charge d'une plaque sur le roc brisé en place ont varié entre 50,000 et $200,000 \text{ lb/po}^2$ ($0.35 - 1.38 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$) (12).

Les résultats d'une étude intéressante montrent que le module de déformation varie avec l'indice des vides de la manière indiquée à la figure 7-2(3). Si l'indice des vides est inférieur à la valeur approximative 5, il est clair que le matériau est composé de roches. Si l'indice des vides est supérieur à la valeur approximative 40, le matériau entre habituellement dans la catégorie des sols. Entre ces deux limites, il peut exister des roches altérées à des degrés variés. Ces matériaux ont en général de très bas modules de déformation tel que vu à la figure 7-2.

Fig. 7-3 Chargement approximatif pour le calcul du tassement d'un modèle triangulaire de pression

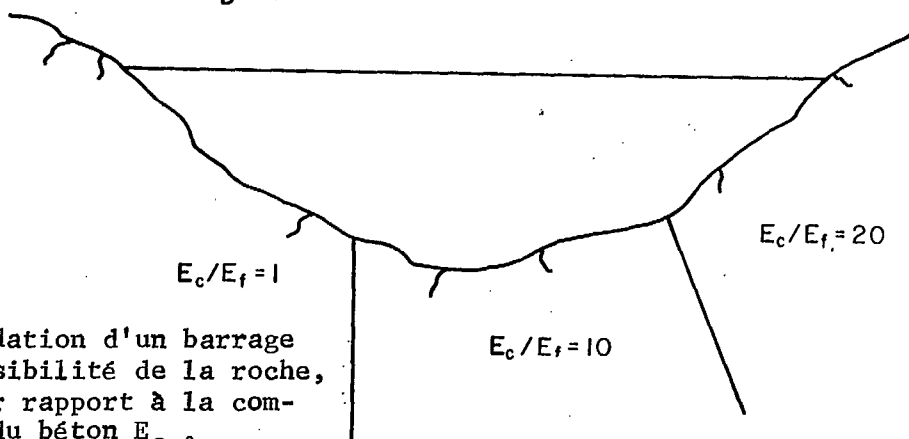
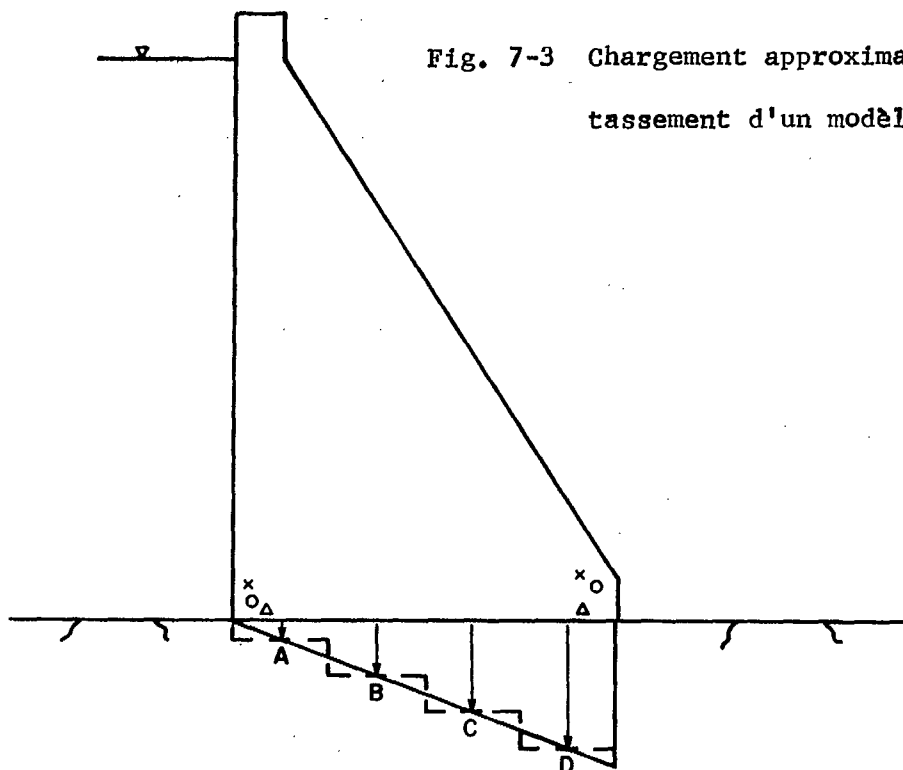


Fig. 7-4 Fondation d'un barrage où la compressibilité de la roche, E_f , varie par rapport à la compressibilité du béton E_c .

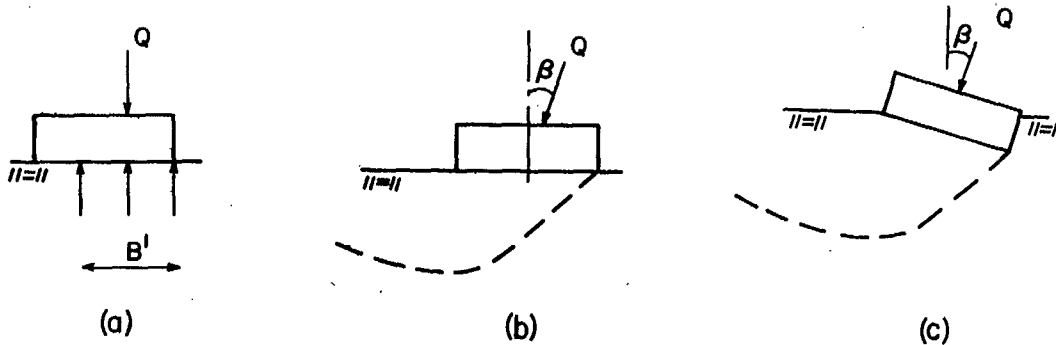


Fig. 7-5 Fondations avec chargement excentrique.

Il est de pratique courante dans la construction des barrages d'appliquer un programme de consolidation par la cimentation. Ce programme consiste à creuser des trous de forage peu profonds selon un certain modèle et en général entre 15 et 30 pi (4.6 - 9.2m) de profondeur, dans lesquels on pompe du coulis. Ceux-ci resserrent les fissures dans les diaclases et donnent aux fondations un module de déformation plus grand. A la suite des essais de plaque, on a constaté les améliorations qui peuvent résulter de la consolidation par cimentation (3).

Le calcul des déplacements des barrages devrait tenir compte de la répartition triangulaire ou trapézoïdale de la pression. En utilisant la méthode des éléments finis, il n'est pas nécessaire de faire des suppositions sur la répartition de la contrainte; c'est-à-dire, avec les données de la densité, des modèles de déformation et des pressions hydrostatiques, on peut calculer la répartition du tassement et de la pression. Il est aussi possible, à l'aide de la méthode des éléments finis d'analyser l'interaction de la perméabilité et de la contrainte et, par conséquent, tout changement dans le réseau d'écoulement. Pour obtenir une première approximation, la courbe de la pression peut être divisée en une série d'étapes (Fig. 7-3).

La méthode des éléments finis tient encore compte de toutes les interactions importantes que les études de modèles ont indiqué. Par exemple, l'on a trouvé que, lorsque le rapport E_f/E_c (rapport du module de déformation des fondations au module de déformation du béton) diminue, la compression dans le béton au pied du barrage et la tension diagonale dans le talon du barrage augmentent toutes les deux (11).

Le problème se complique si l'on essaie de calculer les tassements probables sous les fondations d'un barrage lorsque l'action structurale ou importune produit un terrain de fondation avec des propriétés élastiques différentes. Considérons un barrage construit au travers d'une vallée ayant des roches de fondation de propriétés variées (Fig. 7-4), où E_f est le module de déformation des roches de fondation et E_c est le module de déformation du béton du barrage. Dans ce cas, il y a une redistribution de la pression de contact parce que le terrain meuble de fondation tend à reporter sa charge sur le roc voisin plus dur. Ce phénomène s'accompagne de contraintes de cisaillement dans le béton et de l'action possible, particulièrement au talon du barrage, d'efforts de traction plus importants. De plus, lorsque E_f est inférieur à E_c , les roches de fondation ont une plus grande tendance à se dilater latéralement sous une charge beaucoup plus que le béton. On a alors une autre composante de contrainte de traction.

CAPACITE PORTANTE

Bien qu'ils ne soient pas très nombreux, il existe des sites où la capacité portante de la roche dans le cas des fondations d'une construction est critique. Cette situation se présente habituellement lorsque l'assise rocheuse est gravement altérée. Dans ce cas, pour la roche où il y aura des réactions plastiques qui redistribueront les contraintes, on peut utiliser l'équation 1-17, établie pour les sols, pour déterminer le coefficient de sécurité qui existe sous la fondation:

$$q_f = 0.5 \gamma B, N_\gamma + c N_c + q N_q \quad \text{Eq. 1-17}$$

On doit se rendre compte que, même sur ces sites de roches de mauvaise qualité, des tassements différentiels et absolus peuvent poser de plus graves problèmes de conception que les limitations de la capacité portante.

Pour des fondations sur des roches cassantes, on peut utiliser les équations 1-24 développées au chapitre 1 à l'aide de la théorie de Griffith.

$$q_f = 24 T_s \quad \text{Eq. 1-24(a)}$$

$$q_f = 3 Q_u \quad \text{Eq. 1-24(b)}$$

Il arrive rarement que les contraintes dans les fondations soient du même ordre de grandeur que la capacité portante des roches cassantes.

Cependant, certaines roches peuvent être cassantes et avoir aussi une faible résistance, par exemple, le charbon. Pour ces matières, sous des fondations épaisses et rigides, les concentrations de contraintes sur les bords des fondations (Fig. 7-1b) peuvent être appréciables. A l'aide de l'équation 7-3, on obtient la pression moyenne de contact à la rupture:

$$q_f = Q/B = \pi \sigma_v \left(0.25 - \left(\frac{B/2 - y}{B} \right)^2 \right)^{1/2}$$

où y est la distance à partir du bord des fondations, utilisée pour simplifier les calculs, tel qu'on le verra plus bas.

D'après l'équation 1-24(b), on peut supposer que la rupture se produit lorsque la contrainte SIG-v dans la fondation est égale à trois fois la résistance à la compression uniaxiale. On peut aussi supposer que, vers les bords de la fondation en béton, le manque de confinement et le haut niveau de contrainte entraînent une réaction plastique dans le béton de telle sorte que la contrainte, théoriquement infinie, ne s'exerce pas; par conséquent, les contraintes maximums s'exercent à une certaine distance y à partir du bord de la fondation. On obtient alors l'équation suivante:

$$q_f = 3\pi Q_u (\gamma/B)^{1/2} (1-\gamma/B)^{1/2} \quad \text{Eq. 7-11(a)}$$

Cette équation est fondée sur le concept selon lequel la rupture s'amorce en un point situé sous la fondation à une distance y à partir du bord et, en raison de la nature cassante de la roche de fondation, il se produit un affaissement progressif du terrain de fondation.

Supposons de plus que la distance y est égale à environ un pied (0.305m) et que la largeur de la fondation à laquelle l'équation 7-10(a) s'applique est supérieure à 10 pieds (3.05m), alors on obtient l'expression simple suivante:

$$q_f = 9.4 Q_u / B^{1/2} \quad \text{Eq. 7-11(b)}$$

où B doit être en pieds, quoique q_f et Q_u peuvent être exprimés en unités quelconques, pourvu que celles-ci soient les mêmes. L'équation 7-11(b) nous donne une réponse qui, selon les suppositions faites ci-dessus, est théoriquement 5% trop élevée pour une fondation d'une largeur de 10 pieds (3.05m) et une réponse qui est de 1% trop basse pour une fondation d'une largeur de 100 pieds (30.5m). Ces déviations ne sont pas appréciables.

Les équations ci-dessus de la capacité portante montrent que l'effet de la largeur B de la base varie selon la nature des matériaux. Pour des roches plastiques et qui ont une résistance de frottement, dont les propriétés ressemblent à celles d'un sol, l'équation 1-17 indique que la capacité portante augmente avec la largeur de la fondation. Si on considère que les matériaux de fondation sont sans frottement, par exemple, les cas d'un schiste où la pression de l'eau interstitielle est élevée ou d'une charge appliquée sur une paroi verticale, on peut éliminer le premier terme de l'équation 1-17, tel qu'indiqué par l'équation 1-32, et la capacité portante devient indépendante de la largeur de la fondation. L'équation 1-24, qui peut être valable pour des roches cassantes, ou dans les cas où la capacité portante est indépendante de la largeur de la fondation.

L'équation 7-11(b) suggère que, pour une base rigide sur une fondation fragile, la capacité portante doit varier inversement avec la racine carrée de la largeur de la fondation. Cela se produit parce que la concentration des contraintes aux bords de la base (Fig. 7-1b) augmente avec la largeur de la base. Avec ceci en tête, il est alors facile d'imaginer que, dans le cas d'une base rigide sur une couche dure qui recouvre une couche tendre (Fig. 7-1f), les concentrations de contraintes sous la base sont plus importantes que dans le cas considéré à la figure 7-1(b) et sont plus dépendants de la largeur de la base. Des essais ont montré que, pour ce genre de variation, la puissance de B varie entre 0.43 et 0.49 (5). L'équation 7-12 suggère donc que, pour une base rigide qui repose sur des roches stratifiées, la capacité portante dépend encore plus de la largeur. D'autres essais ont montré que ce genre de variation se produit lorsque la capacité portante varie inversement avec B porté à une puissance entre 0.09 et 0.95 (5).

Quoiqu'il ne soit pas possible à l'heure actuelle d'analyser cette situation quantitativement, on peut dire que la capacité portante varie inversement avec la largeur de la base portée à une certaine puissance:

$$q_f \propto Q_u / B^n$$

Eq. 7-12

D'autres cas plus compliqués de capacité portante se présentent lorsque l'on considère des fondations faibles. Il n'est pas inhabituel d'avoir une charge excentrique appliquée sur une fondation (Fig. 7-5a). Dans ce cas, si l'on fait coïncider le centre des masses de la surface d'appui avec le centre des masses de la charge de la fondation et si l'on suppose une pression de contact uniforme, alors on peut utiliser la largeur B' de la surface d'appui dans les formules de la capacité portante que l'on a développées pour les sols (7). Cette règle s'applique alors aux équations 1-16 et 1-17 qui, comme on l'a dit précédemment, ne s'appliquent qu'aux fondations suffisamment plastiques pour s'écouler sous des concentrations de contraintes sans que se produisent une fracture ou une rupture progressive.

Un autre cas qui peut nous intéresser est celui d'une charge inclinée (Fig. 7-5b). Dans ce cas, la longueur de la surface de rupture de la roche est diminuée et, par conséquent, la capacité portante est diminuée. Pour une fondation où aucune adhérence n'existe entre la construction et le terrain de fondation, l'angle limite d'inclinaison BET est l'angle de frottement entre le béton et la roche. On peut supposer que la valeur de cet angle maximum est celle de l'angle de frottement interne soit de la roche soit du béton.

On a fait des travaux théoriques et des vérifications à l'aide de modèles pour déterminer la réduction des coefficients de la capacité portante pour des charges inclinées sur des sols (7). En se fondant sur ces travaux et en nous limitant aux cas les plus communs, où il n'y a aucune adhérence entre la construction et le terrain de fondation, où l'angle de frottement interne de la roche est entre 40 et 50 degrés et où les inclinaisons varient entre zéro et 60 degrés on peut utiliser l'équation suivante pour estimer la diminution de la capacité portante lorsqu'une longue charge inclinée s'applique sur un terrain de fondation qui n'est pas altéré et devenu un sol résiduel:

$$q_f = (1 - 0.8(\beta/\phi)^{1/2})(0.5\gamma BN_\gamma + c N_c + q N_q) \quad \text{Eq. 7-13}$$

les équations 1-18 et 1-19 étant utilisées pour déterminer les facteurs N .

Lorsque la fondation est construite de façon qu'elle soit perpendiculaire à la charge inclinée (Fig. 7-5c), on trouve que la diminution de la capacité portante est moindre que celle d'une fondation horizontale (7). Dans les limites données pour l'équation 7-13, on peut estimer de nouveau la capacité portante réduite en utilisant l'équation suivante:

$$q_f = (1 - 0.3\beta/\phi)(0.5\gamma BN_\gamma + c N_c + q N_q) \quad \text{Eq. 7-14}$$

Exemple: On construit de grandes fondations de 10 pieds (3.05m) de large sur des roches tendres avec $FI = 40^\circ$, $c = 80 \text{ lb/ft}^2$ (0.55 MN/m²) et $GAM = 155 \text{ lb/ft}^3$ (2480 Kg/m³). La charge est inclinée de 20° par rapport à la verticale et la fondation est inclinée de 20° par rapport à l'horizontale de façon qu'elle soit normale à la charge. Calculer la capacité portante de la fondation.

Des équations 1-18: $N-GAM = \tan^6 (45 + 40/2) - 1 = 96$

$$N_c = 5 \tan^4 (45 + 40/2) = 105$$

De l'équation 7-14: $q_f = (1 - 0.3 \times 20/40) (0.5 \times \frac{155}{1728} \times 10 \times 96 + 80 \times 105)$

$$= 0.85 \times 8443 = 7170 \text{ lb/ft}^2 \text{ (11470 MN/m}^2\text{)}$$

Pour la plupart des fondations, avec des charges inclinées sur la roche, la présence de couches de faible résistance dans la roche (13) nous amène à craindre une rupture du terrain de fondation. Une situation typique (Fig. 7-6) est celle d'un barrage construit sur une fondation en roche dure qui comporte certaines zones de faible résistance. Le principal intérêt de l'ingénieur est d'envisager la possibilité d'une rupture horizontale par cisaillement le long des zones de faible résistance. L'analyse comprend alors la détermination du coefficient de sécurité d'une telle rupture.

Une telle analyse comprend l'étude de la force horizontale H sur le barrage due à la charge d'eau, du poids W du béton du barrage, de la réaction R du béton au pied du barrage (là où, à la rupture, la fracture par cisaillement se produirait dans le barrage), de la composante normale N de la réaction de la roche dans les zones de faible résistance, de la composante tangentielle F de la réaction de la roche dans les zones de faible résistance et de la poussée d'Archimède U due à la charge hydrostatique dans les roches de fondation (Fig. 7-6b). On peut déterminer indépendamment toutes ces forces, sauf N et F que l'on peut calculer à l'aide des équations d'équilibre.

En déterminant la résistance au cisaillement des zones de faible résistance, on peut comparer la valeur F avec la résistance maximum et, de cette manière, on peut établir un coefficient de sécurité. Il peut exister une certaine cohésion dans de telles zones de faible résistance ou le cisaillement peut être causé seulement par le frottement. Lorsqu'il n'existe aucune cohésion, le coefficient de sécurité est donné par:

$$F_s = N(\tan \phi)/F$$

Des essais en place montrent que, dans les zones de roches fracturées mais inaltérées, l'angle FI est habituellement supérieur à 37 degrés et souvent aussi grand que 53 degrés (11).

Considérons différents dispositifs (Fig. 7-6a) qui peuvent être installés pour augmenter le coefficient de sécurité dans le cas d'une rupture de cisaillement. D'abord, on peut construire en amont un écran d'étanchéité en lait de ciment pour empêcher les hautes pressions de l'eau d'agir sur le terrain de fondation, en d'autres termes, pour que U soit aussi petit que possible. Les tuyaux d'écoulement menant à la galerie de drainage du barrage sont destinés à accomplir la même fonction; si des pressions hydrostatiques existent dans les fondations, ces tuyaux d'écoulement les réduisent jusqu'à la pression d'eau sous la galerie de drainage. Des tuyaux d'écoulement, additionnels au pied du barrage seraient destinés à jouer le même rôle en plus d'éviter les grandes pressions de la poussée d'Archimède qui tendent à soulever le béton dans la région du bassin d'eau tranquille. Si ces tuyaux d'écoulement ne sont pas efficaces, on peut ancrer dans le roc des goujons en métal qui empêcheraient le béton de se soulever. De cette façon, la valeur maximum R est garantie.

Comme la poussée d'Archimède U est un des facteurs les plus importants qui régissent la stabilité d'un barrage, on doit s'efforcer de la conserver minimum. Il est important que la construction de telles fondations soit exécutée avec habileté (Fig. 7-7), car en dépit des dispositions prises telles que l'écran d'étanchéité en lait de ciment et les tuyaux d'écoulement, il peut exister de hautes pressions de soulèvement.

On peut baser l'analyse de la stabilité des culées rocheuses d'un barrage-voûte sur la mécanique que l'on a utilisée pour étudier le terrain de fondation. Une déformation excessive pourrait entraîner ou permettre des contraintes critiques dans un tel barrage. D'autre part, les couches tendres parallèles à la surface de la roche peuvent se cisailier de la même façon que celles du terrain de fondation. Il est très important dans ce problème d'obtenir des renseignements suffisants sur le sous-sol pour prévoir les problèmes éventuels.

Par exemple, le barrage-voûte de Malpasset en France était très mince, sa hauteur était de 200 pi (61m), et son épaisseur variait de 5 pi (1.53m) à la crête à 23 pi (7.02m) à la base. Le rayon de courbure à la crête était de 344 pieds (105m) et la longueur de la corde était de 590 pi (180m).

Les grandes pressions de culée ainsi que ce qui semblait être une couche étendue de matériaux de faible résistance dans une zone d'appui, plus ou moins parallèle à la surface de la roche, mena à l'effondrement du barrage. Il était difficile, après la catastrophe, de déterminer si l'on aurait pu déceler ou identifier une telle couche avant la construction en faisant une investigation plus poussée du sous-sol.

Une situation semblable s'est présentée lorsqu'une écluse s'est rompue à cause de la présence d'une couche d'argile d'environ 1/4 de pouce (0.64 cm) dans l'assise rocheuse (14). Dans ce cas, l'investigation du sous-sol comprenait le forage

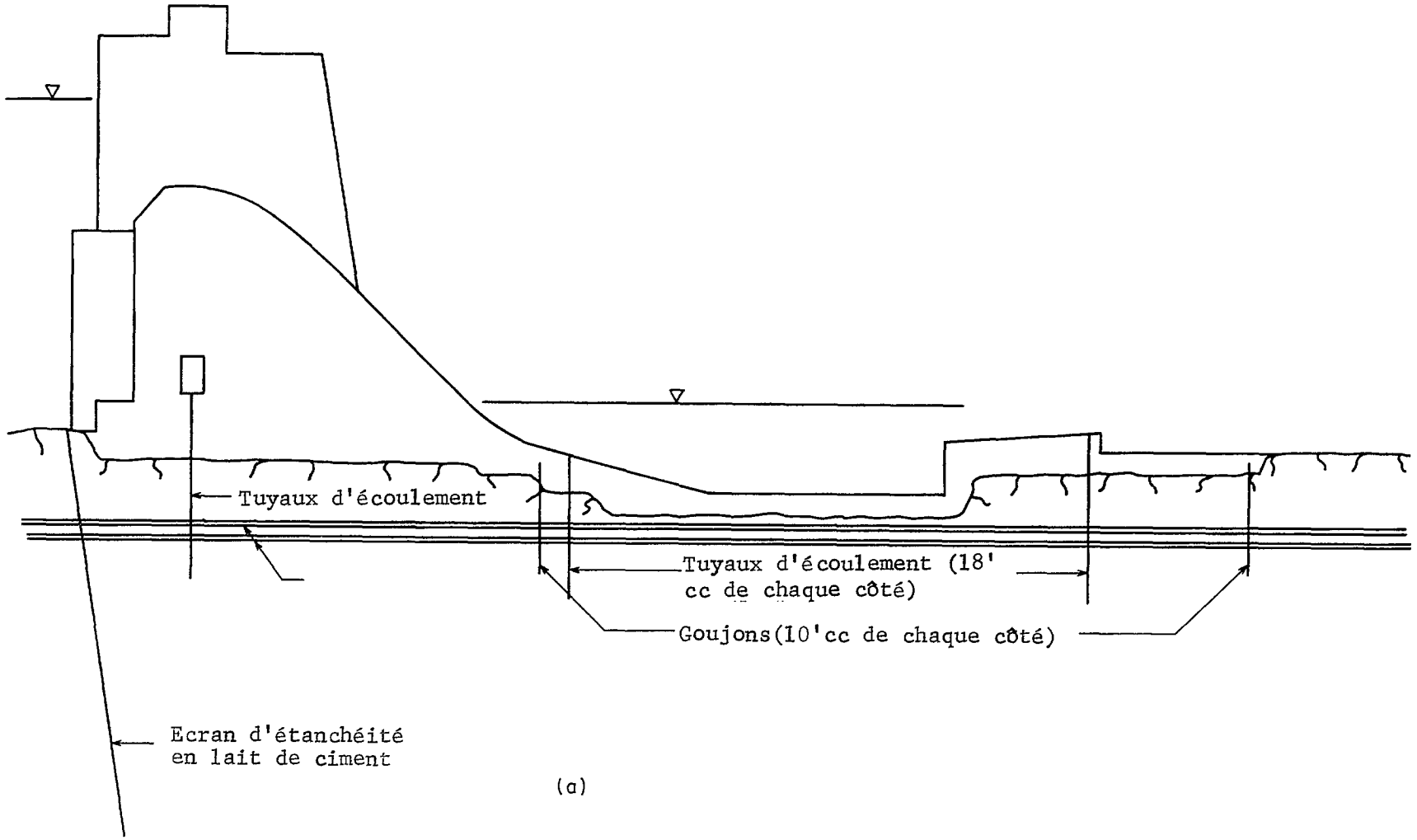


Fig. 7-6 - Fondations d'un barrage en zones faibles et certaines mesures de construction qui peuvent être prises.

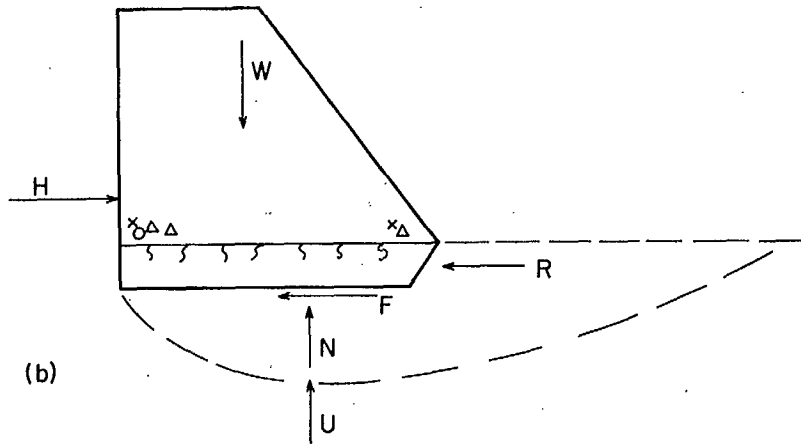


Fig. 7-6 Fondation d'un barrage avec des zones faibles et certaines mesures de construction qui peuvent être prises.

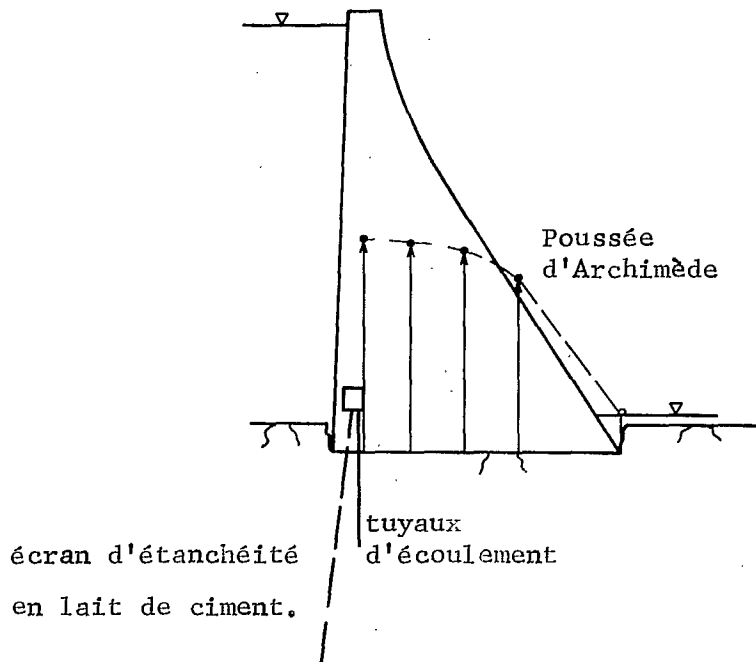


Fig. 7-7 Diagramme typique de la poussée d'Archimède à la base d'un barrage.

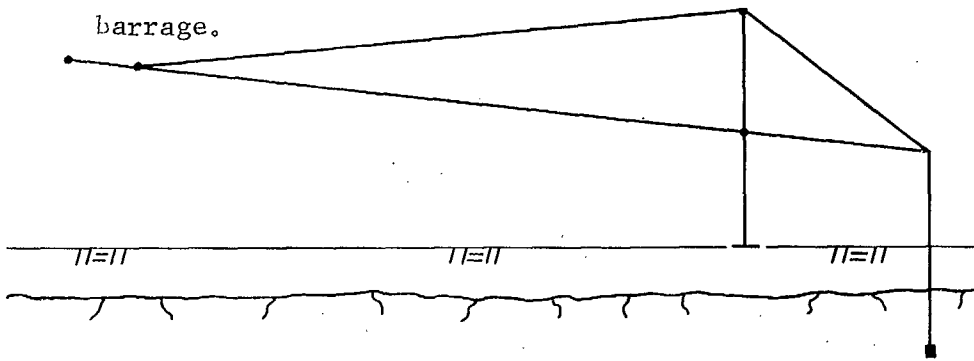


Fig. 7-8 Ancrage au rocher pour le cas d'un long toit en porte-à-faux.

de trous de carottage de 3 po (7.62 cm) de diamètre faits à l'aide d'une foreuse à diamants et espacés d'environ 30 pieds (9.15m), et de 3 trous de 36 po (91.44 cm) de diamètre pour permettre de faire une inspection visuelle. L'examen minutieux des trous et des carottes n'a pas servi à identifier la couche. Il est évident qu'on ne peut éliminer certains risques dans les travaux de l'ingénieur.

LES ANCRÉS AU ROCHER

On a trouvé de nombreux usages pour les ancrés au rocher dans les cas où l'on peut garantir la sécurité de leur fonctionnement. Considérons un long toit en porte à faux (Fig. 7-8). En général, le poids du toit est contrebalancé par une grande masse de béton, lorsque la qualité des roches de fond est bonne, une solution économique est d'utiliser des ancrés au rocher, dont la fonction est de produire une réaction à l'effort de soulèvement.

Considérons des ancrés au rocher utilisés dans la construction d'un barrage (Fig. 7-9). Dans ce cas, l'efficacité des ancrés au rocher permet de réduire la coupe transversale du barrage, ce qui nous fait économiser considérablement sur le coût total du béton. À cause de la réduction de la coupe de la base, il existe évidemment une tension au talon du barrage à laquelle doivent s'opposer les ancrés au rocher. La sécurité du fonctionnement de ces ancrés est extrêmement importante; on a élaboré ainsi des méthodes pour contrôler la tension dans les câbles de telle sorte que toute corrosion, tout relâchement ou toute rupture de l'ancrage puissent être décelés et que des mesures soient prises pour la réparation de la déféctuosité.

Considérons les ancrés au rocher utilisés pour retenir un mur de soutènement (Fig. 7-10). Dans ce cas, dans une excavation souterraine, il faut en général construire un système compliqué d'entretoises ou d'étrésillons pour retenir le banc de terrain jusqu'à ce que l'on ait complété la construction dans l'excavation. Les entretoises ou les étrésillons compliquent le coulage des fondations et des murs. Par conséquent, on réduit le temps et le coût de la construction lorsque l'on remplace ces entretoises ou ces étrésillons par des ancrés au rocher.

La figure 7-11 montre une application semblable des ancrés au rocher: dans ce cas cependant, les ancrés au rocher retiennent la roche de mauvaise qualité aux culées du barrage (6). On coule des culées en béton qui s'appuient sur la mauvaise roche; puis on perce des trous d'ancrage à travers le béton et dans la roche. On ancre les câbles au fond des trous et on les soumet à une précontrainte. On peut alors procéder à la construction du barrage sans se préoccuper des chutes de roches de cette région.

Il y a beaucoup d'autres applications des ancrés au rocher. Par exemple, le vent peut soumettre les bâtiments élevés à des forces de soulèvement sur un côté et, par conséquent, ceux-ci exigent une réaction semblable à celle du barrage considéré à la figure 7-9. Les ponts en porte-à-faux ont le même système de force et les mêmes exigences d'ancrage que le toit en porte-à-faux de la figure 7-8. Le toit d'un chantier d'abattage minier peut être soutenu par des boulons d'ancrage ou par des ancrés au rocher plus longues, ce qui élimine les supports internes, comme dans le cas indiqué à la figure 7-10. On peut stabiliser économiquement les talus rocheux qui bordent une route ou les travaux d'exploitation d'une mine à ciel ouvert dans des cas spéciaux par des ancrés au rocher semblables à ceux de la figure 7-11. On doit garder à l'esprit que la sécurité du fonctionnement de l'ancrage doit, dans tous ces cas, être assurée.

Il existe des applications moins courantes des ancrés au rocher. Par exemple, on peut comprimer de nouveau des sols de fondation ou des roches tendres afin de minimiser l'expansion et la détérioration qui résulte normalement d'une diminution de la pression entraînée par l'excavation du terrain sus-jacent ou pour soumettre à une compression initiale de telles couches compressibles de façon que le tassement effectué sous les charges de construction ne soit pas excessif.

Les corps-morts, qui servent de poteaux d'amarrage pour les bateaux, peuvent être construits à bon marché si la qualité des roches de fond permet un ancrage pour les forces de compression et de traction qui résultent de l'impact du bateau. Lorsque la force transmise au sol est une force de compression, l'élément de construction est un pieu (utilisé d'ailleurs pour de nombreux autres types de construction) enfoui dans la roche de fond.

Un type courant d'ancrage au rocher consiste en une tige ou un câble métallique, ancré dans la roche à l'aide d'un coulis ou de béton de ciment de Portland. La résistance limite d'une telle ancre au rocher dépend de plusieurs types différents de rupture. Premièrement, la contrainte de cisaillement qui s'exerce à la surface de séparation de l'acier et du coulis peut causer la rupture de ce dernier. On trouve que la contrainte de cisaillement (Fig. 7-12a) est répartie d'une façon relativement égale sur la longueur de l'ancre si le module de déformation de l'ancre est beaucoup plus grand que celui du sol (2). Cette distribution n'est donc pas valable pour de la roche dure. Cependant, lorsqu'elle est valable, on peut calculer la contrainte moyenne de cisaillement en se servant de l'équation suivante:

$$\tau = P/(2\pi RL) \quad \text{Eq. 7-15}$$

R étant le rayon de la tige d'acier et L, la longueur de l'ancre.

En se basant sur des travaux expérimentaux effectués dans le domaine de la construction en béton, on peut déterminer la contrainte moyenne admissible pour les tiges lisses d'après l'équation suivante:

$$\tau_a = 2.4 \sqrt{f'_c} \quad (160 \text{ psi max}) \quad \text{Eq. 7-16}$$

TAU-a étant la contrainte de cisaillement admissible et f'_c , la résistance du béton ou du coulis à la compression uniaxiale.

Lorsque les barres à surfaces déformées ou tout élément de construction, un ergot par exemple, sont soumis à une contrainte de cisaillement, la surface de rupture se trouve dans le béton. On peut calculer la contrainte admissible de cisaillement d'après l'équation suivante:

$$\text{TAU-a} = 0.1 f'_c \quad (350 \text{ lb/po.}^2 \text{ max } (2.42 \text{ MN/m}^2)) \quad \text{Eq. 7-17}$$

Ces équations comportent un coefficient de sécurité de l'ordre de 2 à 2.5 en ce qui concerne la résistance moyenne du béton. Si l'on suppose le coefficient de sécurité égal à deux, on peut calculer la capacité maximum de l'ancre au rocher à l'aide de l'équation suivante:

$$P_f = 4\pi RL\tau_a \quad \text{Eq. 7-18}$$

où P_f est la charge de l'ancre à la rupture.

En plus de la contrainte de cisaillement qui s'exerce à la surface de séparation de l'acier et du coulis, il existe aussi une contrainte de cisaillement à la surface de séparation du coulis et de la roche. En supposant que la résistance de la roche est plus grande que celle du coulis, on utilise les équations 7-17 et 7-18 pour déterminer la capacité de l'ancre en ce qui concerne la rupture à la surface de séparation. Dans ce cas, comme r est le rayon du trou et est ainsi supérieur au rayon de l'élément en acier, la capacité de l'ancre n'est pas régit par ce mode de rupture. D'autre part, lorsque le coulis se contracte, le contact entre celui-ci et la roche est moins étroit et leur surface de séparation offre une résistance plus faible que celle de la surface de séparation du coulis et de l'acier. Il est important, par conséquent, de s'assurer que le coulis comprenne une petite quantité d'agent d'expansion ou que le mélange soit tel que la contraction soit inappréciable.

En plus des contraintes de cisaillement produites par la charge dans l'ancre, il existe des contraintes de traction dans la roche au-delà de l'extrémité de l'ancre (Fig. 7-12b). Dans ce cas, il est possible de calculer les contraintes et de déterminer leur répartition en utilisant la méthode des éléments finis (16).

Lorsque la rupture de l'ancre est causée par les contraintes de traction dans la roche, la rupture s'amorce au bas de l'ancre et elle entraîne alors la formation d'un cône de roches limité par des plans sur lesquels agissent des contraintes de traction diagonales (Fig. 7-12c). L'étude des travaux expérimentaux portant sur les boulons d'ancrage dans le béton (8) montre qu'on peut prédire d'une façon précise la valeur de la charge maximum des ancrés au moment de la rupture et qui entraînerait la formation d'un cône de béton, si l'on suppose que le cône de rupture est limité par des plans inclinés à 45 degrés par rapport à la surface et si l'on utilise dans les calculs la résistance moyenne du béton à la traction. On peut alors calculer à l'aide de l'équation suivante la capacité de l'ancre pour un tel type de rupture.

$$P_f = \sqrt{2}\pi L^2 T_s \quad \text{Eq. 7-19}$$

$$P_f = 4.45 L^2 T_s$$

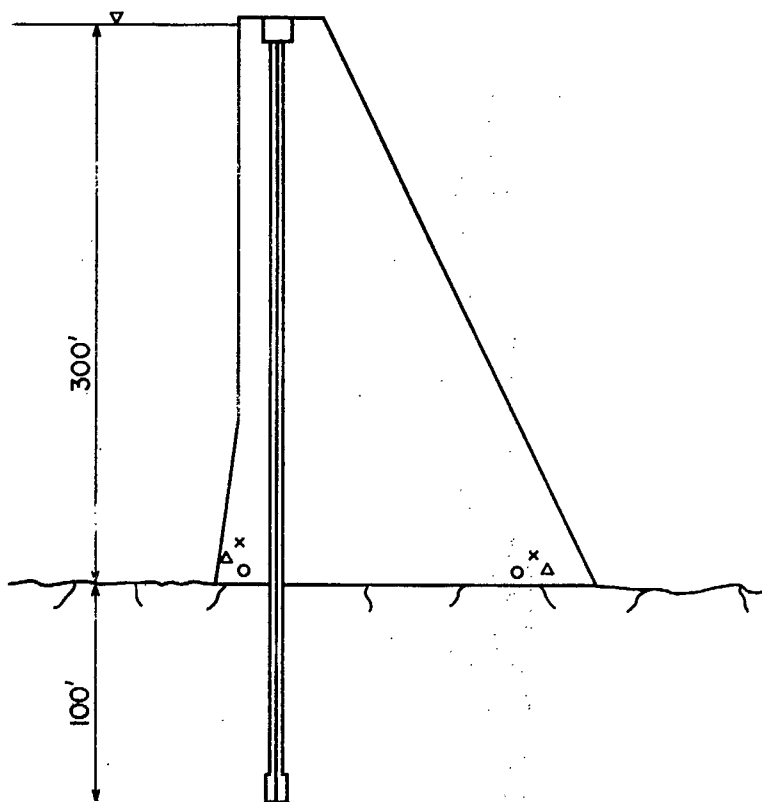


Fig. 7-9 - Ancrage au rocher utilisé dans la construction de barrages.

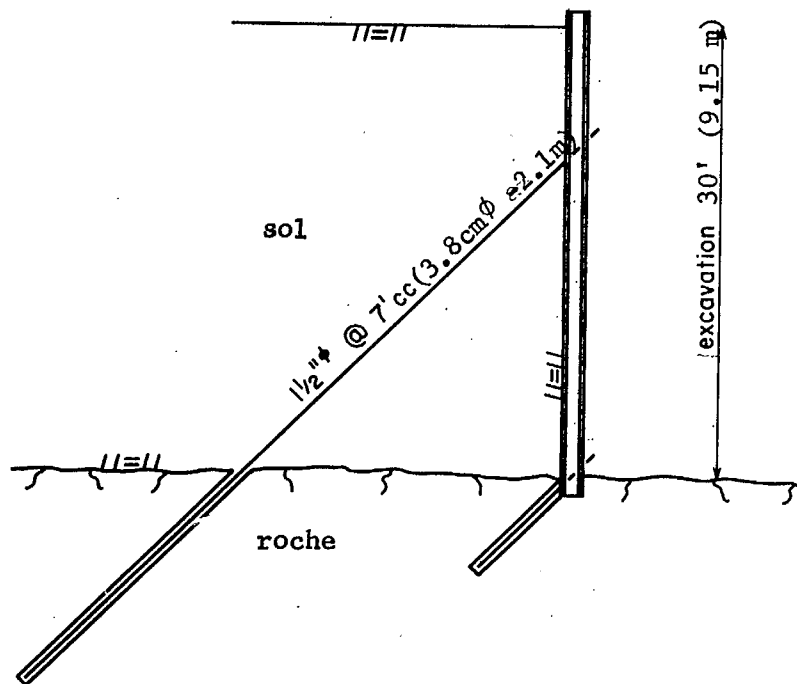


Fig. 7-10 - Ancrage au rocher utilisé dans la construction de murs de soutènement.

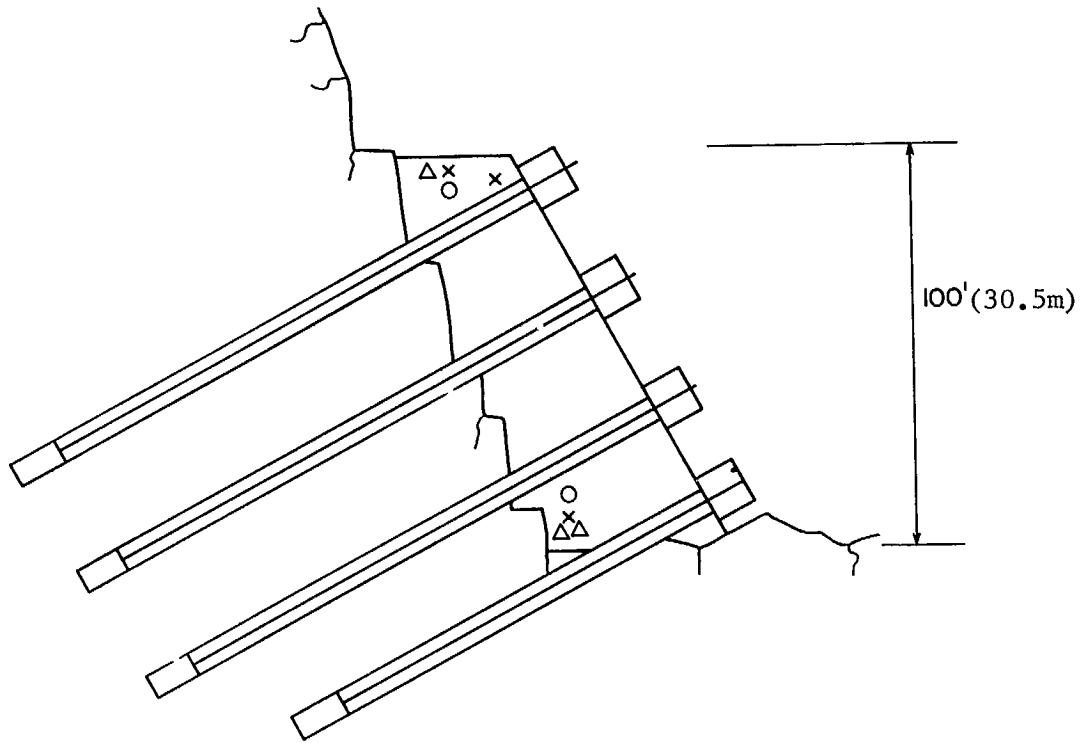


Fig. 7-11 Ancres au rocher utilisées pour stabiliser les talus rocheux

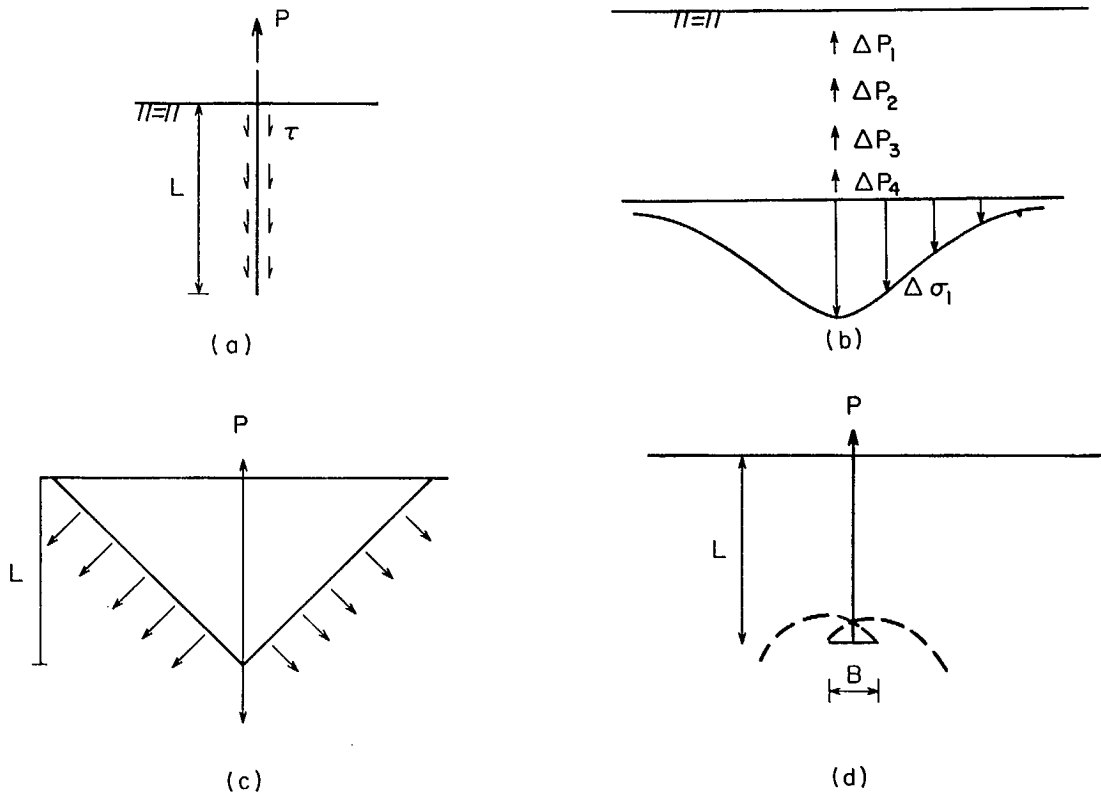


Fig. 7-12 Schémas de distribution des contraintes pour les ancrs au rocher.

Ts étant la résistance de la roche à la traction.

Ancrage de pieux: On a mentionné ci-dessus que l'on a utilisé des ancrs au rocher dans la construction de corps-morts pour l'amarrage des bateaux. Un trépied de pieux enfouis dans la roche de fond forme un assemblage capable de résister aux forces latérales qui sont causées par l'impact du bateau. Selon la direction de l'impact, quelques-uns des pieux sont soumis à la compression alors que les autres pieux sont soumis à la tension. En plus de cette application des pieux ancrés, on utilise la même technique pour obtenir des pieux de haute capacité, dans la construction d'autres ouvrages.

Un pieu est en général construit de la manière suivante (Fig. 7-15a): une caisse en acier de 24 po (61 cm) de diamètre extérieur et de 1/4 po (0.6 cm) d'épaisseur, $f'_c = 4000 \text{ lb/po}^2$ (27.6 MN/m²), une contrainte admissible $f_c = 900 \text{ lb/po}^2$ (6.21 MN/m²) de compression dans le béton, une contrainte admissible $f_s = 16,000 \text{ lb/po}^2$ (110 MN/m²) dans l'acier et un noyau qui consiste en une pièce de construction de 14 po x 14 po (35.6 x 35.6 cm) à 170 lb/PL (2480 N/m). Si l'on utilise ces contraintes typiques admissibles et si l'on déduit 1/16 po (0.16 cm) de l'épaisseur de la caisse parce que cette partie de métal n'est pas effective ou qu'elle est sujette à la corrosion, la charge admissible sur le béton serait de 390k (1.74 MN) sur la caisse en acier, de 226k (1.0 MN) en sur le noyau en acier, de 551k (2.45 MN), ce qui donne une charge totale admissible de 1167k (5.19 MN).

On détermine habituellement la longueur appropriée du raccord qui sert à transmettre la charge à la roche à l'aide de l'équation suivante:

$$L = \frac{Q - 0.35 f'_c A_c}{0.05 f'_c C_B} \quad \text{Eq. 7-20}$$

Q étant la charge du pieu, f'_c , la résistance prévue du béton à la compression uniaxiale, A_c , l'aire de la coupe transversale du béton et C_B , la circonférence du béton ou la circonférence intérieure de la caisse. Pour l'exemple considéré ci-dessus, L est de 37.6 po. (95.5 cm). L'équation 7-20 implique que 0.35 f'_c est la pression de contact appropriée entre le bas du pieu et la roche. Ceci est passablement compatible avec la contrainte portante maximum admissible de 0.375 f'_c (comme elle qui s'exerce sur le sommet des bases) lorsque la surface sur laquelle la contrainte portante agit est inférieure à 1/3 de la surface horizontale totale. La formule implique également que 0.05 f'_c est la contrainte appropriée admissible de cisaillement ou la contrainte de liaison entre le béton et les parois rocheuses du manchon d'accouplement. De plus, on présume que la répartition de la charge entre les contraintes de cisaillement exercées sur les côtés et les contraintes portantes exercées au fond du manchon d'accouplement sont conformes à ces contraintes admissibles.

La charge Q du pieu donne lieu à des contraintes TAU de cisaillement qui s'exercent sur les côtés du manchon d'accouplement et à des contraintes portantes q qui s'exercent au fond du manchon d'accouplement (Fig. 7-15b). On peut étudier le mécanisme du manchon d'accouplement à l'aide de la méthode des éléments finis si on tient compte de la déformation du pieu et de la roche de fond et si on suppose qu'aucune contraction du béton ne se produira pour gêner la liaison étroite entre le béton et la roche. Des études confirment que le schéma des variations des contraintes de cisaillement est tel que vu à la fig. 7-15(b) mais que la charge transmise à la roche en charge portante au bas de l'ancrage varie entre 3% et 10% de la charge globale lorsque le rapport des modules de déformation de l'ancrage à la roche passa de 0.1 à 10. Dans le dernier cas, la contrainte maximum de cisaillement qui se manifeste au sommet de l'ancrage, décroît visiblement (16).

Alors, si on calcule la contrainte moyenne de cisaillement ou de liaison (en supposant que toute la charge est supportée par les côtés du manchon d'accouplement), on obtient la valeur suivante:

$$\text{TAU} = \frac{1,167,000}{\pi \times 24 \times 72} = 215 \text{ lb/po}^2 \text{ (1.48 MN/m}^2\text{)}$$

Cette contrainte est inférieure à la contrainte maximum moyenne de liaison de 330 lb/po² (2.28 MN/m²) habituellement admissible pour ce type de béton.

Si, d'autre part, on utilise la longueur calculée du manchon d'accouplement soit 37.6 po (95.5 cm) ou s'il existe des couches tendres ou altérées jusqu'à une profondeur de 3 pi (0.92m) (fig. 7-15c), la longueur L' du manchon d'accouplement dans lequel s'exerce la contrainte de cisaillement est seulement de 36 po (91.4 cm) environ. La contrainte moyenne de cisaillement est alors de 430 lb/po² (2.97 MN/m²) valeur qui est supérieure à la contrainte maximum moyenne admissible de liaison de 330 lb/po² (2.28 MN/m²). Dans ce cas, les suppositions, faites pour développer la formule qui sert à calculer la longueur du manchon d'accouplement, sont pas satisfaites et des contraintes excessive de cisaillement se produisent.

L'effet des contraintes de cisaillement sera comme indiqué à la figure 7-15d. L'élément du côté gauche montre que les contraintes de cisaillement provoquent des contraintes de compression et de traction dans la roche. L'élément du côté droite de la figure 7-15d montre que des contraintes correspondantes existent dans le béton. La résistance du béton à la traction étant habituellement égale à 0.1 f'_c , il semble que, si l'on utilise les valeurs des contraintes moyennes de cisaillement calculées précédemment et si l'on admet que les contraintes maximums de cisaillement indiquées à la figure 7-15(b) sont supérieures à celles-ci, une rupture par traction se produit dans le béton et pourrait se produire dans la roche.

Considérons les conditions de contraintes à la rupture, représentée par le cercle de Mohr (1), dans le cas d'un cisaillement pur (Fig. 7-15e). L'enveloppe de rupture étant typique du béton, le cercle (1) représente la rupture par tension. Cependant, en plus des contraintes de cisaillement à la surface du manchon d'accouplement, il y aura aussi des contraintes normales de compression qui agissent sur des plans verticaux et horizontaux. L'effet de ces contraintes se traduit par un déplacement du cercle (1) vers la droite.

Si l'on spécifie que les contraintes admissibles de compression dans la partie en béton du pieu sont de 0.225 f'_c , l'enveloppe admissible des contraintes peut être considérée comme celle représentée par la ligne pointillée de la figure 7-15e. Le cercle (2) représente les contraintes admissibles de compression uniaxiale. Les contraintes maximums de cisaillement qui correspondent à ce cercle de contraintes, sont de 0.1125 f'_c , ce qui donne une valeur de 450 lb/po² (3.1 MN/m²) pour le béton considéré ci-dessus. Puisque la valeur de la contrainte de compression exercée sur des plans horizontaux dans le béton en-dessous du haut du manchon d'accouplement est probablement inférieure à la valeur de la contrainte exercée au-dessus du manchon d'accouplement dans le pieu et que la valeur de la contrainte de cisaillement est plus élevée que la valeur moyenne, on voit donc pourquoi la valeur considérée de la contrainte maximum admissible de cisaillement est de 200 lb/po² (1.38 MN/m²) ou de 350 lb/po² (2.4 MN/m²) au lieu d'être de 450 lb/po² (3.1 MN/m²).

Lorsque la contraction du béton est supérieure à la rugosité du manchon d'accouplement, toute la charge est transmise au bas du pieu. Dans ces circonstances, dans le cas de l'exemple considéré ci-dessus, la charge moyenne est égale à:

$$q = \frac{1167}{\pi \times 12^2} = 2.58 \text{ Kips/po}^2 = 186 \text{ tonnes/pi}^2 \text{ (17.8 MN/m}^2\text{)}$$

Cette charge est beaucoup plus élevée que la pression maximum admissible de 50 à 60 tonnes/pi² (2.39 - 2.88 MN/m²) donnée dans différents codes de la construction. Cependant, à l'aide de l'équation 1-24(b), on voit que la capacité portante limite d'une roche cassante devrait être égale à au moins trois fois la résistance à trois dans le cas d'une rupture de résistance, la pression de contact admissible est alors égale à la résistance de la roche à la compression uniaxiale. La résistance à la compression uniaxiale de cette roche de mauvaise qualité n'est pas supérieure à 5000 lb/po² (34.5 MN/m²), le manque de résistance de cisaillement dans le manchon d'accouplement et la transmission de toute la charge au bas du pieu n'aggravent pas les dangers de rupture sauf s'il existe immédiatement sous le fond du manchon d'accouplement des particularités géologiques telles que des disclases ouvertes ou des couches de matériaux mous. Les valeurs des pressions de contact admissibles, données dans la plupart des codes de la construction, comportent une grande marge de sécurité à cause de la présence possible de ces particularités, surtout dans la roche de fond à proximité de la surface du sol.

D'après ce qui précède, il semble qu'un procédé rationnel de construction de pieux de haute capacité consiste à forer un manchon d'accouplement à partir de la surface de la roche de fond jusqu'à une profondeur suffisante pour éliminer toutes diaclases ouvertes, roches altérées ou couches tendres. Ce procédé de construction comprend également le forage d'un trou de petit diamètre au-dessous du fond du manchon d'accouplement, qui nous permet de constater l'absence de telles particularités géologiques. Il semble qu'il y aurait avantage à ne pas compter sur la partie de la charge transférée par cisaillement aux côtés du manchon d'accouplement, mais à empêcher la formation de telles contraintes de cisaillement en utilisant un revêtement d'acier mince ou de carton de façon à éviter la formation possible de contraintes de cisaillement dommageables élevées tout près haut du manchon d'accouplement.

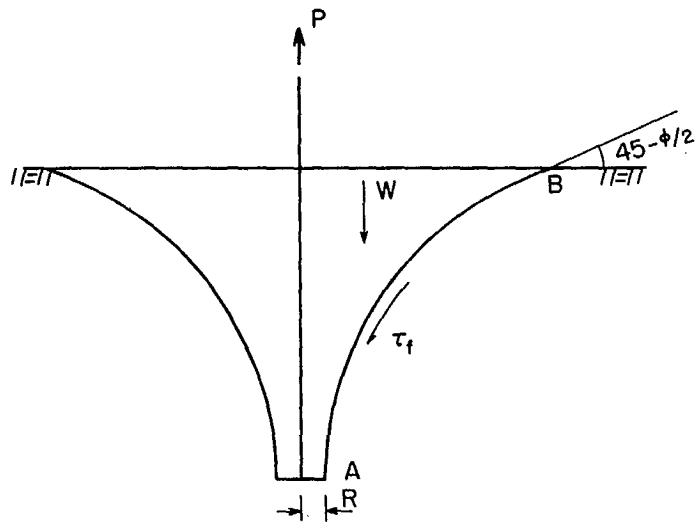


Fig. 7-13 - Analyse de la capacité d'ancrage en terrain plastique.

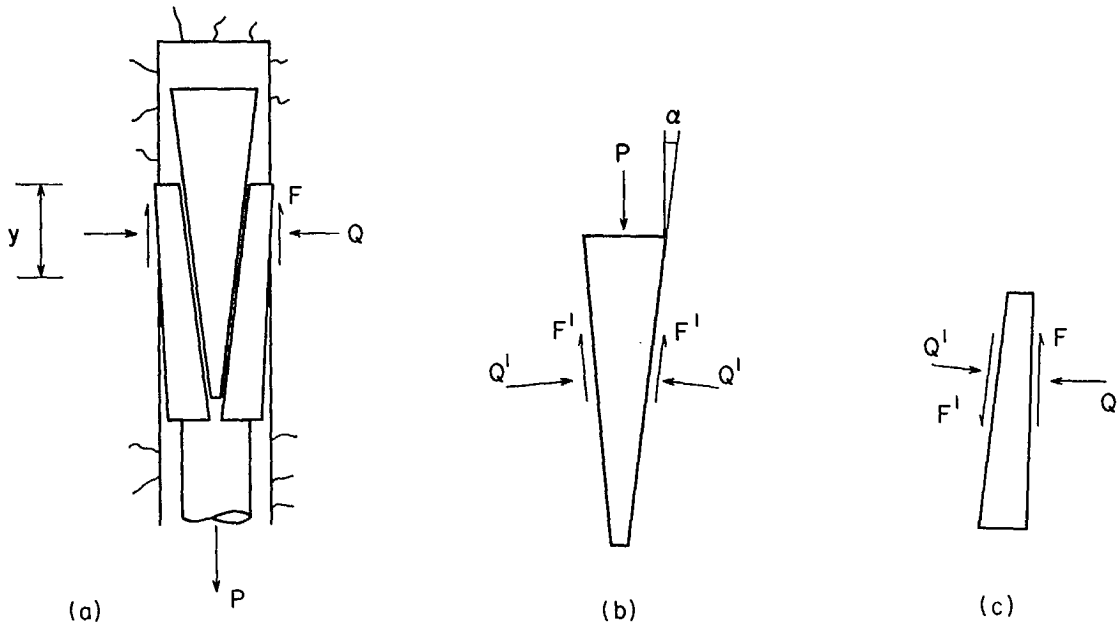


Fig. 7-14 - Analyse de la capacité d'ancrage du boulon.

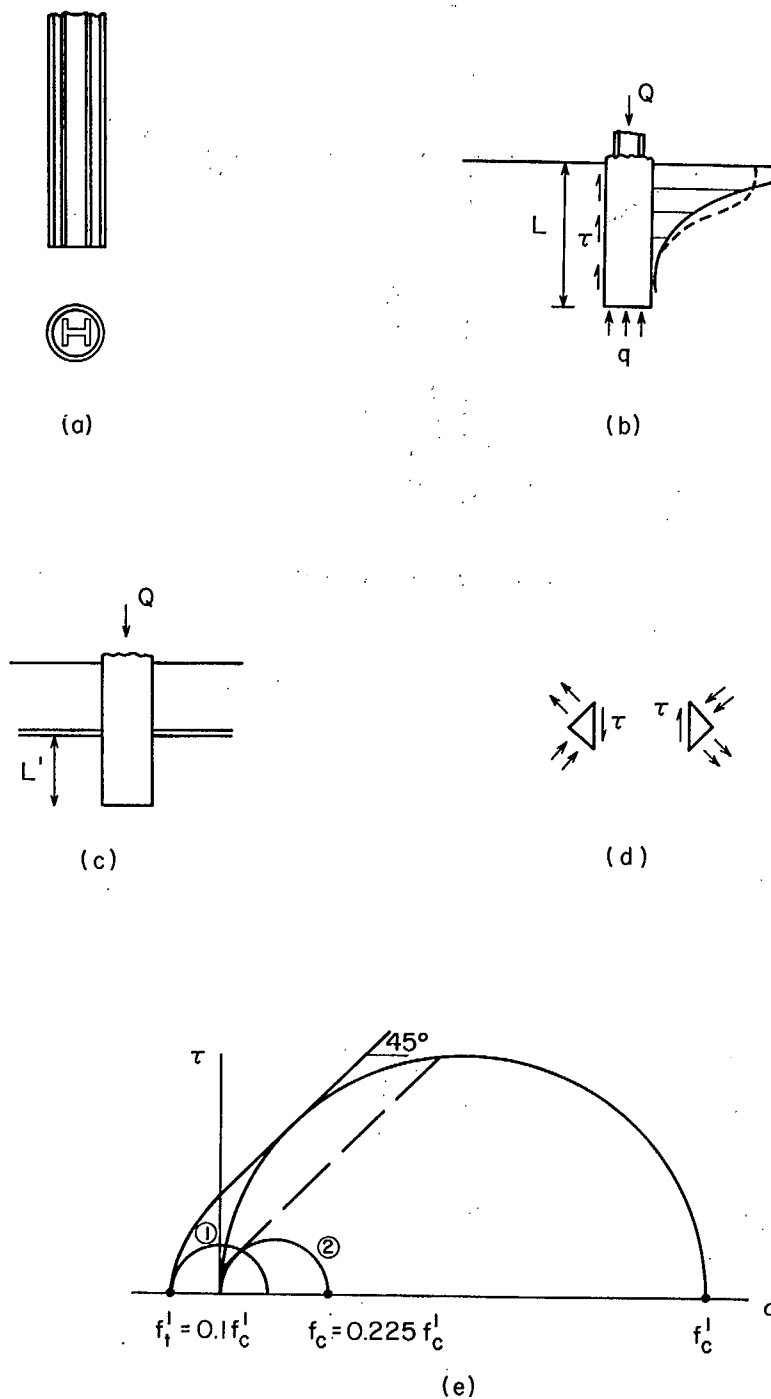


Fig. 7-15 - Analyse d'un pieu composé dans une cavité rocheuse.

Considérons la rupture d'une ancre dans le sol (Fig. 1-12d). Ce cas peut ou ne peut pas s'appliquer à la roche. Une plaque ou une saillie est fixée à l'extrémité inférieure de l'ancre. Si la longueur L est supérieure à environ cinq fois la largeur B de la plaque, la rupture se produit par cisaillement dans le sol élastique. Cette rupture ressemble à une rupture où la capacité portante est insuffisante. Par conséquent, on peut utiliser l'équation 1-17 pour calculer la capacité de l'ancre lorsque ce type de rupture se produit. Si l'on modifie d'une manière appropriée la configuration géométrique du dessin la capacité de l'ancre s'exprime par:

$$P_f = B^2 (\gamma L N_\gamma + c N_c) \quad \text{Eq. 7-21}$$

Nc étant obtenu de l'équation 1-19. Comme pour l'équation 1-17, cette analyse est valable seulement lorsque le sol est suffisamment plastique de sorte que les concentrations de contraintes sont éliminées par un écoulement plastique sans la formation de fractures.

Considérons un autre type de rupture qui se produit dans les sols et qui peut se produire dans la roche (Fig. 7-13). Comme dans le cas précédent, on doit fixer une plaque ou une saillie à l'extrémité inférieure de l'ancre de façon que celle-ci trouve prise dans le sol. La rupture se produit alors par cisaillement le long de la surface où s'applique la théorie de Mohr de la résistance. En d'autres termes, la contrainte de cisaillement τ , à la rupture est égale au produit de la cohésion plus la contrainte normale par le coefficient de frottement. Dans ce cas, la capacité de l'ancre est:

$$P_f = W + T_v \quad \text{Eq. 7-22}$$

où W est le poids du sol limité par la surface de rupture et T_v , le produit de la composante verticale de la contrainte de cisaillement par l'aire de la surface de rupture. On simplifie le calcul de ces deux composantes de capacité en utilisant les expressions suivantes (9) :

$$W = \gamma L^3 F_1 \quad \text{Eq. 7-23}$$

$$T_v = \gamma L^3 (F_2 C / (\gamma L) + F_3) \quad \text{Eq. 7-24}$$

La table 1 donne les valeurs des facteurs F pour un domaine approprié de paramètres.

TABLE 1

Valeurs des Facteurs F

L/R	FI =	0°	30°	40°	50°
2	F ₁	0.50	0.62	0.66	0.70
	F ₂	2.39	2.42	2.12	1.75
	F ₃	0	0.48	0.56	0.58
4	F ₁	0.25	0.37	0.41	0.45
	F ₂	1.60	1.78	1.61	1.47
	F ₃	0	0.31	0.37	0.39
∞	F ₁	0.05	0.17	0.21	0.25
	F ₂	1.40	1.60	1.52	1.32
	F ₃	0	0.30	0.36	0.37

Dans le cas d'un boulon d'ancrage à coin ou à coquille, si l'acier ne se rompt pas, la rupture se produit parce que la capacité portante du terrain soumis à une charge inclinée est insuffisante (Fig. 7-5b et Fig. 7-5c). Quoique la surface extérieure d'un boulon d'ancrage fasse un angle avec la paroi latérale du trou, cet angle est petit dans la plupart de cas. D'ailleurs, les boulons à coquilles sont construits habituellement de sorte que toute la surface extérieure s'étend de façon égale et qu'elle soit parallèle aux parois latérales du trou. Par conséquent, on suppose que le cas représenté à la figure 7-5(b) s'applique à tous les boulons d'ancrage dans la roche.

Considérons un boulon d'ancrage dont la coquille se compose de deux-lames maintenues par une bride (Fig. 7-14a). Les lames s'écartent lorsque le coin central est sollicité vers le bas par la tige filetée du boulon soumis à un couple de serrage. Le boulon est soumis à une traction P vers le bas. L'ancre est retenue par les forces de frottement F dont la valeur maximum dépend de la force normale Q. La valeur maximum de Q dépend d'autre part de la capacité portante de la roche à ce niveau.

Analysons les forces qui agissent sur un coin (Fig. 7-14b). En prenant la somme des forces verticales qui agissent sur le coin, on peut établir la relation suivante:

$$P = 2(Q' \sin \alpha - F' \cos \alpha)$$

où P est la charge du boulon, Q' et F', les réactions normale et tangentielle sur les côtés du coin et α , l'angle du coin jusqu'aux parois du trou. Comme le coin peut glisser sur les rampes des lames, la relation entre la force maximum F' et la force normale Q' comporte un coefficient de frottement:

$$F' = Q' \tan \psi$$

où ψ est l'angle de frottement entre les deux surfaces métalliques. Ces équations nous donnent l'expression suivante:

$$P = 2Q' (\sin \alpha + \tan \psi \cos \alpha)$$

En prenant la somme des forces horizontales et verticales qui agissent sur une des lames (Fig. 7-14c), on peut établir l'équation suivante:

$$Q' = Q (\tan (\alpha + \psi) + \cot \alpha) \sin \alpha.$$

Si l'on remplace Q' par Q dans l'équation qui exprime P, on obtient l'équation suivante:

$$P = 2Q (\tan (\alpha + \psi) + \cot \alpha) \sin \alpha (\sin \alpha + \tan \psi \cos \alpha)$$

Si l'on utilise l'équation 7-13, qui exprime la capacité portante du terrain sur lequel repose des fondations horizontales soumises à une charge inclinée et si l'on admet que, dans ce cas, la charge s'applique sur une paroi verticale (ce qui élimine le facteur $0.5 \times \text{GAM} \times B$), qu'il n'existe aucune surcharge sur la surface voisine (ce qui élimine le facteur q) et que l'augmentation de la capacité portante d'une surface d'appui carrée convient à cette configuration géométrique, on obtient l'expression suivant, qui peut s'appliquer aux roches élastiques:

$$P = 2A' c N_c \left(1 - (\alpha + \psi) / \varphi \right)^{1/3} (\tan (\alpha + \psi) + \cot \alpha) \sin \alpha (\sin \alpha + \tan \psi \cos \alpha) \quad \text{Eq. 7-25(a)}$$

où A' est la surface de contact avec la roche d'une seule lame de la coquille, c , la cohésion de la roche, N_c , l'indice de portance (cf équation 1-19), ALP l'angle du coin et PSI , l'angle de frottement entre le coin et la coquille. Cette équation prend la forme abrégée suivante:

$$P = A c N_c I S$$

Eq. 7-25(b)

où A est la surface totale des lames de la coquille, c , la cohésion de la roche, N_c , l'indice de portance obtenu de l'équation 1-19, I , le facteur de réduction de la charge inclinée (dont l'équation 7-13 tient compte et qui est égale à $1 - (ALP + PSI)/PI$)^{1/3} et S , le facteur relatif à la coquille est égal à $(\tan (ALP + PSI) + \cot ALP) \sin ALP / (\sin ALP + \tan PSI \cos ALP)$.

BIBLIOGRAPHIE

1. Roark, R., "Formulas for Stress and Strain", McGraw-Hill (1954).
2. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", p. 382, 423, 398, Wiley (1943).
3. Serafim, J., "Rock Mechanics Considerations in the Design of Concrete Dams", P. Internat. Conf. on State of Stress in the Earth's Crust, Elsevier, New York (1964).
4. Habib, M., "Détermination du module d'élasticité des roches en place", J. Fdns, et de la Mech. des Sols, p. 35 (Sept. 1950).
5. Jenkins, J., "A Laboratory and Underground Study of the Bearing Capacity of Mine Floors", 3rd Internat. Conf. on Strata Control, Cerchar, Paris (1960).
6. Ischy, E., "Castillon Dam", 3rd Congress on Large Dams, Stockholm (1948).
7. Meyerhof, G., "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads", P. 3 Internat. Conf. Soil Mechanics Fdn. Eng., Vol. 1, p. 440 (1953).
8. Adams, R., "Some Factors which Influence the Strength of Bolt Anchors in Concrete", J. Amer. Conc. Inst., Vol. 27, No. 2 (1955).
9. Balla, A., "The Resistance to Breaking Out of Mushroom Foundations for Pylons", P. 5 Internat. Conf. Soil Mechanics Fdn. Eng., Vol. 1 (1961).
10. Luga, A. et al., "Bearing Piles and Open Caissons for Foundations", P. 5 Internat. Conf. Soil Mechanics Fdn. Eng., Vol. 2, p. 85 (1961).
11. Rocha, M. et al., "Experimental Studies of Buttress and Multiple Arch Dams", T. 7 Cong. Large Dams, Ques. 26, Rome, p. 641 (1961).
12. Monfore, G., "Laboratory Tests of Rock Cores from the Foundation of Dam BR-9, India, and Analysis of Load-Bearing Tests", USBR, Denver, Lab. Rpt. No. C-731 (1954).
13. Rettie, J. and Patterson, F., "Some Foundation Considerations at the Grand Rapids Hydro-Electric Project", Eng'g J., EIC, Vol. 46, No. 12, p. 32 (1963).
14. Anon, "Clay Seam Wrecked Wheeler Lock", Eng. New. Rec. p. 19 (Jan. 4, 1962).
15. Walters, R., "Dam Geology", Butterworth, p. 51 (1962).
16. Coates, D.F., and Yu, Y., "Three-dimensional Stress Distributions around a Cylindrical Hole and Anchor", P. 2nd International Cgs. on Rock Mecc., Belgrade, (1970).

PROBLEMES

1. A) Calculer le tassement d'une fondation carrée et rigide qui supporte une charge de 2500k (11.13 MN) si le module de déformation du terrain de fondation est de $2 \times 10^6 \text{ lb/pt}^2$ (12000 MN/m²) et si on suppose que le coefficient de Poisson est de 0.2. La surface de la fondation est 30 pt^2 (2.73m²). B) Calculer le tassement de la surface de la roche à 5 pi (1.53m) de la ligne centrale de la charge. C) Calculer la pression de contact sur la ligne centrale de la charge. D) Calculer la pression de contact à 2 pi (0.61m) de la ligne centrale de la charge.
2. Une pile d'un pont en béton est de 10 pi x 25 pi (3.05m x 7.63m) dans le plan. Elle supporte une charge de 4000k (17.8 MN). Pour la roche de fondation, $E = 3 \times 10^6 \text{ lb/pt}^2$ (20700 MN/m²) et $\mu = 0.25$. On suppose que la pression de contact est uniforme. A) Calculer le tassement du coin de la pile. B) Calculer le tassement du centre de la pile. C) Comme le tassement du centre et des coins ont tendance à être différents, quels seraient les effets sur la pile en béton si celle-ci ne se déforme pas d'une façon compatible? D) Si la même pile repose sur une couche de roches tendres de 20 pi (6.1m) d'épaisseur avec $E = 1 \times 10^6 \text{ lb/pt}^2$ (6900 MN/m²) et $\mu = 0.25$, qui recouvre une couche de roche dure, quel serait le tassement d'un coin de la pile?
3. Une couche de roche dure qui a 4 pi (1.22m) d'épaisseur et qui recouvre une couche épaisse de roches tendres supporte une charge linéaire de 100k/pied linéaire (2.26 MN/m). Le coefficient de la réaction du terrain de fondation est 10^3 lb/pt^3 (272 MN/m³) pour la roche tendre et $E = 2 \times 10^6 \text{ lb/pt}^2$ (13800 MN/m²) pour la roche dure. A) Calculer le tassement de la charge. B) Si la fondation a une largeur de 8 pi (2.44m) et une longueur de 50 pi (15.25m), calculer la contrainte verticale maximum dans la roche tendre. C) En supposant que la pression de contact dans la couche tendre est uniforme, calculer le tassement au centre de la fondation causé par la roche tendre. D) Répéter (C) en utilisant le diagramme de Newmark. E) Déterminer le tassement de la fondation en (B) en utilisant la méthode des éléments finis.
4. Des essais ont montré que la roche d'un terrain qui supporte une fondation horizontale 8 pi (2.44m) de large et 50 pi (15.25m) de long a $FI = 45^\circ$, $C + 100 \text{ lb/pt}^2$ (0.69 MN/m²) et $GAM = 158 \text{ lb/pi}^3$ (2528 Kg/m³). A) En supposant que la roche a une réaction élastique et que la pression de contact est uniforme, calculer la capacité portante limite. B) En supposant que la roche a une réaction fragile et que la pression de contact est uniforme, calculer la capacité portante limitée. C) En supposant que la roche a une réaction fragile et que la distribution de la pression est causée par une fondation relativement rigide, calculer la capacité portante limite de la roche. D) Répéter (A) si la charge est appliquée sur la fondation avec une excentricité de 1 pi (0.305m). E) Répéter (A) si la charge est appliquée à 15° par rapport à la verticale. F) Répéter (A) à (E) en utilisant la méthode des éléments finis.
5. On a tiré un boulon d'ancrage cimenté dans la roche jusqu'à la rupture. La partie de l'ancrage qui est dans la roche a 4 po. (10 cm) de long, mais il est possible que l'ancrage n'ait pas été efficace pour le dernier demi-pouce (1.27 cm) dans le fond. Le trou a un diamètre de 1 1/2 po (3.8 cm) et la tige d'acier a un diamètre de 7/8 po (2.22 cm) et une contrainte d'écoulement de 36 kips/po.² (248 MN/m²). La rupture s'est produite pour une charge de 20k (8.9 x 10³N) et a été accompagné du détachement d'un cône de roche à la paroi. Les essais en laboratoire ont montré que la résistance à la traction uniaxiale de la roche était 350 lb/pt^2 (2.42 MN/m²), $FI = 45^\circ$ et $C = 700 \text{ lb/pt}^2$ (4.83 MN/m²). A) Quelle théorie expliquerait cette rupture de la façon la plus satisfaisante? B) Calculer la capacité d'une tige qui a 10 po. (25.4 cm) de long et 1/2 po (1.27 cm) de diamètre et qui est cimentée dans une roche de même nature.
6. Une ancre verticale de terre se compose d'une tarière de 18 po. (45.7m) de diamètre et est installée à 6 pi. (1.83m) dans le sol. Pour le sol, $GAM = 100 \text{ lb/pi}^3$ (1600 Kg/m³), $FI = 30^\circ$ et $C = 600 \text{ lb/pi}^2$ (0.03 MN/m²). Calculer la capacité limite de l'ancrage.
7. Dans une formation de roches altérées, on élargit un trou horizontal de 20 pi (6.1m) de long et 3 po. (7.62 cm) de diamètre de sorte que le diamètre soit 5 po. (12.7 cm) pour les derniers 2 pi. (0.64m) du fond du trou. Pour la roche, $GAM = 160 \text{ lb/pi}^3$ (2500 Kg/m³), $FI = 40^\circ$ et $C = 80 \text{ lb/pt}^2$ (0.552 MN/m²). Calculer la capacité d'ancrage de la roche si l'ancrage est cimentée sur les deux derniers pieds (0.61m) dans le rond du trou.
8. Un boulon d'ancrage d'un diamètre de 3/4 po (1.9 cm) est composé d'une coquille à quatre lames et son point d'écoulement est à 55 kip/pt^2 (379 MN/m²). La surface minimum de contact d'une lame avec la roche est égale à 0.25 po.^2 (1.61 cm²). L'angle des faces du boulon qui écarte les lames des éléments est 5° . Le coefficient de frottement de boulon sur la coquille est 0.25. La roche a $GAM = 167 \text{ lb/pi}^3$ (2670 Kg/m³), $FI = 45^\circ$ et $C = 3000 \text{ lb/pt}^2$ (20.7 MN/m²). A) Calculer la capacité portante de la roche si elle se rompt élastiquement. B) Calculer la capacité portante de la roche si la rupture est fragile. C) Pour quelle tension dans le boulon la pression de contact coquille sur roche dépasserait-elle le minimum de (A) ou de (B)? D) Calculer la capacité de l'acier du boulon au point d'écoulement. E) Calculer la capacité de l'ancrage dans le cas de la rupture élastique de la roche.

CHAPITRE 8
LA DYNAMIQUE DES ROCHES

INTRODUCTION

Ce chapitre traite seulement des problèmes techniques associés à la mécanique des roches que l'analyse peut aider à résoudre. Par conséquent, bien que nous traitons les mouvements de terrain, la dynamique et l'étude structurale ne seront pas étudiées puisqu'elles n'appartiennent pas au domaine de la mécanique des roches. De plus, alors que plusieurs sections traitent le sautage, nous ne traitons pas certains sujets tels le concassage et le broyage en raison du fait que présentement, les techniques de la mécanique des roches ne nous sont d'aucun secours pour résoudre les problèmes qui s'y rattachent.

Le chapitre commence par un bref rappel des notions de mouvement harmonique simple et des vibrations forcées pour refamiliariser l'étudiant avec les concepts fondamentaux du mouvement harmonique et pour donner une idée des facteurs importants du comportement structural pendant un mouvement de terrain.

Ensuite, nous discutons des concepts de la transmission des ondes. Ces concepts sont nécessaires pour comprendre les données empiriques dans différents domaines tel le sautage, la formation de cratères, l'éclatement des roches et la stabilité des excavations souterraines.

LE MOUVEMENT HARMONIQUE SIMPLE

Lorsqu'un corps élastique est temporairement écarté de sa position d'équilibre et puis lâché soudainement de façon qu'il retourne vers sa position originale, chaque particule du corps tend à se déplacer selon un mouvement harmonique simple, c.-à-d. que le mouvement des particules est un mouvement périodique autour de leur position d'équilibre de sorte que leur accélération vers leur position d'équilibre soit toujours proportionnelle à la distance de cette position. Une masse fixée à un ressort, à une poutre ou à une colonne d'une structure, les fondations dans un sol élastique ou une masse rocheuse soumis à un déplacement momentané ou à un impact peuvent être considérées comme des corps élastiques.

La figure 8-1 représente un système vibrations élastique. Le ressort pourrait représenter les propriétés de déformation élastique d'une poutre, d'une colonne, d'un sol élastique sous une fondation ou, en général, d'une masse rocheuse élastique.

La figure 8-1a représente les forces agissant sur la masse lorsqu'elle est déplacée de sa position d'équilibre. Dans ce schéma, la force de la gravité W agit vers le bas et la réaction du ressort, $W + kz$, agit vers le haut. Cette réaction inclut la réaction W du ressort à la position d'équilibre et la réaction additionnelle du ressort comprimé d'une longueur z . Le coefficient k est la constante du ressort exprimée en unités typiques lb/po.

D'après la seconde loi de Newton, on peut écrire l'équation:

$$(W - W - kz)g = Ma = W d^2z/dt^2$$

où a est l'accélération, t , le temps et g , l'accélération due à la pesanteur ou le facteur de conversion des unités gravitationnelles de masse en unités absolues. L'équation du mouvement est donc une équation différentielle linéaire et homogène du second degré:

$$d^2z/dt^2 + kgz/W = 0$$

La solution de cette équation est:

$$z = z_0 \cos(t\sqrt{kg/W}) \quad \text{Eq. 8-1}$$

où z_0 est une constante.

En prenant les dérivées de l'équation 8-1 on obtient:

$$v = dz/dt = -z_0\sqrt{kg/W} \sin(t\sqrt{kg/W}) \quad \text{Eq. 8-2}$$

$$a = dv/dt = -z_0(kg/W) \cos(t\sqrt{kg/W}) \quad \text{Eq. 8-3}$$

où v est la vitesse et a l'accélération du corps. Les conditions initiales sont: lorsque $t = 0$, nous avons $z = z_0$ et $v = 0$.

Le graphique de la figure 8-1c représente la relation déplacement-temps masse qui oscille librement selon un mouvement harmonique simple. La vitesse du corps en tout temps est donnée par la dérivée du déplacement par rapport au temps ou par la pente de la tangente à la courbe déplacement-temps. Ainsi la courbe de la vitesse en fonction du temps (Fig. 8-1d) devance la courbe du déplacement d'un quart de cycle. De même, la figure 8-1e représente la courbe accélération-temps qui peut être considérée comme la courbe qui représente la pente de la courbe vitesse-temps. La courbe de l'accélération devance à son tour la courbe de la vitesse d'un quart de cycle.

On peut déterminer la période des oscillations en résolvant l'équation 8-1 par rapport à l'accroissement de temps écoulé entre le passage d'une particule en deux positions identiques, c.-à-d. lorsque $z = z_0$. Ainsi la période est donnée par

$$T = 2\pi\sqrt{W/kg} \quad \text{Eq. 8-4}$$

L'inverse de la période est évidemment la fréquence:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{kg/W} \quad \text{Eq. 8-5}$$

La figure 8-2a montre un amortisseur relié à une masse qui est appuyée sur un ressort. Elle représente schématiquement un système élastique soumis à des forces d'amortissement. Comme ces forces sont souvent proportionnelles à la vitesse des particules du système, elles sont représentées par cet amortisseur qui d'un point de vue mécanique, peut être considéré comme étant un piston libre dans un cylindre rempli d'un fluide. Dans ce cas, l'équation de la force devient:

$$(W - W - kz - c dz/dt)g = W d^2z/dt^2$$

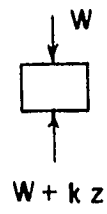
où c est la constante d'amortissement.

La solution de cette équation différentielle montre que, lorsque le coefficient d'amortissement est élevé, le corps n'oscillera pas s'il est relâché d'une position perturbée mais il retournera lentement à sa position initiale comme le démontre la ligne en pointillé de la figure 8-2b. La ligne continue de la figure 8-2b représente les oscillations qui résultent du déplacement initial lorsque le coefficient d'amortissement est petit. Dans ce cas, des oscillations se produisent mais leur amplitude va décroissant.

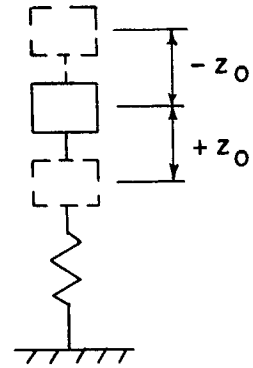
Nous voyons maintenant que nous pouvons répartir les problèmes de dynamique structurale en deux types. Premièrement, un impact (par ex., les mouvements de terrain brusques causés par des tremblements de terre ou le choc d'une explosion secouant les fondations d'un immeuble) peut imposer des contraintes anormales à une structure élastique. Dans ce cas, la structure considérée comme un système complexe de masses et de ressorts, est subitement déplacée, puis libre de réagir selon ses propres propriétés. Un système simple réagit alors selon la figure 8-2 qui s'applique à tout système contraint par des forces d'amortissement. Par conséquent, les oscillations disparaissent éventuellement.

Contrairement au cas de l'impact, le deuxième type de problèmes de dynamique résulte des vibrations continues. Dans ce cas, la force externe qui provoque le mouvement est ordinairement continue et elle-même de nature oscillatoire. La figure 8-3a représente une force P qui s'applique sur une masse supportée par un ressort. P varie suivant l'expression $P = P_0 \sin \omega t$, où P_0 est une constante exprimée en unités de force, ω , une autre constante exprimée en radians par seconde et t , le temps. En résolvant par rapport au temps lorsque $P = P_0$, nous trouvons que la période d'oscillation de la force est égale à $2(\pi)/\omega$ ou, en d'autres termes la fréquence est égale à:

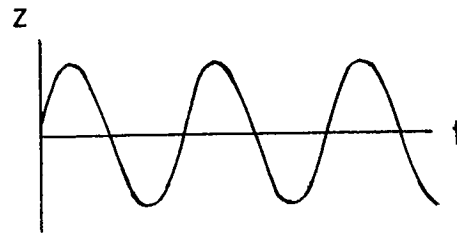
$$f = \omega/2\pi.$$



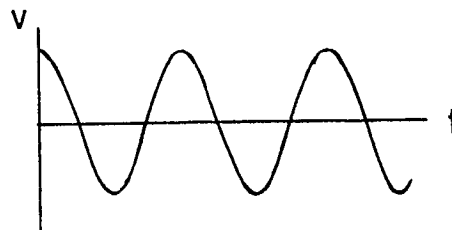
(a)



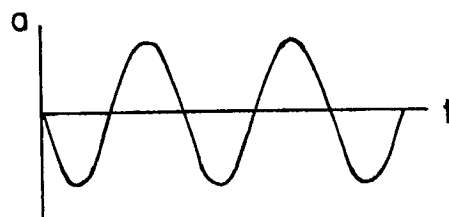
(b)



(c)

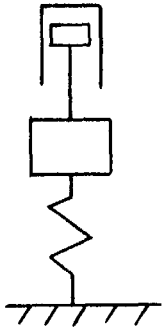


(d)

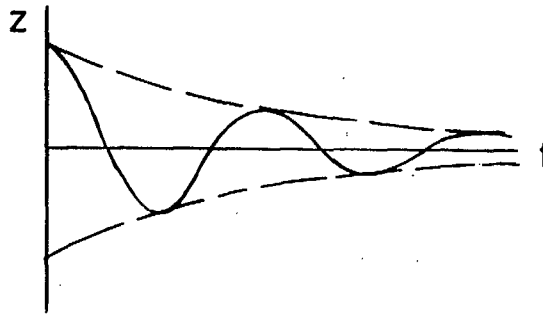


(e)

Fig. 8-1 Prototype de structures élastiques avec un degré de liberté.



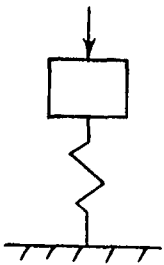
(a)



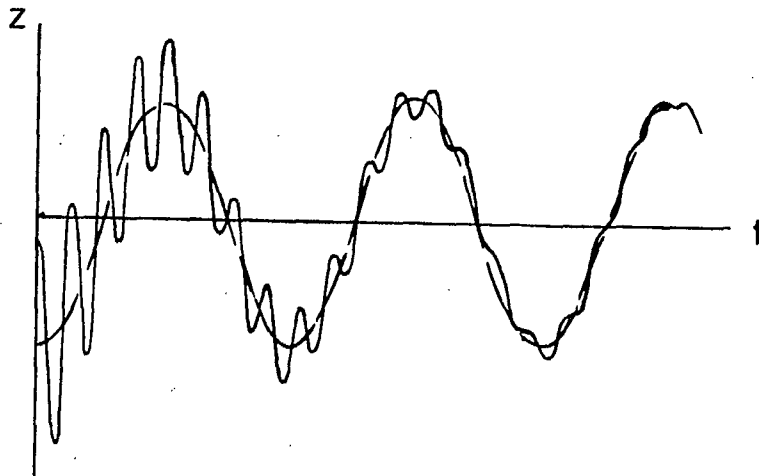
(b)

Fig. 8-2 Prototype plastique avec amortissement ou frottement visqueux.

$$P = P_0 \sin \omega t$$



(a)



(b)

Fig. 8-3 Prototype élastique sous l'effet de vibrations forcées.

L'équation des forces du système représenté à la figure 8-3a s'écrit:

$$(W - W - kz + P_0 \sin \omega t)g = Wd^2z/dt^2$$

La solution de cette équation différentielle nous donne l'expression suivante:

$$z = z_0 \cos(t\sqrt{kg/W}) + (1 - W\omega^2/(kg))^{-1} (P_0/k) \cos \omega t$$

où, pour $t = 0$, $z = z_0$ et $v = 0$.

L'équation 8-6 est composée de deux termes. Le premier terme est l'équation 8-1. Il exprime en somme la réaction qu'entraîne une perturbation dans le système masse-ressort. Ce type de réaction, pour la plupart des systèmes, inclut l'amortissement visqueux, ce qui signifie qu'éventuellement le mouvement cessera (Fig. 8-2).

Le mouvement continu qu'entraîne la force appliquée est représenté par le second terme de l'équation 8-6. Comme le premier terme devient inappréciable s'il y a de l'amortissement l'équation 8-6 s'écrit:

$$z = (1 - W\omega^2/(kg))^{-1} (P_0/k) \cos \omega t \quad \text{Eq. 8-7}$$

D'après cette équation, on voit que la fréquence du mouvement résultant permanent est la même que celle de la force appliquée. La courbe de la relation du déplacement en fonction du temps est représentée à la figure 8-3b. Dans ce cas, la contribution du premier terme de l'équation 8-6 devient insignifiante après trois cycles environ (selon le facteur d'amortissement). L'équation 8-7 décrira alors le mouvement subséquent.

Selon l'équation 8-7, le déplacement maximum de la masse sera alors égal au déplacement qui se produirait sous l'application statique de la force maximum P_0/k multipliée par le facteur $(1 - W\omega^2/(kg))^{-1}$. Cette force s'appelle le facteur d'amplification et s'exprime par:

$$MF = (1 - (f/f_n)^2)^{-1}$$

où f est égal à $\omega/2\pi$ et f_n , la fréquence naturelle de la structure, est égale à $(kg/W)^{1/2}/2\pi$.

La figure 8-4 représente la courbe de la variation de MF (facteur d'amplification) en fonction du rapport f/f_n . Quand f/f_n tend vers 1 (phénomène de la résonance), le MF tend vers l'infini pour un système dont le facteur d'amortissement est nul. Lorsque le rapport des fréquences devient plus grand que 1, le facteur d'amplification devient négatif, ce qui signifie simplement que le sens du mouvement de la masse est contraire à celui du mouvement de la force.

Lorsque le rapport des fréquences tend vers l'infini, le facteur d'amplification tend vers zéro. C'est-à-dire, quand la fréquence de la force appliquée devient très grande par rapport à la fréquence propre du système, il n'y a presque pas de déplacement. En d'autres termes, la masse ne dispose pas du temps nécessaire pour se déplacer dans une direction avant que la force ne change de sens.

La figure 8-4 représente la réflexion de la partie négative de la courbe avec un amortissement nul par une ligne en pointillé au-dessus de l'axe des "x". Elles nous indiquent simplement l'ordre de grandeur du facteur d'amplification sans tenir compte de la direction du mouvement. On considère habituellement ce genre de données comme des valeurs scalaires (c'est-à-dire des grandeurs seulement).

La famille de courbes de la figure 8-4 représente la variation du facteur d'amplification d'un système avec amortissement pour différents rapports du coefficient d'amortissement au coefficient critique. On peut voir à l'aide de ces courbes que, en présence d'amortissement, même si le rapport des fréquences est 1, c'est-à-dire à la résonance, le facteur d'amplification a une valeur finie relativement faible.

Les systèmes mécaniques analysés ci-dessus, en plus de constituer des prototypes de structures, de machines et même, dans certains cas, de masses rocheuses, peuvent aussi représenter certains instruments pratiques. Le schéma assez simplifié de la figure 8-5 représente un appareil sismique. Une masse W s'appuie sur des ressorts verticaux et est maintenue en place par un ressort horizontal.

Lorsqu'un tel appareil est employé comme sismographe, la masse est généralement très lourde et la base est ancrée dans la roche de fond. L'instrument peut aussi être employé pour mesurer l'amplitude des vibrations mécaniques; on l'appelle alors un vibromètre. Le même instrument peut aussi être utilisé comme accéléromètre, tel qu'expliqué plus bas.

Lorsqu'il y a un mouvement vertical de terrain, le mouvement de la base de l'instrument (Fig. 8-5) est donné par $y = y_0 \sin \omega t$. Cette expression représente les oscillations forcées résultant de phénomènes comme les tremblements de terre ou les explosions. Le déplacement de la base entraîne un déplacement z de la masse. Le mouvement relatif de la masse par rapport à la base, qui est égal à l'extension des ressorts, est $(z - y)$. L'équation de la force pour la masse peut alors s'écrire:

$$(W - W - (z - y)k)g = Wd^2z/dt^2$$

On obtient ensuite une équation différentielle de la forme suivante:

$$\frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{kg}{W}(z - y) = 0.$$

ou

$$\frac{d^2(z - y)}{dt^2} + \frac{kg}{W}(z - y) = -y_0 \omega^2 \sin \omega t.$$

En résolvant cette équation par rapport à l'amplitude Z du mouvement relatif de la masse par rapport à la base, on obtient l'équation suivante:

$$Z = \frac{y_0 (f/f_n)^2}{1 - (f/f_n)^2} \quad \text{ou} \quad \frac{y_0}{(f_n/f)^2 - 1} \quad \text{Eq. 8-9}$$

Le jauge de la figure 8-5 mesure l'amplitude Z . Dans le cas des vibromètres, on utilise un jauge à cadran gradué. Dans le cas des sismographes, on utilise un miroir fixé à un levier. Ce miroir réfléchit la lumière transversant une fente. On peut ainsi enregistrer le mouvement sur papier photographique.

Examinons l'équation 8-9 afin de voir comment Z varie par rapport à f/f_n . Quand f/f_n est grand, l'équation 8-9 se réduit à:

$$Z = -y_0 \quad \text{Eq. 8-10}$$

En ce cas, l'amplitude mesurée Z correspond à l'amplitude réelle du mouvement du terrain. En d'autres termes, un sismographe enregistre le déplacement du terrain; un vibromètre enregistre l'amplitude des vibrations de la base. Nous pouvons aisément déduire que cette situation se présente quand la fréquence propre f_n de l'instrument est petite ou en d'autres termes lorsque la constante k du ressort est petite (ressort mou).

Considérons l'exemple suivant: la fréquence du mouvement de terrain égale au triple de la fréquence propre de l'instrument. Nous pouvons comparer les résultats obtenus par l'équation 8-9 et par l'équation 8-10:

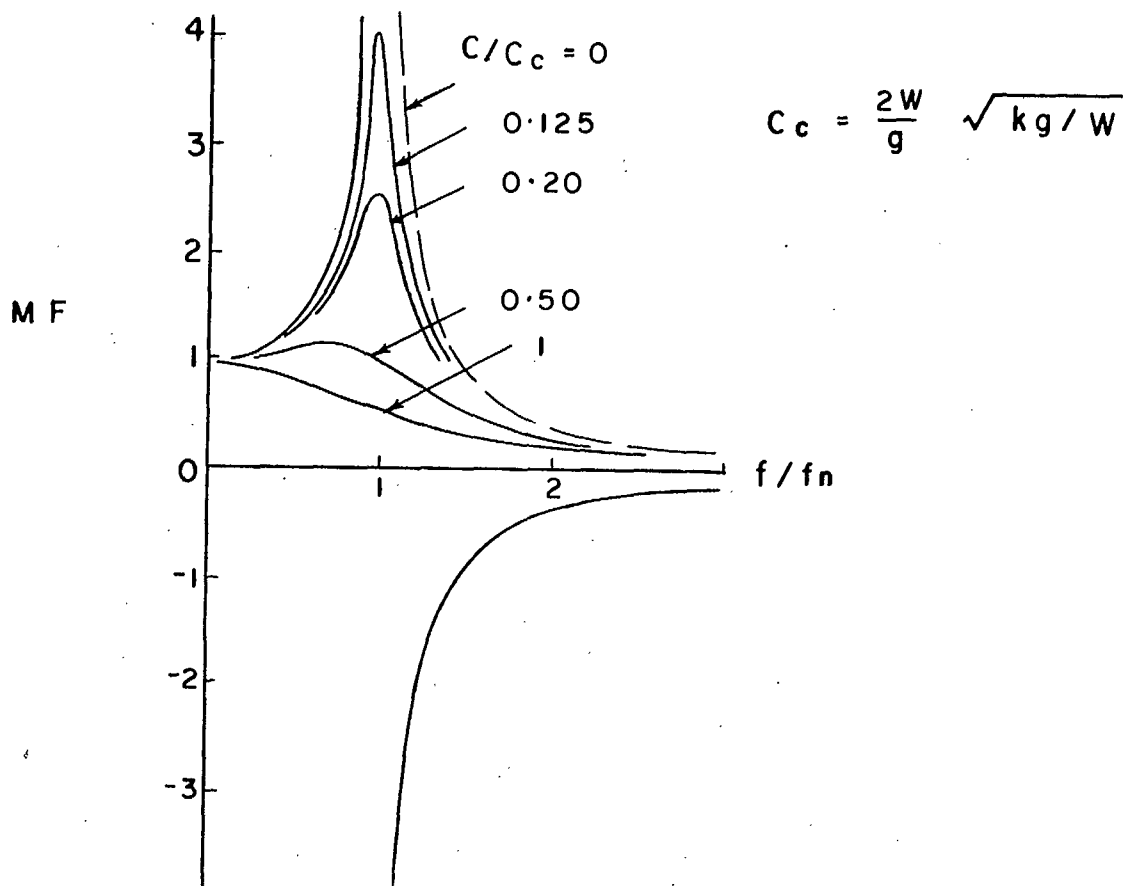


Fig. 8-4 Amplification de la réponse du déplacement d'une structure élastique.

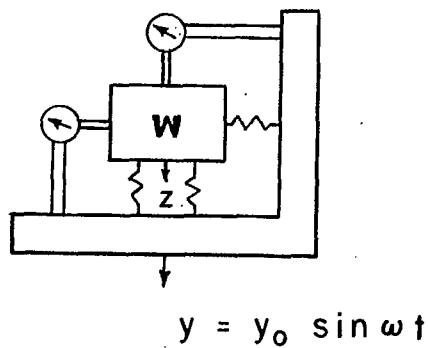


Fig. 8-5 Un appareil séismique.

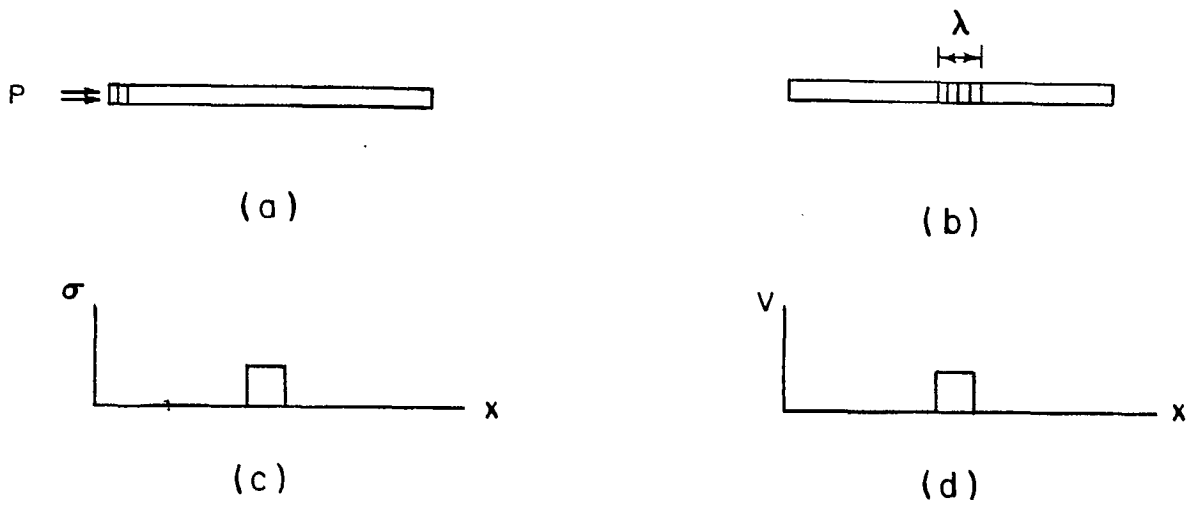


Fig. 8-6 Production d'une onde élastique.

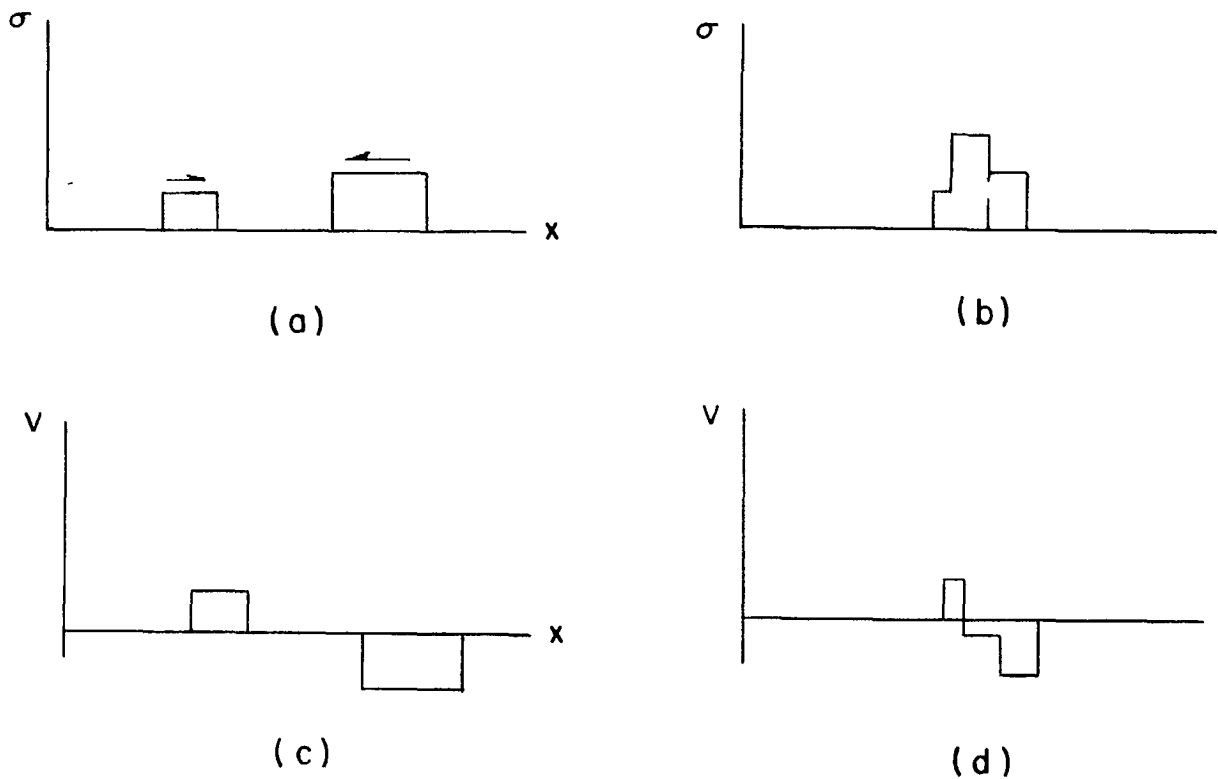


Fig. 8-7 L'action réciproque des ondes élastiques.

$$\text{D'après l'équation 8-9: } Z = y_0 \frac{3z}{1-3z} = -1.12 y_0$$

$$\text{D'après l'équation 8-10: } Z = -y_0$$

Une telle différence ne serait normalement pas trop importante et de plus, s'il y a amortissement elle sera plus petite encore.

Nous avons un autre cas lorsque f/f_n est petit. L'équation 8-9 se réduit à

$$Z = y_0 (t/f_n)^2 = y_0 (\omega/\omega_n)^2 \quad \text{Eq. 8-11}$$

Si on reconnaît que l'accélération du mouvement de la base peut être exprimée par

$$a = d^2 y / dt^2 = -y_0 \omega^2 \sin \omega t$$

et l'amplitude de l'accélération, par

$$a_0 = y_0 \omega^2$$

on voit que l'instrument, en enregistrant Z , mesure l'accélération du mouvement du terrain par rapport à une échelle déterminée. Dans ce cas, l'instrument fonctionne comme un accéléromètre. On peut aisément conclure que ce genre d'instrument doit être muni de ressorts relativement durs.

LA TRANSMISSION DES ONDES

Pour déterminer les effets des forces sur les corps, nous disposons de trois groupes de théories. Premièrement, il y a la dynamique des corps rigides qui suppose que les corps sont indéformables et que les accélérations se produisent instantanément en accord avec la seconde loi du mouvement de Newton. Deuxièmement, il y a la théorie de l'élasticité qui considère les effets de systèmes de forces en état d'équilibre statique sur des corps déformables et élastiques. Troisièmement, il y a un champ de la propagation des ondes de contraintes dans lequel les forces changent très rapidement ou sont appliquées sur des corps déformables pendant une courte période de temps. Aucun des deux premiers groupes ne couvre les phénomènes qui sont traités par le troisième groupe.

En guise d'introduction à l'étude de la transmission des ondes, considérons le comportement mécanique d'un problème unidimensionnel. Dans ce cas, on examine les effets d'une pression de courte durée sur une extrémité d'une tige (Fig. 8-6a) (13). Le premier effet de cette pression appliquée durant une brève période de temps t est de créer une contrainte SIG et de comprimer l'extrémité de la tige. La tige n'est pas comprimée entièrement comme dans le cas d'une contrainte statique parce que le temps requis pour une compression complète est long comparé à la période t d'application de la contrainte. Cette dernière considération peut servir de critère si on veut utiliser le troisième groupe de théorie au lieu de la théorie de l'élasticité.

La zone de la tige où la pression est appliquée est comprimée et les particules de cette zone acquièrent une certaine vitesse. Cette zone se heurte ensuite à la zone voisine et ainsi de suite produisant compression et vitesse. De cette façon, une onde de pression ou de vitesse est transmise le long de la tige. La longueur de cette zone ou la longueur d'onde LAM sera le produit de la vitesse de l'onde enveloppe et de la durée de la pression sur l'extrémité de la tige, c'est-à-dire $LAM = Cpt$.

Pour analyser le système du point de vue de la mécanique, nous utilisons les relations d'énergie. Le raccourcissement de la tige dû à la compression de la zone d'onde sera $SIG \times LAM/E$. Puisque celui-ci est égal à la distance le long de laquelle

la contrainte appliquée se déplace, donc le travail externe est $(SIG)^2 \times LAM/E$. Le travail accompli doit être égal à la somme de l'énergie emmagasinée dans la zone d'onde et de l'énergie cinétique. Il s'exprime par l'équation suivante:

$$\sigma^2 \lambda / E = \sigma^2 \lambda / 2E + \rho \lambda v^2 / 2 \quad \text{Eq. 8-12}$$

où ρ est égale à la masse par unité de volume de la tige et v , la vitesse des particules de la zone d'onde. Nous pouvons résoudre cette équation par rapport à la vitesse des particules:

$$v = \sigma (\rho E)^{-1/2} \quad \text{Eq. 8-13}$$

Bien que nous ayons utilisé une onde carrée pour établir ces relations, la relation 8-13 entre la vitesse des particules et la contrainte reste valable pour des ondes de formes différentes à la condition que l'onde enveloppe soit plane. L'équation 8-13 n'est plus valable lorsque, pour une onde enveloppe sphérique près d'une explosion confinée par exemple, l'onde enveloppe est très courbée.

Nous pouvons déduire d'autres informations en utilisant les expressions de la quantité de mouvement. Considérons une onde de longueur LAM durant l'intervalle pendant lequel l'onde, partant de sa position initiale, se déplace d'une longueur d'onde vers la gauche (Fig. 8-6b). Pendant ce temps t , la zone indiquée à la figure 8-6b subit une contrainte SIG . L'application de cette contrainte provoque un changement de quantité de mouvement égal à $\rho \times LAM \times v$. D'où:

$$\sigma t = \rho \lambda v = 0 = \sigma \lambda (\rho/E)^{1/2}$$

ou

$$\lambda/t = C_p = (E/\rho)^{1/2} \quad \text{Eq. 8-14}$$

En d'autres termes, la vitesse C_p de l'onde elle-même est fonction du module d'élasticité et de la densité de la tige. De plus, elle est indépendante de la contrainte appliquée et de la durée d'application. En géophysique, cette vitesse est appelée vitesse sismique ou, plus précisément, vitesse de l'onde de compression (onde P) ou vitesse de l'onde longitudinale (la vitesse sismique peut aussi signifier la vitesse de l'onde de cisaillement ce qui n'est pas la même chose). Il s'ensuit que la longueur d'onde de la pulsation s'exprime de la façon suivante:

$$\lambda = C_p t = t(E/\rho)^{1/2} \quad \text{Eq. 8-15}$$

On voit qu'en changeant le signe de la contrainte dans les équations précédentes, partout où la contrainte appliquée crée une pulsation de tension, on obtiendra la même vitesse d'onde et la même vitesse des particules. La seule différence est la suivante: tandis que la vitesse de la particule sera orientée dans la direction de la tension appliquée initiale, la vitesse de l'onde sera orientée dans la même direction que l'onde de compression.

On utilise dans cette analyse une onde carrée (Fig. 8-6c). En d'autres termes, la pression p est appliquée instantanément; elle reste constante et ensuite elle est retirée instantanément. Comme nous l'avons mentionné ci-haut, l'énergie de l'onde comprend à moitié de l'énergie de déformation et à moitié de l'énergie cinétique. Il résulte que, si la longueur de l'onde et la vitesse des particules demeurent constantes, la contrainte de l'onde doit aussi demeurer constante et être égale à la pression appliquée.

L'équation 8-13 peut être utilisée pour établir des relations générales entre différents aspects du mouvement du terrain dans une onde. Par exemple, on peut établir la relation entre la déformation unitaire EPS et la vitesse v des particules et la vitesse de l'onde de compression:

$$\epsilon = \sigma/E = v(\rho E)^{1/2}/E = v(\rho/E)^{1/2} = v/C_p \quad \text{Eq. 8-16(a)}$$

Il en est évidemment de même avec l'accélération a des particules:

$$a = \partial v / \partial t = C_p \rho \partial^2 \epsilon / \partial t^2 = \partial \sigma / \partial t C_p / E \quad \text{Eq. 8-16(b)}$$

Et le déplacement des particules doit être:

$$y = \int v dt = \int C_p \int \epsilon dt = C_p / E \int \sigma dt \quad \text{Eq. 8-16(c)}$$

Puisque la plupart des appareils sismiques mesurent soit le déplacement soit l'accélération, on détermine habituellement la vitesse des particules soit en différenciant le déplacement ou en intégrant l'accélération en utilisant les équations précédentes.

A l'aide de la représentation de l'onde en fonction de la contrainte et la vitesse des particules (Figs. 8-6c et 8-6d) nous pouvons étudier l'interférence entre deux ou plusieurs ondes. Les figures 8-7a et 8-7c représente deux ondes qui se rapprochent l'une vers l'autre. Le résultat du chevauchement de ces deux ondes est simplement la somme algébrique des deux ondes (Figs. 8-7b et 8-7d). Lorsque les ondes se sont complètement dépassées, elles reprennent leurs formes initiales. Les mêmes opérations algébriques s'appliquent à la superposition de deux ondes qui se propage dans la même direction.

En utilisant les principes de mécanique qui régissent la transmission des ondes dans les problèmes unidimensionnels, on peut examiner les effets d'un changement de propriétés de la tige. D'après ce qui précède, on sait que le module de déformation ou la rigidité et la densité constituent les deux propriétés matérielles importantes pour la transmission des ondes. On représente les changements de ces deux propriétés importantes pour la transmission des ondes par un changement de la section (Fig. 8-8a).

Pour cette analyse retournons au cas de la figure 8-6a et utilisons une tige dont la section est différente de l'unité. La masse par unité de longueur, au lieu d'être la densité, est m , et au lieu de caractériser la rigidité par le module de déformation, qui est la contrainte nécessaire pour produire une déformation unitaire, nous la caractérisons par k , qui est la force nécessaire pour produire une déformation unitaire et qui est donc égale au produit de la section et du module de déformation. A cause de ces changements, on obtient la vitesse des particules dans la tige non pas comme dans l'équation 8-13 mais plutôt par:

$$v = P (mk)^{1/2} \quad \text{Eq. 8-17(a)}$$

où P est la force appliquée à l'extrémité de la tige.

Si nous examinons les vitesses des particules de l'élément de la tige (Fig. 8-8a non) dans la section de transition mais dans la partie gauche de celle-ci, la vitesse résultante sera:

$$v = v_i - v_r = v_t \quad \text{Eq. 8-17(b)}$$

où v_i est la vitesse des particules de l'onde incidente, v_r , la vitesse des particules de l'onde réfléchie et v_t , celle de l'onde transmise. La vitesse résultante des particules situées à la gauche de la section de transition doit être la même que celle des particules situées à droite de cette section, à moins que le matériau ne se rompe.

En substituant l'équation 8-17(a) dans l'équation 8-17(b), nous obtenons:

$$\frac{P_i}{(m_1 k_1)^{1/2}} - \frac{P_r}{(m_1 k_1)^{1/2}} = \frac{P_t}{(m_2 k_2)^{1/2}} \quad \text{Eq. 8-17(c)}$$

où l'indice 1 correspond à la tige transmettant l'onde incidente, l'indice 2, à la tige jointe à la première et où P_i est la force associée à l'onde incidente, P_r , la force associée à l'onde réfléchie et P_t , la force associée à l'onde transmise à travers de l'interface. De plus, nous pouvons examiner les forces agissant sur les particules situées juste à la gauche du point de transition comme l'indique le trait en pointillé de la figure 8-8a et comme l'indique le diagramme de la figure 8-8b. Ayant supposé que les ondes sont de forme carrée, les vitesses dans n'importe quelles parties de l'onde seront constantes. Il ne se produit donc aucune accélération et les particules sont en état d'équilibre, c'est-à-dire que la somme des forces doit être égale à zéro.

L'équation des forces est donc:

$$P_i + P_r - P_t = 0 \quad \text{Eq. 8-17(d)}$$

Notons que P_r est supposé de signe positif puisque sa direction est inconnue. (Si nous supposions P_r de direction négative et que notre supposition était fautive, nous obtiendrions une réponse négative. Ceci indiquerait que notre supposition était fautive et non que la direction était de sens négatif. Ainsi, en supposant P_r de direction positive, nous évitons cette ambiguïté.) En réalité, P_r peut agir dans les deux directions selon les circonstances comme nous le déduisons ci-dessous.

En combinant l'équation 8-17(c) et l'équation 8-17(d) et en posant $n = (m_1 k_1 / m_2 k_2)^{1/2}$, on obtient:

$$P_t = 2 P_i / (1 + n) \quad \text{Eq. 8-17(e)}$$

$$P_r = P_i (1 - n) / (1 + n) \quad \text{Eq. 8-17(f)}$$

En sachant que le changement de la section de la tige est simplement un changement de masse et de rigidité, nous pouvons réécrire l'équation par rapport à n de la façon suivante:

$$n = (\rho_1 E_1 / \rho_2 E_2)^{1/2} = \rho_1 C_{p1} / \rho_2 C_{p2} \quad \text{Eq. 8-17(g)}$$

Le produit $\rho \times C_p$ est appelé impédance caractéristique. Lorsque les matériaux de chaque côté d'une limite ont des valeurs de $\rho \times C_p$ très différentes, on dit que les impédances ne concordent pas.

Les équations des contraintes transmises et réfléchies selon les équations 8-17(e) et 8-17(f) s'écrivent:

$$\sigma_t = 2 \sigma_i / (1 + n) \quad \text{Eq. 8-18(a)}$$

$$\sigma_r = \sigma_i (1 - n) / (1 + n) \quad \text{Eq. 8-18(b)}$$

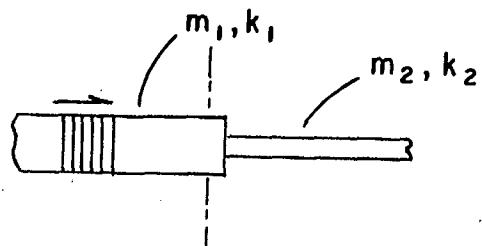
Exemple. Une onde-P qui traverse une roche A et qui a une contrainte radiale maximum de 10 000 lb/po.² (69 MN/m²) heurte à angle droit la limite plane d'une roche B. La vitesse de propagation de l'onde dans A est de 16 000 pi./sec. (4880 m/sec) et dans B, de 12 000 pi./sec. (3660 m/sec.). La gravité spécifique de A est 2.9 et celle de B, 2.6. Calculer les contraintes radiales maximums de l'onde transmise et de l'onde réfléchie.

Dans l'équation 8-17(g):

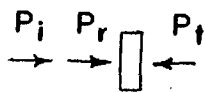
$$n = \frac{2.9 \times 16\,000}{2.6 \times 12\,000} = 1.485$$

De l'équation 8-18(a):

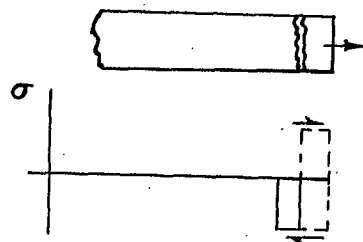
$$\sigma_{t-t} = 2 \times 10\,000 / (1 + 1.485) = 8\,050 \text{ lb/po.}^2 \text{ (55.5 MN/m}^2\text{)}$$



(a)



(b)



(c)

Fig. 8-8(a) à (c) L'effet d'une limite sur la transmission et sur la réflexion d'une onde.

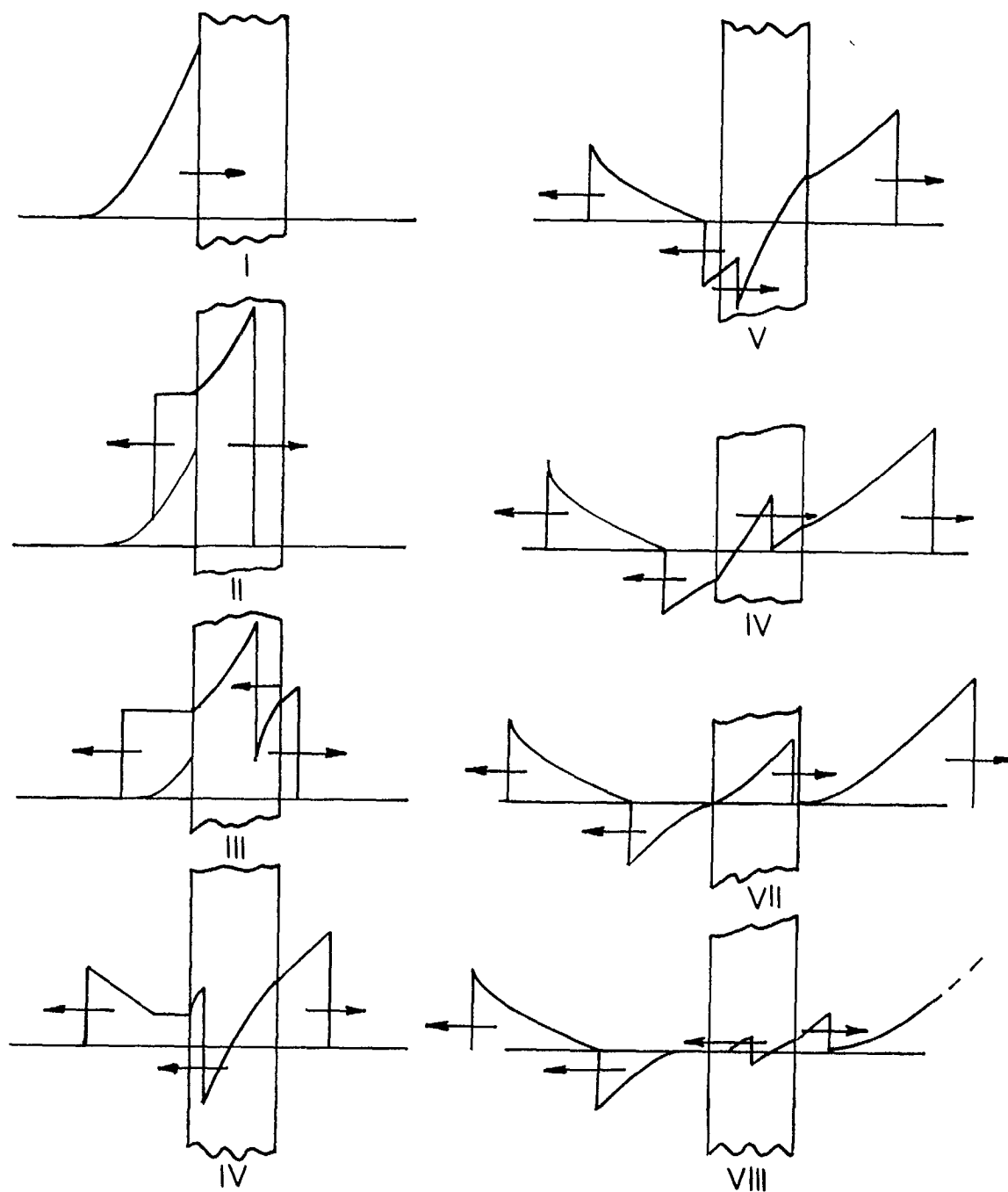


Fig. 8-8(d) La succession de la transmission et de la réflexion des ondes par ordre de temps à travers une couche d'impédance différente.

$$\text{SIG-r} = 10\,000 (1 - 1.485)/(1 + 1.485) = -1\,950 \text{ lb/po.}^2 \quad (-13.5 \text{ MN/m}^2)$$

Ainsi l'onde réfléchie sera une onde de tension.

Les équations 8-18 nous fournissent plusieurs informations. Premièrement, la longueur d'onde t_{cp} ou $t(E/RO)^{1/2}$ de l'onde réfléchie doit être la même pour les ondes incidentes et réfléchies. Cependant, la longueur d'onde de l'onde transmise est évidemment différente.

Deuxièmement, lorsque le rapport n'est supérieur à 1, l'onde réfléchie est négative ou, en d'autres termes une onde de tension. (L'onde transmise est toujours positive, donc compressive). D'autre part, lorsque n est inférieur à 1, l'onde réfléchie est positive ou compressive. On a un exemple exceptionnel lorsque n est égal à 00 de sorte que l'onde réfléchie est égale en grandeur à l'onde incidente mais de signe opposé. Ainsi, lorsque l'onde atteint l'extrémité de la tige comme une onde de compression, elle est réfléchie de l'extrémité de celle-ci comme une onde de tension d'égale grandeur.

Nous pouvons illustrer ce phénomène par l'expérience suivante. Une tige d'un matériau cassant, par exemple de la roche, peut être soumise à l'impact d'un marteau ou d'un explosif à une de ses extrémités. Une onde de compression d'un niveau de contrainte inférieur à la résistance à la compression peut être transmise le long de la barre. A l'autre extrémité, cette onde sera réfléchie comme une onde de tension et, si la grandeur de la pulsation est supérieure d'environ dix pour cent à la résistance à la compression, elle causera une série de cassures de tension (Fig. 8-8c). Ainsi, lorsqu'une explosion se produit près d'une surface libre dans la roche la surface libre peut s'écailler pour la même raison.

La figure 8-8d représente les séquences par ordre de temps d'une pulsation qui pénètre dans un milieu à grande impédance et ensuite à plus petite impédance (17). Les réflexions et les transmissions obéissent à l'équation 8-18. On voit que les deux interfaces divisent la pulsation en plusieurs pulsations qui sont transmises ou réfléchies. En tenant compte de la tendance des joints à se répandre, on peut maintenant comprendre une des sources des composantes au hasard du mouvement du terrain habituellement observées (Fig. 8-16b).

Examinons maintenant les effets d'un matériau ayant une courbe contrainte-déformation unitaire non-linéaire. Le simple cas d'un matériau bi-linéaire est représenté à la figure 8-9a. Si une contrainte SIG-1 est appliquée sur une tige faite de ce matériau bi-linéaire, la vitesse de l'onde sera $(E_1/RO)^{1/2}$. Si, sous l'action de la contrainte SIG-1, on applique une contrainte additionnelle jusqu'au niveau SIG-2, alors la vitesse de l'onde résultant de cette contrainte additionnelle sera $(E_2/RO)^{1/2}$.

Si la contrainte totale SIG-2 est appliquée d'un seul coup, l'onde enveloppe commencera à se déplacer et ensuite se fractionnera en deux parties (Fig. 8-9b). La partie de l'onde enveloppe due à la contrainte supérieure à SIG-1 se déplacera à une vitesse moindre et par conséquent restera derrière l'onde enveloppe à cause de l'accroissement de la contrainte SIG-1. La distance entre les deux ondes enveloppes sera égale au produit de leur vitesse relative et du temps (Fig. 8-9b).

On a une situation semblable, mais plus complexe, dans le cas d'un matériau dont la courbe contrainte-déformation unitaire est curviligne (Fig. 8-9c). L'onde enveloppe aura ici la forme indiquée à la figure 8-9d et sa pente moyenne décroît avec le temps ou la distance.

Si le matériau a une courbe contrainte-déformation unitaire droite lorsqu'il est déchargé (Fig. 8-9c), alors la vitesse de la fin de l'onde est constante et est représentée par une ligne verticale. De plus cela signifie que la longueur d'onde totale demeurera constante même si la forme de l'onde varie continuellement.

Les équations précédentes qui ont été établies pour le cas unidimensionnel d'une tige mince, sont en réalité très semblables aux équations établies pour une onde plane dans un milieu tridimensionnel et à toutes fins utiles, elles peuvent être habituellement utilisées. Par exemple, la vitesse d'une onde-P dans un milieu solide est:

$$C_p = \left(\frac{E(1-\mu)}{\rho(1-\mu-2\mu^2)} \right)^{1/2} \quad \text{Eq. 8-19}$$

où E est le module de déformation, μ le coefficient de Poisson et RO la densité de la masse. Si on utilise cette équation pour calculer la vitesse sismique, nous obtenons une valeur cinq pour cent plus élevée que la valeur obtenue de l'équation 8-15. Si nous considérons les difficultés à surmonter pour déterminer le E effectif d'une masse rocheuse, cette différence n'est pas importante dans la plupart des cas.

En plus des ondes-P, il existe aussi des ondes de cisaillement (ondes-S) qui peuvent être transmises dans des milieux élastiques. La vitesse de ces ondes dans un milieu tridimensionnel s'exprime par:

$$C_s = (G/\rho)^{1/2} \quad \text{Eq. 8-20}$$

où G est le module de rigidité. Ces ondes sont souvent appelées ondes transversales parce que le mouvement des particules et la direction de propagation de l'onde sont perpendiculaires. La vitesse d'une onde-S est toujours inférieure à celle d'une onde-P et vaut très souvent (selon μ) environ un tiers de moins.

En plus des deux ondes traitées ci-dessus qui peuvent être transmises à travers un solide, il existe plusieurs types d'ondes qui sont transmises à la surface du sol comme des vagues sur l'eau. La plus commune de ces ondes est l'onde de Rayleigh (onde-R) où les particules vibrent dans un plan parallèle à la direction de propagation de l'onde et à angle droit avec la surface selon un mouvement vertical et longitudinal. Les ondes-R influencent le terrain immédiatement sous la surface. On peut calculer la profondeur à laquelle s'exerce cette influence si on connaît l'amplitude du déplacement et la fréquence des ondes (20).

L'onde de choc associée aux pressions très élevées présente un certain intérêt lorsqu'on étudie les effets des explosifs sur la roche. (Généralement, on admet deux différences entre les ondes élastiques et les ondes de choc. Toutes les parties d'une onde élastique se déplacent à la même vitesse tandis que, dans une onde de choc, la partie qui correspond à la contrainte maximum est plus rapide. La deuxième différence découle de la première. En effet, l'onde de choc a une partie avancée très abrupte tandis que l'onde élastique peut avoir une durée de croissance finie). La théorie de l'hydrodynamique est appliquée dans ce cas puisqu'il est raisonnable de supposer que les pressions sont suffisamment élevées de sorte que la roche se comporte comme un fluide compressible sans résistance au cisaillement. Sous ces pressions élevées, un changement de densité provoque des déformations.

Pour établir les relations qui régissent ce genre d'onde, nous étudierons le cas d'une dimension d'une onde de choc plane ou d'une onde de choc transmise à l'intérieur d'une tige (Fig. 8-10). On suppose que l'onde se déplace à une vitesse U, que dans la région derrière le front de choc (S) la vitesse v des particules, la pression SIG et la densité RO de la masse sont constantes, que ces propriétés sont constantes dans la région antérieure au front de choc (O) et qu'il existe une zone de transition au front de choc (Fig. 8-10) (1).

Pour simplifier la discussion, en considérant seulement le mouvement relatif, nous considérons que la zone de transition est stationnaire, et que le cylindre se déplace dans celle-ci de droite à gauche. La vitesse du matériau est donc la vitesse relative (U - v).

Premièrement, nous appliquons la loi de la conservation de la masse pour démontrer que la masse m de matière qui entre dans la zone de transition doit être égale à la masse de matière qui la quitte à chaque seconde, c'est-à-dire que:

$$\rho_o(U-v_o) = \rho_s(U-v_s) = m \quad \text{Eq. 8-21}$$

Deuxièmement, si la durée de l'impulsion est d'une seconde, la loi de la conservation de la quantité de mouvement ou l'équation impulsion-quantité de mouvement peut s'écrire:

$$\sigma_s - \sigma_o = m(U-v_o) - m(U-v_s) \quad \text{Eq. 8-22}$$

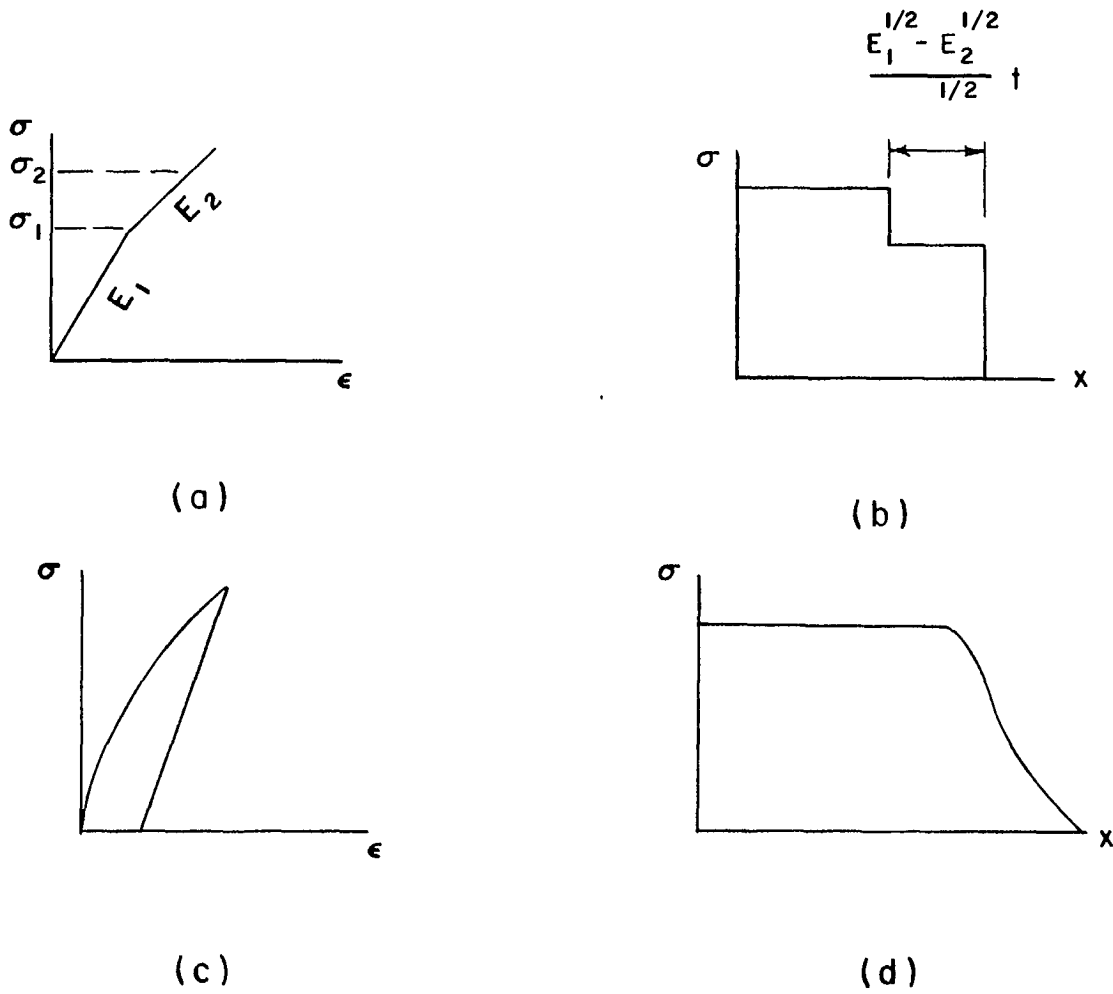


Fig. 8-9 L'effet du module d'élasticité du milieu dans lequel est transmise l'onde élastique.

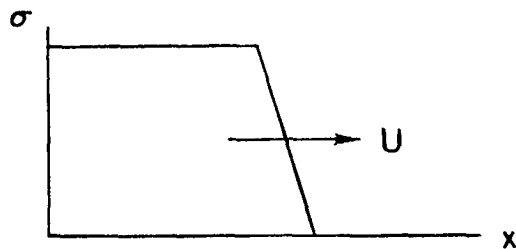
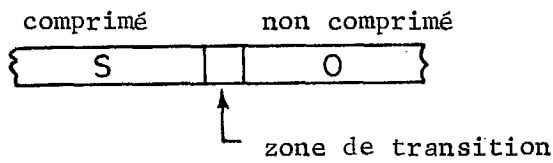
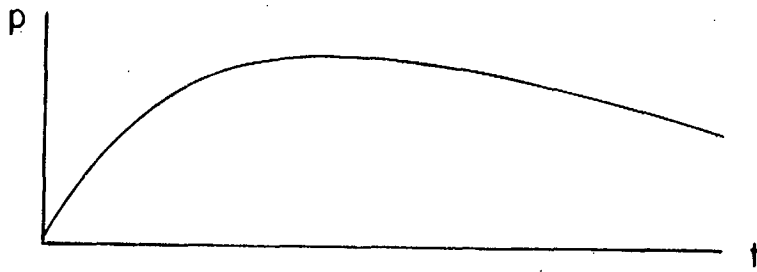
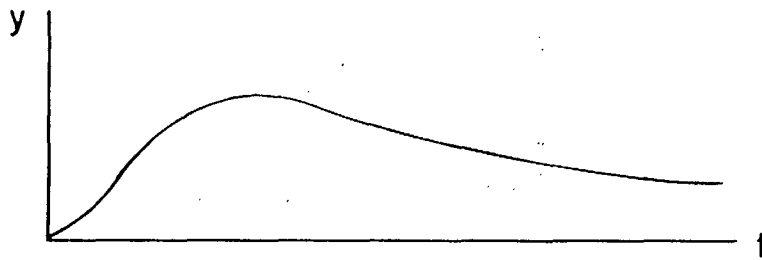


Fig. 8-10 Une onde de choc.

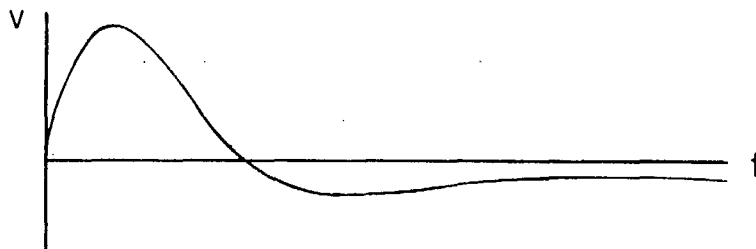
$$p = p_0 \left(e^{-\frac{wt}{4\sqrt{2}}} - e^{-\frac{wt}{2\sqrt{2}}} \right)$$



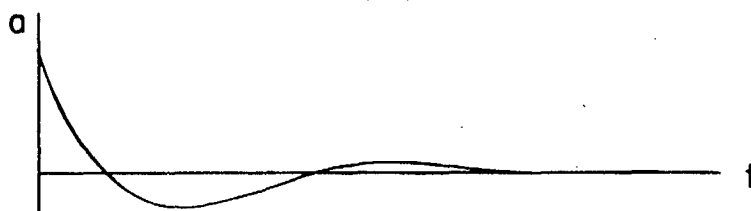
(a)



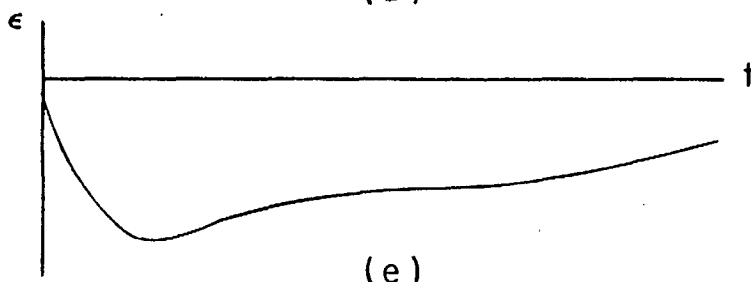
(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. 8-11 Un type d'émission d'une onde de contrainte d'une cavité sphérique et les courbes des déplacements, des vitesses et des accélérations des particules correspondantes.

Enfin, on utilise la loi de la conservation de l'énergie ou en d'autres termes, le taux de travail effectué par le cylindre est égal au taux de changement de la somme de l'énergie cinétique et de l'énergie interne du matériau:

$$\sigma_s v_s - \sigma_o v_o = m(v_s^2 - v_o^2)/2 + m\Delta I \quad \text{Eq. 8-23}$$

où ΔI est le changement de l'énergie interne par unité de masse.

On obtient les équations de Rankine-Hugoniot en résolvant simultanément les trois équations précédentes. Des équations 8-21 et 8-22, on tire

$$U = \frac{(\rho_s (\sigma_s - \sigma_o))^{1/2}}{(\rho_o (\rho_s - \rho_o))^{1/2}} \quad \text{Eq. 8-24(a)}$$

où U est la vitesse du front de l'onde de choc. ρ_o -s, la densité de masse du matériau durant la compression due au choc, ρ_o -o, la densité de masse avant la compression due au choc, σ_s -s, la contrainte du choc et σ_o -o, la contrainte dans le matériau avant qu'il ne soit comprimé par le choc. En sachant que la contrainte dans la roche avant le choc est petite par rapport à la contrainte de choc, l'équation 8-24(a) prend la forme simplifiée suivante:

$$U = \frac{(\rho_s \sigma_s)^{1/2}}{(\rho_o (\rho_s - \rho_o))^{1/2}} \quad \text{Eq. 8-24(b)}$$

Des équations 8-21 et 8-22, on tire la vitesse v_s des particules derrière le front de choc relativement à la vitesse v_o du matériau non perturbé:

$$v_s - v_o = \frac{((\sigma_s - \sigma_o)(\rho_s - \rho_o))^{1/2}}{(\rho_s - \rho_o)^{1/2}} \quad \text{Eq. 8-24(c)}$$

En sachant que σ_o peut être éliminé comme v_o , l'équation 8-24(c) peut prendre la forme simplifiée suivante:

$$v_s = \frac{(\sigma_s (\rho_s - \rho_o))^{1/2}}{(\rho_s \rho_o)^{1/2}}$$

Alors, en utilisant les équations 8-21 et 8-23, on obtient le changement de l'énergie interne par unité de masse:

$$\Delta I = \frac{(\sigma_s + \sigma_o)(\rho_s - \rho_o)}{2 \rho_s \rho_o} \quad \text{Eq. 8-24(d)}$$

La courbe de ρ_o -s en fonction de σ_o -s est communément appelée la courbe de Hugoniot ou l'équation d'état d'Hugoniot ou simplement l'Hugoniot. L'expression "équation d'état" provient de la relation similaire de la loi de Boyle pour les gaz: $PV = RT$.

Les équations de Rankine-Hugoniot, comme nous l'avons mentionné plus haut, peuvent être utilisées pour l'étude des effets des ondes de choc de grande intensité. Si l'équation d'état de la roche (c'est-à-dire la compressibilité à hautes pressions ou la relation entre la pression et la densité) est connue, alors, pour un choc de n'importe quelle grandeur, la vitesse de l'onde, la vitesse des particules et le changement d'énergie interne peuvent être calculés. Notons que, exception faite de l'équation 8-24(d), la vitesse U de l'onde et la vitesse v_s des particules sont obtenues à partir de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement qui, dans ce cas, devraient s'appliquer aux explosifs qui libèrent de l'énergie chimique. De plus, on a montré qu'on peut établir par des essais statiques classiques pour des contraintes relativement basses les équations d'état qui sont valables pour certaines roches dures pour les pressions qui sont causées par des explosifs puissants (21).

Exemple: A l'aide de la technique d'aquarium appliquée à l'étude des ondes de choc, on fait détoner un explosif contre une plaque de roche en contact avec un bain d'eau. La gravité spécifique de la roche est 2.70. La vitesse de l'onde de choc transmise dans l'eau est mesurée à l'aide d'une méthode photographique et fut trouvée égale à 4,000 m/s. La vitesse du choc dans la roche est mesurée électroniquement et est égale à 6,800 m/s. L'Hugoniot de l'eau est donné sous la forme suivante (29):

Vitesse du choc	Pression du choc
3450 m/s	30.0 kb
3820	40.0
4120	50.0
4350	60.0

A l'aide de l'Hugoniot de l'eau, on obtient par interpolation 46.0 kb pour la contrainte transmise σ_o -t. Ensuite, en supposant que l'équation 8-18(a) est applicable dans ce cas, on peut calculer la contrainte incidente:

$$\sigma_o-i = \frac{46.0}{2} \left(1 + \frac{2.70 \times 6800}{1 \times 4000} \right) = 128.5 \text{ kb}$$

LES EXPLOSIONS

On a déjà fait des travaux théoriques portant sur les mouvements de terrain produits par des explosions complètement contenues dans un milieu parfaitement élastique (2). On a appliqué dans une cavité sphérique une pulsation de pression de la forme indiquée à la figure 8-11a. On a ensuite calculé les pulsations de déplacement, de vitesse, d'accélération et de déformation unitaire pour différentes distances.

La figure 8-11b représente la forme de la pulsation déplacement à une distance du centre égale au double du rayon de la cavité. Par l'étude de cette courbe, on peut voir que le mouvement n'est pas oscillatoire, ayant seulement un cycle de compression qui décroît lentement jusqu'à zéro. Ce phénomène a été expérimentalement observé auparavant et l'on croyait qu'il résultait de la nature plastique du terrain près de l'explosion. Cependant, cette solution théorique indique que le phénomène se produirait même dans un milieu parfaitement élastique.

Les figures 8-11c et 8-11d représentent les pulsations de vitesse et d'accélération. Ces pulsations sont les dérivées première et seconde de la pulsation de déplacement. Notons que la pulsation de vitesse a une forme quelque peu similaire à une oscillation amortie qui vibre pendant un cycle.

La figure 8-11e représente la pulsation de déformation unitaire prise à la même distance que la pulsation de déplacement. Alors que, d'après le développement antérieur on peut s'attendre à ce que la pulsation de déformation soit homologue à la pulsation de vitesse, rappelons que le développement antérieur s'appliquait à l'onde de contrainte dans une tige. Dans le cas d'ondes émanant d'une cavité sphérique la courbure du front d'onde, qui n'est plus un front plan, justifie la différence entre les courbes de vitesse et de déformation unitaire.

La figure 8-12 représente les mouvements de la même onde de pression à une distance infinie de la cavité. Ici le déplacement des particules est oscillatoire. De plus, il y a une correspondance très étroite entre les courbes de vitesse et de déformation unitaire parce que le rayon de courbure est très grand et que le front d'onde est essentiellement plan.

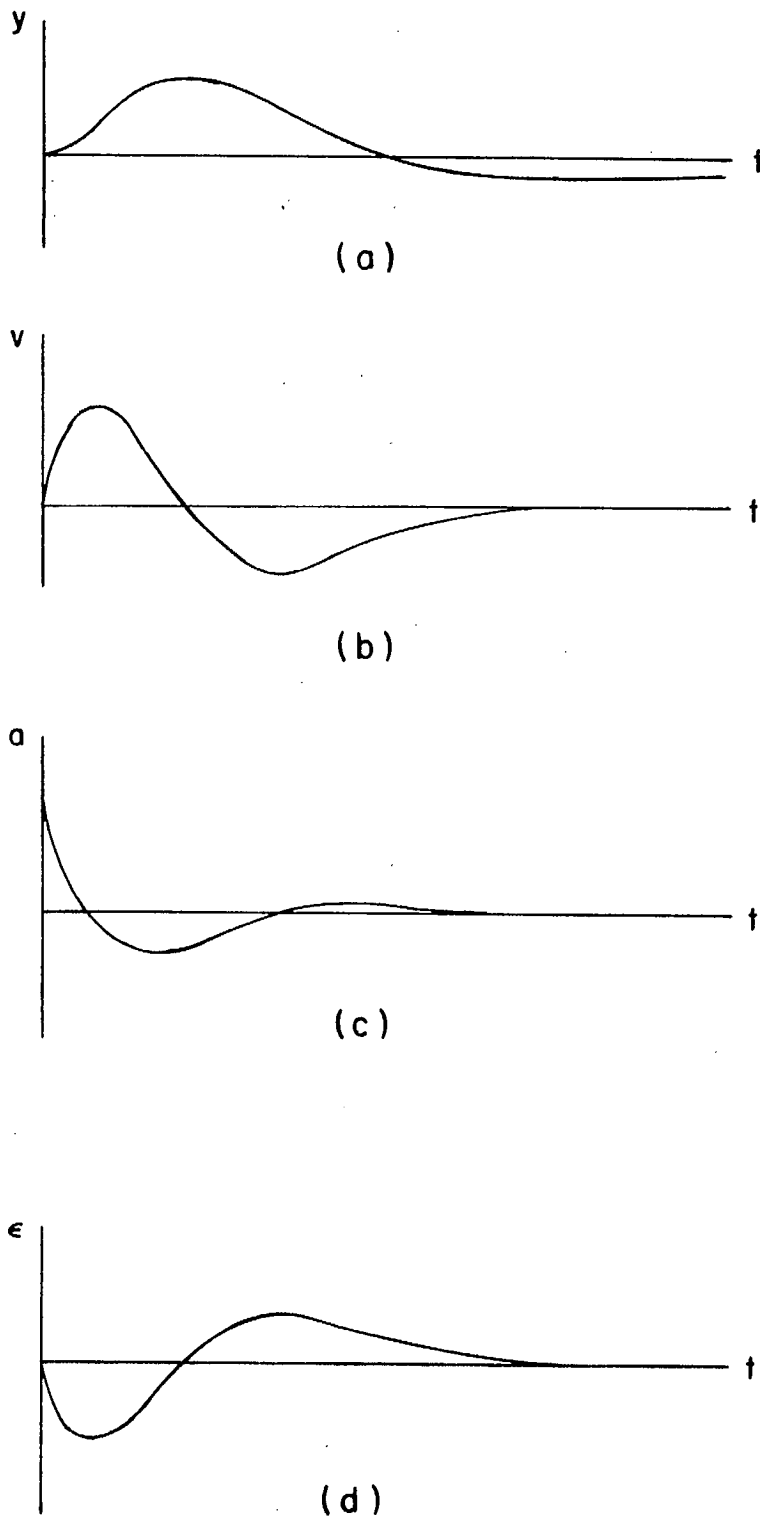


Fig. 8-12 Les formes des ondes à l'infini provenant d'une cavité sphérique.

Les échelles des axes de temps des figures 8-11 et 8-12 sont identiques même si les échelles de l'axe des y ont des unités arbitraires. En comparant les courbes pour les deux distances, on voit que la durée positive de la pulsation de déplacement est fonction de la distance à partir du lieu de l'explosion.

A l'aide de la théorie précédente, on forme les équations du déplacement radial d , de la vitesse v des particules de l'accélération a et de la déformation unitaire EPS:

$$d = \frac{k r' P_0}{\rho C_p^2} \left(\frac{r'}{r} \right) f(t, r'/r) \quad \text{Eq. 8-25}$$

$$v = k' \frac{P_0}{\rho C_p} \left(\frac{r'}{r} \right) f'(t, r'/r) \quad \text{Eq. 8-26}$$

$$a = \frac{P_0}{\rho r'} \left(\frac{r'}{r} \right) f''(t, r'/r) \quad \text{Eq. 8-27}$$

$$= k'' \frac{P_0}{\rho C_p} \left(\frac{r'}{r} \right) f'''(t, r'/r) \quad \text{Eq. 8-28}$$

où k , k' et k'' sont des constantes numériques, P_0 est la densité de masse du milieu, C_p est la vitesse de l'onde-P, r' est le rayon de la cavité, r est la distance à partir du centre de la cavité, f , f' , f'' et f''' sont simplement des signes de fonction, t est le temps depuis le début de l'explosion et P_0 est une constante reliée à la pression maximum dans la cavité.

Par l'examen de ces équations, nous voyons que le déplacement d est directement proportionnel à la pression maximum dans la cavité (en réalité, P_0 n'est pas la pression maximum, mais plutôt sa mesure), inversement proportionnel à la vitesse de l'onde-P et inversement proportionnel la distance élevée à une certaine puissance. La vitesse v est proportionnelle à la pression maximum dans la cavité, inversement proportionnelle à la vitesse de l'onde-P et inversement proportionnelle à la distance élevée à une certaine puissance. L'accélération radiale maximum a est proportionnelle à la pression maximum dans la cavité, indépendante de la vitesse de l'onde-P et inversement proportionnelle à la distance élevée à une certaine puissance. La déformation unitaire EPS est proportionnelle à la pression maximum dans la cavité, inversement proportionnelle au carré de la vitesse de l'onde-P et inversement proportionnelle à la distance élevée à une certaine puissance.

Dans cet exposé théorique, on a examiné la fonction de la déformation unitaire pour de courtes distances de la cavité; elle s'exprime essentiellement par (2):

$$\text{EPS} = K/r^{1.5} \quad \text{Eq. 8-29}$$

où K est une constante. Comme vérification de la théorie, les données empiriques montrent que l'exposant de r varie de 1.6 à 2.5 pour divers types de roches et d'explosifs (2). Nous devons nous attendre à ces valeurs élevées à cause de l'absorption de l'énergie par la masse rocheuse, ce dont on ne tient pas compte dans la théorie ci-dessus.

Nous savons selon la théorie, que la durée de la pulsation de déplacement doit décroître lorsque les distances de la cavité augmentent. Toutefois, les mesures prises sur place montrent que la longueur de la pulsation décroît avec la distance pour de courtes distances et augmente proportionnellement avec la distance à partir d'un certain point (2). Cet accroissement réel de la longueur de la pulsation doit résulter des propriétés de la roche qui ne sont pas incluses dans la théorie.

Comme il est actuellement impossible de tenir compte théoriquement de toutes les propriétés significatives de la roche pour prédire les mouvements de terrain engendrés par les explosions, on doit suivre une autre méthode pour établir les équations empiriques afin de répondre à certaines exigences pratiques (3, 4). Les lois des modèles de similitude sont utiles pour analyser des données empiriques. Ainsi il faut exprimer toutes les variables, dépendantes et indépendantes, comme des paramètres sans dimensions (voir appendice F). La théorie des modèles énonce que, si l'on tente deux expériences dans lesquelles les paramètres sans dimensions qui représentent les variables indépendantes sont égaux (même si les valeurs des variables indépendantes sont différentes), alors les paramètres sans dimensions qui représentent les variables dépendantes doivent aussi être égaux. Pour réduire les effets des explosions et les comparer sur une base commune ou, en d'autres termes, pour établir une échelle des effets des explosions, il faut suivre simplement ces lois des modèles et exprimer les quantités par des paramètres sans dimensions.

Dans la technologie des explosions, on établit habituellement l'échelle de la plupart des effets en divisant par la racine cubique du rendement, $W^{1/3}$. L'étudiant à ses débuts dans ce sujet ne trouve pas toujours évidentes les raisons de cette méthode. Cependant, on peut les expliquer en considérant le cas simple suivant. Dans une cavité d'un volume V_a , on fait détoner un volume V_d d'explosifs. Supposons que le procédé crée instantanément la pression p_d de gaz dans le volume V_d et supposons ensuite que cette pression p_d de détonation se dilate à température constante, la pression résultante dans la cavité peut alors être déterminée par les lois des gaz:

$$p = p_d V_d / V_a = p_d W / (V_a m)$$

c'est-à-dire, $p = f(W)$

où m est la "densité de poids" (poids/volume) des explosifs et W , la charge ou le rendement de l'explosion.

A l'aide de cette analyse simple, on voit que la pression dans la cavité sera proportionnelle au rendement de l'explosion. Par conséquent, les effets représentés par les équations 8-25 à 8-28 devraient être proportionnels au rendement de l'explosion ou approximativement proportionnels à celui-ci si on tient compte des effets de nos suppositions lorsqu'on utilise les lois simples des gaz.

Maintenant, d'après la théorie des modèles, un des premiers paramètres sans dimensions, π_1 , qui représente la variable indépendante de la distance r sera:

$$\pi_1 = r/V_d^{1/3}$$

Dans l'équation précédente de la loi des gaz, on a égalé le volume V_d à W/m . Si on suppose que la "densité de poids" m des explosifs est constante pour tous les cas (ce qui n'est pas strictement juste mais ce qui s'avère tout de même une bonne supposition) et si on exprime W en fonction du volume, alors π_1 peut s'écrire:

$$\pi_1 = r/W^{1/3}$$

Ainsi, l'établissement normal de l'échelle ("scaling") des effets des explosifs à des distances équivalentes s'accomplit simplement en divisant la distance par la racine cubique du rendement de l'explosion W , étant exprimé en unités de poids pour simplifier d'avantage cette opération. Quoique le type d'explosifs et le rapport de son impédance à celle de la roche soient importants (par exemple, en variant le type d'explosifs utilisés, on peut avoir cinq différences entre les effets (16) des différents types) on peut normalement ignorer ceci dans une première approximation.

Lorsqu'on utilise cette échelle, on peut s'attendre évidemment à ce que seuls les paramètres sans dimensions qui comprennent les variables dépendantes aient des valeurs égales. De tels paramètres sans dimensions de la déformation unitaire EPS, du déplacement d et de l'accélération a seraient:

$$\pi_2 = \epsilon$$

$$\pi_3 = d/W^{1/3}$$

$$\pi_4 = aW^{1/3}/C_p^2$$

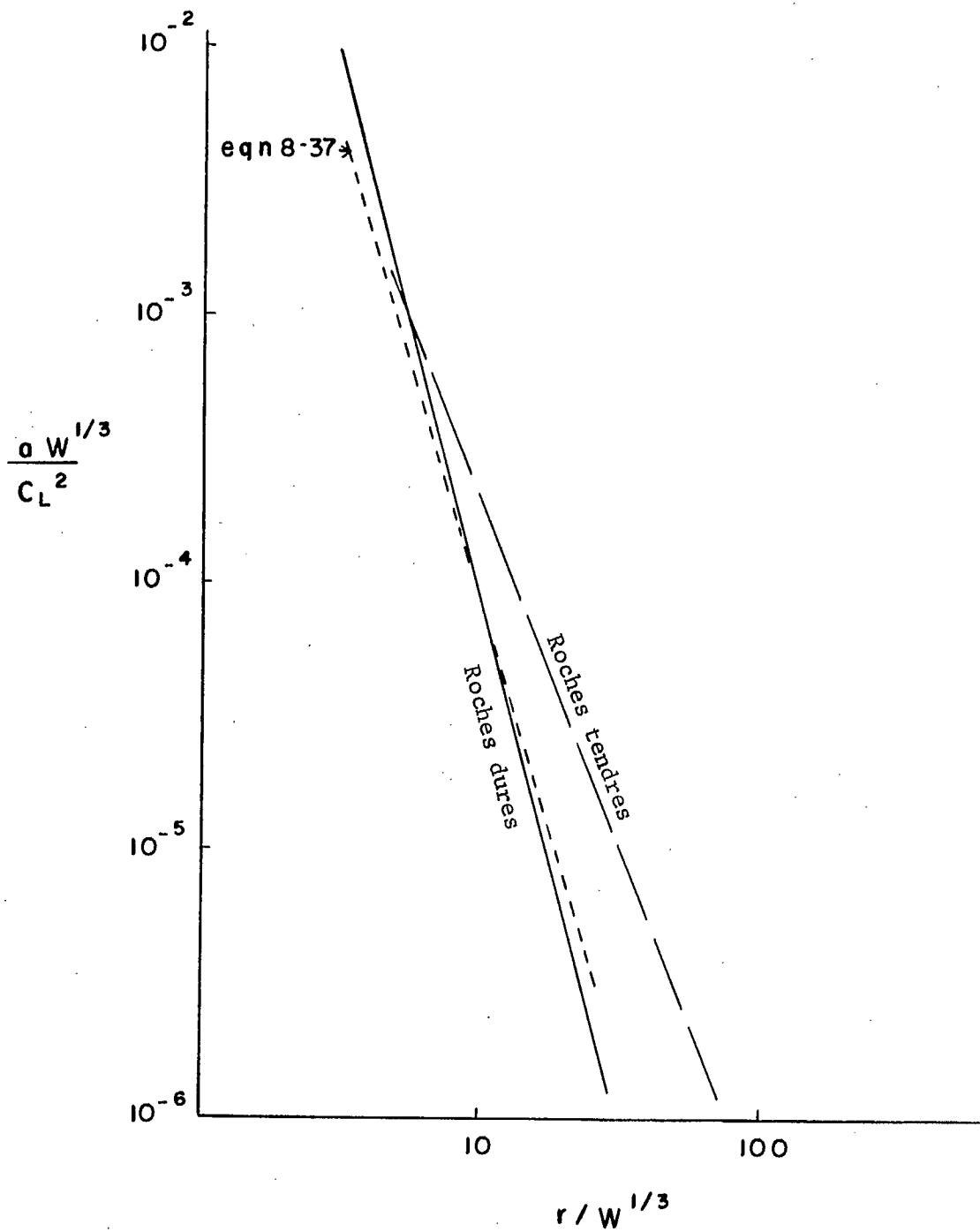


Fig. 8-13 Une relation empirique entre la distance et l'accélération des particules du terrain dans le cas d'explosions confinées.

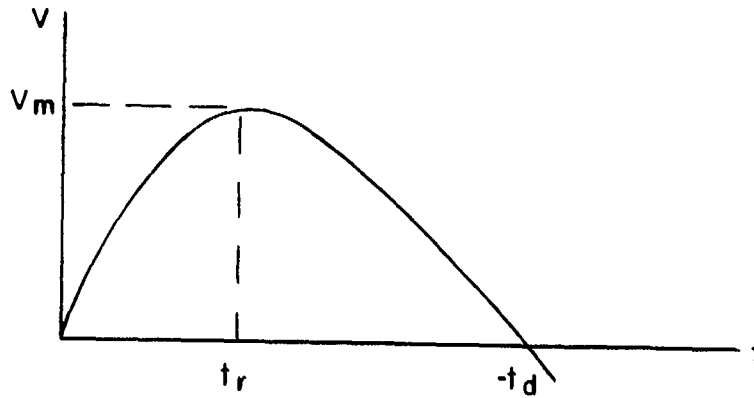


Fig. 8-14 Forme idéalisée de la pulsation initiale de la vitesse d'une particule d'une explosion confinée.

Notons que par l'application des lois de similitude on détermine les paramètres sans dimensions d'une façon quelque peu arbitraire. Très souvent, plusieurs paramètres sans dimensions différentes peuvent s'appliquer à une variable particulière. Par exemple, π_4 , en plus de s'écrire comme ci-dessus, peut s'exprimer par

$$\pi_4 = V_{ap}/W$$

où W est exprimé en unités de poids plutôt qu'en unités de volume et où V est le volume des explosifs.

Il est important de reconnaître qu'on suppose très souvent que, dans ce cas particulier, puisque le paramètre sans dimensions qui tient compte de l'accélération des particules comprend normalement C_p^2 dans le dénominateur, l'accélération varie avec C_p^2 . Ce raisonnement n'est pas valable dans le cas d'un milieu parfaitement élastique, comme le montre l'équation 8-27.

Pour être plus clair, le mouvement de terrain résultant d'une explosion en surface peut s'exprimer par (9) :

$$\pi_4 = f(rW^{1/3}, \theta, C_p z/W^{1/3}, z/W^{1/3}, p/(\rho C_p^2), U_d/C_p) \quad \text{Eq. 8-30}$$

où TET est l'angle entre l'horizontale et la droite qui relie le point de tir au point où les calculs sont effectués, z , la profondeur sous la surface du sol, p , la pression maximum dans la cavité, ρ , la densité de masse de la roche et U_d , la vitesse de détonation de la charge. D'après cette équation, il est évident que les paramètres qui influencent une composante comme l'accélération ne peuvent pas être déterminés seulement par l'examen du paramètre π_4 qui comprend l'accélération ou n'importe quel autre élément de mouvement.

Grâce à ces explications, nous pouvons examiner certaines données empiriques. On a fait détoner plusieurs charges de 10 à 320 000 lb. (4.45 - 1.4×10^4 N) de TNT dans du granite, du grès, de la pierre calcaire, du schiste et de la craie (3). Des accéléromètres, des extensomètres et des jauges de déformation unitaire ont mesuré les mouvements libres de terrain.

La figure 8-13 donne certains des résultats de cette étude. Elle représente le paramètre sans dimensions qui comprend l'accélération en fonction du paramètre sans dimensions qui représente la distance de l'explosion. Les courbes des roches tendres (schiste et craie) sont presque identiques et la courbe de la figure 8-13 les représente très bien. Les courbes des roches dures sont très près les unes des autres; cependant, la courbe de la figure 8-13 qui les représente est en réalité celle du grès. L'équation de cette roche dure est la suivante:

$$a W^{1/3}/C_p^2 = 0.72(W^{1/3}/r)^{3.9} \quad \text{Eq. 8-31}$$

où W est le rendement en livre de TNT, C_p , la vitesse de l'onde P en pieds par seconde et r , la distance en pieds.

Si l'on prend 7 200 pi/sec. (2196 m/sec.) pour la vitesse réelle de l'onde- P , l'équation 8-31 peut se récrire:

$$a = 3.75 \times 10^7 W^{0.97} r^{-3.9} \text{ pi/sec}^2 \quad \text{Eq. 8-32}$$

Grâce à ce travail, on trouva que la durée t_d de la pulsation initiale était normalement égale à la moitié du temps de parcours (3). Mais cette observation n'est pas parfaite parce qu'on a aussi trouvé de certaines séries de tirs que la durée variait avec la distance élevée à une puissance variant entre 1 et 2.1 (5). Cependant, si on veut changer un aspect du mouvement du terrain à un autre, il convient de supposer que la durée t_d est égale à la moitié du temps de parcours (4):

$$t_d = r/(2C_p) \quad \text{Eq. 8-33}$$

On suppose habituellement et nous supposons aussi que le temps de montée t_r est égal au tiers de la durée (3, 4). Cependant, cette règle n'est pas absolue. En effet, comme on a pu le constater, dans certains cas, le temps de montée est égale à la moitié de la durée ou il varie avec la distance élevée à une puissance entre 1 et 2.1 (5). En supposant simplement t_r égal à $t_d/3$, on obtient l'équation suivante:

$$t_r = r/(6C_p) \quad \text{Eq. 8-34}$$

Pour qu'une équation empirique décrivant un aspect du mouvement de terrain puisse servir à prédire d'autres aspects, par exemple v ou d , on doit faire une autre supposition au sujet de la forme de la pulsation. Une supposition simple, qui semble assez valable, consiste à dire que la pulsation de la vitesse a une forme parabolique (Fig. 8-14) (4). On peut démontrer que la pente de la tangente en un point d'une parabole est égale à deux fois la pente de la sécante qui relie le foyer et le point en question. Conséquemment, l'accélération maximum dans le cas de la parabole de la figure 8-14 est

$$a = 2 v_m/t_r = 12C_p^2 \epsilon/r \quad \text{Eq. 8-35}$$

où v_m est la vitesse radiale maximum des particules.

On peut récrire cette équation pour obtenir une expression de la déformation unitaire radiale maximum en fonction de l'accélération radiale maximum:

$$\epsilon = ra/(12C_p^2) \quad \text{Eq. 8-36}$$

De cette façon, on peut transformer une équation empirique de l'accélération en une équation de déformation unitaire correspondante. Par la substitution de l'équation 8-32 dans l'équation 8-36, on obtient une équation qui montre que la déformation unitaire radiale maximum est proportionnelle au rendement de l'explosion et à la distance élevée à la puissance -2.9.

En examinant des enregistrements indépendants de déformation unitaire (Fig. 8-15), on trouve que la déformation unitaire varie avec la distance élevée à une puissance entre -1.6 et -2.8 (théoriquement, d'après l'équation 8-29, cette puissance devrait être -1.5) (5). Par conséquent, pour que les équations de l'accélération et de la déformation unitaire soient mutuellement compatibles et qu'elle représente aussi les deux séries indépendantes de mesures, il est nécessaire de modifier l'équation empirique de l'accélération. Pour ce faire, on change l'exposant des distances à l'échelle dans l'équation 8-31 de 3.9 à 3.5, ce que d'autres ont déjà fait auparavant (4). Si l'on change l'équation à la distance calibrée, $r/W^{1/3}$ égale à 10 (Fig. 8-13), on obtient l'équation suivante de l'accélération radiale maximum causée par une explosion souterraine de TNT:

$$a = 0.29 W^{0.83} r^{-3.5} C_p^2 \text{ pi/sec}^2 \quad \text{Eq. 8-37}$$

où W est en livres de TNT, r , en pieds et C_p , en pieds par seconde.

D'après l'équation 8-27, on doit s'attendre à ce que l'accélération soit indépendante de C_p . Donc, l'équation 8-37 serait multipliée par la valeur du C_p de la roche pour laquelle l'équation fut obtenue. Cependant, les études portant sur les possibilités d'utiliser cette équation pour d'autres roches et d'autres effets (par exemple, déformation unitaire, déplacement, vitesse) montre que les meilleurs résultats sont obtenus lorsqu'on suppose que l'accélération varie selon C_p^2 .

Trois mécanismes peuvent expliquer cette découverte. Premièrement, il est possible que les roches tendres subissent dans la cavité du site de l'explosion une pression maximum plus petite que les roches dures à cause de l'expansion plus grande de la cavité sous les pressions du gaz. Une telle expansion est significative, car elle permet une plus grande dilatation du gaz et de ce fait diminue la pression appliquée. Cette pression et cette accélération peuvent varier directement soit avec E ou avec C_p .

Deuxièmement, la formation de fissures dans la roche autour de la cavité augmentera la grandeur de la pulsation dont le maximum sera plus petit (2). Cette action sera plus grande pour les roches tendres que pour les roches dures.

Troisièmement, les propriétés dissipatives réelles des masses rocheuses sont vraiment plus significatives dans le cas des roches tendres. En d'autres termes, la pulsation est mieux conservée dans une roche dure. Ainsi, hors de la cavité, la pulsation de contrainte et l'accélération peuvent varier selon z ou selon C_p .

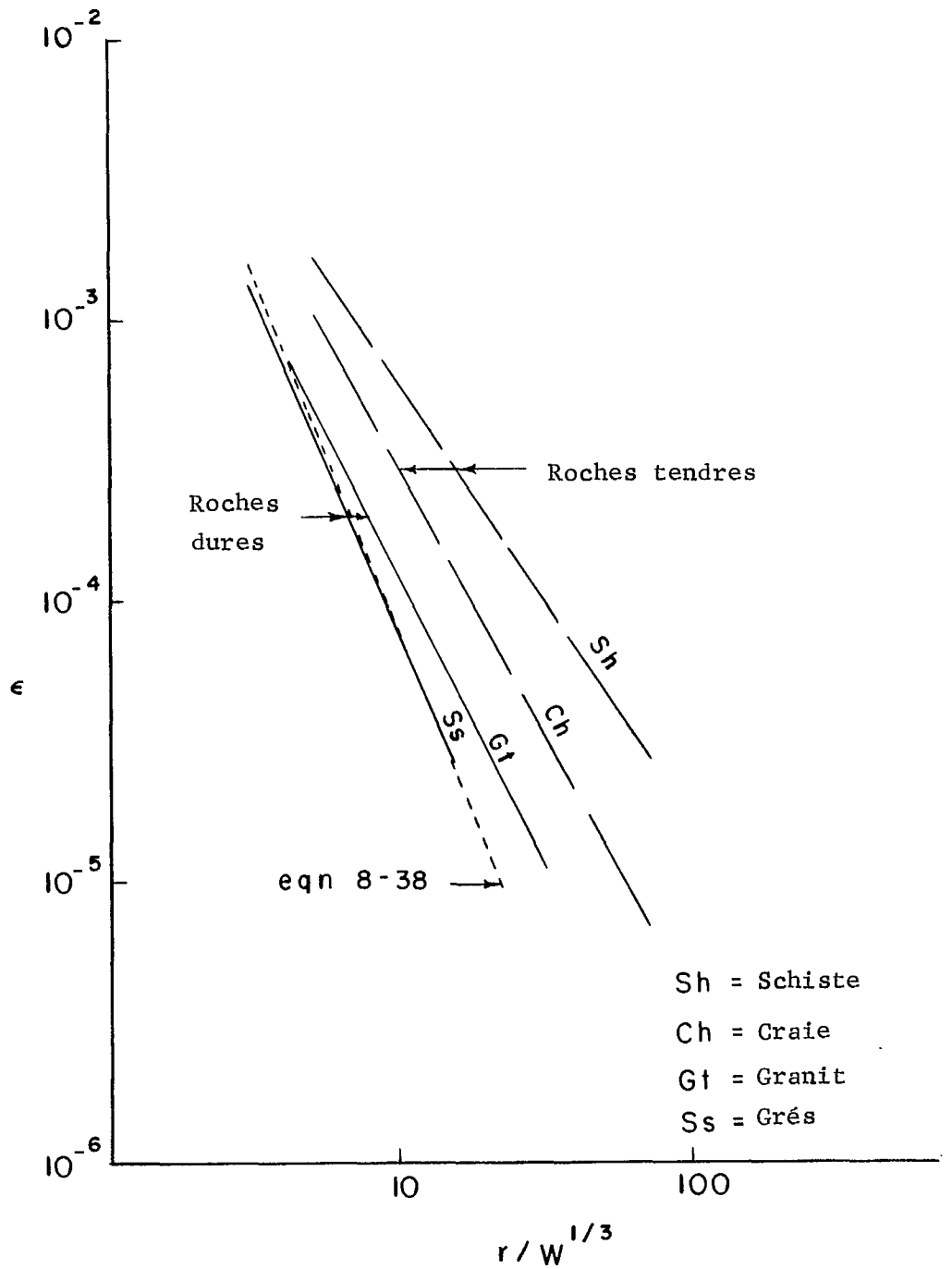


Fig. 8-15 Relations empiriques entre la déformation du terrain causée par des explosions confinées et la distance.

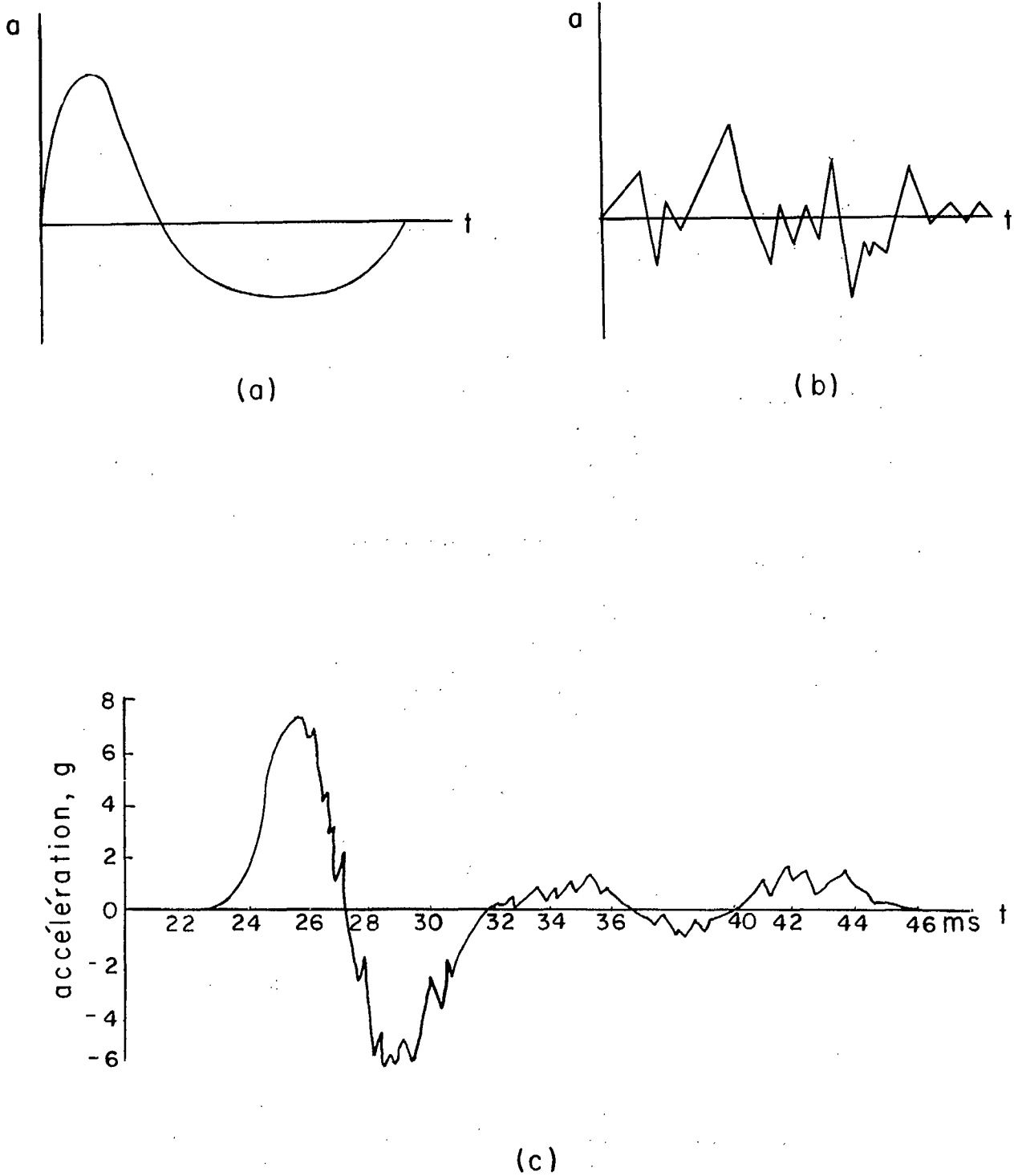


Fig. 8-16 Accélération des particules d'une explosion confinée.
(a) Composante systématique.
(b) Composantes au hasard.
(c) Mesure typique.

L'équation 8-37 est représentée par le pointillé de la figure 8-13. On voit qu'il dévie un peu de la courbe des données empiriques. Il donne aussi une bonne représentation des données si l'on considère que les observations relatives à l'accélération varient de la demie au double des valeurs calculées à l'aide de l'équation 8-31 (3).

Si on substitue l'équation 8-37 dans l'équation 8-36 on obtient la valeur de la déformation radiale maximum suivante:

$$\epsilon = 0.024 W^{0.83} r^{-2.5} \text{ in./in.} \quad \text{Eq. 8-38}$$

où W est en livres de TNT et r, en pieds. Si on compare cette équation et la courbe qui représente les mesures prises sur le terrain, on voit qu'elle coïncide presque avec la courbe des données empiriques (Fig. 8-15). En fait, on ne s'attenuait pas à des résultats si justes si on considère les suppositions grossières qui ont été utilisées pour établir l'équation 8-36.

Par la substitution de l'équation 8-38 dans l'équation 8-16, on obtient l'expression de la vitesse radiale maximum:

$$v = 0.024 W^{0.83} r^{-2.5} C_p \text{ pi/sec.} \quad \text{Eq. 8-39}$$

où W est en livres de TNT, r, en pieds et C_p, en pieds par seconde. Dans ce cas, les mesures qui montrent que la vitesse des particules varie avec le rendement élevé à une puissance variant entre 0.67 et 0.84 confirment en quelque sorte l'équation 8-39 (15).

Puis, en supposant que la pulsation de vitesse a une forme parabolique (Fig. 8-14), nous pouvons déduire une expression du déplacement radial maximum, qui devrait être égal à l'aire sous la courbe de la vitesse (2vmt/3). Ensuite, à l'aide des équations 8-33 et 8-39, on obtient la valeur suivante du déplacement radial maximum:

$$d = 0.008 W^{0.83} r^{-1.5} \text{ pi.} \quad \text{Eq. 8-40}$$

où W est en livres de TNT et r, en pieds.

Les courbes théoriques de l'accélération représentées aux figures 8-11 et 8-12 peuvent être comparées à une courbe réelle typique (Fig. 8-16c). Cet enregistrement de l'accélération est similaire à celui pris à 152 pieds (46.4m) de distance d'une explosion de 2 560 livres (11390 N) de TNT enfouies à 5 pieds (1.5m) de profondeur dans la même roche que celle pour laquelle l'équation 8-32 fut établie (5).

La figure 8-16a représente la composante systématique de l'accélération qui existe habituellement dans le mouvement de terrain. La figure 8-16b représente les composantes au hasard dues aux différentes déviations des suppositions de la théorie. Puis, la figure 8-16c représente une mesure typique qui inclut et les composantes systématiques et les composantes au hasard. Surtout près de l'explosion, le déplacement systématique du terrain a habituellement moins d'un demi cycle de déplacement, ce qui est équivalent à un cycle de la vitesse et environ 1 1/2 cycle de l'accélération.

La courbe de la figure 8-16c est différente de celle qui est prédite par la théorie et aussi de celle qui serait obtenue en utilisant la pulsation de vitesse de la figure 8-14. Ces différences soulignent simplement que, alors que de telles corrélations empiriques sont très utiles, elles doivent être considérées seulement comme une première approximation qui indique un ordre de grandeur.

On peut utiliser la théorie précédente et les données empiriques pour prédire les mouvements de terrain causés par une explosion en surface. Il faut connaître pour le cas d'une explosion en surface, par opposition au cas d'une explosion complètement confinée, la différence de couplage entre l'explosif et la roche. On peut examiner ce problème théoriquement en utilisant les équations de Rankine-Hugoniot établies précédemment.

On peut supposer que les effets d'une explosion à la surface du terrain en comparaison de ceux d'une explosion entièrement confinée sont proportionnels à l'énergie transmise à la roche dans les deux cas. En multipliant la pression p du choc par la vitesse U du front de choc, on obtient à l'aide de l'équation 8-24(a) le taux W de travail effectué:

$$\begin{aligned} \dot{W} &= pU = \frac{p((\sigma' - \sigma'')(\rho' - \rho''))^{1/2}}{(\rho' \rho'')^{1/2}} \\ &= p \left(\frac{\sigma' - \sigma''}{\rho'} \frac{1-n}{n} \right)^{1/2} \end{aligned}$$

où n est la compression causée par la pression de choc définie comme étant RO''/RO', RO' est la densité du milieu qui précède le front de choc et RO'' est la densité du milieu derrière le front de choc, p est la pression de la pulsation de choc, U est la vitesse du front de choc, SIG', est la contrainte ou la pression dans le milieu qui précède le front de choc et SIG'' est la contrainte ou la pression dans le milieu derrière le front de choc.

Nous pouvons toujours appliquer la loi de la conservation de la quantité de mouvement supposée dans les équations de Rankine-Hugoniot dans le cas d'une explosion à la surface du terrain, c'est-à-dire que l'air doit fournir une réaction à la poussée que l'explosion exerce sur le terrain. La pression du front de choc est la même au contact de la roche et de l'air; de plus, on suppose que la pression en avant du front de choc est la même dans l'air, et la roche. Alors le rapport entre le taux d'énergie dissipée dans l'air et le taux d'énergie dissipée dans le terrain s'exprime par:

$$\frac{\dot{W}_a}{\dot{W}_r} = \left\{ \frac{\rho_r}{\rho_a} \frac{\{n-1\}}{n} \right\}_a \left\{ \frac{n}{n-1} \right\}_r \right\}^{1/2} \quad \text{Eq. 8-41}$$

où les indices a et r représentent respectivement l'air et la roche.

Selon ces calculs, environ 1% de l'énergie de l'explosion serait transmise à la roche et 99%, à l'air. Les mesures montrent qu'en réalité de 5 à 9% de l'énergie de l'explosion est transmise à la roche alors d'une explosion en surface (7) et généralement, on utilise 6% comme valeur moyenne (4).

Les équations du mouvement de la roche, qui résulte d'une explosion de TNT en surface, se déterminent donc en utilisant un facteur de couplage de 6% appliqué aux équations 8-37, 8-38, 8-39 et 8-40:

$$a = 0.028 W^{0.83} r^{-3.5} C_p^2 \text{ pi/sec}^2 \quad \text{Eq. 8-42}$$

$$EPS = 0.0023 W^{0.83} r^{-2.5} \text{ po/fo.} \quad \text{Eq. 8-43}$$

$$v = 0.0023 W^{0.83} r^{-1.5} C_p \text{ pi/sec.} \quad \text{Eq. 8-44}$$

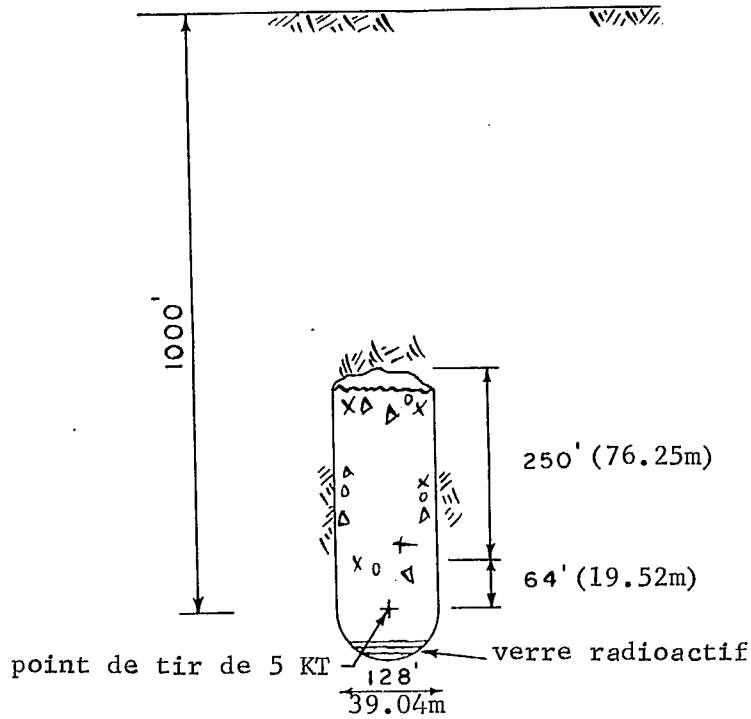
$$d = 0.00077 W^{0.83} r^{-1.5} \text{ pi.} \quad \text{Eq. 8-45}$$

où W est en livres de TNT, r, en pieds et C_p, en pieds par seconde. On a suggéré d'utiliser ce genre d'équations seulement pour calculer les mouvements de terrain pour les points situés à un angle de plus de 20 degrés de l'horizontale du point d'explosion (4).

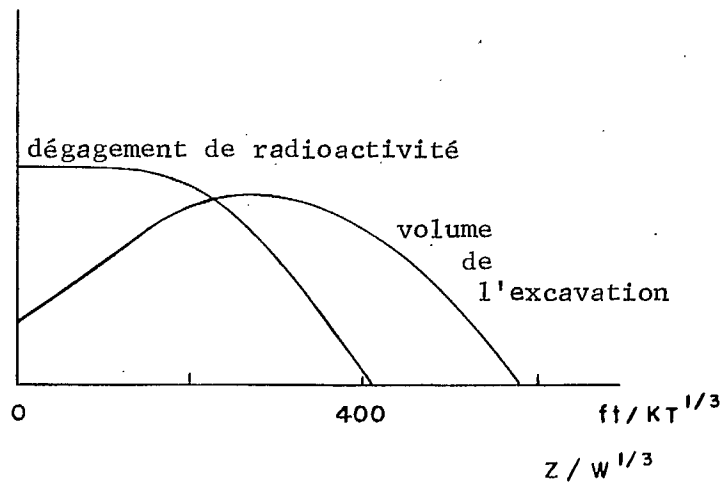
Les effets d'explosions en surface sont plus intéressants au point de vue militaire qu'au point de vue industriel. Seulement une fraction minime de la production totale d'énergie se transforme en énergie mécanique: Cette fraction varie de 3 à 50% et dépend en grande partie du type de bombe. On a conseillé une valeur moyenne de 16% pour prédire les mouvements de terrain (4). En utilisant cette valeur et en transformant les unités de rendement des livres aux kilotonnes (KT), les équations 8-37, 8-38, 8-39 et 8-40 peuvent être modifiées pour donner les effets du mouvement radial maximum de terrain dû à une explosion nucléaire entièrement confinée:

$$a = 1.1 \times 10^4 W^{0.83} r^{-3.5} C_p^2 \text{ pi/sec.} \quad \text{Eq. 8-46}$$

$$EPS = 920 W^{0.83} r^{-2.5} \text{ po/fo.} \quad \text{Eq. 8-47}$$



(a)



(b)

Fig. 8-17 Applications industrielles des explosifs nucléaires: (a) Un camouflet d'exploitation et de stimulation du gaz et de l'huile et (b) radioactivité piégée par le recouvrement de la roche superficielle.

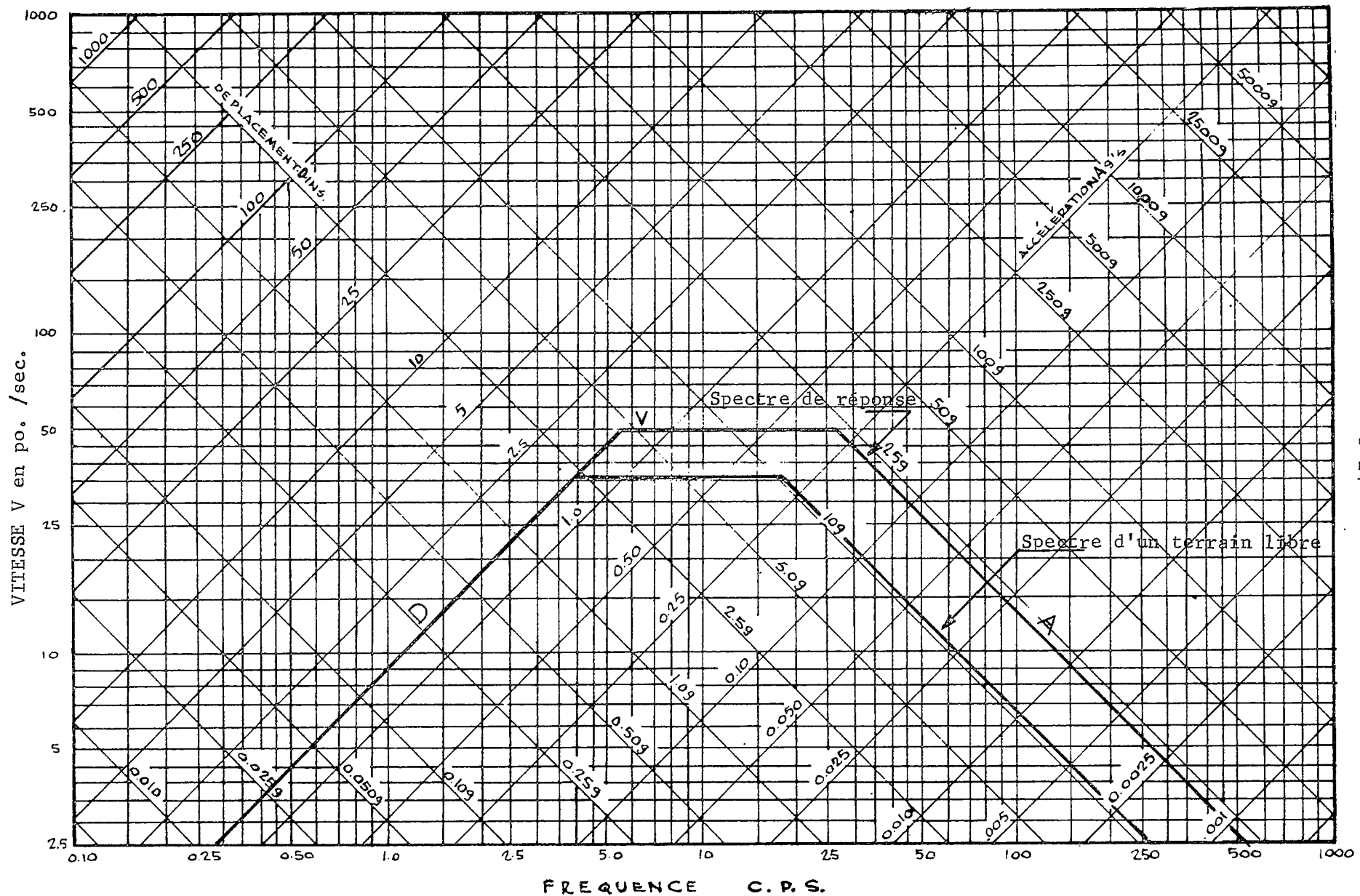


Fig. 8-18 Spectre de réponse d'un mouvement structural résultant d'une secousse terrestre.

$$v = 920 \text{ m/sec} \quad r^{-2.5} \text{ Cp pi/sec.}$$

Eq. 8-48

$$d = 310 \text{ m/sec} \quad r^{-1.5} \text{ pi.}$$

Eq. 8-49

où W est en KT d'explosifs nucléaires, r, en pieds et Cp, en pi/sec.

Sous cette forme les équations développées peuvent être vérifiées si on les compare aux effets mesurés au cours d'essais d'explosions nucléaires souterraines. Les accélérations mesurées par la méthode de Ranier concordent beaucoup mieux que prévu si l'on considère les diverses suppositions grossières qui ont été faites (8).

On peut utiliser les explosions nucléaires pour exploiter les mines souterraines (26). La cavité et la colonne de terrain brisé engendrées par une explosion souterraine remplacent le forage et le sautage classiques nécessaires pour l'abatage. Le coût des explosifs nucléaires varie entre \$500000 pour une charge de 5KT à \$1000000 pour une charge de 1 MT à 20 MT. On voit donc que l'économie est optimum lorsque des tirs de grande importance sont utilisés.

On a trouvé que le rayon R_s de la cavité formée à la suite d'une explosion nucléaire est relié au poids du terrain de recouvrement dans lequel l'explosion a lieu:

$$R_s = C W^{1/3} / (\gamma z)^{1/4} \quad \text{Eq. 8-50}$$

où C est un paramètre qui varie avec le type de roche, passant de 760 pour une roche dont la vitesse de l'onde-P est 18 100 pi/sec. (5520 m/sec.) à 965 pour une roche tendre dont la vitesse de l'onde-P est 7400 pi/sec. (2257 m/sec) (26), W est en KT, γ est la densité moyenne du terrain de recouvrement en lb/pi.³ et z est la profondeur de couverture en pieds.

La hauteur moyenne de la colonne au-dessus de la cavité est:

$$H = 4.9 R_s \quad \text{Eq. 8-51}$$

où H est la hauteur de la colonne au-dessus du point de tir.

Dans le cas du sautage d'une roche dure, grandiorite, la taille de 10% des particules fragmentées de la colonne était supérieure à 1 pied (0.305m) et celle de 50% des particules était inférieure à 0.5 pied (0.15m) et la porosité moyenne des fragments était 28% (26). Si ce type de fragmentation est considéré comme étant typique, en plus d'éliminer le forage et le sautage classiques, il nous permet de réaliser des économies en ce qui concerne le concassage.

Dans plusieurs cas d'explosions nucléaires souterraines, on a trouvé que la plus grande partie de la radioactivité se concentre dans un bassin sous ou près du point de tir (Fig. 8-17a) (26). Sous les températures et les pressions très élevées de l'explosion, la roche immédiatement voisine fond et forme du verre, qui contient la plupart des produits de la fission. Une partie de la radioactivité peut pénétrer dans les fissures et les plans de cassures. Cependant, des études montrent qu'un peu de radioactivité existe au-dessus d'un niveau égale au rayon de la cavité au-dessus du point de tir. De plus, même si l'explosion se produit sous le niveau général de la nappe d'eau souterraine, le danger de la contamination de l'eau souterraine semble éloigné (26).

Exemple: Considérer l'utilisation des explosifs nucléaires pour briser le terrain comme une autre méthode d'abatage par trous de mine dans une roche dure. Une explosion de 5 KT coûte \$500,000. Les travaux doivent être faits à un niveau de 1000 pieds (305m) sous la surface et le terrain de couverture a une densité de 167 lb/pi.³ (2670 Kg/m³). La roche encaissante a une vitesse sismique Cp de 16 000 pi/sec. (4880 m/sec) et une déformation unitaire de 0.0005 à la rupture. La porosité du terrain brisé sera environ 0.28.

De l'équation 8-50,

$$R_s = 760 \times 5^{1/3} / (167 \times 1000)^{1/4} = 64 \text{ pi. (19.5m)}$$

De l'équation 8-51,

$$H = 4.9 \times 64 = 314 \text{ pi. (95.8m)}$$

$$\text{Vol} = (\pi) \times 64^2 \times (314 - 64) = 5 \times 10^6 \text{ pi.}^3 \quad (1.4 \times 10^8 \text{ m}^3)$$

$$\text{Wt.} = 5 \times 10^6 \times 167 \times 0.72/2000 = 302 \text{ 000 T}$$

$$\text{Coût} = 500 \text{ 000}/302 \text{ 000} = \$1.65 / \text{T}$$

De l'équation 8-48,

$$R \text{ (jusqu'à } v = 3 \text{ pi/sec. (0.915m))} = \frac{920 \times 50^{0.25} \times 16,000}{3}^{1/2.5}$$

$$= 808 \text{ pi. (24.6m)}$$

De l'équation 8-47,

$$R \text{ (jusqu'à la rupture)} = \frac{920}{0.0005} \times 50^{0.25}^{1/2.5} = 550 \text{ pi. (168.0m)}$$

La figure 8-17a représente la géométrie approximative du terrain brisé qui résulterait de l'explosion considérée dans cet exemple. La technique est moins économique parce qu'il est impossible d'exploiter la zone du fond vers le bas à partir d'un point 64 pieds (19.5m) au-dessus du point de tir. A \$1.65 la tonne (l'équivalent du forage et du sautage), ce cas n'est certainement pas économique. De plus, si on extrait le minerai brisé de cette manière sans pouvoir creuser des galeries de production sous le bloc, il est difficile sinon impossible de récupérer tout le minerai brisé disponible.

Après avoir formulé ces critiques graves de la technique, on peut ajouter que la distance de 808 pi. (246m) à laquelle la secousse de terrain est assez grave en ce qui concerne les structures (par ex., les sous-stations électriques) pourrait être trop grande comme la distance à laquelle on s'attend à l'effondrement de toutes les excavations souterraines; c'est-à-dire 550 pieds (168m) du point de tir. On voit ainsi que les explosifs nucléaires peuvent seulement être utilisés pour l'exploitation des mines dans des conditions exceptionnelles.

La représentation du mouvement du terrain causé par des explosions ou des tremblements de terre est facilitée par le concept du spectre d'un champ libre qui de suite pas les effets d'excavation de mouvement en ce qui concerne les dommages causés par une secousse de terrain. La figure 8-18 représente un spectre d'un champ libre (qui ne subit pas les effets d'excavation). Ce graphique est tout simplement un diagramme triaxial avec des axes pour la vitesse, la fréquence, le déplacement et l'accélération des particules. Les positions relatives des différentes coordonnées (Fig. 8-18) sont déterminées par la supposition que ces coordonnées sont mutuellement reliées par les équations du mouvement harmonique simple.

Lorsqu'on trace un spectre du mouvement du terrain, les composantes du mouvement de terrain systématique et au hasard (Fig. 8-16) doivent être bornées par la courbe enveloppe. On peut comparer ce diagramme avec la figure 8-4 qui représente la réponse d'un système élastique en tenant compte du coefficient d'amplification, en fonction du rapport des fréquences. Le coefficient d'amplification était appliqué au déplacement à la figure 8-4, cependant, si le déplacement est amplifié, alors la vitesse et l'accélération le seront également.

On peut tracer un spectre de réponse (Fig. 8-18) qui représente le mouvement relatif d'une structure par rapport à celui du terrain causé par une secousse terrestre. On utilise le mouvement relatif parce que c'est le déplacement relatif qui produit les contraintes dans la structure, ce qui importe le plus en général dans ces analyses. D'après les équations 8-2 et 8-5, les valeurs de réponse sont reliées de la façon suivante:

$$V = 2\pi f D$$

Eq. 8-52

$$A = 2\pi f V$$

Eq. 8-53

où D est le déplacement relatif entre un point de la structure et le sol, V est une mesure de la vitesse du point et A est une mesure de l'accélération.

On utilise le spectre de réponse en se basant sur la forte probabilité que la réponse de toute structure qui subit un mouvement de terrain (représenté par un spectre de champ libre) sera la plus grande à une fréquence égale ou presque égale à sa fréquence naturelle. En d'autres termes, la résonance amplifiera le mouvement de terrain à cette fréquence. Nous supposons aussi qu'on obtient les valeurs maximums du mouvement à toutes les fréquences comprises sous l'enveloppe.

Des études ont montré que les mouvements ondulatoires du terrain sont très irréguliers et très amortis de sorte que les valeurs maximums se répètent rarement. De plus, comme la plupart des structures ont un degré raisonnable d'amortissement, le spectre de réponse ou l'enveloppe semble défini par D égal au déplacement dans un champ libre, par V égal à 1.5 fois la vitesse dans un champ libre et par A égal au double de l'accélération dans un champ libre (4). La figure 8-18, représente le spectre de réponse qui représente les valeurs maximums de réponse.

Il est possible qu'à la fréquence particulière de la structure, le mouvement réel du sol ne soit pas intense; par conséquent, la structure n'a pas une réponse simplifiée. Cependant, puisqu'il est impossible de prédire les composantes des fréquences de n'importe quel mouvement de terrain dû soit aux explosions soit aux tremblements de terre, les valeurs du spectre sont utilisées dans les calculs. Cette façon de procéder est sûre.

Dans le cas du spectre de réponse de la figure 8-18, le déplacement maximum des structures dont la fréquence naturelle est inférieure à 2.5 cycles par seconde est de 1.4 po. (3.6cm). Cependant, l'accélération maximum est inférieure à 1 g. D'une autre façon, dans le cas des structures dont la fréquence naturelle est supérieure à 8 cycles par seconde, le déplacement est inférieur à 1 po. (2.54cm) et l'accélération, selon la fréquence, est entre 7 g et 21 g.

Pour obtenir ces valeurs, considérer d'abord la fréquence naturelle de la structure dans le tableau triaxial et élever une verticale jusqu'à une des limites du spectre de réponse. Par exemple, pour une fréquence naturelle de 8 cycles/sec., le déplacement est 1 po. (2.54cm), la vitesse, 54 po. (1.37m) et l'accélération, 7 g. On calculera la structure en tenant compte des contraintes et des déformations causées par ces mouvements.

LA FORMATION DES CRATÈRES

Dans le cas d'une explosion à la surface du sol, selon la loi de la conservation de la quantité de mouvement, la moitié de la quantité de mouvement des produits de l'explosion devrait être transmise dans l'aire vers le haut et le reste vers le bas dans la roche (10). Donc, le rapport de la vitesse des particules de la roche à la vitesse des particules de l'air devrait être égal à l'inverse du rapport de leurs densités. Le rapport des énergies cinétiques, qui est proportionnel au carré du rapport des vitesses, sera donc proportionnel au carré de l'inverse du rapport des densités.

Au moment de l'explosion, les pressions et les températures élevées des gaz causent la désintégration de la roche de sorte qu'on peut utiliser la théorie de l'hydrodynamique pour établir les relations régissant la pression. La figure 8-19 représente la variation de la surpression maximum (c'est-à-dire la pression qui dépasse la pression atmosphérique) d'une explosion nucléaire de 1 MT à l'intérieur et autour du cratère d'après la théorie de l'hydrodynamique (10). Les deux pressions de la figure 8-19 proviennent de ces courbes.

Les pressions les plus élevées de la boule de feu d'une explosion nucléaire immédiatement après la détonation sont de l'ordre de 7 mégabars (10). La diminution initiale de la pression des gaz est très rapide lorsqu'il y a expansion. Cette baisse est plus grande sur le plan horizontal ou diagonal que sur le plan vertical parce que la pression peut être libérée dans ou vers l'atmosphère. La secousse principale de terrain prédite par cette théorie est moyennement uniforme et diverge d'une façon sgnérique vers le bas en un cône vertical d'un angle d'environ 90 degrés. Durant cette phase initiale, les particules pulvérisées sont éjectées vers le haut en dehors du cratère.

A mesure que la surpression décroît, on atteint un point où le phénomène ne peut plus être traité par l'hydrodynamique. Les propriétés de la roche comme étant un solide deviennent significatives. Une zone de roche fracturée mais non déplacée entoure le cratère (Fig. 8-19). Dans certains types de terrain, particulièrement dans le sol et les roches moins cassantes, il peut exister derrière cette zone fracturée une zone additionnelle plastiquement déformée, c'est-à-dire qui a subi une déformation permanente, mais qui n'est pas fracturée. On l'appelle communément la zone plastique. On peut s'attendre à ce que ces deux zones influencent d'une façon appréciable la pulsation subséquente de déformation unitaire parce que la contrainte initiale maximum dans la pulsation élastique devrait être égale à la capacité portante de la roche à l'extrémité des zones de rupture ou des zones plastiques.

La résistance de la roche au broyage déterminera l'étendue du terrain qui a subi une rupture. Cependant, d'après la théorie de la capacité portante (traîtée au chapitre 1), la pression maximum soutenue par une surface semi-indéfinie est normalement beaucoup plus élevée que la résistance d'un échantillon à la compression uniaxiale.

Donc, la capacité portante est important non seulement parce qu'elle détermine la grandeur du cratère et la contrainte subséquente maximum de la pulsation, mais aussi parce qu'elle influence la diminution de la contrainte à toute distance au-delà du cratère. La figure 8-20 indique qu'à l'état hydrodynamique, la surpression maximum varie approximativement selon l'inverse du cube de la distance. D'autre part, une fois que la pression est transformée en une pulsation élastique, la réduction de pression, sans compter la dissipation due aux propriétés non-élastiques des roches, résulterait seulement de l'expansion sphérique. Comme on l'a mentionné ci-dessus, près de l'explosion dans une masse élastique la contrainte radiale maximum devrait varier approximativement selon l'inverse de la distance élevée à la puissance 1.5 (2). Donc, à égale distance d'une explosion, une roche résistante subirait une contrainte plus élevée.

Il résulte de l'examen des cratères produits par des explosions nucléaires que dans différents terrains le rayon Rc du cratère varie approximativement selon la racine cubique du rendement d'une explosion en surface (8). Pour la roche dure, on recommande l'équation suivante (8):

$$R_c = 50 W^{1/3} \quad \text{Eq. 8-54}$$

où Rc est en pieds et où W est le rendement de l'explosion exprimé en kilotonnes d'explosifs nucléaires.

On peut calculer le mouvement radial du terrain qui accompagne la formation d'un cratère en transformant les équations précédentes du mouvement du terrain et en supposant encore que 6% de l'énergie mécanique est transmise au terrain:

$$a = 1060 W^{0.83} r^{-3.5} C_p^2 \text{ pi./sec.}^2 \quad \text{Eq. 8-55}$$

$$EPS = 89 W^{0.83} r^{-2.5} \text{ po./po.} \quad \text{Eq. 8-56}$$

$$v = 89 W^{0.83} r^{-2.5} C_p \text{ pi./sec.} \quad \text{Eq. 8-57}$$

$$d = 29 W^{0.83} r^{-1.5} \text{ pi.} \quad \text{Eq. 8-58}$$

où w est en KT d'explosifs nucléaires, r, en pied et Cp, en pi./sec.

L'exemple suivant montrera comment on doit utiliser les équations précédentes et de traiter quelques-uns des problèmes rencontrés dans le calcul des installations souterraines de défense.

Exemple: Déterminer la distance à laquelle la vitesse des particules du champ libre est 3 pi./sec. (0.92 m/sec.) à partir d'une explosion nucléaire de 1 MT en surface. Pour cette distance, déterminer l'accélération et le déplacement des particules. Le terrain a un Cp de 10 000 pi./sec. (4480 m/sec.)

De l'équation 8-56:

$$v = 89 W^{0.83} r^{-2.5} C_p$$

$$3 = 89 \times 10000^{0.83} \times r^{-2.5} \times 10,000.$$

$$\therefore r = 1660 \text{ pi. (567m)}$$

$$a = 1060 \times 10000^{0.83} \times 1860^{-3.5} \times 10,000^2 / 322 = 9.69$$

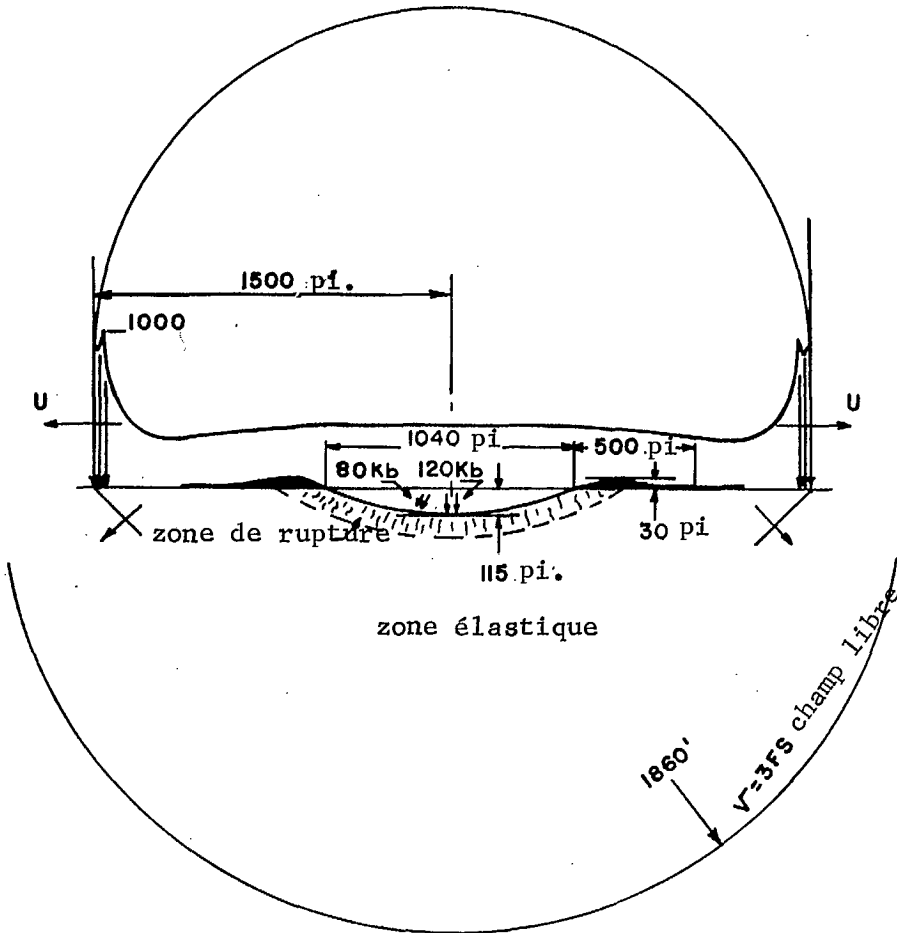


Fig. 8-19 Une secousse terrestre, un cratère et un jet d'air produits par une explosion nucléaire de 1 MT en surface.

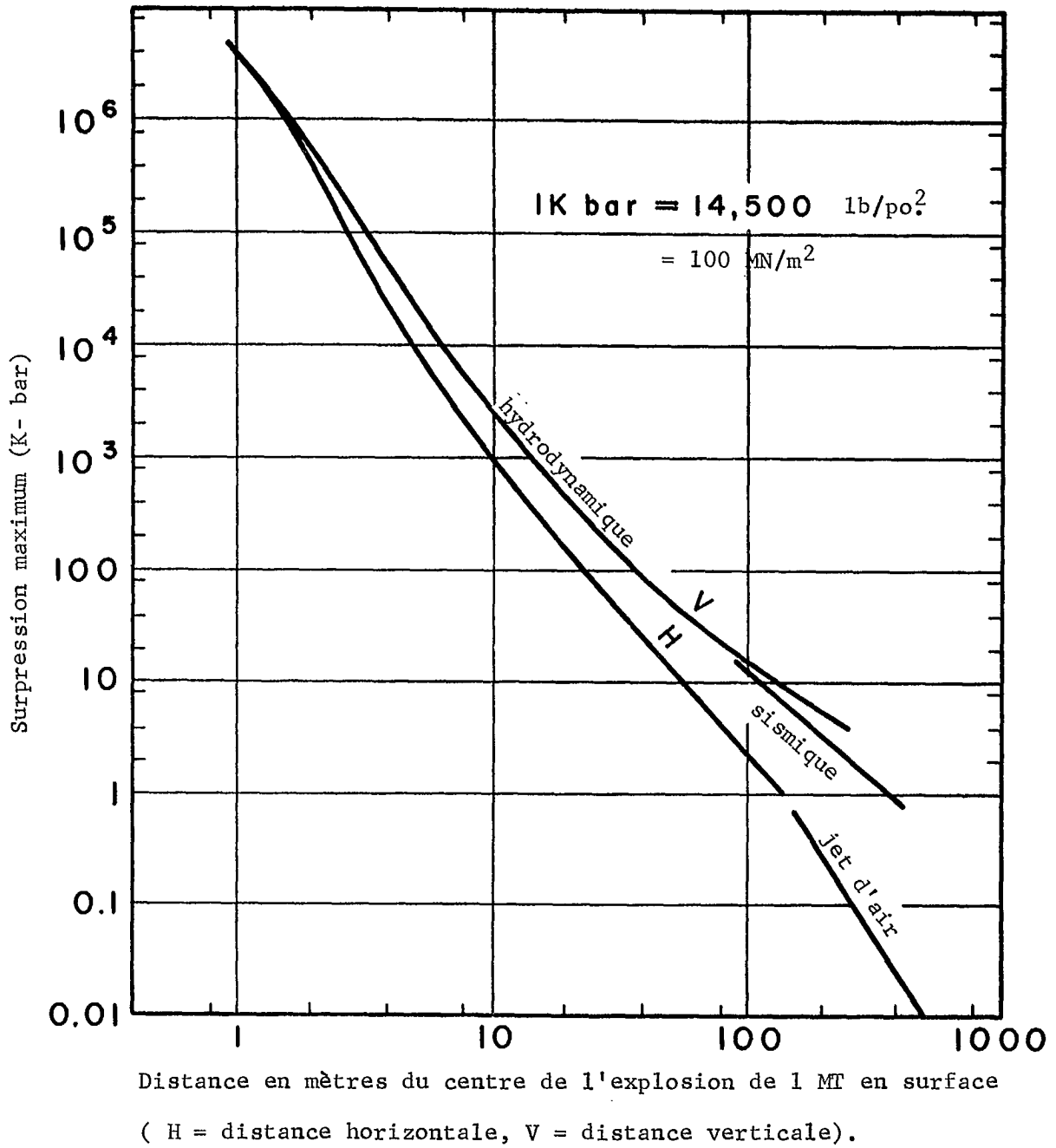


Fig. 8-20 Variation de la surpression maximum à l'intérieur et autour du cratère (10, 6).

$$d = 29 \times 1000^{0.83} \times 1860^{-1.75} = 0.118 \text{ pi. (3.6cm)}$$

Comme on a développé les équations du mouvement du terrain en se basant sur des données empiriques, les valeurs précédentes sont des valeurs enveloppes qui représentent le mouvements réel des particules selon une probabilité d'environ 50%. Ces valeurs, établies d'après des mesures réelles, tiennent compte des effets des formes des ondes autres que la forme parabolique supposée.

Comme on l'a calculé dans l'exemple, une portée de 1860 pi. (567m) pour une explosion de 1 MT est en fait la portée minimum où une installation souterraine peut se trouver sans qu'il soit nécessaire de prendre des mesures de sécurité additionnelles. Pour conserver intacts les installations situées à une distance inférieure à 1860 pi. (567m) de l'explosion, il faut prendre des dispositions très coûteuses qui consistent, par exemple, à placer les immeubles et l'outillage sur des ressorts et des amortisseurs.

La ligne limite de 3 pi./sec. (0.92 m/sec) que constitue la vitesse de champ libre nous montre la relation entre la profondeur nécessaire de l'installation et la précision et la secousse qui pourra avoir lieu. Si on doit supposer que l'explosion se produira à quelques centaines de pieds de l'installation, alors il faudrait que celle-ci soit située à la profondeur minimum de 1860 pi. (567m). Si, d'autre part, on pouvait supposer que la précision du tir était telle que l'explosion se produirait en général à une distance d'environ 1800 pi. (549m), alors l'installation pourrait être très près de la surface. On peut faire des études de ce facteur en utilisant la distribution probable des tirs sur un but pour n'importe quel type de système de lance-bombes et une étude économique du coût de diverses probabilités de conservation.

Une des utilisations possibles des explosions nucléaires consiste à extraire de grandes masses de terrain par la formation des cratères. Si la quantité de terrain excavé est suffisamment grande, il est plus économique de se servir des explosions nucléaires que des méthodes classiques. De plus, les méthodes classiques d'excavation demandent relativement beaucoup de temps, le qui est important dans certains projets.

La profondeur D_c du cratère pour les explosions en surface varie selon la racine quatrième du rendement; pour les roches dures, on recommande d'utiliser l'équation suivante (8):

$$D_c = 20 W^{1/4} \quad \text{Eq. 8-59}$$

où D_c est en pieds et W , en kilotonnes d'explosifs nucléaires.

Supposons que le volume du cratère est de forme paraboloidé. Alors le volume V_c s'exprime par (8):

$$\begin{aligned} V_c &= \pi R_c^2 D_c / 2 \\ &= 78,500 W^{0.93} \end{aligned} \quad \text{Eq. 8-60}$$

où V_c est en pied cube, et W , en kilotonne d'explosifs nucléaires.

De plus, on a trouvé que la largeur moyenne de la lèvres est égale au rayon du cratère. Par exemple, à la figure 8-19, la lèvres du cratère d'un diamètre de 1 040 pieds (317m) aurait une largeur d'environ 520 pieds (158.5m). Donc, le rayon R_L jusqu'à l'extérieur de la lèvres serait (8):

$$R_L = 2 R_c \quad \text{Eq. 8-61}$$

La hauteur de la lèvres peut être estimée à environ le quart de la profondeur du cratère (8):

$$H_L = D_c / 4 \quad \text{Eq. 8-62}$$

Lorsqu'on utilise des explosifs nucléaires, le problème principal consiste à empêcher le dégagement des particules radioactives. Le graphique de la figure 8-17b représente la variation de la quantité d'éléments radioactifs dégagés par une explosion nucléaire en fonction de la profondeur de la charge. On voit que, pour une profondeur d'un peu plus de 400 pi./KT^{1/3} (122 m/KT^{1/3}), à l'échelle, le terrain sous le cratère contient toute la radioactivité. En même temps, on voit que le volume du cratère ou de l'excavation varie avec la profondeur à laquelle est enfoui l'explosif de telle sorte que, lorsque la radioactivité est complètement enfermée, le volume de l'excavation est encore considérable. De plus, il est important que l'explosion ne produise pas une onde d'air d'explosion. On y parvient en adoptant les mêmes conditions d'enfouissement que dans le cas où l'on évite le dégagement de radioactivité.

Une explosion de 1 MT coûterait environ \$1 000 000 et enlèverait environ 100 000 000 verges cubes (76500000m³) de terrain. Le coût, qui est de 1 cent par verge cube, nous pousse à considérer cette méthode. Cependant, en plus de devoir contenir la radioactivité et le jet d'air, dans certaines circonstances, il faudrait peut-être empêcher que le terrain excavé soit rejeté pour former une lèvres large (Fig. 8-19). De plus, après l'excavation des morts-terrain, les éléments radioactifs qui étaient enfermés sous l'excavation peuvent causer des difficultés pendant l'exploitation future.

Quelques applications de caractère spéculatif des explosions nucléaires sont la formation de réservoirs d'eau et de grands bassins de filtration avec des "retards" (camouflets qui vient juste de briser la surface, c'est-à-dire l'enfouissement est à la profondeur "critique"). De plus, on peut utiliser les explosions nucléaires pour l'exploitation de l'huile et du gaz; pour l'exploitation du gaz, cette méthode est particulièrement favorable. Des études empiriques antérieures sur le rayon R_r de rupture autour d'une charge concentrée, sont dans ces cas assez utiles (3). Pour les roches tendres, telles la craie et le schiste, on a établi l'équation suivante:

$$R_r / W^{1/3} = 3.2 (z/W^{1/3})^{0.29} \quad \text{Eq. 8-63}$$

où z est la profondeur de l'enfouissement sous la surface avec une limite de $5W^{1/3}$. Pour les roches dures, telles le granit, l'équation est:

$$R_r / W^{1/3} = 2.5 (z/W^{1/3})^{0.28} \quad \text{Eq. 8-64}$$

avec une limite de 3.5 pour $z/W^{1/3}$.

LE SAUTAGE

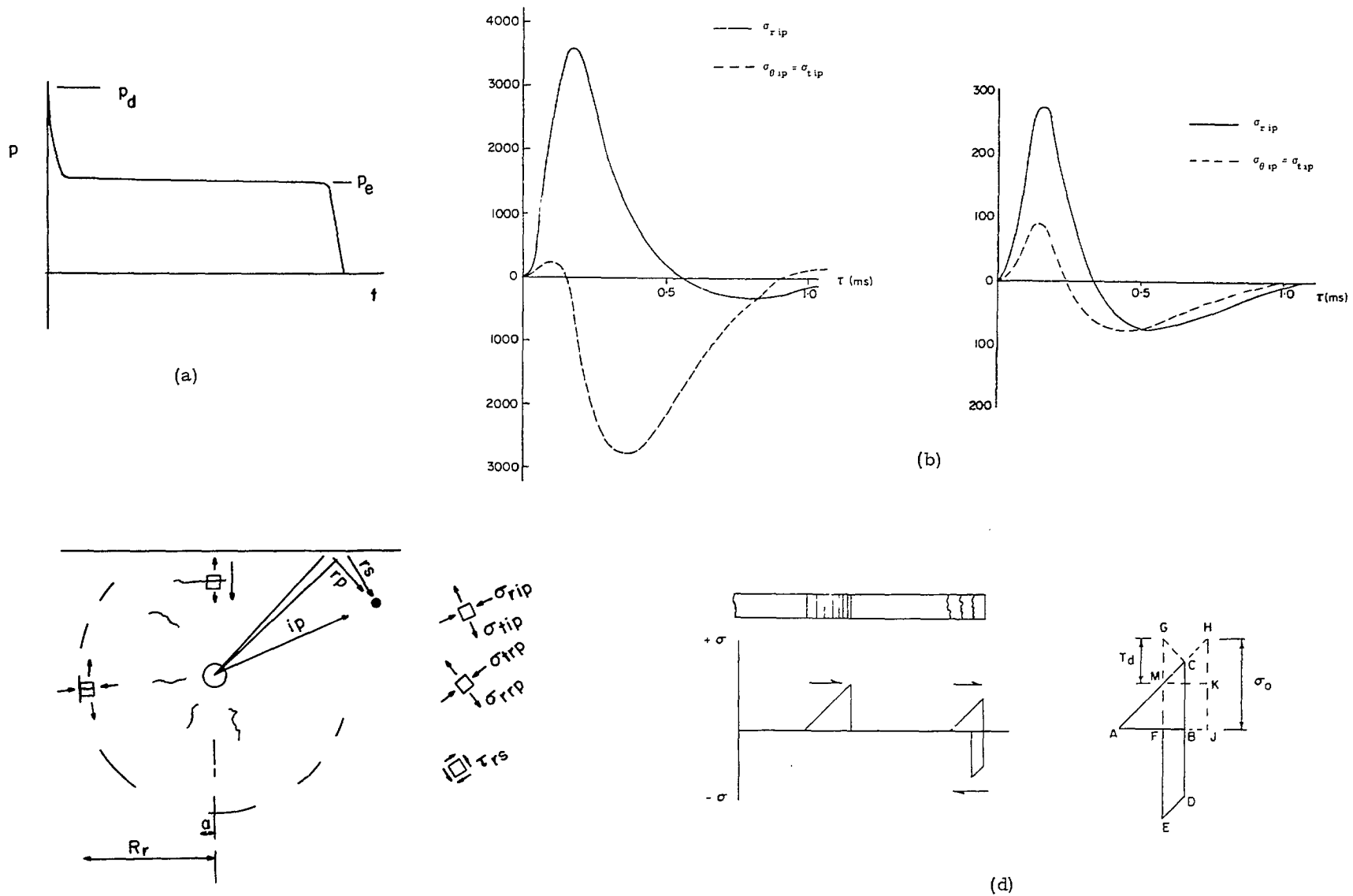
Lorsqu'on fait détoner un explosif dans un trou de mine, la pression initiale est de l'ordre d'un million de lb/po.² (6900 MN/m²). On peut déterminer approximativement cette pression de détonation à l'aide de l'équation suivante (16):

$$P_d = \rho U_d^2 / 4 \quad \text{Eq. 8-58}$$

où P_d est la pression de détonation en lb/po.², ρ est la densité initiale de masse de l'explosif en lb-sec²/pi.⁴ et U_d est la vitesse de détonation en pi./sec. La pression initiale décroît rapidement jusqu'à la moitié de sa valeur maximum à une valeur appelée souvent la pression p_e d'explosion qui décroît avec l'expansion du trou de mine et disparaît par la ventilation (Fig. 8-21a).

La secousse causée par l'explosion est transmise dans la roche environnante entraînant des contraintes semblables aux pressions dans le trou de mine (Fig. 8-11a et 8-11b). Il se produit un mouvement de terrain dont les caractéristiques principales sont données empiriquement par les équations 8-36 à 8-40. Un élément de roche sera soumis à une compression radiale et des tractions tangentielles tendront à s'exercer en des temps relatifs différents selon la distance du trou de mine (Fig. 8-21b) (35).

À cause des contraintes radiales très élevées dans la roche autour du trou de mine, un broyage local de la roche peut se produire, quoique, après une explosion dans une roche dure, on voit assez souvent la paroi lisse de la moitié d'un trou de mine. La grandeur de la contrainte de compression dans la roche sera beaucoup plus grande que la résistance statique à la compression uniaxiale de la roche, mais la contrainte peut ne pas s'exercer assez longtemps pour entraîner un broyage. Si des contraintes tangentielles de traction s'exercent dans la roche, il peut en résulter des fissurations radiales jusqu'au point où la résistance dynamique à la traction (c'est-à-dire la résistance qui correspond à la durée de la contrainte) est plus petite que la tension appliquée. Si de telles contraintes de traction ne sont pas supportées à cause de la structure jointée de la masse rocheuse, il peut encore en résulter des fissurations radiales causées par des contraintes radiales élevées qui entraînent l'éclatement qui accompagne les contraintes élevées de compression uniaxiale.



(c)

Fig. 8-21 Le mécanisme du sautage. (a) Pressions dans les trous de mine (b) Contraintes radiales et tangentielles dans la roche (c) Schéma de rupture autour d'une explosion (d) Décollement réfléchi en plaques par traction.

Les contraintes de traction peuvent aussi se produire à cause de la réflexion sur une surface libre (Fig. 8-21c). La contrainte en un point modifiée par la réflexion oblique se compose des contributions SIG-rip de l'onde-P directe, SIG-rrp de l'onde-P réfléchie et TAU-rs de l'onde-S réfléchie (35).

Le mécanisme de l'onde de contrainte réfléchie normalement sur la surface libre est donné directement par l'équation 8-18(b). Des expériences montrent que, si on donne un coup sur une extrémité d'une tige de roche, la roche décolle par plaques à l'autre extrémité (Fig. 8-21d). Si la géométrie de l'onde incidente est connue, on peut déduire l'épaisseur des plaques. Ainsi, à la figure 8-21d.

$$FB = MK/2 = 0.5 AJ.Td/SIG-o$$

Eq. 8-66

où AJ est la longueur de l'onde, Td est la résistance à la traction de la roche soumise à un chargement dynamique et SIG-o est la contrainte radiale maximum de l'onde. Il s'ensuit aussi que le nombre W de plaques sera:

$$AJ/(2FB) = SIG-o /Td$$

Eq. 8-67

A mesure que l'onde de contrainte se déplace d'une masse concentrée d'explosifs en une sphère, l'énergie cinétique et l'énergie de déformation sont contenues dans une coque sphérique d'une épaisseur égale à la longueur d'onde de l'onde de contrainte. Par conséquent, la dispersion géométrique tient compte pour une grande part de la diminution de la contrainte avec la distance, c'est-à-dire que la surface sphérique est proportionnelle à r^2 . D'après l'équation 8-38, la contrainte maximum causée par une charge concentrée varie inversement avec la distance élevée à la puissance 2.5, quoiqu'on obtienne pour les roches résistantes et élastiques de valeurs plus basses, par exemple 1.4 (35). En général, on utilise l'expression suivante:

$$SIG = SIG-o (a/r)^x$$

Eq. 8-68

où x est un paramètre qu'on considère constant pour des distances situées dans certaines limites, SIG, la contrainte à une distance r du centre de l'explosion qui a un rayon a et qui produit une contrainte SIG-o dans la paroi rocheuse.

Dans le cas d'une charge cylindrique qui explose instantanément, l'onde de contrainte se déplace de l'explosif vers l'extérieur à la surface d'un cylindre qui se dilate. Par conséquent, pour des points normaux à l'axe de la charge, la dispersion géométrique dépend de la surface du cylindre, qui varie avec r et non avec r^2 . Puisque l'atténuation de la contrainte est moindre lorsque comparée à une charge concentrée, la distance à laquelle la fragmentation sera influencée par les contraintes est plus grande au voisinage d'une charge cylindrique. En théorie, on devrait donc creuser des trous de mine de petit diamètre qui produisent une forme cylindrique pour une certaine quantité d'explosifs qui tendraient autrement à produire une masse concentrée au fond d'un trou de grand diamètre. Cependant, comme le coût du forage est relativement élevé, on procède autrement quoique le coût total optimum, qui tient compte du concassage et du broyage doit être établi (30, 31, 32).

Pour simuler une explosion allongée, on divise généralement la charge allongée en une série de charges concentrées en se rappelant que l'explosion n'est pas instantanée (voir les six éléments de la figure 8-22a). Si l'explosion s'amorce dans le premier élément, elle se poursuit successivement dans chaque élément selon le temps mis par l'onde de détonation pour passer d'un élément à un autre. On suppose alors que les contraintes résultantes aux points tels que A, B et C résultent de l'addition des contributions des six éléments de l'explosif. En utilisant cette méthode pour les roches qui ont une vitesse sismique élevée, on voit que la contrainte radiale maximum causée par une explosion dans le fond augmente vers le haut de sorte qu'elle est plus élevée en A qu'en B. En d'autres termes, les effets de tous les éléments d'explosifs se superposent en A alors qu'en B, les effets des éléments supérieurs s'ajoutent seulement à la fin de l'onde de contrainte qui vient du premier élément. De même, une explosion dans le haut produit des contraintes plus élevées en B qu'en A, ce qui pourrait être très efficace pour améliorer le broyage au pied. Des explosions dans le haut et dans le bas produiraient des contraintes radiales maximums en C. En utilisant une telle méthode de superposition, il est possible d'analyser les effets cumulatifs tridimensionnels des trous de mine voisins (Fig. 8-22b).

Il semble que le rayon Rr de rupture est régi par la contrainte maximum de l'onde d'explosion et par la résistance à la traction de la substance de la roche. Il est possible que cette relation ne soit valable que pour les masses rocheuses résistantes et élastiques. On a montré aussi que le rayon de rupture ne semble pas modifié considérablement par les réflexions obliques qui se produisent à la surface libre et qui sont représentées à la figure 8-21c. Par conséquent, dans le cas des masses rocheuses appropriées, il a été possible en utilisant un rayon constant de rupture de prédire les rayons des cratères formés à différentes profondeurs d'enfouissement des charges (38).

Le changement de la quantité de mouvement nécessaire pour ameublir, dilater et projeter la masse rocheuse est causé par l'impulsion de la pression d'explosion, c'est-à-dire INT(p.dt), dont la plus grande partie est à la queue de la courbe de pression. A mesure que la ventilation annule l'impulsion, l'efficacité du bourrage du trou de mine modifie le changement de la quantité de mouvement donné à la roche. On peut déterminer la réponse de la roche à l'impulsion des explosifs à l'aide des programmes actuels et de la méthode des différences finies selon laquelle on divise le terrain en une série d'éléments (34). La pression produit l'accélération des éléments voisins du trou de mine et après une augmentation de temps, la vitesse et le déplacement. Les déplacements différentiels produisent des déformations unitaires. On peut transformer les déformations unitaires en contraintes à l'aide de l'équation d'état de la roche pour les niveaux de contrainte appropriés. Dans le cas des roches résistantes et élastiques, on a montré que l'équation d'état est essentiellement les relations entre les contraintes et les déformations unitaire élastiques obtenues dans l'essai de compression uniaxiale (21). Une quantité de mouvement est transmise à l'élément voisin qui est soumis à son tour à une translation et à une compression. On simule ainsi le passage de l'onde de contrainte dans la roche. Pour chaque élément de roche et chaque accroissement de temps, on peut comparer les conditions de contraintes à un critère de résistance pour prédire s'il y aura une rupture. Par exemple, les critères de la contrainte maximum de traction, peuvent s'appliquer à la roche cassante; l'énergie maximum de distortion pourrait être valable pour étudier les roches qui ont subi l'écoulement; on pourrait utiliser une expression qui combine la tension et le cisaillement (34). Si le critère de rupture est dépassé, on utilise une nouvelle équation d'état qui représente la condition de la roche fissurée et qui peut être déterminée expérimentalement en brisant un spécimen de roche confiné avec une charge de choc et en déterminant ensuite la relation entre le changement du volume et de la pression. L'énergie dissipée pendant la rupture est semblable aux pertes par hystérésis dans un matériau plastique qui a une certaine courbe contrainte-déformation unitaire lorsque les contraintes s'appliquent et une autre courbe (qui tient compte de la déformation permanente) lorsque les contraintes sont libérées.

L'énergie cinétique disponible pour transformer la roche en un tas en vrac est la quantité résiduelle d'énergie égale à la différence entre l'énergie totale de l'explosif et les pertes importantes par la ventilation des gaz à haute pression, l'énergie dissipée pendant la formation des fissures dans la roche, l'énergie de déformation emmagasinée et l'énergie du front de choc qui a passé dans la roche avant "l'ameublissement" du terrain et les translations. Une partie de cette dernière source d'énergie est emprisonnée dans des plaques qui s'écaillent à la surface, ce qui produit de la roche volante semblable à celle de la démonstration expérimentale de la figure 8-21d. Cependant, ce mécanisme n'est pas important en ce qui concerne les effets pratiques du sautage.

Cependant, la structure géologique est importante et elle n'est pas simulée facilement. Des plaques superficielles limitées par des joints non cimentés peuvent produire de la roche volante en absorbant la quantité de mouvement du front de choc de la même façon que dans le cas des plaques de la fissuration réfléchie de traction. De plus, les gaz à haute pression dans le trou de mine peuvent s'introduire dans les diaclases et les plans de stratification et produire ainsi ce qu'on observe fréquemment, le broyage de la roche jusqu'aux plans de stratification. On a trouvé par expérience que les faces des bancs devraient si possible être orientées obliquement par rapport à toute caractéristique structurale presque verticale de sorte que la résistance à l'ameublissement et à la projection de la roche soit minime; ce qui minimise la formation des talus au pied du banc, le broyage derrière la face de banc et la formation des cratères au sommet du banc (39). En géologie, on a observé que, lorsque des contraintes tectoniques horizontales élevées existent, l'éclatement des gros blocs est facile dans la direction parallèle à la direction de la contrainte naturelle principale majeure, mais difficile normalement à cette direction. (40).

On sait que la vitesse du son dans une masse rocheuse dépend de la densité des diaclases et du module de déformation de la substance rocheuse. Si les diaclases sont peu nombreuses et si le module de déformation de la substance rocheuse est grand (ce qui veut dire que sa résistance est élevée), on peut s'attendre à ce que la vitesse du son soit élevée et qu'une telle masse rocheuse se fragmente en gros morceaux. Par conséquent, on a fait des expériences pour déterminer si on peut relier la vitesse du son, la grosseur des roches brisées et les propriétés des fronts de taille résultants (41, 42). Des travaux dans une mine à ciel ouvert ont montré qu'en divisant les vitesses du son mesurées dans les bancs en trois classes, il était possible de prédire le type correspondant de fragmentation: Par exemple, roches inférieures à deux pieds (0.61m); quelques morceaux sont plus gros que deux pieds, mais toutes les roches brisées sont enlevées à l'aide d'une benne de six verges cubes (4.59m³). A l'aide de telles mesures pratiques des effets structuraux, les mesures courantes de la vitesse pourraient faire partie de la méthode d'exploitation afin de prévoir la formation des blocs de grande dimension et de les éliminer pendant le premier sautage en utilisant des trous additionnels, un plus grand poids d'explosif, un forage en surprofondeur plus important et un sautage en pochée en surprofondeur plus important. Une telle méthode nous permet de prédire la taille et la dureté des roches qui

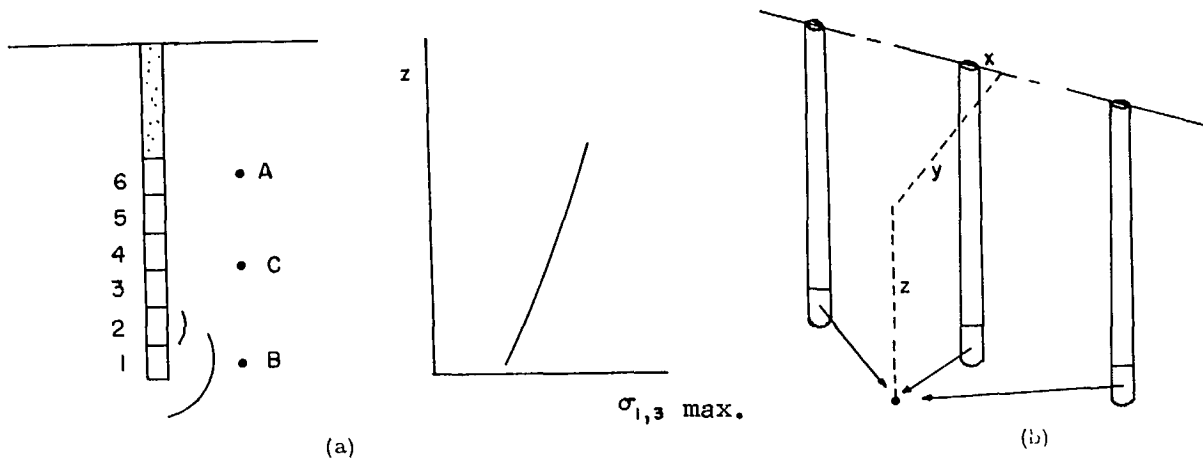


Fig. 8-22 Simulation des contraintes de la roche causées par les charges allongées.

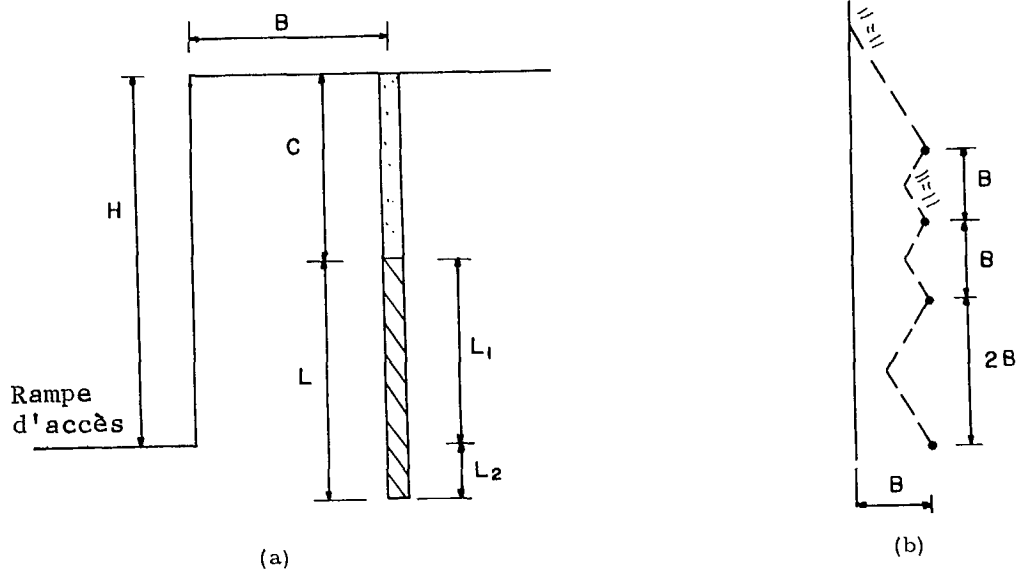


Fig. 8-23 Géométrie typique d'un banc.

constituent l'alimentation des appareils de comminution. Ainsi, par expérience, l'énergie et le temps nécessaires pour le broyage pourraient probablement être reliés aux vitesses du son dans le terrain.

Il serait très avantageux de pouvoir prédire le degré de fragmentation auquel il faut s'attendre pour chaque schéma de tir. Cependant, il semble que, dans la plupart des formations, la fragmentation est déterminée en premier lieu par la structure géologique, c'est-à-dire que les blocs de roche sont déjà formés et que l'explosion ne fait que les détacher et les projeter sur les tas en vrac. Les effets directs de l'explosion tels le broyage local, la fissuration jusqu'au rayon de rupture, le cisaillement des blocs quand ils sont poussés en dehors des bancs, les effets des collisions, l'éclatement des blocs dans lesquels se trouve un trou de mine et les flexions possibles de la dalle de roche entourée par la rangée des trous de mine qui résultent des explosions simultanées (Fig. 8-27a), semblent moins importants. Donc, une augmentation du coefficient de charge n'a pas une influence proportionnelle sur le degré de fragmentation parce que l'élément, le bloc de roche, n'est pas influencé. Pour diminuer la taille des roches brisées, il est habituellement plus efficace de diminuer l'espacement avec le même coefficient de charge.

On doit reconnaître que la diminution du coefficient de charge ou même du coût total du forage et du sautage n'est pas nécessairement une condition optimum. Le sautage a plusieurs buts: briser le volume maximum de sol, éviter la fragmentation secondaire et projeter la roche brisée en tas appropriés. Le problème est complexe à cause du nombre de variables indépendantes impliquées: le coefficient de charge, l'espacement et le diamètre des trous de mine, les roches de recouvrement, la hauteur du banc, les propriétés des explosifs et de la roche. Cependant, une étude sur l'optimisation de la méthode d'exploitation devrait aussi traiter la variation du prix du chargement, du transport, du concassage et du broyage avec le degré de fragmentation. Par exemple, dans le cas d'une propriété, on a trouvé qu'en diminuant l'espacement, le coût du forage a augmenté de 30%, le coût des explosifs a diminué de 10% et le coût du concassage a diminué de 20%. La diminution nette est de 10%. Cependant, à cause de la taille réduite et plus uniforme des roches brisées, la capacité du concasseur est passée de 6300 tonnes (6.6 x 10⁵ Kg) par jour à 9500 tonnes (8.6 x 10⁵ Kg) par jour, ce qui est équivalent à un investissement de capitaux de \$2 millions. En diminuant encore l'espacement, on ne peut réduire les coûts, ce qui veut dire que l'optimum pour ce système était atteint (30, 31).

Le choix d'un schéma de tir est influencé par d'autres facteurs. Par exemple, la hauteur de banc est essentiellement déterminée par la grosseur des pelles qu'on va utiliser c'est-à-dire que la hauteur de banc devrait être un peu inférieure à la portée de la benne. On choisit la pelle après avoir étudié le taux de production prévu et le nombre de fronts de taille nécessaire pour mélanger le minéral. La hauteur de banc influence alors à son tour le choix de la foreuse parce qu'il est avantageux d'utiliser une seule tige au lieu d'être obligé de rallonger les tiges pendant le forage du trou de mine. La taille et le type de foreuse déterminent les limites du diamètre des trous de mine. Ces facteurs majeurs étant déterminés, il nous reste à les relier par expérience aux autres variables. Pour une autre propriété, on a tendance à utiliser des valeurs sûres, comme par exemple, B = 0.5H, C = B, L₁ = 0.5H, L₂ = 0.1 H et S = 1 à 2B. On compare ensuite le coefficient de charge (lb/tonne) à celui qui a été utilisé auparavant dans des roches d'une dureté semblable. De plus, lorsqu'on doit prendre des décisions sur l'utilisation des retards on peut modifier l'espacement des trous et des rangées de trous.

On détermine habituellement l'espacement optimum seulement lorsqu'on connaît par expérience les conditions réelles. Par exemple, un facteur important, qu'on connaît seulement par expérience, est la quantité de roche qui reste intacte au pied entre les trous pour un espacement quelconque. En utilisant des retards pour produire des détonations successives, on évite le soulèvement de la roche superficielle en une seule plaque continue et on peut ainsi améliorer la fragmentation (et, ainsi, modifier l'espacement). Cependant, les avantages de l'interaction des ondes de choc voisines sont éliminés. D'autre part, il est probablement intéressant, seulement théoriquement, de faire exploser les charges simultanément dans le but de profiter des avantages de l'interaction des ondes parce qu'il est difficile de contrôler avec précision le temps de l'explosion dans les travaux courants si on le compare avec le temps de propagation de l'onde de choc d'un trou à un autre, c.-à-d. de l'ordre de 1 ms.

Lorsqu'il faut refaire le schéma de tir, des essais de cratères sont quelquefois utiles. Dans certaines situations, on juge que la fragmentation et la projection sont optimums, mais certaines conditions sont changées: par exemple, on utilise un nouvel explosif, ou les propriétés de densité et de résistance de la roche sont manifestement différentes dans une nouvelle zone de la mine. Dans de tels cas, au lieu de se servir simplement de son intuition, l'ingénieur pourrait utiliser des essais à petite échelle sur le terrain pour estimer les changements de hauteur du terrain de recouvrement et l'espacement des trous de mine.

La figure 8-24 représente la variation du volume de la roche fragmentée ou volume du cratère avec la profondeur d'enfouissement d'une charge concentrée. Pour toute combinaison d'explosifs et de roche, on a une telle courbe caractéristique. Le volume est maximum pour la profondeur maximum z₀ d'enfouissement. L'explosif est complètement amorti et ne produit pas des cratères à la profondeur critique z_c. Les équations suivantes expriment ces relations:

$$z_0 = K_0 W^{1/3} \quad \text{Eq. 8-69}$$

$$z_c = K_c W^{1/3} \quad \text{Eq. 8-70}$$

où W est le poids de la charge concentrée et K₀ et K_c sont des paramètres qui varient avec les propriétés de la roche et de l'explosif. On a trouvé que K₀ est approximativement égal à 0.5 K_c pour les roches dures et tend vers K_c pour les roches faibles et pour le scl.

Après avoir fait de nombreuses séries d'essais avec une très grande gamme de charges de différents poids, c.-à-d. de l'ordre de 10 lb (4.54 Kg) à 100,000 lb (45000 Kg), on a établi les équations qui permettent de prédire les rayons de rupture pour les roches dures et pour les roches tendres (3). Lorsque la profondeur d'enfouissement est égale au rayon de rupture, ces équations montrent que K_c a une valeur moyenne (en pi. et en lb) de 3.6 pour les roches dures et de 5.1 pour les roches tendres.

Pour effectuer une série d'essais de cratères, il faut une surface plane que l'on devra créer si elle n'existe pas. On choisit ensuite une charge convenable (par exemple, entre 10 et 200 lb (4.54 - 90.8 Kg); cette charge est déterminée par la grosseur de la foreuse parce que la longueur de la charge ne devrait pas être beaucoup plus grande que le diamètre (disons un rapport inférieur à 3). On obtient des cratères pour différentes profondeurs d'enfouissement. On peut ainsi établir la courbe caractéristique de la figure 8-24. En calculant z₀ / W^{1/3} et z_c / W^{1/3} on détermine ensuite K₀ et K_c. D'une autre façon, afin de réduire le nombre de tirs et le travail de déblayage des cratères, on peut faire exploser quelques charges à des profondeurs inférieure et supérieure à la profondeur critique prévue avec laquelle on détermine K_c.

On effectue deux séries d'essais pour les deux conditions différentes: par exemple, des essais sur le même site avec des explosifs différents ou des essais sur des sites différents avec le même explosif. Comme le terrain de recouvrement et l'espacement devraient être proportionnels à z₀, on peut adapter le schéma de tir actuel aux nouvelles conditions. D'une autre façon, si les essais de cratères doivent être utilisés pour établir le premier schéma de tir d'essai sur une propriété, on suppose que l'épaisseur du terrain de recouvrement est égale approximativement à z₀ et on peut essayer un espacement de 1.25 z₀ et le modifier si nécessaire après avoir constaté les résultats au pied (Fig. 23b) (27).

Exemple: Une série de tests de cratères a montré que, en utilisant des charges d'explosif A de 27 lb. (9.08 Kg), la profondeur optimum z₀ était de 6.5 pi. (1.98m). Dans une autre série de tests où on a utilisé un même poids d'explosif B, la profondeur optimum était 7.5 pi. (2.29m). Le terrain de recouvrement utilisé dans le cas d'une charge d'explosif A de 200 lb (90.8 Kg) a une épaisseur de 13 pi. (3.97m). Déterminer l'épaisseur du terrain de recouvrement lorsqu'on utilise une charge d'explosif B de 200 lb. (90.8 Kg).

$$\text{Ainsi} \quad \frac{BB}{BA} = \frac{z_{0B}/z_{0A}}{K_0B/K_0A} = \frac{(7.5 / 27^{1/3})}{(6.5 / 27^{1/3})}$$

$$\text{Donc} \quad BB = 13 \times 7.5/6.5 = 15 \text{ pi. (4.58m)}$$

La résistance de la roche sous la rampe rend difficile la fragmentation et le transport de la roche jusqu'au tas à charger au pied du banc. Par conséquent, il faut dans cette zone une plus grande concentration d'explosifs que dans les zones plus élevées du banc. On a trouvé que des charges allongées de 0.3 B au-dessus et en-dessous de la rampe sont amplement efficaces pour briser la roche au pied du banc. Cependant, l'efficacité des charges plus longues diminue de sorte qu'une charge allongée au-dessus de la rampe de L₁ = B équivalent à une charge concentrée de 0.6 Bw, où w est le poids d'explosif par longueur d'une colonne de charge (18). Par exemple, en calculant l'épaisseur du recouvrement à l'aide des essais de cratères et en supposant que E = z₀ = K₀ W^{1/3}, lorsque L₁ = B et L₂ = 0.3 E:

$$B = K_0 (0.9 Bw)^{1/3} = 0.95 K_0^{3/2} W^{1/2} \quad \text{Eq. 8-71}$$

En considérant les effets brisants de la charge allongée loin du pied, il y aura un paradoxe. Comme nous l'avons expliqué plus haut, le rayon de rupture est plus grand pour une dispersion cylindrique que pour une dispersion sphérique qui est causée par une charge concentrée. Par conséquent, les densités de charge doivent être plus petites aux niveaux supérieurs de L₁ pour

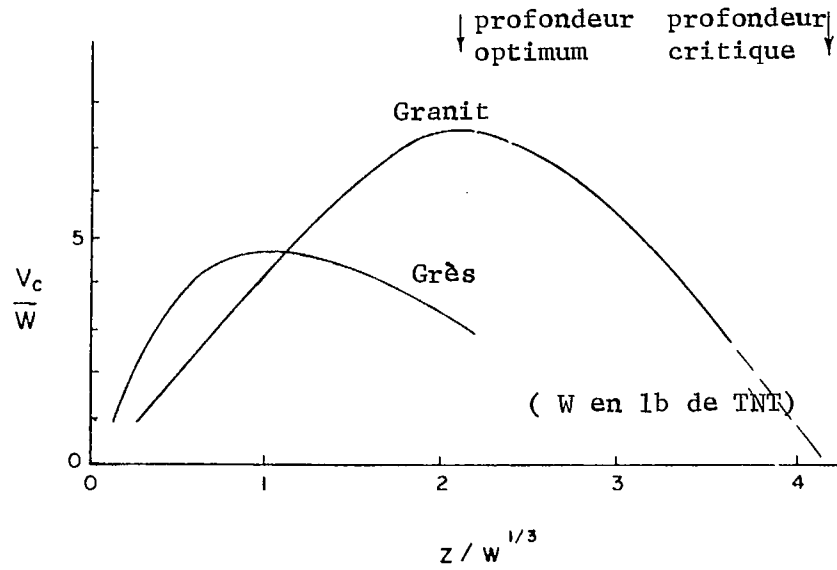


Fig. 8-24 L'influence des terrains de recouvrement et de l'espacement sur les effets de la formation des cratères.

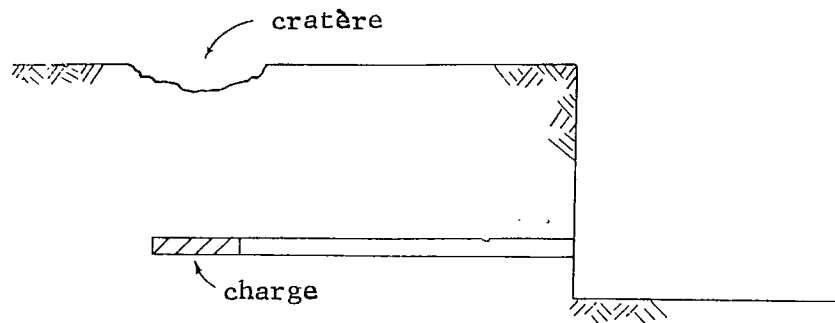
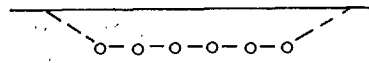
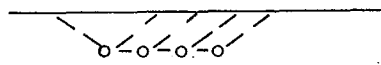


Fig. 8-25 Un cratère produit par des contraintes de traction réfléchies (15).

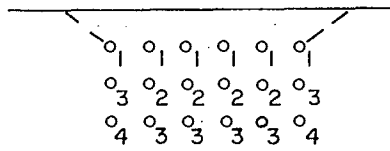


(a)

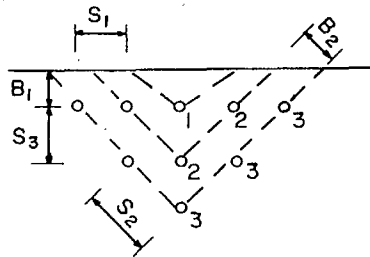


0 1 2 3 Temps de retard relatifs

(b)



(c)



(d)

Fig. 8-26 Quelques schémas courants de retardement pour le sautage des bancs.

avoir les mêmes effets brisants et la même projection des roches, car autrement la projection de la roche sera excessive. On est ainsi amené à considérer l'utilisation d'explosifs moins puissants au sommet et l'étagement des charges (c.-à-d. intercaler dans la charge allongée des matériaux inertes), mais ces changements augmentent les frais d'exploitation. L'utilisation d'explosifs de faible puissance vers le sommet L_1 est justifiée encore par le fait que la face du banc est toujours inclinée. Il existe donc beaucoup moins de terrains de recouvrement au sommet qu'au pied (sauf si on utilise des trous inclinés qui permettent de diminuer la quantité totale d'explosif nécessaire parce que la fragmentation au pied devient plus facile et elle dirime ainsi la quantité de roche brisée derrière la face). Le paradoxe n'existera plus lorsque la détermination de la quantité appropriée de terrain de recouvrement ou du poids de la charge sera basée sur une analyse détaillée qui tiendra compte du schéma de tir (c.-à-d. point de tir unique ou plusieurs points de tir). Les méthodes de simulation par ordinateur sont probablement les seules à pouvoir faire cette analyse.

L'utilité des essais de cratères est limitée par plusieurs facteurs. S'ils n'existaient pas de diaclases et d'autres caractéristiques structurales semblables, on varierait inversement avec la résistance. Des expériences ont montré qu'il est difficile de relier les propriétés de la formation des cratères dans les roches résistantes à la résistance à la compression uniaxiale de la substance rocheuse (22). Les contraintes réfléchies de traction peuvent s'exercer pendant la formation des cratères (15). De plus, comme les caractéristiques structurales de la formation ne varient pas, c.-à-d. restent les mêmes pendant les essais à l'échelle de formation de cratères et pendant l'exploitation du banc, la théorie des modèles à l'échelle ne s'applique pas. De plus, il est difficile de déterminer la courbe d'enfoncement des charges vu la difficulté de déblayer les cratères jusqu'à leurs limites réelles par opposition à leurs limites apparentes. Par conséquent, on ne peut déterminer z_0 et z_c avec précision. De plus, la variation appropriée de l'épaisseur du terrain de recouvrement et de l'espacement avec z_0 ou z_c est indéterminable. Le degré de fragmentation et la projection particulière nécessaire des roches, ainsi que le nombre de rangées qui sont explosées en même temps, influencent les rapports B/z_0 et S/z_0 . Pour ces raisons, on devrait utiliser les essais de cratères seulement pour faire des extrapolations limitées.

La figure 8-26a représente une rangée unique de trous dans lesquels se produisent des explosions simultanées. Ce schéma de tir quelquefois n'est pas valable parce que la ventilation des gaz de l'explosion peut avoir lieu trop tôt et que la plaque du front en entier tend à se soulever et à produire ainsi de gros fragments qu'il faut faire sauter par une deuxième explosion. Les explosions successives dont les retards varient de 8 ms à 5 sec. semblent améliorer la fragmentation et diminuer la quantité de roches brisées et les effets des vibrations sur les structures voisines (Fig. 8-26b). Cependant, dans ce schéma de tir, si une explosion ne se produit pas selon le retard prévu, le fil d'allumage d'un trou peut être coupé par l'explosion qui se produit trop tôt dans le trou suivant (ce qui amène à répéter les parcours de détonation).

On peut utiliser le schéma représenté à la figure 8-26c pour une explosion de plusieurs rangées. On retarde l'explosion des charges dans les trous aux extrémités des deuxième et troisième rangées pour être certain que ces charges explosent sur une face libre. Un autre schéma qu'on peut utiliser est le schéma "en V" représenté à la figure 8-26d. Dans ce cas, l'espacement devrait être relié à la géométrie du front telle qu'elle existe à l'instant de la détonation les charges dans chaque trou. Par exemple, B_2 devrait être égal à B_1 et ainsi S_2 est supérieur à S_1 ; S_3 est déterminé par B_2 et S_2 . Une structure géologique peut influencer la rugosité et la quantité de la roche meuble qui est produite par le broyage jusqu'aux fractures qui existent déjà. On a développé plusieurs méthodes de sautage au périmètre pour améliorer cette situation. On a commencé à utiliser ces méthodes dans les travaux de construction des surfaces critiques, par exemple les parois des canaux d'énergie (37). Le premier développement, "le forage en ligne", consistait à creuser une rangée de trous espacés de deux diamètres et à laisser une âme de roche égale à un diamètre (Fig. 8-27a). Les trous ne sont pas chargés. La rangée voisine de trous de mine se rompt jusqu'à cette ligne, ce qui assure qu'il n'y a pas de la roche brisée au-delà de cette ligne.

Une modification du forage en ligne est de charger quelques trous afin d'augmenter l'espacement ou d'utiliser des trous guides entre les trous de mine ordinaires (Fig. 8-27b). La figure 8-28a représente les concentrations de contraintes autour d'un trou causées par la pulsation de contrainte issue du trou de mine voisin. On voit que les trous guides sont soumis à des contraintes de traction causées par les contraintes des ondes de choc radiales et tangentielles sur la surface du trou dans la ligne du front. La fissuration due à ces concentrations de contraintes de traction aide à couper une surface lisse. La figure 8-30 donne d'autres détails sur les concentrations de contraintes.

Une variante de la méthode de sautage au périmètre consiste à utiliser des charges décrochées, c.-à-d. que le diamètre du rayon d'explosif est inférieur à celui du trou. Dans le cas de ce schéma, la vitesse de détonation de l'explosif non confiné peut être inférieure à celle du cas des charges, complètement coryllées, et de toutes façons, la dilatation des gaz d'explosion pour remplir le trou diminue considérablement le choc transmis à la roche de sorte que l'éclatement est causé en premier lieu par la pression assez élevée des gaz qui restent dans le trou et qui causent des contraintes de traction autour de la circonférence. La traction causée par le trou de mine voisin augmente l'éclatement le long de la ligne des trous (Fig. 8-28a). À l'aide de cette méthode, appelée sautage à paroi-lisse, on a pu produire avec succès des surfaces relativement lisses dans plusieurs types d'excavations souterraines et on a aussi diminué la quantité de roche meuble produite sur les surfaces obtenues. À l'aide de cette méthode, on peut augmenter l'espacement des trous de mine du périmètre pour qu'il soit égale à l'épaisseur appropriée de terrain de recouvrement. On peut améliorer cette méthode en faisant exploser les charges simultanément et avec précision. Cependant, si on considère que l'explosion dure approximativement 0.2 ms., que le temps de propagation entre les trous est approximativement de 0.1 ms et que la précision des retards est de l'ordre de 3 ms, il est presque essentiel d'utiliser un cordeau détonant à haute vitesse (20,000 pi/sec. (6100 m/sec)) pour faire exploser les charges dans les trous du périmètre afin d'obtenir ces profits.

On modifie cette méthode en utilisant le même explosif que celui qui est utilisé dans les trous de mine ordinaires, mais en utilisant une série de pièces d'écartement dans les trous du périmètre de sorte que la quantité d'explosif utilisée est équivalente à une charge découplée continue. Cependant, les effets locaux du choc dans la roche voisine sont plus grands que les effets causés par des charges découplées.

Le coût du forage et du sautage pour un avancement de développement typique, si on utilise la méthode de sautage à paroi-lisse, peut augmenter d'environ 50% (37). Ces dépenses sont compensées par un écaillage et un soutènement réduits. Dans le cas des tunnels dans lesquels on doit installer un revêtement en béton d'un diamètre interne donné, les sommes d'argent économisées sur le béton seulement sont égales à deux ou trois fois le coût additionnel du forage et du sautage. Si la quantité des stériles déblayés pendant l'avancement de développement diminue, ce qui veut dire qu'une quantité moins grande de roches doit être transportée à la surface, alors le taux de production de la mine si elle est exploitée à pleine capacité ou le taux d'avancement peut être augmenté (37).

Dans les mines à ciel ouvert, l'épaisseur du terrain de recouvrement et l'espacement sont beaucoup plus grands que dans les mines souterraines parce que les trous sont plus gros. Cependant, les méthodes de sautage à "paroi-lisse" n'ont pas eu un grand succès parce que la structure géologique ne dépend pas du schéma de tir (c.-à-d. que l'espacement des diaclases n'est pas plus grand dans une mine à ciel ouvert que dans une mine souterraine). Pour obtenir des résultats semblables, il est nécessaire de diminuer la grosseur des trous, l'épaisseur du terrain de recouvrement et l'espacement utilisés dans les mines souterraines, comme cela se fait parfois pour les coupes des autocrates. Le coût du forage augmente, mais seulement pour les trous voisins des faces formées en dernier lieu et les économies réalisées à cause de la plus grande stabilité peuvent dans certaines cas dépasser la dépense additionnelle.

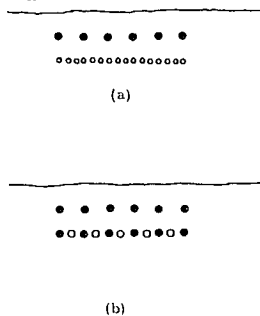


Fig. 8-27 Sautage au périmètre: (a) Forage linéaire (b) Trous guides

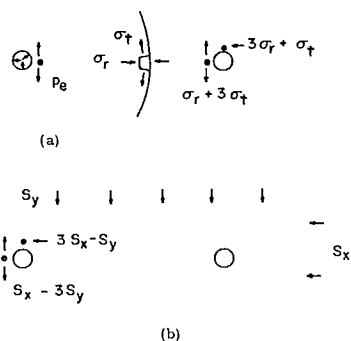


Fig. 8-28 Concentration de contraintes dans le sautage au périmètre

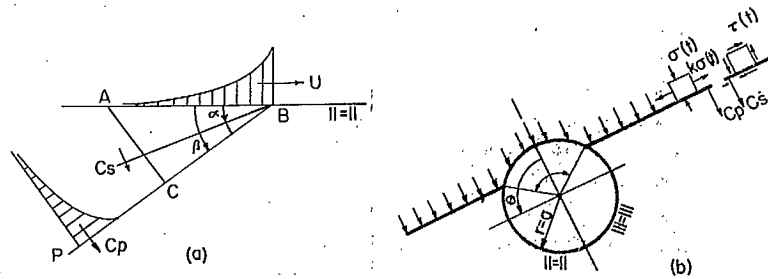


Fig. 8-29 Ondes de secousse terrestre causées par un jet d'air qui entoure une excavation souterraine.

Une autre méthode de sautage par trous au périmètre est le "pré-éclatement". On l'utilise souvent dans les mines à ciel ouvert. Il consiste à faire exploser les charges dans les trous au périmètre avant celles des trous principaux avec un espacement normal ou quelquefois avec un espacement réduit. On utilise quelquefois des trous guidés lorsque l'espacement des trous de mine au périmètre n'est pas réduit. Il s'agit ici de créer une surface fracturée le long du périmètre de sorte qu'elle réfléchisse l'onde de choc produite par l'explosion principale et qu'elle minimise ainsi la quantité de roches brisées.

Les contraintes naturelles tectoniques empêchent souvent un "pré-éclatement" efficace. La figure 8-28b représente les concentrations des contraintes qui existent autour des trous de mine du périmètre et qui sont causées par les conditions de contrainte naturelle. On voit que, si la contrainte naturelle S_y normale au périmètre est plus grande que $1/3$ de la contrainte naturelle S_x dans la direction du périmètre, il n'existera pas de contraintes de traction le long du périmètre dans les conditions statiques. En effet, si S_y est beaucoup plus grande que S_x , une concentration élevée de contraintes de compression existera en ce point. La figure 8-28a représente les contraintes de traction qui sont produites autour du trou par la pression p de l'explosif et par l'onde de choc issue du trou de mine voisin. Si les explosions sont simultanées, la contrainte résultante à la circonférence du trou le long du périmètre est: $SIG = 3 S_y - S_x - p$ - $SIG-r-3 SIG-t$, où $SIG-r$ et $SIG-t$ sont les contraintes radiales et tangentielles de l'onde de choc. Cette contrainte résultante SIG entraînera la formation et la propagation d'une fissure si elle est plus grande que la résistance dynamique de traction de la substance de la roche et si, de plus, elle est suffisamment grande pour que, lorsque les gaz se dilatent dans la fissure, la pression réduite correspondante soit assez grande pour allonger la fissure jusqu'à un point situé à la moitié de la distance entre les trous du périmètre.

LES EXCAVATIONS SOUTERRAINES

Le calcul explicite des excavations souterraines, basé sur l'analyse scientifique des charges, des contraintes et de la résistance de la roche, fut l'un des objectifs des mécaniciens des roches pendant quelque temps. Stimulés par les demandes des militaires relativement à la construction d'installations capables de résister aux chocs et aux effets des explosions, les mécaniciens des roches ont presque atteint cet objectif pour ce cas spécialisé.

L'analyse mathématique de la stabilité des excavations souterraines soumises à des charges dynamiques est beaucoup plus complexe que celle des problèmes normaux où ces excavations sont soumises à des charges statiques. La distribution des contraintes autour des excavations engouffrées par une pulsation de choc varie constamment avec le temps. La réaction de la masse rocheuse, c'est-à-dire la déformation et la résistance limite, sous des charges de courte durée peut aussi être différente de celle qui existe sous des charges statiques. D'autre part, en sachant qu'il est difficile (à l'heure actuelle) de déterminer les contraintes statiques résiduelles auxquelles les excavations sont soumises les calculs seraient peut-être plus faciles si on abordait le problème d'un point de vue dynamique.

À l'heure actuelle, seulement quelques cas typiques ont été examinés à l'aide d'une théorie à deux dimensions ou, en d'autres termes, en utilisant un front d'onde plan (19, 20). La figure 8-29a représente le passage d'un jet d'air au-dessus de la surface du terrain. La vitesse U de l'explosion est supérieure aux vitesses sismiques du terrain. Conséquemment, les fronts de choc de terrain de l'onde-P et de l'onde-S seront inclinés derrière le front de l'explosion. L'inclinaison de ces fronts de choc peut être déterminée par

$$\sin \beta = AC/AB = C_p/(Ut) = C_p/U \quad \text{Eq. 8-72(a)}$$

$$\sin \alpha = C_s/U \quad \text{Eq. 8-72(b)}$$

En d'autres termes, lorsque le front d'explosion est au point A, un signal de la secousse terrestre commencera à rayonner vers l'extérieur (Fig. 8-29a). Lorsque le front d'explosion s'est déplacé du point A au point B, le front de l'onde-P se sera déplacé du point A au point C. Ainsi, la longueur des côtés du triangle ABC dépendront de la vitesse U du jet d'air et de la vitesse C_p de l'onde-P.

La figure 8-29b représente l'enveloppement d'une excavation souterraine par le front d'une secousse terrestre. Dans l'onde-P, il y aura une contrainte normale de compression qui variera selon une certaine fonction du temps $SIG-t$ et une contrainte de traction parallèle au front d'onde qui sera égale à une certaine fraction de la valeur de la contrainte de compression $k SIG(t)$.

Dans le cas d'une onde-S des contraintes de cisaillement agiront normalement et parallèlement au front d'onde (Fig. 8-29b). Ces contraintes de cisaillement peuvent évidemment être décomposées en contraintes égales de compression et de traction à 45° par rapport aux contraintes de cisaillement.

On a déjà fait certains travaux qui consistaient à analyser quelques cas de diffraction (Fig. 8-29b) (20). Dans ces études, la marche à suivre consistait à considérer une série de matériaux par ordre croissant de complexité de leurs propriétés. Ainsi les cas les plus simples ont été d'abord analysés, au prix d'un travail considérable. Puis à mesure que les propriétés matérielles complexes de plasticité et de viscosité sont considérées dans les analyses plus idéales on établit des bases pour juger les effets des conditions réelles de la roche. Pour les cas analysés dans cette étude, on a supposé que la vitesse de l'onde de l'explosion était constante et, par ailleurs, supérieure aux vitesses sismiques du terrain. On a supposé que les pulsations de la secousse terrestre étaient beaucoup plus longues que la largeur de l'excavation souterraine.

La figure 8-30a représente les contraintes tangentielles en deux points de la surface d'une excavation cylindrique qui résultent de l'enveloppement de cette excavation par l'onde-P et par l'onde-S issues d'une onde d'explosion à la surface du terrain (Fig. 8-29a) (20). Dans ce cas, le rayon de l'excavation est de 17.5 pi. (5.3m) et on suppose que la roche est parfaitement élastique avec $C_p = 17\ 300$ pi./sec. (5277 m/sec.) et $C_s = 10\ 000$ pi./sec. (3050 m/sec.). Le tunnel est à 500 pieds (153m) de la surface du terrain. Le jet d'air est produit par une explosion nucléaire de 20 MT à la surface à une distance où la suppression maximum de l'onde d'explosion est 6 500 lb/pc.² (44.9 MN/m²). La contrainte radiale maximum de l'onde-P est de 6 300 lb/pc.² (43.5 MN/m²), et la contrainte de cisaillement maximum de l'onde-S est de 3 450 lb/pc.² (23.8 MN/m²). Pour cette suppression, la vitesse du jet d'air est environ 22 000 pi./sec. (6710 m/sec.). Dans les calculs, on a supposé que le rapport k était égal à $-1/3$. Dans le cas d'une explosion de 20 MT, la pression du jet d'air aurait une durée positive d'environ 5.1 secondes. Il en résulterait pour l'onde-P une pulsation de secousse terrestre d'une longueur d'environ 88 000 pieds (26840m). Cette longueur est évidemment très grande par rapport à l'excavation.

La figure 8-30a représente les effets au point ②. L'onde-P produit une contrainte tangentielle maximum de compressionn de 11 930 lb/pc.² (82.3 MN/m²) au moment où le front de la pulsation se trouve à environ $1/2$ diamètre au-delà du tunnel. En ce point, la contrainte décroît graduellement jusqu'à l'arrivée de l'onde-S, moment où elle décroît rapidement et devient éventuellement une contrainte de traction égale à environ 2 500 lb/pc.² (17.3 MN/m²).

Au point ① on peut s'attendre à ce que les contraintes tangentielles de l'onde-P soient petites (selon la répartition des contraintes statiques) (Fig. 8-30a). Cependant, c'est en ce point que les effets combinés des contraintes de compression dues

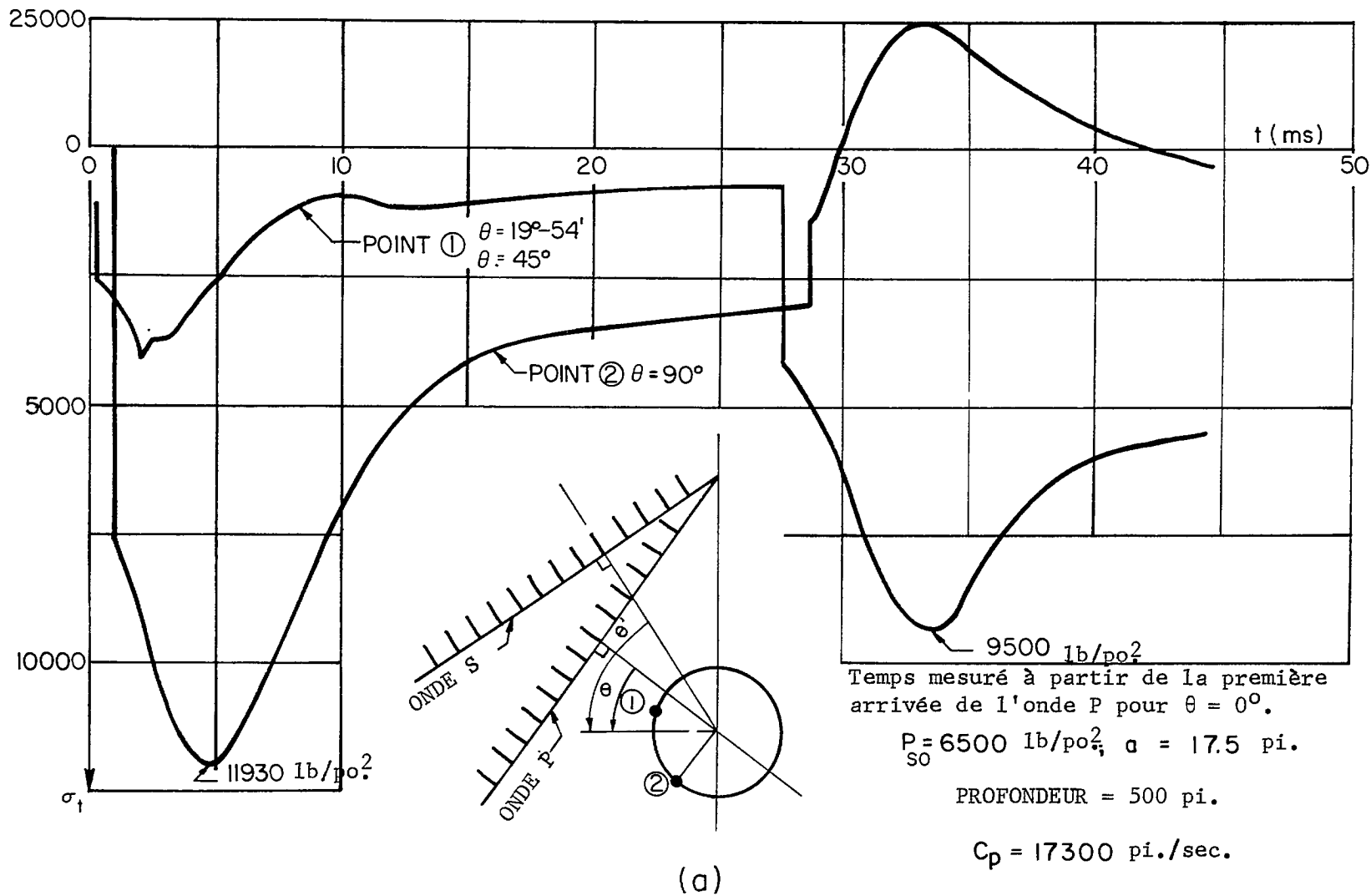
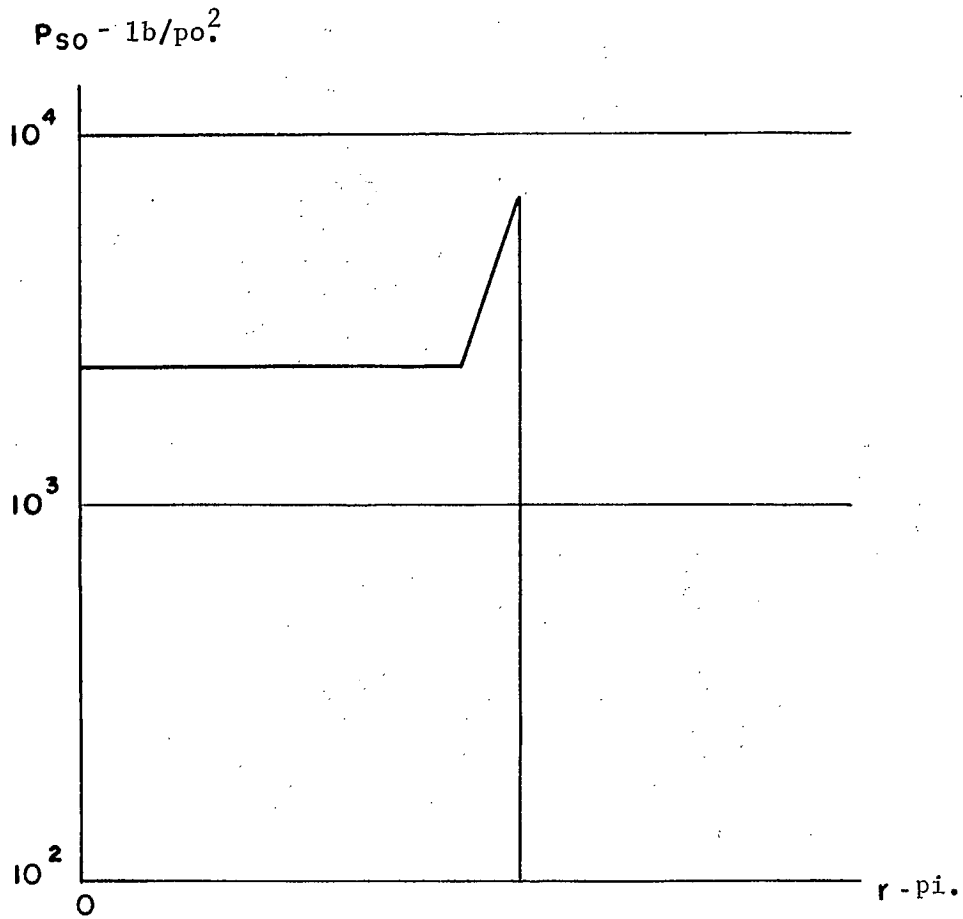


Fig. 8-30 Les contraintes tangentielles autour d'une excavation souterraine causées par différentes ondes de secousse terrestre (10).



(b)

Fig. 8-30 Les contraintes tangentielles autour d'une excavation souterraine causées par différentes ondes de secousse terrestre (10).

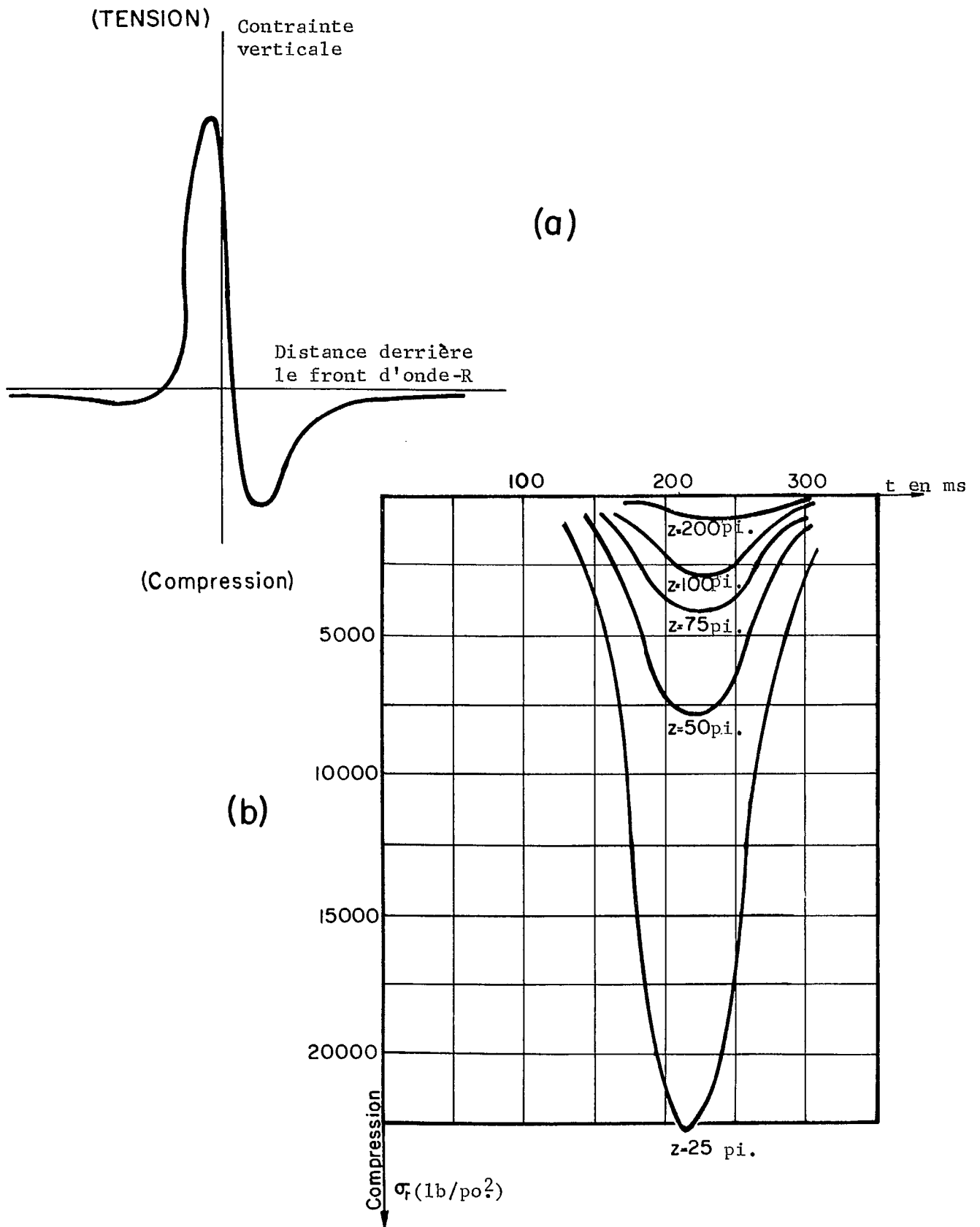


Fig. 8-31 Les contraintes de terrain causées par les ondes Rayleigh (20).

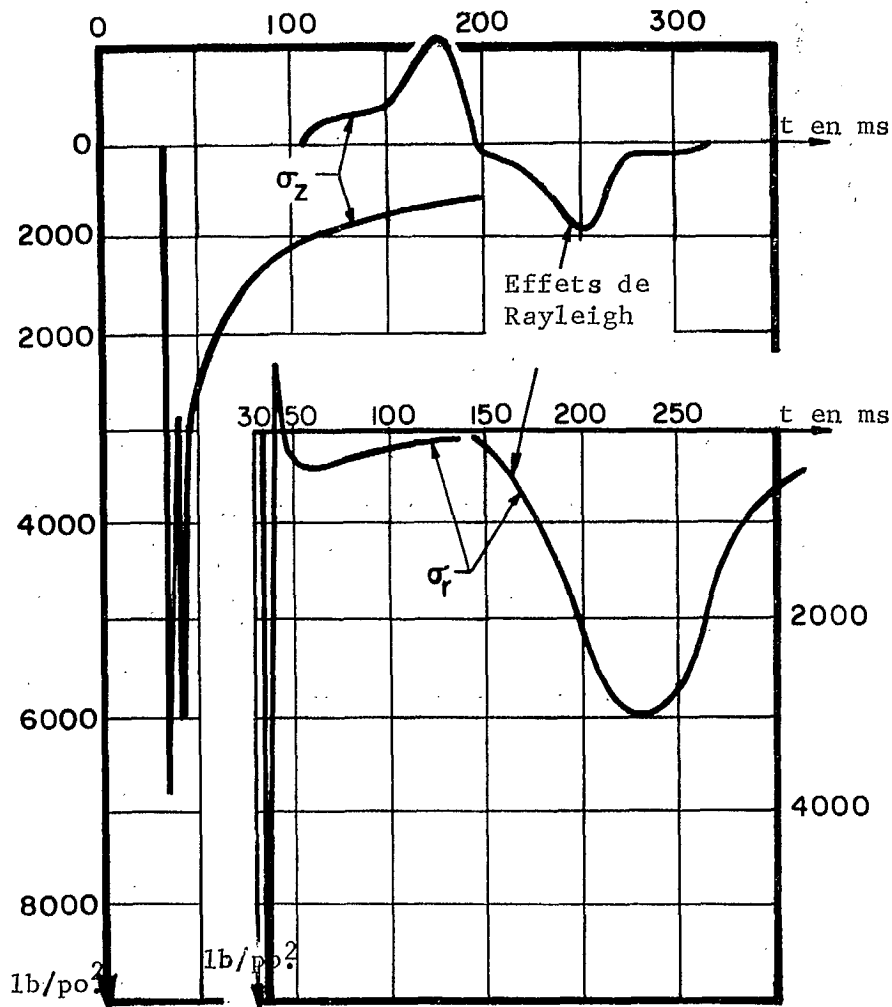


Fig. 8-32 Les contraintes de terrain d'un champ libre causées par différentes ondes de choc (20).

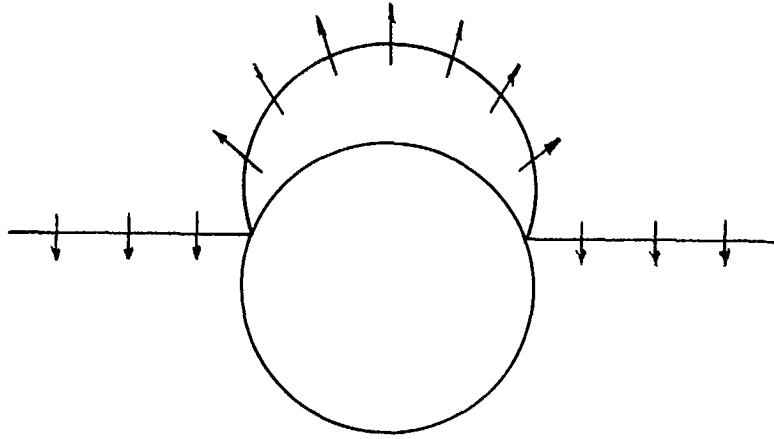


Fig. 8-33 Une traction réfléchiée causée par une excavation souterraine (19).

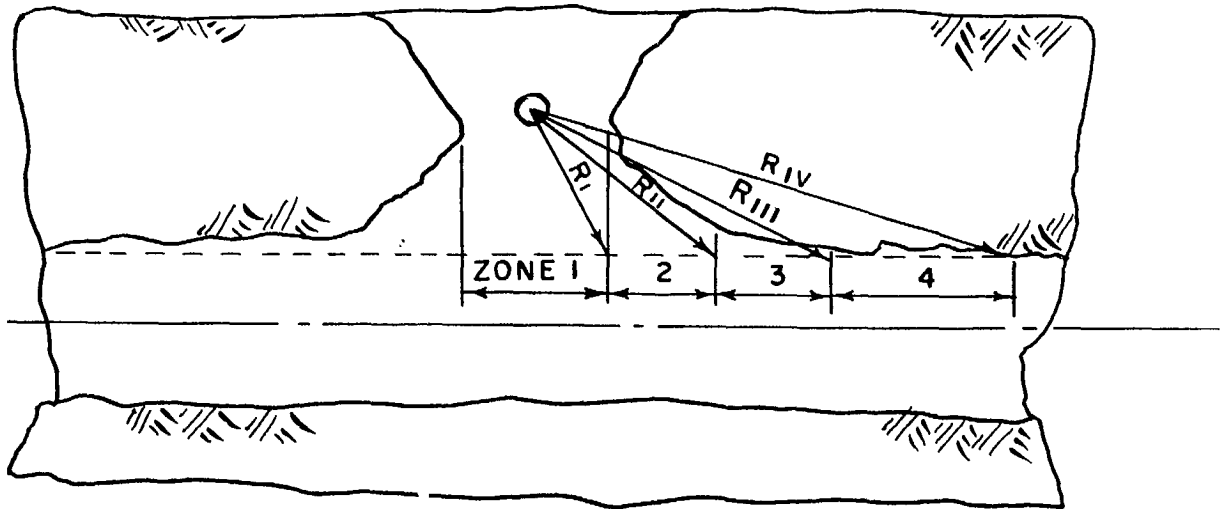


Fig. 8-34 Zones endommagées d'un tunnel déterminées empiriquement (3).

aux ondes-P et aux ondes-S sont maximums. D'après le graphique, on voit que la contrainte maximum de compression est d'environ 9 500 lb/po.² (65.6 MN/m²) et qu'elle est encore inférieure à la contrainte maximum produite par l'onde-P au point ②.

Cette étude analytique, ainsi que plusieurs autres travaux expérimentaux (28), ont montré que, pour des pulsations longues par rapport à l'excavation, ces concentrations de contraintes dynamiques maximums peuvent être prédites avec une précision acceptable si on utilise les contraintes tangentielles et radiales maximums de la pulsation de choc dans les équations établies pour les champs de contraintes statiques. Ainsi, à l'aide de la théorie de la distribution des contraintes statiques, on peut calculer la contrainte maximum de compression au point ②:

$$\text{SIG-t} = 6\,300 (3 + (-0.33)) = 16\,800 \text{ lb/po.}^2 (116 \text{ MN/m}^2)$$

Cette valeur est environ 40% plus grande que celle qui a été obtenue (11 930 lb/po.² (82.3 MN/m²)) par l'analyse dynamique parce que la contrainte maximum de la pulsation diminue très rapidement.

On voit à la figure 8-30b la forme de la pulsation de pression dans la boule de feu de l'explosion. On voit que le maximum tombe rapidement de 6 500 lb/po.² (44.9 MN/m²) à environ 2 500 lb/po.² (17.3 MN/m²) (10,20). La pression maximum ne diminue pas autant pour les surpressions plus basses et les calculs effectués à l'aide des facteurs de concentration de contraintes statiques s'accorderaient de très près avec une analyse dynamique (20).

Dans le cas d'une onde-S qui a une contrainte de cisaillement de 3 450 lb/po.² (22.6 MN/m²), ceci équivaut à une contrainte naturelle dont les contraintes principales de 3450 lb/po.² (22.6 MN/m²) de compression et de 3450 lb/po.² (22.6 MN/m²) de tension font un angle de 45° avec le front d'onde. Donc, au point ① d'après la théorie des contraintes statiques:

$$\text{SIG-t} = 3\,450 (3 + 1) = 13\,800 \text{ lb/po.}^2 (95.2 \text{ MN/m}^2)$$

Cette valeur est encore supérieure à 9 500 lb/po.² (65.6 MN/m²), valeur qui a été calculée dans l'analyse dynamique.

En plus des ondes de compression et de cisaillement produites par la charge superficielle, le terrain près de la surface subira l'influence des ondes Rayleigh ou ondes-R. La figure 8-31a représente un exemple de la contrainte verticale créée en profondeur et sa variation avec le temps. La grandeur réelle de cette contrainte verticale décroît selon la profondeur élevée à la puissance 1.5 (20). Cette figure montre qu'immédiatement avant la charge de la surface, une contrainte verticale de traction est produite et se transforme en contrainte verticale de compression juste après le passage de la charge au point en question.

L'analyse théorique a, en fait, montré que la contrainte radiale SIG-r est supérieure aux autres composantes de contrainte. C'est pourquoi on peut mieux juger l'importance des effets de l'onde-R en examinant les valeurs de cette contrainte.

La figure 8-31b représente la courbe de la variation de la contrainte SIG-r en fonction du temps à différentes profondeurs (20). Dans cet exemple, la pression du jet d'air était causée par une explosion nucléaire de 20 MT en surface à une distance à laquelle la surpression maximum était de 10 000 lb/po.² (69 MN/m²). On suppose que la roche est parfaitement élastique, que C_p est égale à 17 000 pi/sec. (51 85 m/sec) et que MU est égal à 0.25. Ce graphique montre la diminution rapide de la contrainte du terrain due à cette onde à mesure que la profondeur sous la surface augmente.

La figure 8-32 permet de mesurer les effets comparatifs des trois ondes en représentant les contraintes normales verticales et radiales qui sont produites par le jet d'air de la figure 8-31 et qui résultent des trois ondes en un point à une profondeur de 100 pi. (30.5m). À l'aide de ce graphique, on voit que les contraintes de compression du champ libre (terrain qui ne subit pas l'effet d'une excavation) issues de l'onde-P sont les plus grandes, mais que les contraintes maximums de traction du champ libre issues de l'onde-R pourraient avoir une certaine importance.

Dans une étude subséquente où l'on a utilisé encore un cas à deux dimensions ou un front d'onde plane se déplaçant parallèlement à l'axe du tunnel, les effets temporels pendant les premières étapes de l'enveloppement de l'excavation ont été examinés en plus de détails (19). Les résultats de cette étude montrent qu'une onde de tension se réfléchit du sommet de la cavité (Fig. 8-33) en même temps qu'elle exerce les contraintes que nous avons déjà considérées ci-haut. Cette onde réfléchie se propage radialement sans aucune composante de cisaillement (19). La grandeur de cette tension semble significative seulement pour des distances inférieures ou égales à environ le demi rayon du tunnel. La présence d'une telle onde réfléchie pourrait entraîner la création de darts sérieux.

En plus de l'éventualité de ce type de rupture par darts il y a aussi la possibilité de rupture provoquée par les concentrations des contraintes décrites ci-dessus. En d'autres termes, la rupture due à la compression pourrait résulter et se continuer pendant le temps durant lequel le niveau de contrainte se maintiendrait au-dessus du niveau de rupture si la contrainte maximum de compression créée par la secousse terrestre à la surface de l'excavation était supérieure à la résistance de la roche en considérant la courte durée d'application de la charge.

Cependant, pour certaines roches la résistance aux contraintes de courte durée est considérablement supérieure à la résistance aux contraintes statiques de même valeur. De plus, dans la roche réelle, les concentrations théoriques des contraintes se produisent rarement (voir chapitre 3). Par conséquent, la comparaison des contraintes théoriques autour d'une excavation à la résistance mesurée sur échantillon en laboratoire est sûre. Mais, étant donné que la résistance de la substance de la roche, mesurée sur des petites échantillons, est généralement beaucoup plus grande celle de la masse rocheuse, la situation est moins sûre.

Des contraintes tangentielles de traction, créées à la surface, peuvent produire des fissures radiales de traction. Il existe des données expérimentales qui indiquent que tous ces types de rupture peuvent réellement se produire.

Pour obtenir des informations empiriques en vue de la conception d'installations souterraines de défense, on a effectué une vaste série d'essais au cours du programme déjà mentionné ci-dessus dans la section portant sur la formation des cratères (3). Après avoir fait détoner des charges au voisinage des tunnels, on a distingué quatre zones de dommage. La zone 1 (Fig. 8-34) est définie comme la longueur du tunnel où il y a rupture complète jusqu'au cratère. La zone 2 se caractérise par la fragmentation continue qui s'intensifie vers le lieu de l'explosion. Dans cette zone, la roche se rompt sur presque tout le périmètre du tunnel. La zone 3 se caractérise par la fragmentation continue de la roche sur une épaisseur relativement uniforme à la surface du tunnel la plus rapprochée de l'explosion. La zone 4 se caractérise par la rupture discontinue de la roche due aux secousses qui font tomber le matériau déjà meuble.

Par l'étude de ces résultats empiriques, on a établi les limites extérieures de ces zones fonction du rayon R_r de rupture (3):

$$R_1 = 0.5 R_r \quad \text{Eq. 8-73}$$

$$R_2 = R_r \quad \text{Eq. 8-74}$$

$$R_3 = 1.3 R_r \quad \text{Eq. 8-75}$$

$$R_4 = 2.1 R_r \quad \text{Eq. 8-76}$$

Exemple: On prévoit qu'une certaine explosion brisera 250 000 tonnes (2.3 x 10⁶ Kg) de minéral dur dans une mine à ciel ouvert. La quantité totale d'explosif utilisé serait 120 000 livres. (54480 Kg). Le schéma de tir prévoit un terrain de recouvrement de 21 pieds (8.4m), une profondeur jusqu'au centre de la charge de 23 pieds (7.0m), un espacement de 28 pieds (8.5m) et une charge de 729 livres (331 Kg) d'explosifs dans chaque trou de 8 po. (20cm) de diamètre. Il y a un tunnel de transport incliné de 16 pi. x 16 pi. (4.88m x 4.88m), parallèle à la rangée de trous la plus proche (sur un total de sept) et à 200 pieds de celle-ci. Évaluer les dommages que le tunnel peut subir.

De l'équation 8-64, on calcule le rayon de rupture pour une charge dans un trou:

$$R_r/W^{1/3} = 2.5 (23/729)^{1/3} \cdot 0.20 = 3.25$$

$$R_r = 3.25 \times 729^{1/3} = 29.2 \text{ pi. (8.91m)}$$

De l'équation 8-76, on tire la distance maximum jusqu'à la zone endommagée:

$$R_4 = 2.1 \times 29.2 = 61 \text{ pi. (19.1m)}$$

Si les ondes de choc issues des trous voisins peuvent se combiner dans le cône de 90 degrés de chaque trou, le nombre maximum de trous où les ondes se combinent doit être dans une distance de 200 pi. (61m), c'est-à-dire:

$$N = 200/28 = 7.15, \text{ disons } 7 \text{ trous.}$$

Si on considère que cette valeur représente le nombre maximum de trous qui peuvent se combiner dans une direction horizontale pour produire des effets additifs au lieu d'effets qui s'annulent, on obtient

$$R4 = 2.1 \times 2.5 (23/729)^{1/3} \times (7 \times 729)^{1/3} = 117 \text{ pi. (35.7m)}$$

Ainsi, il semble improbable que le tunnel soit endommagé.

D'après la description de la classification des zones, il semble que l'effondrement du tunnel dans la zone se produit lorsque les contraintes de compression dans les parois dépassent la résistance de la roche et ont une durée suffisamment longue pour que la rupture se propage suffisamment dans les parois pour causer la rupture du toit.

A la zone 2, il y a aussi rupture de compression, mais la zone de rupture n'est pas assez considérable pour occasionner l'effondrement complet du tunnel. Cette zone est aussi probablement influencée par la contrainte réfléchie de traction qui cause le dartrage.

La zone 3 semble être la région où les contraintes de compression ne sont pas assez élevées pour causer une rupture de compression, mais la traction radiale réfléchie et peut-être aussi la traction tangentielle suffisent pour provoquer la rupture du toit ou de la surface vers le site de l'explosion.

Dans la zone 4 les contraintes sont probablement insuffisantes pour provoquer une rupture dans un terrain normalement compétent. Toute zone faible (un dyke, une roche altérée ou une brèche de faille) peut subir à une distance équivalente à la zone 4 les effets associés à la zone 3.

LE FORAGE

Il n'existe pas de théorie sur l'interaction d'une roche et d'une foreuse quoique les analyses scientifiques ont amélioré le forage. La simulation par ordinateur, si l'on tient compte des nombreux paramètres significatifs, est peut-être la méthode qui résoudra ce problème. Quatre systèmes pourraient représenter les diverses conditions qui se présentent réellement. Il y a deux types de trépan: trépan à percussion et trépan de cisaillement transversale ou trépan à lames (Fig. 8-35) qui peuvent agir sur la roche cassante ou la roche plastique;

Dans le cas des trépan à percussion agissant sur une roche plastique, des expériences ont montré qu'un trépan cunéiforme pénètre jusqu'à ce que la pression moyenne de contact sur les faces obliques soit égale à la résistance à la compression uniaxiale de la roche, qui est différente de la valeur calculée à l'aide de l'équation 1-17 ou de l'équation 1-24(b) (43). Dans le cas des trépan à lames, on a trouvé qu'en plus du concassage local, la fragmentation ou l'écaillage suit de très près les trajectoires de cisaillement qui peuvent être prédites à l'aide des contraintes principales de l'équation de Boussinesq (44). D'autres éléments peuvent être reliés à la théorie

D'autre part, les parties d'une foreuse réagissent essentiellement comme des corps élastiques et, par conséquent, peuvent être mieux étudiées théoriquement (45,46). C'est particulièrement le cas pour une perforatrice à percussion. La figure 8-36 représente un système de percussion typique composé d'un piston, d'un fleuret en acier, et d'une paroi rocheuse. D'après la mécanique des corps rigides, qui ignore la production des ondes élastiques et de la chaleur et la déformation élastique, on sait que la somme des moments de tous les éléments d'un système avant un choc est égale à la somme des moments pendant et après le choc:

$$M_p v_{p0} + M_s v_{s0} = (M_p + M_s) v_i$$

$$v_i = \frac{M_p v_{p0} + M_s v_{s0}}{M_p + M_s} \quad \text{Eq. 8-77}$$

où M_p est la masse du piston, v_{p0} est la vitesse du piston avant le choc, M_s est la masse fleuret en acier, v_{s0} est la vitesse du fleurets en acier, avant le choc et v_i est la vitesse commune des deux corps pendant le choc. En mécanique des corps rigides, pour tenir compte de la transformation d'une partie de l'énergie du système en formes d'énergie différente de l'énergie cinétique du corps rigide, on a établi un coefficient e de restitution des vitesses:

$$e = (v_{sf} - v_{pf}) / (v_{p0} - v_{s0}) \quad \text{Eq. 8-78}$$

où v_{sf} et v_{pf} sont les vitesses finales des corps après le choc. On voit que, lorsque $e = 1$, il n'y a pas de pertes ou de transformation d'énergie.

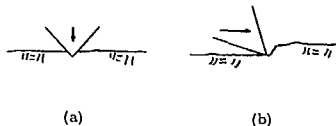


Fig. 8-35 (a) Un trépan à percussion
(b) Un trépan à lames

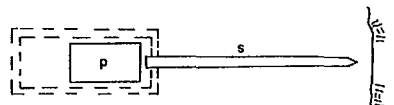


Fig. 8-36 Le système de choc d'une foreuse à percussion composé d'un piston, d'un fleuret et de la roche.

En combinant cette équation avec l'équation de la conservation de la quantité des mouvement des deux corps, on obtient des expressions des vitesses du piston et du fleuret en acier après le choc (sans tenir compte les effets des ondes élastiques).

$$v_{sf} - v_{pf} + e (v_{s0} - v_{p0}) = 0$$

$$M_s v_{sf} + M_p v_{pf} - (M_s v_{s0} + M_p v_{p0}) = 0$$

$$\therefore v_{pf} = \frac{M_s (2v_{s0} - v_{p0}) + M_p v_{p0}}{M_s + M_p} \quad \text{Eq. 8-79}$$

$$v_{sf} = \frac{M_s (2v_{s0} - v_{p0}) + M_p v_{p0}}{M_s + M_p} - e (v_{s0} - v_{p0}) \quad \text{Eq. 8-80}$$

Pour $M_p = M_s$ $v_{sf} = v_{p0}$, $v_{pf} = v_{s0}$.

Pour $M_s \gg M_p$ $v_{sf} = v_{s0}$, $v_{pf} = 2v_{s0} - v_{p0}$.

Pour $M_p \gg M_s$ $v_{sf} = 2v_{p0} - v_{s0}$, $v_{pf} = v_{p0}$.

En tenant compte des ondes élastiques qui sont produites par un choc dans des tiges, on obtient des modifications à cause de l'utilisation de la mécanique des corps rigides (46). Seulement la longueur des tiges comprimées par les ondes de contrainte pendant le temps du contact est affectée par le choc, c.-à-d. qu'au-delà de ces zones comprimées, il n'y a pas de déformation unitaire et de déformation et, on peut dire métaphoriquement que le matériau ne sait pas que le choc a eu lieu. Étant donné la vitesse C des ondes et la durée t du choc, la longueur de l'onde dans chaque tige est (Ct) et ainsi les masses impliquées lors du choc sont $M_t = \rho_0 A_p Ct$ et $M_s = \rho_0 A_s Ct$. L'équation 8-77 devient:

$$v_i = \frac{A_p / A_s v_{p0} + v_{s0}}{A_p / A_s + 1} = \frac{b v_{p0} + v_{s0}}{b + 1} \quad \text{Eq. 8-81}$$

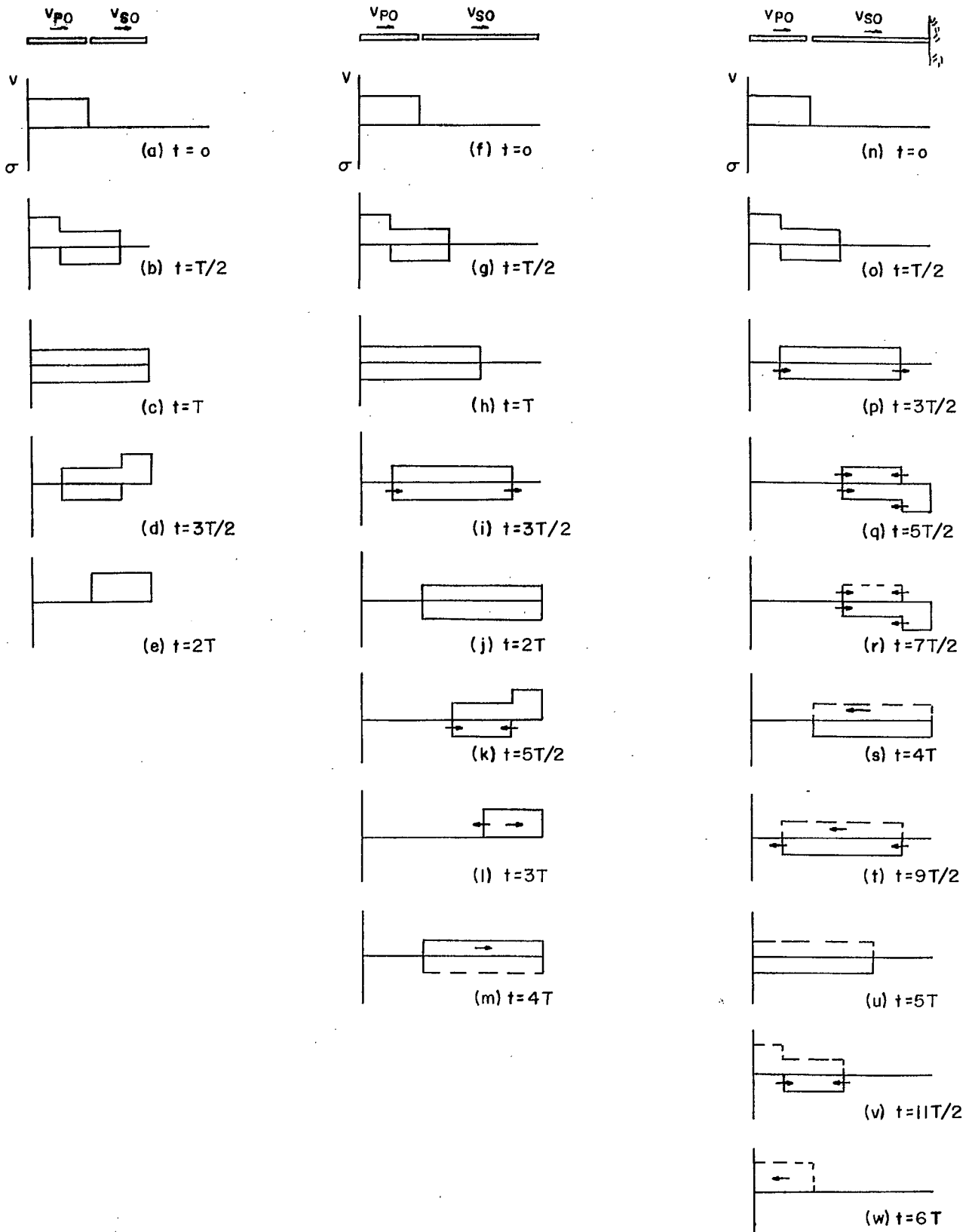


Fig. 8-37 Les contraintes et les vitesses des particules produites par le choc de deux tiges libres d'un même matériau. (a) à (e) Tiges d'égale longueur (f) à (m) Une tige est une fois et demie plus longue que l'autre, (n) à (w) Une tige est une fois et demie plus longue que l'autre et est encastrée dans une paroi rigide (voir réf. 45)



Fig. 8-38 Les effets d'un contact imparfait entre le piston et le fleuret en acier sur l'onde de contrainte transmise (voir réf. 45)

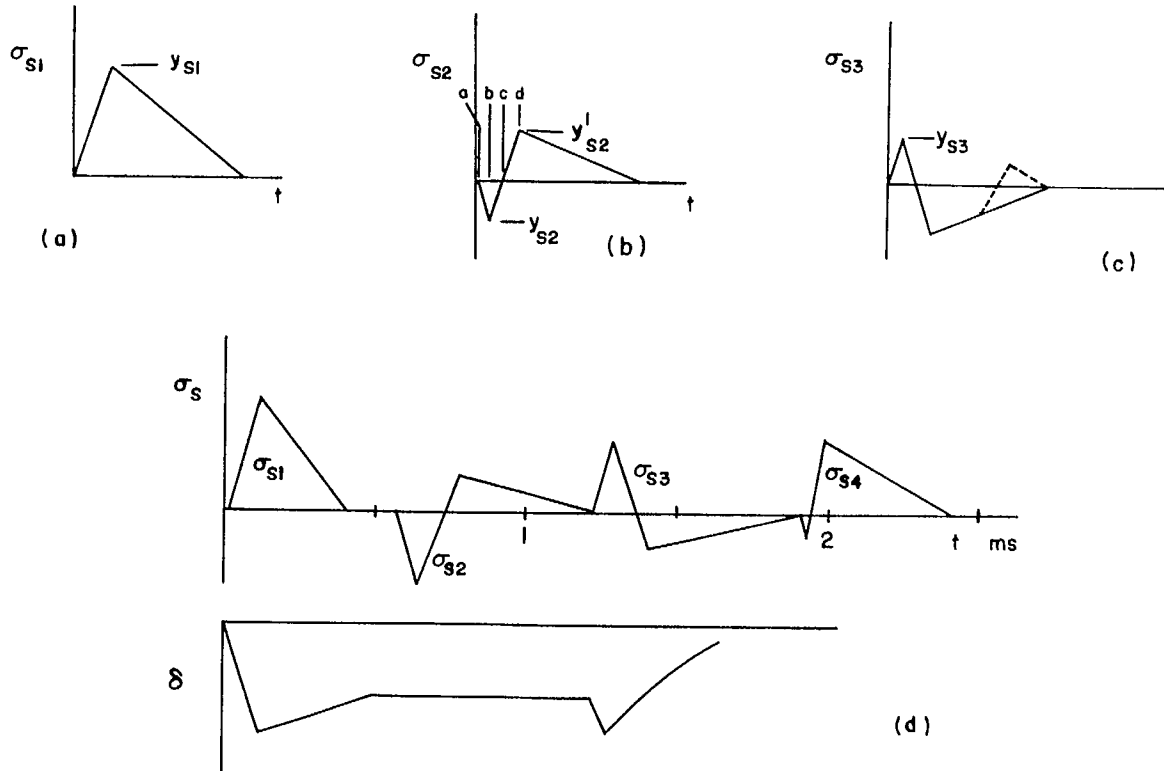


Fig. 8-39 L'onde incidente, l'onde réfléchiée et la seconde onde incidente à l'interface du fleuret en acier et de la roche (46).

où $E = A_E / A_S$

De l'équation 8-81, on tire le changement de vitesse de du fleuret en acier pendant le choc, c.-à-d. la vitesse des particules de l'onde:

$$v_{s1} = \frac{b(v_{po} - v_{so})}{b + 1} \quad \text{Eq. 8-82(a)}$$

De l'équation 8-16(a), on tire la contrainte dans le fleuret en acier pendant le choc:

$$\sigma_{s1} = \rho C v_{s1} \quad \text{Eq. 8-82(b)}$$

$$\begin{aligned} \text{si } b = 1 & \quad v_{s1} = 0.5 (v_{po} - v_{so}), \quad \sigma_{s1} = 0.5 \rho C (v_{po} - v_{so}) \\ \text{si } b > 1 & \quad v_{s1} = v_{po} - v_{so}, \quad \sigma_{s1} = \rho C (v_{po} - v_{so}) \end{aligned}$$

c.-à-d. que, pour un gros piston, la contrainte est au plus seulement deux fois la contrainte pour un piston d'une section égale à la section du fleuret en acier.

Les figures 8-37a à e représentent la séquence résultant du choc de deux tiges de section, d'impédance et de longueur égale. On trace les vitesses v des particules au-dessus de l'axe et les contraintes SIG en-dessous de l'axe. Avant le choc, v_s est nulle et la contrainte dans les deux tiges est nulle. A la figure 8-37b, l'onde de contrainte produite par le choc s'est déplacée de la moitié de la longueur des tiges à partir du point de contact. De l'équation 8-81, on tire la vitesse commune de la portion des tiges impliquée dans le choc:

$$v_i = 0.5 (v_{po} + v_{so})$$

et, de l'équation 8-82, on tire les vitesses et les contraintes des particules des ondes (45):

$$v_{p1} = v_i - v_{po} = -0.5v_{po}$$

$$v_{s1} = v_i - v_{so} = 0.5v_{po}$$

$$\text{SIG-p}_1 = \rho C v_{p1} \quad \text{et} \quad \text{SIG-s}_1 = \rho C v_{s1}$$

Lorsque les ondes atteignent les extrémités des tiges (Fig. 8-37c), elles sont réfléchies de l'extrémité libre comme tension selon l'équation 8-18(b). Ces contraintes de traction s'ajoutent algébriquement aux contraintes de compression à la fin des ondes produisant ainsi des contraintes nulles (Fig. 8-37d). La vitesse des particules de l'onde de traction est à gauche dans le piston, et si on l'ajoute à la vitesse des particules à la fin de l'onde de compression, on obtient une vitesse nulle. Dans le fleuret en acier, la vitesse des particules de l'onde de tension est à droite; elle s'ajoute à la vitesse à la fin de l'onde de compression et double ainsi la vitesse des particules. Lorsque les ondes de traction arrivent au point initial de contact (Fig. 8-37e), le piston a une contrainte et une vitesse nulle, le fleuret a une contrainte nulle et une vitesse $v_{s2} = v_{po}$.

Les figures 8-37f à r représentent un cas semblable où la longueur du piston est égale à la moitié de celle du fleuret. Comme ce qui précède, la vitesse et les contraintes des ondes de compression produites par le choc (Fig. 8-37g) sont (45):

$$v_i = 0.5 (v_{po} - v_{so}) = 0.5v_{po}$$

$$v_{p1} = v_i - v_{po} = -0.5v_{po}$$

$$v_{s1} = v_i - v_{so} = 0.5v_{po}$$

$$\text{SIG-p}_1 = \rho C v_{p1} = \text{SIG-s}_1$$

(Noter qu'une vitesse négative n'implique pas une contrainte négative parce que la première convention concerne la direction et la seconde fait la distinction entre la compression et la traction). A la figure 8-37j, l'onde réfléchie de traction venant de l'extrémité du piston atteint l'interface et, à la figure 8-37k, elle est transmise dans le fleuret en acier et elle annule une partie de la fin de l'onde de compression alors qu'en même temps, l'onde réfléchie de traction venant de l'extrémité du fleuret annule une partie de la contrainte de compression. A la figure 8-37l, les deux ondes de traction se sont rencontrées au milieu du fleuret et toutes les contraintes sont annulées. A la figure 8-37m, les deux ondes de traction se sont déplacées vers les deux extrémités du fleuret et ont produit une tension nette dans la tige et une vitesse nette vers la droite, ce qui entraîne la séparation de la tige et du piston. Les ondes de traction restent emprisonnées dans le fleuret en acier et continuent à osciller ou à produire des vibrations. C'est pourquoi la vitesse finale du fleuret en acier n'est pas égale à la vitesse calculée à l'aide d'une analyse d'un corps rigide parce que toute l'énergie n'a pas été utilisée pour causer le rebondissement puisqu'une partie de l'énergie reste emprisonnée dans le fleuret sous forme de vibrations (45).

On analyse un cas semblable aux figures 8-37 n à w, c.-à-d. que $I_p = 0.5 I_s$. Cependant, le fleuret en acier s'appuie sur une paroi rigide. Avant que la paroi ne soit influencée par le choc, les vitesses et les contraintes sont les mêmes que dans le cas précédent (Fig. 8-37o et Fig. 8-37p). A la figure 8-37q, d'après l'équation 8-18b, l'onde de compression est réfléchie comme une onde de compression et s'ajoute ainsi à la fin de l'onde incidente dans le fleuret. En même temps, l'onde réfléchie de traction venant du piston commence à annuler la fin de l'onde de compression dans le fleuret. A la figure 8-37r, l'onde réfléchie de compression passe dans la zone où n'existe pas de contrainte dans le fleuret et produit une contrainte de compression nette. Il y a toujours une réflexion de compression à l'extrémité encastrée et le front d'ondes de traction s'approche de l'extrémité encastrée. A la figure 8-37s, le front d'ondes de traction a atteint l'extrémité encastrée entraînant une compression nette dans le fleuret et une vitesse uniforme des particules vers la droite. A la figure 8-37t, l'onde de traction est réfléchie comme une onde de traction de l'extrémité encastrée et commence à annuler la contrainte de compression alors que la contrainte de compression qui a passé par l'interface dans le piston donne une vitesse aux particules vers la gauche. Aux figures 8-37u et 8-37v, le front de l'onde de compression atteint l'extrémité libre du piston et commence à être réfléchi comme un front d'onde de traction, annule la compression de l'onde incidente et augmente la vitesse vers la gauche des particules dans le piston. A la figure 8-37w, les fronts d'ondes de traction se rencontrent à l'interface, annulent toutes les contraintes dans les deux tiges, et donnent ainsi au piston une vitesse nette vers la gauche égale à la vitesse initiale du choc du piston, ce qui engendre la séparation. Les vibrations ne sont pas emprisonnées dans les tiges.

Comme il est peu probable que le piston et le fleuret subissent un choc sur des surfaces planes exactement parallèles, de grandes contraintes locales seront produites et causeront l'écoulement dans certains points. La figure 8-38 représente les résultats d'un tel contact imparfait (45). Au lieu d'avoir une onde carrée produite par le choc, on aura une onde qui prend un temps fini (de l'ordre de 0.1 ms) pour atteindre son maximum de sorte que, avant que la contrainte moyenne n'atteigne le niveau qui serait calculé dans les exemples précédents, la contrainte de compression commence à être éliminée par la réflexion des ondes aux extrémités. De l'équation 8-82, dans laquelle la section du piston est beaucoup plus grande que celle du fleuret, on tire la valeur asymptotique de la contrainte dans l'acier:

$$\text{SIG-s}_1 = 0.5 \rho C (v_{po} - v_{so})$$

Lors du choc entre le fleuret et la roche, une onde de contrainte est produite dans le fleuret par le choc du piston et du fleuret, ce qu'on peut idéaliser par la figure 8-39a pour des raisons données plus haut. Si le taillant du trépan a une surface nulle, la contrainte sur la face de la roche commence par être égale à l'infini, la force résistante est nulle et l'impédance équivalente est nulle. Ainsi le rapport n d'impédance pour l'équation 8-18b est égal à l'infini. Donc, l'onde réfléchie dans le fleuret commence par être une onde de traction (46).

A mesure que le trépan pénètre dans la roche, la surface de contact, la résistance et l'impédance équivalente augmentent. Par conséquent la réflexion de traction diminue jusqu'à ce que le rapport d'impédance équivalente soit égal à 1 lorsque la contrainte réfléchie devient nulle. Si l'impédance équivalente de la roche continue à augmenter, l'onde réfléchie dans le fleuret devient une onde de compression et la vitesse des particules devient dans la direction qui s'éloigne de la face de la roche. Lorsque l'impédance équivalente de la roche est beaucoup plus grande que celle de la tige, les contraintes SIG-r2 et SIG-s2, sont transmises dans la roche, sont respectivement égales à 2 SIG-s1 et à SIG-s1. A cause du rebondissement de la paroi rocheuse, représenté par exemple par le trait discontinu de la figure 8-40c, il est possible que SIG-s2 soit plus grandes que SIG-s1 (46).

La figure 8-39b représente les effets du choc du fleuret avec la roche sur les contraintes dans le fleuret. La valeur absolue de la contrainte maximum de traction y_{s2} doit être plus petite ou égale à la contrainte incidente maximum ou la résistance à la compression y_{s1} selon le temps pendant lequel le rapport d'impédance équivalente croît jusqu'à 1 relativement au temps pendant

lequel SIG-s1 croît jusqu'à son maximum. Comme la vitesse des particules de la partie "en tension" de l'onde réfléchie est vers la face de la roche lorsque l'onde atteint le piston, le fleuret s'éloigne du piston. Lorsque la partie "en compression" de l'onde atteint l'extrémité du fleuret, elle s'approche du piston et peut entrer dans un second choc (46).

Si le trépan est dans un cratère sur la paroi de la roche de sorte que la surface totale As est en contact avec la roche, alors l'impédance équivalente de la roche est beaucoup plus grande que celle du fleuret et le rapport d'impédance tend vers zéro. Ce cas est semblable à celui qui est représenté par les figures 8-37n à w. SIG-s2 est une contrainte de compression et est essentiellement égale à SIG-s1; vs2 s'éloigne de la face de la roche et s'approche du piston. La séparation du piston et du fleuret ne se produit pas jusqu'à que SIG-s2 soit transmise dans le piston. Pendant que les ondes sont réfléchies à la paroi de la roche, la contrainte totale SIG dans le fleuret est égale à la somme de SIG-s1 et de SIG-s2, ou à 2 SIG-s1, qui est une valeur critique en ce qui concerne la fatigue de l'acier.

La pénétration du trépan dans la roche entraîne le broyage, l'écaillage et la fissuration radiale par traction de la roche (Fig. 8-40a) comme dans la formation radiale par traction de la roche (Fig. 8-40a) comme dans la formation des cratères à l'aide des explosifs. Le trépan s'enfoncera jusqu'à ce que la surface de contact réduise suffisamment les contraintes de contact. Par conséquent, on s'attend à ce que les courbes force-pénétration représentées à la figure 8-40b dépendent de l'angle ALP du taillant du trépan (49). De telles courbes empiriques étant linéaires, elles peuvent être représentées par un coefficient k de raideur, c.-à-d. $P = k \text{ DEL}$. La surface sous la courbe $P - \text{DEL}$ représente le travail effectué pour briser la roche, travail qui doit être égal à l'énergie de l'onde SIG-s1 et à la perte d'énergie thermique diminuée de l'énergie réfléchie dans l'onde SIG-s2 et transmise à l'onde SIG-r2.

On voit à la figure 8-39b que, pour $t = a$, $vr_2 = 0$, pour $t = b$, $vr_2 = (vs_1 - vs_2)$, pour $t = c$, $vr_2 = vs_1$ et pour $t = d$ $vr_2 = (vs_1 + vs_2)$. Le déplacement de la paroi rocheuse donc:

$$d = \int_{vr_2} dt = \frac{1}{\rho C} \int (\sigma_{s1} - \sigma_{s2}) dt$$

Ainsi le fleuret et la roche restent en contact (Fig. 8-40d) (46).

Comme la figure 8-40c l'indique, la pression du trépan sur la roche s'annule soudainement lorsque des écailles de roche sont créées. Par conséquent, SIG-s2 variera de la même façon plutôt que d'obéir à l'idéalisation représentée à la figure 8-39b.

Le piston reste en contact avec le fleuret (voir Fig. 8-37) alors que le fleuret est raccourci, par l'onde de compression. Lorsque la partie "en tension" de SIG-s2 arrive au piston, elle engendre la séparation et est réfléchie dans le fleuret comme une onde de compression (Fig. 8-39c). Lorsque la fin de l'onde SIG-s2 de compression arrive, le fleuret se déplace vers le piston pendant qu'elle est réfléchie comme tension. Puis si le contact est fait, il y aura de la réflexion de compression comme l'indique la ligne pointillée à la figure 8-39c. Le second choc projette le piston loin du fleuret de la même façon que le fleuret est projeté loin du piston dans le cas représenté à la figure 8-37f.

Le fleuret reste en contact avec la roche après le premier choc. Le second choc causé par la contrainte SIG-s3 de l'onde entraîne encore la pénétration par la partie "en compression" de l'onde. Si ys_3 est inférieur à ys_2 et si ys_2 est inférieur à ys_1 , il est probable que la roche ne continuera pas à se briser. La roche sera seulement chargée jusqu'à un niveau de contrainte inférieur à celui qui est indiqué à la figure 8-40c par la pénétration causée par le second choc. La roche continuera à se briser seulement si ys_3 est plus grand que $y's_2$.

Le front d'onde de compression de SIG-s3 est réfléchi comme compression SIG-s4, qui amorce le mouvement du fleuret loin de la paroi rocheuse après que le maximum ys_3 est dépassé. Si la traction à la fin de l'onde est réfléchie comme tension parce que la séparation n'a pas eu lieu et que le rapport d'impédance équivalente est plus petit que 1, le fleuret ne s'éloigne pas de la paroi. D'une autre façon, si la traction à la fin de l'onde de SIG-s3 est réfléchie comme compression, le fleuret continuera à s'éloigner de la paroi. La partie initiale de SIG-s4, étant compression elle sera réfléchie à l'extrémité libre

du fleuret (noter que le piston n'est séparé pendant le cycle précédent) comme tension, SIG-s5, qui entraînera que le fleuret continuera à s'éloigner de la paroi. Le déplacement du trépan serait donc représenté par les courbes empiriques de la figure 8-39d (46).

On voit que la poussée de la machine, une force statique qui tend à garder le fleuret sur la paroi, a pour effet de réduire la perte d'énergie lorsque le fleuret se déplace comme un corps dans les espaces formés entre lui et la roche. De plus, en éliminant les ondes de traction inefficaces, on utilise utilement plus d'énergie, ce qui est confirmé par des expériences (40). Une grande poussée tend de plus à réduire les vibrations de haute fréquence qui pourraient se produire à cause des écailles de roche et du jeu des tiges et qui pourraient entraîner la fatigue de l'acier.

On peut déterminer la poussée moyenne nécessaire pour pousser le fleuret vers la paroi avant la transmission d'un autre choc par le piston en analysant l'impulsion transmise à la machine pendant les différents chocs (46). Cependant, l'analyse est compliquée parce qu'il est difficile de calculer la quantité de mouvement qui sera emprisonnée dans le piston de la contrainte SIG-s2. Cette quantité de mouvement et la pression des retours d'air permettent au piston de retourner à son point de départ. De plus, une quantité inconnue d'énergie est perdue pendant le choc entre le piston et le fleuret et sous forme de vibrations transversales dans le fleuret, vibrations qui ne peuvent être déterminées qu'empiriquement. En supposant que la poussée doit inverser la quantité de mouvement du fleuret après le choc initial entre le piston et le fleuret pendant la période de temps entre les coups du piston, on peut déterminer avec une bonne précision la poussée optimum comme les expériences le confirment (46). La poussée supplémentaire nécessitée par une augmentation de la quantité de mouvement du piston qui revient due au choc du fleuret et du piston causé par la deuxième onde réfléchie est compensée jusqu'à un certain point par les pertes d'énergie lors des différents chocs.

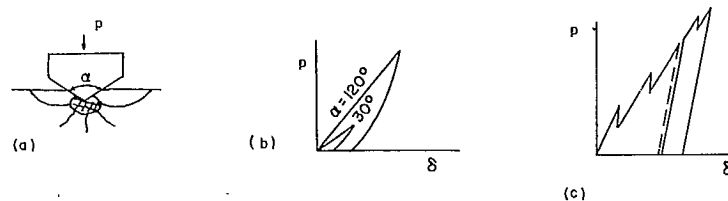


Fig. 8-40 Pénétration du fleuret dans la roche.

On a trouvé qu'on peut déterminer une valeur acceptable de la poussée en supposant que la réflexion de la traction de SIG-s3 du trépan est comme une réflexion d'une extrémité libre et que la réflexion de compression de SIG-s3 est comme une réflexion d'une extrémité encadrée de sorte que la contrainte SIG-s4 a deux pulsations de compression de quantité de mouvement loin de la paroi; la poussée doit inverser la quantité de mouvement afin que le fleuret retourne à la roche à temps pour le prochain choc (46).

Les courbes empiriques de la figure 8-39d s'accordent très bien avec les déductions obtenues de l'application de la mécanique simple présentée ci-dessus (46). Etant donné la période de temps $2Ls/C$ (c.-à-d. environ 1.6 ms pour $Ls = 10$ pi. (3.05m)) pendant laquelle la roche se brise, il semble que la fréquence des coups pourrait augmenter utilement de l'ordre de grandeur actuel de 2000 coups/min., ou une période de 30 ms, jusqu'à 20 000 coups/min. ou une période de 2 ms de sorte que l'intervalle de temps entre les périodes de travail serait moins grand.

"L'Indexing" est une méthode qui consiste à déplacer le trépan de façon que le cratère précédent facilite la formation des écailles de roche. Elle est importante parce qu'elle évite l'action presque inutile d'enfoncer dans la roche le trépan qui a déjà pénétré dans la roche et a réduit la contrainte moyenne jusqu'à la capacité portante de la roche. Les trépans à percussion pour forage rotary peuvent être utilisés pour faire "l'Indexing" en tournant de 10 à 40 degrés par coup, bien que l'angle approprié doit éviter les cratères d'une lame précédente. En considérant la géométrie, on voit que la résistance à l'écaillage sera plus grande à la circonférence parce que la distance du cratère précédent est la plus grande. Par conséquent, l'usure du trépan sera plus importante à la circonférence. A cet égard, il est important de nettoyer les outils afin de prévenir l'amortissement du choc.

Le travail effectué par l'air comprimé sur le piston est égal à l'énergie cinétique du piston avant qu'il entre en contact avec le fleuret. En supposant que la pression d'air sur le piston pour une course entière est constante et qu'il n'existe pas de contre-pression, on a

$$p A p s = 0.5 M p v p o^2$$

où p est la pression d'air ou pression nette et s est la course. En essayant de relier le processus de fragmentation à l'énergie du piston, on a défini un paramètre E_v comme le travail nécessaire pour briser un volume unitaire de roche; ce paramètre ne peut être constant pour une roche quelconque parce qu'il dépend du degré de fragmentation et d'autres facteurs. On peut dire que le travail effectué est égal à $(E_v V)$. Cette formule nous permet d'analyser les données empiriques. L'efficacité n du système de percussion s'exprime par (48)

$$n = F A p s / (E_v \times V)$$

$$= 0.5 M p v p o^2 / (E_v \times A h \times R)$$

Eq. 8-83

où V est le volume de roche brisée, $A h$, la surface du trou et R , le taux de pénétration par coup de piston. On peut exprimer l'équation 8-83 par rapport à R :

$$R = n p A p s / (E_v \times A h)$$

$$R = n f A p s / (E_v \times A h)$$

où f est la fréquence des coups de piston et R' , le taux de pénétration par minute ou par unité de temps. L'efficacité du système est influencée par l'énergie perdue (par exemple, dans les ondes élastiques transmises dans la roche, par le rebondissement de la roche, en chaleur, en déformation plastique et en vibrations piégées dans le piston et le fleuret). Les pertes semblent être constantes dans un système plutôt que d'être un pourcentage constant de l'énergie disponible (47). Par conséquent, on a un peu raison de déduire que le taux de pénétration augmentera avec une augmentation de p , de $A p / A h$, de s et de f et une diminution de E_v (par exemple, par des moyens chimiques?).

BIBLIOGRAPHIE

1. Kolsky, H., "Stress Waves in Solids", Oxford Univ. Press (1953).
2. Duvall, W.I., "Strain-Wave Shapes in Rock near Explosions", Geophysics, Vol. 18, No. 2 (1953).
3. U.S. Corps of Engineers, "Design of Underground Installations in Rock", Dept. of the Army, EM 1110-345-434 (July 31, 1961).
4. Newmark, N. and Haltiwanger, J., "Air Force Design Manual, Principles and Practices for Design of Hardened Structures", U.S. Air Force Special, Kirtland Air Force Base, TDR 62-138 (1962).
5. Engineering Research Associates, Division of Remington Rand, Inc., "Sandstone", Underground Explosion Test Program, Technical Report No. 5, Vol. II, Contract No. DA-04-167-Eng-2984, U.S. Corps of Engineers (April 15, 1958).
6. Coates, D.F., "Rock Mechanics Applied to the Design of Underground Installations to Resist Ground Shock from Nuclear Blasts", Rock Mechanics Proc. 5th Symp. Rock Mechanics, Univ. of Minnesota, Pergamon Press (1963).
7. Fogelson, E.E. et al., "Propagation of Peak Strain and Strain Energy from Explosion-generated Strain Pulses in Rock", Quart. Colorado School of Mines, Vol. 54, No. 3 (1959).
8. "The Effects of Nuclear Weapons", U.S. Department of Defence and Atomic Energy Commission, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. (1962).
9. Engineering Research Associates, Division of Remington Rand, Inc., "Rock", Underground Explosion Test Program, Final Report Vol. II, Contract No. DA-04-167-Eng-298, for U.S. Corps of Engineers (April 30, 1953).
10. Brode, H.L., "Weapons Effects for Protective Design, Ground Support Systems Weapons Effect", Rand Corp., p. 1951 (1960).
11. Carlson, R.H. "Local Distribution of Material Ejected by Surface Explosions", White Tribe Interim Report, Boeing Aeroplane Company Document D2-6955-2 (1961).
12. Livingstone, C., "Fundamental Concepts of Rock Failure", Quart. Colorado School of Mines, Vol. 51, No. 3 (1956).
13. Donnell, L., "Longitudinal Wave Transmission and Impact", Trans. ASME, Vol. 52 (1930).
14. Hino, K., "Fragmentation of Rock through Blasting", Quart. Colorado School of Mines, Vol. 51, No. 3 (1956).
15. Duvall, W.I. et al., "Vibrations from Instantaneous and Millisecond-delay Quarry Blasts", USBM RI 6151 (1963).
16. Atchison, T.C. and Roth, J., "Comparative Studies of Explosives in Marble", USBM RI 5797 (1961).
17. Clay, R.B. et al., "Shock Waves in Solids and Rock Mechanics", Internat. Symp. on Mining Research, Missouri School of Mines, Pergamon Press (1962).
18. Langefors, U. and Kihlstrom, B. "Rock Blasting", Wiley, N.Y., (1963).
19. Logcher, R., "A Method for the Study of Failure Mechanisms in Cylindrical Rock Cavities due to the Diffraction of a Pressure Wave", Technical Report T62-5 MIT, Dept. of Civil Engineering (1962).
20. Baron, M.L. et al., "Theoretical Studies on Ground Shock Phenomena", Mitre Corp., Bedford, Mass. (1960).
21. Coates, D.F. and Aslam, M. "The Equations of State up to 250kb of a Magnetite and a Quartzite", Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 5, pp. 495-500, Pergamon Press (1968).
22. Gnirk, P. and Pfeleider, E. "On the Correlation between Explosive Crater Formation and Rock Properties", Proc. 9th Symp. Rock Mech. Colorado Sch. of Mines, AIME, pp. 321-345 (1968).
23. Bauer, D. "The Status of Rock Mechanics in Blasting", Proc. 9th Symp. Rock Mech., Colorado Sch. of Mines, AIME, pp. 249-264 (1968).
24. Nordyke, M.E., "On Cratering - A Brief History, Analysis and Theory of Cratering", USAEC, Univ. of Calif. Radiation Lab. 6578 (1961).
25. Williams, A and Larocque, G. "TONISOK - An Analytic Procedure to determine Ground Motion resulting from Explosive Detonation", Mines Br. Mining Res. Centre unpub. report (1968).
26. Boardman, C. et al., "Characteristic Effects of Contained Nuclear Explosions for Evaluation of Mining Applications", USAEC, Univ. of Calif. Radiation Lab. 7350 (1963).
27. Bauer, A., "Applications of the Livingstone Theory", Quart. Colorado Sch. of Mines, Vol. 56, No. 1 (1961).
28. Durelli, A. et al., "Stress Distribution in the Body of a Square Hole in a Large Plate during Passage of a Stress Pulse of Long Duration", Proc. Int. Symp. Photoelasticity, Chicago (1963).
29. Cook, M. et al., "Measurements of Shock and Detonation Pressures", OTS, AD258201, Washington (1961).
30. Carr, J. "Effective Fragmentation on Crusher Performance", Min. Congr. J. pp. 20-24 (May (1962)).
31. Chapman, L. "Blastholes on the Bias", Mining Congr. J. pp. 30-33,44 (Oct. 1962).

32. Michaelson, S.D. "Copper Ore Mining", Surface Mining, AIME (1968).
33. Ash, R. "Design of Blasting Rounds", Surface Mining, AIME (1968).
34. Cherry, J.T. "Computer Calculations of Explosive-Produced Craters", Inter. J. of Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 4, pp. 1-22 (1969).
35. Sassa, K. et al., "The Analysis of Stress for the Prediction of Crater Boundaries", Mines Br. Res. Rpt R192 (1967).
36. Larocque, G. et al., "Field Blasting Studies", Proc. 4th Rock Mech. Symp., Mines Br. - Queen's Printer (1968).
37. Fennell, M., Flegman, R. and Brown, A. "Smooth Blasting and Pre-Splitting", Assoc. of Mines Mgrs of South Africa, p. 811 (1966/67).
38. Larocque, G. "Views on Effective Borehole Pressure and Prediction of Crater Dimensions and Yield", Mines Br. Mining Res. Centre, unpub. report (1969).
39. Eelland, J. "Structure as a Control in Rock Fragmentation", Bull. CIMM, p. 323 (March 1966).
40. Nicholls, H. and Duvall, W. "Pre-Splitting Rock in the Presence of a Static Stress Field", USBM, RI6843 (1966).
41. Lacy, W. "Quantitizing Geological Parameters for the Prediction of Stable Slopes", Trans. SME, p. 1 (1963).
42. Haxby, R. "Pit-Bench Rock-Strength Evaluation", Univ. of Arizona, M Sc. Thesis (1966).
43. Evans, I. and Murrell, S. "Wedge Penetration into Coal", Colliery Engineer, Vol. 39, No. 455, p11 (1962).
44. Gray, K.E. "Fixed-Plane Planing of Rocks in the Brittle Stress State", PhD Thesis, Univ. of Texas (1962).
45. Goldsmith, W. "Impact", Arnold, pp. 38-104 (1960).
46. Hustrulid, W.A. "Theoretical and Experimental Study of Percussive Drilling of Rock", PhD Thesis, Univ. of Minnesota (1968).
47. Lundquist, R. and Anderson, C. "Energetics of Percussion Drills - Longitudinal Strain Energy", USBM RI 7329 (1969).
48. Bailey, J. "On the Performance of Percussive Drills", Proc. 9th Symp. Rock Mech., Colorado Sch. of Mines, AIME, pp 377-397 (1968).
49. Cheatham, J. and Gnirk, P. "The Mechanics of Rock Failure Associated with Drilling at Depth", Proc. 8th Symp. Rock Mech. Univ. of Minnesota., AIME, pp 410-439 (1967).

PROBLEMES

1. On attache un poids de 10 lb (4.54 Kg) à un ressort qui s'étire de 1 po. (2.54 cm) sous l'action d'un poids de 15 lb. (6.81 Kg).
 - a) Calculer la fréquence naturelle et la période T d'oscillation du système.
 - b) L'origine du temps et du déplacement est le point où le poids est attaché au ressort. Calculer les vitesses et les accélérations pour les temps $T/4$, $T/2$, $3T/4$ et T .
2. On pose une masse de 1 lb (0.45 Kg) sur une table horizontale et lisse entre deux ressorts, qui nécessitent respectivement un poids de 1.5 lb (0.68 Kg) et 1 lb. (0.45 Kg) pour se déplacer de 1 po. (2.54 cm). On déplace la masse de 6 po. (15.2 cm) de sa position d'équilibre pour ensuite la relâcher.
 - a) Calculer la période de l'oscillation résultante
 - b) Calculer la vitesse et l'accélération maximums de la masse.
 - c) Calculer la vitesse et l'accélération de la masse lorsqu'elle est à 4 po. (10 cm) de sa position d'équilibre.
3. On applique une force $P = 2 \cos t$ sur le système considéré au problème no. 1 lorsque le poids est stationnaire
 - a) Calculer la période T pour le cas des vibrations permanentes.
 - b) Calculer le déplacement, la vitesse et l'accélération aux temps $T/4$, $T/2$, $3T/4$ et T .
4. Un appareil sismique a une fréquence naturelle de 14 cycles/sec.
 - a) Déterminer par des calculs si l'appareil mesurera le déplacement, la vitesse ou l'accélération lorsque les mouvements de terrain ont une bande de fréquence entre 2 et 5 cycles/sec.
 - b) Répéter (a) pour une bande de fréquence entre 50 et 200 cycles/sec.
 - c) Calculer les rapports des amplitudes de l'instrument aux valeurs maximums des déplacements, des vitesses et des accélérations enregistrées en (a) et (b) et calculer leurs variations.
5. Une roche a une densité de 167 lb/pi.³ (2670 Kg/m³) et une vitesse d'onde-P et 12000 pi/sec (3660 m/sec). Une onde de choc donne aux particules de cette roche une vitesse maximum de 3 pi/sec. (0.91 m/sec) pendant 2 secondes pour un demi-cycle.
 - a) Calculer la contrainte radiale maximum de l'onde.
 - b) L'onde passe normalement à la limite d'une formation à une autre. La densité de la seconde formation est de 175 lb/pi.³ (2800 Kg/m³) et la vitesse de l'onde-P est 18 000 pi/sec. (5690 m/sec). Calculer la contrainte radiale maximum de la pulsation transmise et sa durée.
 - c) Calculer la contrainte radiale maximum de la pulsation réfléchie et sa durée.
6. Une roche d'une densité de 160 lb/pi.³ (2560 Kg/m³) est bi-linéaire de sorte que le module tangent de déformation à l'origine est 7×10^6 lb/po.² (48300 MN/m²), mais seulement 4×10^6 lb/po.² (27600 MN/m²) au-dessus d'une contrainte de compression de 2000 lb/po.² (13.8 MN/m²). Pour une onde de choc plane avec une déformation unitaire de 350×10^{-6} , calculer la différence de temps entre l'arrivée de la première partie de l'onde et l'arrivée de son maximum en un point situé à 3000 pi. (915m) de la source de l'onde ($\mu = 0.3$).
7. A) Tracer le graphe des Hugoniot de pression en fonction du rapport de l'augmentation de la densité à la densité qui résulte de l'application d'une pression de choc sur un grès sec. Les observations expérimentales ont montré que la vitesse des particules était 3040 pi/sec. (927 m/sec) lorsque la vitesse du front de choc était 10900 pi/sec. (3320 m/sec) et qu'elle était de 6700 pi/sec. (2040 m/sec) lorsque la vitesse du front de choc était 15 600 pi/sec. (4560 m/sec.). La densité initiale de la roche est 128 lb/pi.³ (2048 Kg/m³). Supposer que la variation de la vitesse des particules avec la vitesse de l'onde de choc est linéaire.
 - B) Le grès a $E = 5 \times 10^6$ lb/po.² (34500 MN/m²) et $\mu = 0.15$. Tracer sur le graphe de (A) les relations élastiques entre les contraintes dans un échantillon sous confinement rigide et le changement de volume.
 - C) Répéter (A) pour la même roche lorsqu'elle est saturée. Sa densité totale est 142 lb/pi.³ (2270 Kg/m³). Des expériences montrent que la vitesse des particules de cette roche est 5660 pi/sec. (1730 m/sec.) lorsque la vitesse des ondes de choc est 16700 pi/sec. (5090 m/sec) et qu'elle est 2670 pi/sec. (814 m/sec) lorsque la vitesse des ondes de choc est 13600 pi/sec. (4150 m/sec.)
 - D) Pour une pression de choc de 100 kb, calculer à l'aide de la courbe obtenue en (A) la vitesse du front de choc, la vitesse des particules et la densité pendant l'application de la pression de choc.
8. Calculer l'accélération, la vitesse, le déplacement et la déformation unitaire radiaux maximums probables à 2000 pi (610m), et 6000 pi (1830m) d'une explosion complètement confinée de 50 tonnes de TNT. La vitesse de l'onde-P de la roche est 16000 pi/sec. (4880 m/sec.).
 - A) Tracer les spectres de mouvement de terrain sur des graphes triaxiaux et aussi les spectres de réponse des structures sur le terrain dans ces distances.

- B) Déterminer l'accélération de réponse des structures dont les fréquences naturelles sont 5 cycles/sec. et 100 cycles/sec dans les deux positions.
9. Calculer l'accélération, la vitesse, le déplacement et la déformation unitaire radiaux maximums probables des installations souterraines à des distances de 2000 pi (610m) et de 6000 pi. (1830m) d'une explosion en surface de 10 MT d'explosifs nucléaires. La vitesse de l'onde-P de la roche est 6,000 pi/sec (1830 m/sec.).
 A) Tracer les spectres du mouvement de terrain et de réponse des structures sur un graphe triaxial.
 B) Déterminer le déplacement de réponse des structures dont les fréquences naturelles sont 2 cycles/sec. et 50 cycles/sec.
10. Déterminer pour une roche dure le rayon, la profondeur et le volume du cratère, ainsi que le rayon jusqu'à l'extérieur de la lèvres et la hauteur de la lèvres dans le cas de l'explosion au problème 9.
11. A quelle profondeur une explosion nucléaire de 10 MT sera-t-elle complètement confinée dans une roche dure? Nota: Cette profondeur est la profondeur critique à laquelle l'explosion ne forme aucun cratère.
12. On considère un tunnel de 30 pi (9.15m) de diamètre et de 600 pi (183m) de profondeur dans une roche verte pour une installation militaire. La roche a les propriétés suivantes: $E = 8 \times 10^6 \text{ lb/po.}^2$ (55200 MN/m²), $C_p = 13000 \text{ pi/sec.}$ (4000 m/sec), $\mu = 0.2$, $\text{GAM} = 194 \text{ lb/pi.}^3$ (3100 Kg/m³), la résistance à la compression uniaxiale égale à 15500 lb/po.² (107 MN/m²) et la résistance à la traction uniaxiale égale à 2100 lb/po.² (14.5 MN/m²).
 A) Quels dommages le tunnel subirait-il si une bombe atomique de 100 KT frappait le sol directement au-dessus du tunnel et pénétrait dans le col jusqu'à une profondeur de 25 pi. (7.6m). (Déterminer la répartition de l'énergie entre l'air et le terrain en interpolant les résultats obtenus pour des explosions qui ont eu lieu en des points depuis la surface jusqu'au point où l'explosion est entièrement confinée. Calculer ensuite la contrainte radiale de l'onde-P et les contraintes tangentielles autour du tunnel. Vérifier aussi les rayons RI, RII, RIII et RIV des dommages.)
 B) Calculer le spectre de réponse qu'il faut utiliser pour l'équipement qui sera installé dans le tunnel.
13. On a trouvé que la détonation de 216 lb (98.1 Kg) d'explosifs (densité égale à 74 lb/pi.³ (1184 Kg/m³) vitesse de détonation égale à 15 300 pi/sec. (4670 m/sec.) placés à une profondeur de 4.8 pi (1.5m) a causé la formation d'un cratère d'un rayon de 14.25 pi. (4.35m) dans une roche d'une densité de 165 lb/pi.³ (2640 Kg/m³) et d'un C_p de 10 000 pi/sec. (3050 m/sec.). Four un explosif d'une densité de 80 lb/pi.³ (1280 Kg/m³) et d'une vitesse de détonation de 22 200 pi/sec. (6780 m/sec), déterminer le rayon du cratère qui sera formé si on enfouit l'explosif à la même profondeur.
14. En utilisant des charges de 5 lb (2.27 Kg) dans une série d'expériences de cratères, on a obtenu les données suivantes en ce qui concerne l'enfoncement z et le volume résultant V du cratère:

z		V	
pi	m	pi ³	m ³
3.60	1.10	87.6	2.48
3.75	1.14	104.0	2.94
3.95	1.20	141.0	3.99
4.03	1.23	159.2	4.51
4.83	1.47	139.9	3.96
5.50	1.60	60.7	1.72
6.26	1.91	33.6	0.95
6.58	2.01	23.1	0.65
7.45	2.27	0	0

- A) Déterminer les profondeurs optimum et critique pour cette série d'expériences.
 B) Déterminer les profondeurs optimum et critique pour une charge de 500 lb. (227 Kg).
 C) Calculer l'épaisseur du terrain de recouvrement et l'espacement des trous de mine si on veut obtenir un banc en utilisant 500 lb (227 Kg) d'explosifs dans chaque trou.
15. On fait détoner un explosif nucléaire de 4.5 KT à une profondeur de 930 pi. (284m) dans un tuf dont la densité est 120 lb/pi.³ (1920 Kg/m³), la résistance à la compression uniaxiale est 5000 lb/po.² (34.5 MN/m²) et la vitesse de l'onde-P est 6000 pi/sec. (1830 m/sec). L'accès de la chambre où se produit l'explosion est de 10 pi x 10 pi. (3.05m x 3.05m).
 A) Déterminer la distance sur laquelle le tunnel s'effondrera probablement.
 B) Une station de mesure est située dans le tunnel à une distance de 700 pi. (214m) de l'explosion. La fréquence naturelle de l'instrument est 50 cycles/sec. avec un niveau de fragilité de 4 g. à cette fréquence. Déterminer si les instruments doivent être installés sur des amortisseurs.
16. Le piston d'un trépan typique à percussion a un poids de 59 lb. (26.8 Kg), une course de 2 po. (5.1 cm), un diamètre de 2 3/4 po. (7 cm), de sorte que la section est 7.5 fois celle du fleuret et la pression effective sur le piston pendant sa course est 40 lb/po.² (0.3 MN/m²). Calculer la contrainte maximum dans un fleuret de 10 pi. (3.05m) de long ($c = 16\ 700 \text{ pi/sec.}$ (5090 m/sec.)).

APPENDICE A
SYMBOLES ET ABBREVIATIONS

(Les symboles de dimension entre parenthèses indiquent la nature mécanique du terme, i.e., L tient lieu pour toute unité de longueur, M de masse, F de force, T de temps et D est utilisé si le terme est sans dimension.)

a(LT ⁻²)	-	accélération
A(LT ⁻²)	-	accélération de réponse obtenue d'un spectre de réponse
b(L ou D)	-	largeur de la fondation, de l'excavation ou du pilier
b(FL ⁻²)	-	bar ou une atmosphère
B(L)	-	largeur de la fondation, de l'excavation ou du pilier
c(D)	-	coefficient d'amortissement
cc(D)	-	coefficient d'amortissement critique
cc(L)	-	centre à centre
cc(L ³)	-	centimètre cube
c(FL ⁻²)	-	cohésion
c'(FL ⁻²)	-	intercepte de cohésion effective exprimée en fonction de la contrainte effective
cm(L)	-	centimètre
cpn	-	compression
cps	-	cycles par seconde
Ch(D)	-	coefficient de $\frac{WL^3}{EI}$ pour le calcul de la flèche d'une poutre causée par la flexion pure
Cp(LT ⁻¹)	-	vitesse de l'onde P
Cs(D)	-	coefficient de $\frac{WL^3}{EI}$ pour le calcul de la déflexion d'une poutre causée par les contraintes de cisaillement
Cs(LT ⁻¹)	-	vitesse de l'onde S
Cv(D)	-	coefficient de variation
d(D)	-	grosseur des grains
dia(L)	-	diamètre
dt(L)	-	profondeur de la fissure de traction au sommet d'une pente
dw(L)	-	profondeur de la table d'eau en-dessous du sommet d'un talus
Dc(L)	-	profondeur du cratère
D(L)	-	profondeur de la fondation ou des excavations sous la surface du sol; le diamètre; le déplacement relatif de la réponse
e(D)	-	base de logarithmes naturels (2.7183...); indice des vides
Eq.	-	équation
E(FL ⁻²)	-	module de déformation linéaire (module de Young)
E1(L)	-	élévation
Ep(FL ⁻²)	-	module de déformation de la roche du pilier
f(D)	-	quelques fois employé pour tan ² (45 + FI/2)
f(L ⁻¹)	-	fréquence
fn(T ⁻¹)	-	fréquence naturelle non-amorti
fr(T ⁻¹)	-	fréquence résonnante
Fs(D)	-	coefficient de sécurité
g(L)	-	l'espace causé par le rétrécissement entre le garnissage de béton et le rocher dans un tunnel sous-pression
g(LT ⁻²)	-	accélération due à la gravité
gpm(L ³ T ⁻¹)	-	gallons par minute
G(FL ⁻²)	-	module de déformation en cisaillement
gs(D)	-	gravité spécifique des particules solides
h(D)	-	hauteur du pilier
Hc(L)	-	hauteur critique ou hauteur maximale d'un talus pour une inclinaison donnée
H(L)	-	hauteur ou profondeur; hauteur verticale d'un talus
ic(D)	-	angle critique de pente avec l'horizontal
i(D)	-	angle de pente avec l'horizontal; gradient hydraulique
ID(L)	-	diamètre intérieur
I'(D)	-	coefficient d'influence pour le calcul du tassement d'une zone uniformément chargée à la surface d'une masse élastique indéfinie, limitée par un plan
I''(D)	-	coefficient d'influence pour le calcul du tassement d'une zone uniformément chargée à la surface d'une couche élastique au-dessus d'une couche incompressible

I (L^4 ou ML^2)	-	moment d'inertie
j (FL^{-3})	-	force d'infiltration par volume unitaire ou pression d'infiltration par longueur unitaire
J (ML^3 ou L^4)	-	moment d'inertie en coordonnées polaires
k	-	une constante
k (D)	-	concentration de contraintes; rapport S_t/S_o
k (F); kip (F)	-	kip, une force de mille livres
k (FL^{-1})	-	constante de ressort
k_b (FL^{-2})	-	kilobar ou mille atmosphères
kg (F)	-	kilogramme
k (LT^{-1})	-	coefficient de perméabilité
k_s (FL^{-3})	-	module de réaction de terrain de fondation
K	-	une constante
K (D)	-	coefficient de la poussée des terres
K (FL^{-2})	-	module de compressibilité
lb (F); lb (M)	-	livre
$\ln a$	-	logarithme naturel de a
$\log a$	-	logarithme de a à base 10
L (L)	-	une longueur
\max	-	maximum
m (D)	-	nombre de Poisson
m (FL)	-	moment dû à un poids unitaire
m (ML^{-1} ou $FL^{-2}T^2$)	-	la masse par unité de longueur
\min	-	minimum
mm (L)	-	millimètre
ms (T)	-	milliseconde
m/s (LT^{-1})	-	mètres par seconde
M (M ou $FL^{-1}T^2$)	-	la masse
MF (D)	-	facteur d'amplification
M (FL)	-	un moment
M	-	Mega = 10^6
n (D)	-	rapport d'impédance; compression amenée par la force d'un choc; nombre d'écaillés de roche créées par traction réfléctée; porosité; le rapport du module de déformation des épontes à celui de la roche du pilier
N (D)	-	coefficient sans dimension employé dans la formule de la capacité portante ($N-GAM$, N_c , N_g); aussi employé dans le cas du coefficient ou du facteur de stabilité des talus
N (F)	-	Newton = 0.2248 lb
N (F)	-	force normale
OD (L)	-	diamètre extérieur
p (FL^{-2})	-	pression de contact
p_a (FL^{-2})	-	poussée active des terres; pression de l'air comprimé au-dessus de la pression atmosphérique
p_e (FL^{-2})	-	pression effective sur une surface de rupture à l'intérieur d'un talus
p_i (FL^{-2})	-	pression à l'intérieur d'un cylindre à paroi épaisse
p_o (FL^{-2})	-	pression à l'extérieur d'un cylindre à paroi épaisse
p_o (FL^{-2})	-	poussée des terres au repos
p_p (FL^{-2})	-	poussée passive des terres
P (F)	-	une force
P_d (FL^{-2})	-	une pression de détonation
p_i (L)	-	pied
po (L)	-	pouce
q (L^3T^{-1})	-	taux de décharge
q (FL^{-2})	-	pression de contact; pression de surcharge au sommet du talus
q_a (FL^{-2})	-	pression de contact admissible
q_f (FL^{-2})	-	capacité portante ultime
Q (F)	-	une charge de fondation
QB (FL^{-2})	-	résistance à la compression uniaxiale d'un échantillon de largeur B

Q_0 (FL ⁻²)	-	résistance à la compression uniaxiale pour un échantillon de largeur unitaire
Q_u (FL ⁻²)	-	résistance à la compression uniaxiale
r (L)	-	rayon ou distance radiale
r_e (L)	-	rayon interne de la zone élastique autour d'un puits
r_i (L)	-	rayon interne d'un cylindre à paroi épaisse
r_o (L)	-	rayon externe d'un cylindre à paroi épaisse
R (F)	-	une force de réaction
R (L)	-	rayon ou distance radiale
R_c (L)	-	rayon du cratère
R_L (L)	-	le rayon jusqu'à l'extérieur de l'orle du cratère
R_r (L)	-	rayon de rupture
R_s (L)	-	rayon de la cavité causée par une explosion entièrement confinée
R_1 (L)	-	la distance radiale à partir d'une explosion dans laquelle des tunnels s'effondrent complètement
R_2 (L)	-	la distance radiale à partir d'une explosion dans laquelle la roche des tunnels se fracture de façon continue allant en augmentant vers le lieu de l'explosion
R_3 (L)	-	la distance radiale à partir d'une explosion dans laquelle la roche des tunnels se fracture de façon continue et en quantité égale
R_4 (L)	-	la distance radiale à partir d'une explosion dans laquelle la roche des tunnels se fracture de façon discontinue
s (L)	-	espacement
std	-	standard
sec (T)	-	seconde
S (L ⁻³)	-	module de section
S_c (FL ⁻²)	-	$c/\tan\phi$
S_h (FL ⁻²)	-	contrainte naturelle en direction horizontale
S_o (FL ⁻²)	-	contrainte naturelle en direction horizontale normale à la veine
S_r (D)	-	dégré de saturation
S_t (FL ⁻²)	-	contrainte naturelle dans la direction transversale à la zone du chantier d'abattage
S_v (FL ⁻²)	-	contrainte naturelle dans la direction verticale
s_c	-	écart quadratique moyen
S_x (FL ⁻²)	-	contrainte naturelle dans la direction-x
S_y (FL ⁻²)	-	contrainte naturelle dans la direction-y
S_z (FL ⁻²)	-	contrainte naturelle dans la direction-z
t (I)	-	temps
t_c (L)	-	épaisseur du béton ou du coulis d'injection
t_d (T)	-	durée d'une pulsation de choc
t_r (T)	-	temps de montée d'une pulsation de choc
t_s (T)	-	épaisseur de l'acier
t_{sn}	-	traction
t_s (T)	-	le temps requis par une onde de choc produite par une explosion pour se propager de la cavité jusqu'à une face libre du terrain et de retourner à la cavité
T (F)	-	force tangentielle
T (T)	-	la période naturelle de l'oscillation
T_d (FL ⁻²)	-	résistance dynamique à la traction
T_r (D)	-	transmissibilité
T_s (FL ⁻²)	-	résistance statique à la traction uniaxiale
u (FL ⁻²)	-	pression hydrostatique; pression interstitielle
U (F)	-	poussée d'Archimède
U (LT ⁻¹)	-	vitesse du front de choc
U (ML ² T ⁻² ou FL)	-	énergie de déformation
U_0 (ML ⁻¹ T ⁻² ou FL ⁻²)	-	énergie de déformation par unité de volume
v (LT ⁻¹)	-	vitesse linéaire
v_m (LT ⁻¹)	-	vitesse radiale maximale
V_c (L ³)	-	volume du cratère
V (LT ⁻¹)	-	vitesse de réponse obtenue d'un spectre de réponse
V (L ³)	-	volume
w (L)	-	teneur en eau

W (F ou MLT ⁻²)	-	charge ou pesanteur
WF	-	poutre d'acier à semelle large
x (L)	-	déplacement linéaire ou coordonnée dans la direction de l'axe-x
y (L)	-	déplacement linéaire ou coordonnée dans la direction de l'axe-y
y (L)	-	distance jusqu'au centre de gravité d'une surface
z (L)	-	déplacement linéaire ou coordonnée dans la direction de l'axe-z
z_c (L)	-	profondeur critique de l'explosif
z_o (L)	-	profondeur optimale de l'explosif
α (D), ALP	-	quelques fois utilisé pour $(45 + FI/2)$
β (D), BET	-	angle ou inclinaison avec la verticale de la résultante des forces ou des contraintes sur un plan
γ (D), GAM	-	déformation unitaire de cisaillement
γ (FL ⁻³), GAM	-	poids unitaire (densité apparente)
γ_d (FL ⁻³), GAM-d	-	poids unitaire sec (densité sèche)
γ_s (FL ⁻³), GAM-s	-	poids unitaire de particules solides
γ_w (FL ⁻³), GAM-w	-	poids unitaire de l'eau
γ_t (FL ⁻³), GAM-t	-	poids unitaire total (eau plus particules solides)
δ (L), DEL	-	déformation
ϵ (D), EPS	-	déformation unitaire linéaire
ϵ_r (D), EPS-r	-	déformation unitaire linéaire dans la direction radiale
ϵ_t (D), EPS-t	-	déformation unitaire linéaire dans la direction tangentielle
ϵ_θ (D), EPS-tet	-	déformation unitaire linéaire dans la direction tangentielle
η (FL ⁻² T), ETA	-	coefficient de viscosité
λ (L), LAM	-	longueur d'onde
λ (C), LAM	-	un paramètre sans dimension qui influe sur la stabilité d'un talus
μ , MU	-	micro ou un millionième
μ (D), MU	-	le coefficient de Poisson; le coefficient de frottement
μ_d (D), MU-d	-	facteur de correction du facteur de stabilité d'un talus, établi en raison de la pression de surcharge
μ_t (D), MU-t	-	le facteur de correction du facteur de stabilité d'un talus établi en raison des fissures de traction
μ_w (D), MU-w	-	le facteur de correction du facteur de stabilité d'un talus établi en raison de la nappe d'eau
ν (D), NU	-	le coefficient de Poisson
π (C), PI	-	3.1416
ρ (L), RO	-	le rayon de courbure
ρ (ML ⁻³ ou FL ⁻¹ T ²), RO	-	densité de la masse
σ (FL ⁻²), SIG	-	contrainte normale
σ' (FL ⁻²), SIG'	-	contrainte normale effective
σ_{cr} (FL ⁻²), SIG-cr	-	contrainte critique par rapport à l'instabilité élastique
σ_f, σ_u (FL ⁻²), SIG-f, SIG-u	-	résistance ultime
σ_i (FL ⁻²), SIG-i	-	contrainte incidente
σ_r (FL ⁻²), SIG-r	-	contrainte radiale; contrainte réfléchie
σ_θ (FL ⁻²), SIG-tet	-	contrainte tangentielle
σ_t (FL ⁻²), SIG-t	-	contrainte tangentielle; contrainte transmise
σ_o (FL ⁻²), SIG-o	-	contrainte radiale maximale lors d'une secousse
σ_{yp} (FL ⁻²), SIG-yp	-	limite élastique ou point d'écoulement
σ_1 (FL ⁻²), SIG-1	-	contrainte principale majeure
σ_2 (FL ⁻²), SIG-2	-	contrainte principale intermédiaire
σ_3 (FL ⁻²), SIG-3	-	
ϕ (C), FI	-	angle de la résistance au cisaillement ou frottement
ϕ' (D), FI'	-	angle effectif de la résistance au cisaillement ou frottement en fonction de la contrainte effective
ω (T ⁻¹), OME	-	fréquence angulaire
τ (FL ⁻²), TAU	-	contrainte de cisaillement
τ_i (FL ⁻²), TAU-i	-	résistance au cisaillement

APPENDICE B

LEXIQUE

(Les symboles de dimension entre parenthèses indiquent la nature mécanique du terme, "L" tient lieu pour toute unité de longueur, "M" de masse, "F" de force, "T" de temps, et "D" est utilisé si le terme est sans dimension).

<u>Abattage:</u>	Le passage et l'enlèvement du minerai dans une mine (4).*
<u>Abattage par chambre</u>	
<u>remblayée:</u>	La coupe d'une série de tranches à partir du bas d'un bloc jusqu'au haut avec le remblayage des zones excavées par de la roche stérile.
<u>Acoustique:</u>	Qui appartient au son habituellement utilisé pour la vitesse du son, c'est-à-dire, la vitesse du son ou l'onde de contrainte dans une roche ou un autre matériau.
<u>Action de voûte:</u>	Le transfert de contrainte d'une portion en écoulement d'une masse rocheuse à une portion adjacente de la masse plus rigide ou confinée.
<u>Adsorber:</u>	Condenser et contenir un gaz ou un liquide sur la surface d'un solide.
<u>Affaissement:</u>	La rupture du terrain au-dessus de travaux miniers à la suite de l'enlèvement de minerai (ou d'un autre terrain) par des opérations souterraines.
<u>Amplitude:</u>	La valeur maximum d'une quantité oscillante.
<u>Angle de frottement</u>	
<u>externe:</u> DEL (Degrés)	L'angle maximal d'obliquité entre la contrainte normale et la contrainte résultante agissant entre une roche et la surface d'un autre matériau.
<u>Angle de frottement</u>	
<u>interne:</u> FI (Degrés)	L'angle maximal d'obliquité entre la contrainte normale et la contrainte résultante agissant sur une surface à l'intérieur d'un sol ou d'une roche.
<u>Angle d'obliquité:</u> (Degrés)	L'angle entre la direction de la contrainte résultante ou la force résultante agissant sur un plan donné et la normale à ce plan (1).
<u>Angle de repos:</u>	L'angle avec un plan horizontal, auquel un matériau meuble demeurera sur une base horizontale sans glisser (1), (2).
<u>Anisotropie:</u>	Etat d'avoir différentes propriétés dans différentes directions; par exemple, l'état des couches géologiques de transmettre des ondes de son avec des vitesses différentes dans les directions verticale et horizontale (4). En mécanique, on réfère particulièrement à l'état d'un matériau ayant différents modules de déformation dans différentes directions. Le terme est souvent utilisé pour signifier avoir une orientation définie des propriétés mécaniques et dans la texture (7).
<u>Anisotropique:</u>	Propriétés variant selon différentes directions.
<u>Anticlinal:</u>	Un pli dans une couche de roche plongeant dans des directions opposées d'un sommet ou d'un axe (4).
<u>Argile de frottement, salbande:</u>	Une couche de matière molle, le long des épontes d'une faille ou d'une veine.
<u>Arrière-taille:</u>	Ce qui n'a pas de valeur réelle, comme la roche stérile dans une mine, ou les déchets du traitement du minerai et les fonderies (2).
<u>Avancement à pleine section:</u>	Une méthode de fonçage de tunnel et de galerie suivant laquelle la surface entière du front de taille est sautée à chaque volée (7).
<u>"Breasting":</u>	L'action de soutenir ou renforcer le front d'une faille en activité grâce à un coffrage.
<u>Brèche de faille:</u>	La brèche qui est fréquemment trouvée dans une zone de cisaillement plus spécialement dans le cas de failles de chevauchement.
<u>Bris hors-profil:</u>	La roche excavée dans les travaux de tunnel au-delà du profil payé ou du périmètre requis par le contrat ou par l'usage du tunnel.
<u>Cadre:</u>	Une charpente ayant pour but de soutenir le terrain autour d'un puits, d'un tunnel ou d'une excavation quelconque (2).
<u>Cadre de bois:</u>	Un cadre de bois composé d'une poutre inférieure, d'une poutre supérieure et de deux poteaux. Ces membres se coupent en angles solides de 90°. Ils sont ainsi charpentés pour former aux intersections un joint de compression et se joignent à trois autres cadres similaires (2).
<u>Camouflet:</u>	La cavité souterraine produite par un explosif entièrement confiné.
<u>Canal d'amenée:</u>	Un conduit fermé, un tube, un tuyau, ou un tunnel pour acheminer l'eau à une station génératrice d'énergie (2).
<u>Caractéristique structurale:</u>	En géologie, une caractéristique qui représente une discontinuité des propriétés mécaniques, tel qu'une diacalse, une faille, ou un plan de stratification.
<u>Capacité portante</u>	
<u>limite:</u> qu, qf (FL-2)	La charge moyenne par unité de surface requise pour produire la rupture d'une masse de roche supportante.
<u>Cercle critique:</u> (surface critique)	La surface de glissement pour laquelle le coefficient de sécurité est un minimum supposé dans une analyse de talus dans un terrain faible où les contraintes moyennes peuvent être utilisées (1).
<u>Cercle de Mohr:</u>	Une représentation graphique des contraintes agissant sur les divers plans en un point donné (1).
<u>Chambre:</u>	Un grand chantier dans une mine plane, correspondant au chantier d'abattage d'une veine abrupte (2).
<u>Champ de contrainte:</u>	Voir contrainte.
<u>Chantier d'abattage:</u>	Une caverne, une chambre desquelles un minerai a été extrait (3).

*Les nombres entre parenthèses renvoient aux références indiquées à la fin de cet appendice.

- Charge d'eau:** (pression d'eau) (L) **D'élévation** - charge due à l'élévation au-dessus d'un point de référence. **De pression** - charge due à une pression. **De vitesse** - charge due à une vitesse et égale à $v^2/2g$.
- Charge de pression:** Equivalent à la hauteur d'une colonne d'eau qui peut être supportée par la pression.
- Cinétique:** Physique du mouvement (4).
- Coefficient de frottement interne:** La tangente de l'angle de frottement interne (1).
- Coefficient de la poussée du terrain:** K(D): Le rapport des contraintes principales en un point d'une masse granulaire. **(Active) Ka.** **Actif:** Le rapport minimum de: (1) la contrainte principale mineure à (2) la contrainte principale majeure. Ceci est applicable là où la masse granulaire a subi une déformation suffisante pour développer la valeur limite inférieure de la contrainte principale mineure. **(At Rest) Ko.** **Au repos:** Le rapport de (1) à (2). Ceci est applicable là où la masse granulaire est dans son état naturel sans qu'on ait eu de déformation supplémentaire. **(Passive) Kp.** **Passif:** Le rapport maximum de: (2) à (1). Ceci est applicable là où la masse granulaire a subi une compression suffisante pour développer la valeur limite supérieure de la contrainte principale majeure (1).
- Coefficient de la réaction de terrain de fondation:** ks (FL⁻³): Le rapport de (1) une charge par unité de surface (2) à l'affaissement correspondant de la surface (1).
- Coefficient de perméabilité:** k(UT⁻¹): Le débit d'eau sous des conditions d'écoulement laminaire à travers une section de surface unitaire d'un milieu poreux sous un gradient hydraulique unitaire et des conditions types de température (habituellement 20°C) (1).
- Coefficient de sécurité:** Le rapport de la contrainte ultime de rupture ou d'écoulement à la contrainte appliquée.
- Coefficient de stabilité:** (Nombre de stabilité) N(D): Un nombre pur qui est utilisé dans l'analyse de la stabilité des talus et est défini par les équations suivantes: $N = Hc / GAM - e/c$, où Hc = la hauteur critique du banc incliné, GAM-e = poids effectif unitaire du sol et c = cohésion du sol (1). Ce coefficient varie avec l'angle de frottement interne, le niveau de la nappe d'eau, l'angle de pente, la surcharge sur le sommet, et la profondeur des fissures de traction.
- Coefficient de variation:** Le rapport, exprimé en pourcentage, de l'écart quadratique moyen à la moyenne arithmétique.
- Coefficient de viscosité:** ETA (FTL⁻²): La force de cisaillement par surface unitaire requise pour maintenir une différence unitaire de vitesse entre deux couches parallèles de fluide séparées d'une distance unitaire (1).
- Cohésion:** (FL⁻²): La partie de la résistance au cisaillement S, indiqué par le terme c, dans l'équation de Coulomb $s = c + SIG \tan FI$ où SIG est la contrainte normale sur la surface de rupture naissante et FI est l'angle de frottement interne; "c" à la nature d'une force de liaison intergranulaire.
- Compétent:** Voir incompetent.
- Concentration de contrainte:** k(D): Le rapport de la contrainte en un point quelconque à la contrainte appliquée ou à la contrainte principale naturelle (3).
- Consolidé:** En géologie, ayant été comprimé en une roche dure. En mécanique des sols, ayant été amené simplement en équilibre avec les forces appliquées causant une diminution du volume (7).
- Contrainte:** (FL⁻²) La force par unité de surface, lorsque la surface tend vers zéro, agissant dans un corps. **Contrainte biaxiale:** L'état de contrainte dans lequel la contrainte principale intermédiaire, ou la contrainte principale mineure, est égale à zéro. **Contrainte effective, Pression effective, Pression intergranulaire, SIG (FL⁻²):** La force normale moyenne par unité de surface transmise de grain à grain dans une masse granulaire. C'est la contrainte qui est effective dans la mobilisation du frottement interne. **Contrainte naturelle:** La contrainte existant dans une masse rocheuse intouchée par des travaux d'hommes. **Contraintes résiduelle:** Contrainte qui existe dans une formation à cause de forces appliquées ou de déformations antérieures. **Contrainte triaxiale:** Un état de contrainte où les trois contraintes principales ont des valeurs finies, ou simplement un état de contraintes tridimensionnelles. **Contrainte neutre, Pression d'eau interstitielle, u, (FL⁻²):** Contrainte transmise à travers l'eau des pores (eau remplissant les vides de la masse). **Contrainte normale, (FL⁻²):** La composante de contrainte normale à un plan donné. **Contrainte principale, SIG-1, SIG-2, SIG-3, (FL⁻²):** Contraintes agissant normalement à trois plans mutuellement perpendiculaires se coupant en un point dans le corps, sur lesquels les contraintes de cisaillement sont nulles. **Contrainte principale majeure, SIG-1 (FL⁻²):** La plus grande contrainte (en tenant compte du signe). **Contrainte principale mineure, SIG-3 (FL⁻²):** La plus petite contrainte principale (en tenant compte du signe). **Contrainte principale intermédiaire, SIG-2 (FL⁻²):** La contrainte principale dont la valeur n'est ni la plus grande (en tenant compte du signe) ni la plus petite (en tenant compte du signe). **Contrainte de cisaillement, Contrainte tangentielle, TAU (FL⁻²):** La composante de contrainte tangente à un plan donné. **Contrainte totale SIG (FL⁻²):** La force totale par unité de surface agissant à l'intérieur d'une masse granulaire. C'est la somme des contraintes effectives et neutres (1).
- Contrainte de cisaillement:** Voir contrainte.
- Contrainte de cisaillement octaédrale:** La contrainte qui peut être utilisée pour critère de résistance d'après la théorie de l'énergie maximum de distorsion. Le plan octaédral est à angles égaux aux trois plans principaux, et la composante normale de la contrainte est égale à la moyenne des trois contraintes principales.
- Contrainte plane:** Le cas d'un corps où les forces qui sont appliquées sont toutes dans un seul plan, comme ce serait le cas avec des forces appliquées aux bords d'une plaque et dans le plan de la plaque.
- Contraintes principales:** Voir contrainte.
- Contrainte radiale:** SIG-r(D): Contrainte normale à la tangente au périmètre d'une excavation quelconque (3).
- Contrainte résiduelle:** Voir contrainte.

<u>Contrainte tangentielle:</u> SIG-t, SIG-tet (FI-2):	Contrainte parallèle à la tangente à la périphérie d'une excavation quelconque (3).
<u>Contrainte triaxiale:</u>	Voir contrainte.
<u>Contrainte uniaxiale:</u>	Un état de contrainte où les contraintes principales mineures et intermédiaires sont nulles.
<u>Convergence:</u> (serrement)	Le mouvement relatif vers l'intérieur du mur et du toit d'une faille ou deux surfaces opposées dans une excavation souterraine.
<u>Couche:</u>	Tout lit ou toute strate de roche séparée de la strate adjacente par un plan de faiblesse (3).
<u>Coup de toit, de charge, de terrain:</u>	La rupture violente de la roche sur une échelle assez grande pour mettre en danger l'outillage et le personnel.
<u>Couronne:</u>	Un autre terme pour le toit d'un tunnel (7).
<u>Crête:</u>	1. Le sommet d'une pente ou le faite de toute éminence. 2. Le point le plus élevé d'un anticlinal. 3. La ligne qui rejoint les points les plus élevés d'une même couche dans un nombre indéfini de coupes transversales d'un plis (4).
<u>Culée:</u> (f)	Lors de la construction d'un barrage, les culées sont ou les pentes inclinées de la vallée sur le site du barrage ou cette partie du barrage qui est adjacente aux versants de la vallée (7). Dans un sens plus général, culée peut signifier la zone d'appui d'une voûte, d'une poutre ou d'un pont. Elle peut signifier encore la zone de concentration de contraintes du sol produite par une ouverture ou une zone de terrain plus plastique.
<u>Cuvelage:</u>	Un revêtement de bois ou de métal pour un puits; plus spécialement un revêtement de puits imperméable à l'eau consistant en une série de cylindres de fonte boulonnés ensemble, utilisé pour foncer à travers des strates contenant de l'eau (2).
<u>Cycle d'une vibration:</u> (D)	Une répétition de mouvement oscillatoire.
<u>Décollement en plaques:</u>	Le développement et l'effondrement de minces fragments de roche des parois des excavations souterraines.
<u>Déformation:</u> (L)	Le changement d'une dimension linéaire d'un corps ou le mouvement absolu d'un point sur un corps.
<u>Déformation plane:</u>	Le cas d'un corps qui peut être considéré comme long avec des extrémités fixes entre de douces emprises rigides de sorte que la déformation et la déformation unitaire dans la longue direction est zéro et les forces appliquées au corps sont toutes perpendiculaires à la longue direction et ne varient pas le long du corps.
<u>Déformation unitaire:</u> E (D):	Déformation par unité de longueur initiale. <u>Déformation unitaire normale</u> est la déformation par unité de longueur dans la direction de la déformation. <u>Déformation unitaire de cisaillement</u> est la déformation par unité de longueur à angle droit avec la déformation ou plus communément le changement relatif dans l'angle définissant les côtés d'un élément infinitésimal.
<u>Déflexion:</u> (L)	Le mouvement d'un point sur un corps.
<u>Degrés de liberté:</u> (D):	Egalent au nombre de variables nécessaires pour décrire le mouvement d'un système.
<u>Densité:</u> (Densité de masse): (RO) (ML ⁻³)	Masse par unité de volume.
<u>Déplacement:</u>	La distance en ligne droite entre deux points ou positions.
<u>Diaclase:</u>	1. En géologie, une fente ou une fissure plane ou doucement courbée qui est d'un ensemble de fissures approximativement parallèles séparées de quelques pouces à plusieurs pieds (2). Des diaclases apparaissent dans à peu près toutes les sortes de roches et généralement en deux ensembles ou plus qui divisent les roches en des blocs polyédres (3).
<u>Différence de contrainte:</u>	La différence algébrique entre les contraintes principales maximum et minimum (4).
<u>Dimension d'argile:</u>	Cette portion d'une masse granulaire dont la dimension des particules est plus petite que 0.002 mm (0.005 dans certains cas) (1).
<u>Direction:</u>	La direction ou le relèvement d'une ligne horizontale dans le plan d'un affleurement, d'une diaclase, d'une faille, d'un plan de clivage, ou d'autres plans structuraux.
<u>Distribution normale, standard, courbe normale, gaussienne:</u>	La distribution de données numériques, x, autour d'une valeur moyenne A, qui suit l'équation de Gauss: où "y" est la fréquence d'apparition et \overline{SD} , l'écart quadratique moyen des données.
<u>Ductile, ductilité:</u>	1. Capable d'être étiré à travers l'ouverture d'une filière (sans se briser) et avec une réduction de section transversale. 2. En minéralogie, capable de déformation, spécialement d'étirement, sans se briser, dit de plusieurs métaux à l'état natif et occasionnellement dit de certains tellures et sulfures. 3. Se rapportant à une substance qui subit une déformation plastique facilement (4).
<u>Durée d'une pulsation de choc:</u> td (T):	Le temps requis par la pulsation (généralement l'accélération d'une particule) pour s'élever à partir de quelque fraction arbitraire de l'amplitude maximum et décroître à cette valeur.
<u>Durété d'égratignage:</u>	Comme utilisée pour les roches en forage et en sertissage de taillant, c'est l'habileté relative d'un minéral à égratigner un autre minéral (5).

<u>Dynamomètre:</u>	Un instrument servant à mesurer une force.
<u>Eau adsorbée:</u>	Eau qui, contenue par des forces physicochimiques, a des propriétés qui diffèrent essentiellement de celles de l'eau absorbée ou de l'eau combinée chimiquement.
<u>Eboulement:</u>	La tombée relativement libre d'un fragment de n'importe quelle dimension de rocne détaché d'une falaise, d'une pente abrupte, ou d'une excavation souterraine (4).
<u>Ecart-contrainte:</u>	Terme dérivé de "l'écart de contrainte" employé en mécanique des sols pour indiquer la différence entre les contraintes principales majeures et mineures.
<u>Ecart de contrainte:</u>	La différence à ce point entre la contrainte normale et la contrainte normale moyenne.
<u>Ecart moyen:</u> \overline{MD}	La somme des différences absolues entre la moyenne arithmétique, 'A', et un nombre de valeurs d'une quantité, 'x', divisée par le nombre n. C'est une mesure de la dispersion du nombre de valeurs autour de la moyenne, c'est-à-dire
<u>Ecart quadratique</u>	
<u>moyen:</u> \overline{SD}	La racine carrée du quotient de la somme des carrés de la différence entre la moyenne arithmétique A, et un nombre de valeurs de la quantité x divisée par le nombre n. C'est une mesure de la dispersion du nombre de valeurs autour de la moyenne, c'est-à-dire
<u>Echelle de dureté:</u>	Voir échelle de Mohr.
<u>Echelle de Mohr:</u>	Des unités quantitatives arbitraires par lesquelles la dureté d'un minéral est déterminée. Les unités de dureté sont exprimées par des nombres de 1 à 10, chacun étant représenté par un minéral qui peut égratigner tout autre minéral ayant un nombre plus bas; ainsi, les minéraux s'échelonnent à partir du plus tendre, comme suit: talc (1) s'échelonnant en dureté au gypse, (2), calcite (3), fluorure (4), apatite (5), orthose (6), quartz (7), topaze (8), corindon (9), jusqu'au plus dur, le diamant, avec le plus haut nombre (10) (5).
<u>Écoulement:</u>	1. Ce qui s'écoule ou résulte de l'écoulement; une masse de matière en mouvement ou qui a été mise en mouvement en une coulée, comme en écoulement de lave (2). 2. Déformation continue à contrainte constante, les relations de contrainte étant gouvernées par la résistance ou les paramètres de plasticité de la roche; la déformation interne est une partie nécessaire de l'écoulement.
<u>Écoulement visqueux:</u>	Voir viscosité et fluage.
<u>Écran protecteur:</u>	Dans les travaux d'exploitation ou de tunnel, une charpente, une cache généralement d'acier protégeant les travailleurs, poussé vers l'avant à mesure que le travail avance (2).
<u>Effet de Poisson:</u>	Un terme quelques fois utilisé pour décrire la déformation latérale résultant d'une contrainte longitudinale.
<u>Elasticité:</u>	La propriété ou la qualité d'être élastique. Un corps élastique retourne à sa forme ou à sa condition originelle après que la force provoquant le déplacement est retirée (4).
<u>Élément structural:</u>	En génie civil, une unité d'une structure telle qu'une poutre, colonne, entretoise ou fondation, qui est désignée soit pour supporter des charges, soit pour transmettre les charges aux autres unités et enfin, au terrain de fondation.
<u>Ellipse de contrainte:</u>	Dans l'analyse bi-dimensionnelle, l'ellipse dont les demi-axes sont les contraintes principales majeure et mineure.
<u>Ellipsoïde de contrainte:</u>	L'ellipsoïde dont les demi-axes sont les contraintes principales (4).
<u>Énergie:</u> ($ML^2 T^{-2}$ ou FL)	L'habileté de faire du travail, lorsque due à un mouvement, on l'appelle l'énergie cinétique; lorsque due à la position ou à l'état, on l'appelle l'énergie potentielle.
<u>Énergie de déformation:</u>	L'énergie emmagasinée dans un corps à la suite de la déformation unitaire et de la contrainte existant dans le corps. C'est une forme d'énergie potentielle qui est théoriquement disponible pour faire du travail à la relâche de la contrainte.
<u>Énergie résiduelle de déformation:</u>	L'énergie dans une roche résultant de déformation et de contrainte existant présentement et dues à des forces ou à des déformations appliquées auparavant.
<u>Entrée:</u>	Un passage souterrain utilisé pour le roulage ou pour la ventilation, ou comme un passage d'homme (2).
<u>Enveloppe de Mohr, de rupture:</u> (ligne de rupture)	L'enveloppe d'une série de cercles de Mohr représentant les conditions de contraintes à la rupture pour un matériau donné. D'après l'hypothèse de rupture de Mohr, une enveloppe de rupture est le lieu des points dont les coordonnées représentent les combinaisons des contraintes normale et de cisaillement qui produiront la rupture d'un matériau donné (1).
<u>Épaisseur:</u>	La distance à angle droit entré le toit et le chevet (mur).
<u>Éponte:</u>	Voir paroi.
<u>Essai de contrainte contrôlée:</u>	Un essai par lequel la contrainte à laquelle est soumise un échantillon, est appliquée selon un taux contrôlé (1).
<u>Essai de déformation contrôlée:</u>	Un essai par lequel la charge est appliquée de façon qu'il en résulte un taux contrôlé de déformation unitaire (1).
<u>État élastique d'équilibre:</u>	État de la contrainte à l'intérieur d'une masse lorsque la résistance interne n'est pas complètement mobilisée et la déformation totalement récupérable.
<u>Excavations multiples:</u>	Toutes séries d'excavations souterraines séparées par des piliers de séparation ou jointes à des intervalles répétées pour former un système de chambres et de piliers (3).
<u>Excavation</u>	

<u>souterraine,</u> <u>souterrain:</u>	Excavations naturelles ou faites par l'homme en-dessous de la surface de la terre (3).
<u>Exploitation par</u> <u>blocs foudroyés:</u>	Une méthode d'exploitation du minerai qui procède du haut vers le bas par couches successives d'une épaisseur plus grande que l'épaisseur caractéristique des tranches dans la méthode d'exploitation en tranches foudroyées. Chaque bloc est sous-cavé sur la plus grande partie de sa surface inférieure. Le minerai s'éboule et est suivi du recouvrement.
<u>Extensomètre:</u>	Un instrument utilisé pour mesurer de petites déformations, déflexions, ou déplacements (3).
<u>Faille:</u>	Une fracture ou une zone de fractures le long de laquelle il y a eu déplacement de deux côtés l'un par rapport à l'autre parallèlement à la fracture. Le déplacement peut être de quelques pouces ou de plusieurs milles (2). Toutes les failles sont les mêmes mécaniquement, i.e., le rapport de la contrainte principale majeure à la contrainte principale mineure a été assez grand pour causer une rupture par cisaillement. Cependant, les géométries résultantes ont été différenciées par le géologue. (Closed) <u>Fermée:</u> Une faille dans laquelle le toit et le chevet (mur) sont en contact. (Dip) <u>Transversale:</u> Une faille dont la direction est approximativement à angle droit avec la direction des strates. (Dip Slip) <u>A rejet incliné:</u> Une faille dans laquelle le rejet net est pratiquement en ligne avec le pendage de la faille. (Hinge) <u>A charnière:</u> Un faillage autour d'un axe normal au plan de faillage, qui peut produire une faille qui d'un côté de l'axe pivotale se nommerait faille normale et de l'autre côté faille inverse, néanmoins, il peut ne pas y avoir aucun mouvement différentiel au centre de la masse des deux parties du corps faille. (Strike-Slip) <u>A rejet horizontal:</u> Une faille avec aucun déplacement vertical. (Longitudinal) <u>Longitudinale:</u> Une faille dont la direction est parallèle à l'ensemble de la structure. (Normal) <u>Normale:</u> Une faille dans laquelle le toit a été descendu par rapport au chevet (mur). (Oblique) <u>Oblique:</u> Une faille dont la direction est oblique à la direction des strates. (Oblique Slip) <u>A rejet oblique:</u> Une faille dans laquelle le rejet net est entre la direction du pendage et la direction de la faille. (Open) <u>Béante:</u> Une faille dans laquelle le toit et le chevet sont séparés. (Parallel Displacement) <u>A déplacement parallèle:</u> Une faille dans laquelle toutes les lignes droites sur les côtés opposés de la faille et à l'extérieur de la zone disloquée qui étaient parallèles avant le déplacement sont parallèles après. (Pivotal) <u>De pivot:</u> Voir (Hinge) <u>A charnière.</u> (Reverse) <u>Inverse:</u> Une faille à pendage très profond dans laquelle le toit a été élevé relativement au chevet. (Rotary) <u>De rotation:</u> Une faille dans laquelle quelques lignes droites sur les côtés opposés de la faille et à l'extérieur de la zone disloquée, parallèle avant le déplacement, ne sont plus maintenant parallèles, c'est-à-dire, là où un côté a souffert une rotation relativement à l'autre. (Step) <u>En escalier:</u> Une série de failles parallèles étroitement associées. (Strike) <u>Directionnelle:</u> Une faille dont la direction est parallèle à la direction des strates. (Strike Slip) <u>A rejet directionnel:</u> Une faille dans laquelle le rejet net est pratiquement dans la direction de la faille. (Tangential) <u>Tangentielle:</u> Une faille avec un mouvement dominant horizontal en contraste avec une faille radiale. (Tension) <u>De tension:</u> Une faille produite par tension, quelque fois utilisé incorrectement comme synonyme de faille de gravité ou faille normale. (Thrust) <u>Chevauchante:</u> Une faille à léger pendage dans laquelle le toit a été élevé relativement au chevet. (Transcurrent) <u>De décrochement:</u> Voir (Strike-Slip) <u>A rejet directionnel:</u> (Translatory) <u>Translatoire:</u> Voir (Rotation) <u>De rotation.</u> (Transverse) <u>Transversale:</u> Une faille dont la direction est transversale à l'ensemble de la structure. (Vertical) <u>Verticale:</u> Une faille dans laquelle le pendage est de 90 degrés.
<u>Flèche (d'une</u> <u>arche):</u>	La hauteur maximale à laquelle s'élève la surface inférieure d'une arche.
<u>Fluage:</u> (L):	Le terme, de même que le terme "plastique", a plusieurs définitions et est souvent utilisé d'une façon ambiguë. 1. Déformation lente qui résulte d'une longue application de contraintes. Plusieurs limitent le terme à des contraintes inférieures à la limite élastique. Une partie du fluage est habituellement une déformation permanente. 2. Un mouvement imperceptiblement lent plus ou moins continu vers le bas et vers l'extérieur de sol ou de roche formant un talus. Le mouvement est essentiellement visqueux sous des contraintes de cisaillement suffisantes pour produire une déformation permanente, mais trop petites pour produire une rupture de cisaillement (2).
<u>Fondation:</u>	La partie inférieure d'une structure qui transmet la charge au sol ou à la roche (1). Le terrain supportant est aussi souvent appelée la fondation, cependant, le terme terrain de fondation est moins ambigu pour cette zone.
<u>Force:</u> (F):	L'action d'un corps sur un autre, qui change ou tend à changer leurs mouvements relatifs, leurs positions, leurs dimensions ou leurs formes. Une force a quatre caractéristiques 1) une intensité, 2) une direction, 3) un sens et 4) un point d'application. C'est ainsi une quantité vectorielle.
<u>Force d'infiltration:</u> J(F):	La force transmise à la terre par l'infiltration de l'eau à travers les ouvertures naturelles, les vides et les pores.
<u>Force massique:</u> (F):	Une force qui vient d'une condition de terrain qui résulte en ce que chaque particule dans un corps supporte un élément de la force total, e.g., une force de gravité ou une force magnétique.
<u>Formation:</u>	Un assemblage de masses rocheuses groupées ensemble en une unité commode pour la description et la cartographie (3).
<u>Foudroyage:</u>	La rupture ou l'effondrement des trous de sonde, des excavations (5). Une méthode d'exploitation par laquelle le minerai est sous-cavé ou ses supports sont enlevés. Il peut alors s'ébouler ou tomber.
<u>Fracturé:</u>	Roche cassée ou brisée en fragments le long de plans autres que des diaclases ou des stratifications (5).
<u>Fracture, cassure:</u>	1. Le sens général du terme est celui de rupture avec séparation du sol. 2. En géologie, la méthode de bris et l'apparence d'un minerai brisé, distinctive pour certains minéraux, comme une fracture conchoïdale. Aussi les cassures dans les roches causées par une formation intense de failles ou de plis. 3. Dans les travaux d'extraction du pétrole, le procédé utilisé pour briser des strates proteuses d'huile, de gaz ou d'eau en injectant un fluide sous une pression telle pour produire des séparations dans la roche (4). En mécanique, quelques fois restreint aux ruptures de tension, i.e., un bris dans la continuité d'un corps de roche non suivi d'un mouvement sur un côté ou l'autre et non orienté dans un système régulier (3).
<u>Fragilité:</u>	Une propriété des matériaux qui se rupturent ou se fracturent avec peu ou pas d'écoulement plastique (4).
<u>Fréquence:</u> f (F ⁻¹):	Le nombre de cycles par unité de temps.
<u>Fréquence naturelle:</u> f _n (T ⁻¹):	La fréquence d'un système subissant des vibrations libres.
<u>Fonction:</u>	Si la relation entre deux variables est telle qu'il y a une valeur pour l'une pour chaque valeur de l'autre dans un intervalle donné, alors la première variable est appelée une fonction de la deuxième. La première variable est appelée la variable dépendante et la

deuxième, indépendante.

<u>Front d'attaque:</u> (front de faille)	1. Dans toute galerie à flanc de coteau, tunnel et chantier d'abattage, le front de faille est l'extrémité ou l'endroit où les opérations sont en cours ou ont eu lieu. 2. Le front de faille de charbon est le plan principal de clivage à angle droit avec la stratification.
<u>Front (m) de taille:</u>	Le front d'un siège d'exploitation (2).
<u>Frottement:</u>	La résistance qui s'oppose au mouvement tangentiel à et entre deux surfaces et qui provient de la nature de la surface et de la force normale entre les deux surfaces.
<u>Frottement,</u> <u>coefficient de:</u> <u>$\mu(D)$:</u>	La résistance de frottement divisée par la force normale entre deux surfaces en contact.
<u>Frottement super-</u> <u>ficiel (FL-2):</u>	La résistance de frottement qui agit entre une masse granulaire et une structure (1).
<u>Galerie:</u>	En mine, un niveau ou une galerie (2). En construction, un tunnel ou une voie percée dans un barrage de béton.
<u>Galerie à flanc</u> <u>de coteau:</u>	Un passage horizontal ou à peu près horizontal depuis la surface du sol vers l'intérieur d'une mine ou d'une installation souterraine.
<u>Géophone:</u>	Un appareil servant à détecter des ondes de son transmises dans la terre.
<u>Glissement:</u>	Une rupture profonde d'un talus. Trois types principaux peuvent être identifiés. (Block Flow slide) <u>Glissement par coulées de blocs</u> : Un glissement résultant de déformation interne menant à la rupture d'une roche dure diaclasée et en bloc. On croit que la rupture est initiée par la concentration de contrainte sur les coins des blocs individuels limités par des plans de joints et que lorsqu'un éboulement général se produit un écoulement de blocs et de roc pulvérisé se produit vers le bas du talus. (Plane Shear slide) <u>Glissement suivant un plan de cisaillement</u> : Un éboulement résultant de la présence d'un plan de faiblesse, e.g., une faille, un dyke, ou une couche tendre dans une orientation critique à l'intérieur du talus. De gros segments du talus descendent le long de ce plan. (Rotational shear slide) <u>Glissement par cisaillement circulaire</u> : Un glissement résultant de l'écoulement et de la redistribution des contraintes de cisaillement dans une roche ou un sol tendre de sorte qu'une surface de rupture plus ou moins circulaire se développe avant qu'il y ait perte de cohésion, permettant ainsi à un secteur circulaire du talus de se rompre par rotation.
<u>Glissement suivant</u> <u>un plan de cisail-</u> <u>lement:</u>	Voir glissement.
<u>Gradient hydraulique:</u> <u>i(D):</u>	La différence, par unité de distance, entre deux niveaux piézométriques.
<u>Gradient hydraulique</u> <u>critique:</u>	Gradient hydraulique auquel la pression intergranulaire dans une masse de sol pulvérulent est réduite à zéro par un écoulement d'eau vers le haut (1).
<u>Gravité spécifique:</u>	Le rapport de la masse d'un corps à la masse d'un volume égal d'eau à une température spécifiée (4).
<u>Gunité:</u>	Un mortier appliqué à l'aide d'air comprimé aux surfaces rocneuses d'une excavation souterraine.
<u>Homogène:</u>	Ayant les mêmes propriétés en tout point (3).
<u>Hystérèse:</u>	1. En physique, un déphasage en retard ou un retard de l'effet lorsque les forces agissant sur un corps sont changées, comme par viscosité ou par frottement interne. 2. Dans un matériau magnétique, comme dans le fer, un retard dans les valeurs du magnétisme résultant dû à une force magnétisante changeante, (2). Dans les roches, le recouvrement de la déformation unitaire à la suite de la réduction de contrainte est souvent en retard jusqu'à ce la contrainte atteigne zéro.
<u>Impact:</u>	Une collision de deux masses.
<u>Impulsion: (FT)</u>	Le produit d'une force et du temps pendant lequel la force agit.
<u>Incompétent:</u>	Un terme souvent utilisé sans signifier une idée précise. 1. En géologie, les strates et la structure des roches ne donnant pas suffisamment de fermeté et de flexibilité pour transmettre une poussée; conséquemment, permettant seulement la déformation d'écoulement (2). De telles couches subissent de l'écoulement plastique au cours de glissement (8). Des roches molles et fragmentées dans lesquelles une cavité, tel un trou de forage ou un chantier souterrain ne peuvent pas être maintenus à moins de les soutenir artificiellement par des revêtements, de la cimentation ou du boisage (5).
<u>Indice des vides:</u> <u>e(D):</u>	Le rapport du volume des vides intergranulaires au volume du matériau solide dans une roche (4).
<u>Inertie:</u>	La propriété fondamentale de la matière, qui résiste au changement d'état de mouvement ou de repos d'un corps (6).
<u>Infiltration:</u>	Le mouvement lent de l'eau gravitationnelle à travers la terre (1).
<u>Injecter:</u>	Le procédé de remplissage ou de finissage avec du lait de ciment (2).
<u>Injection sous</u> <u>pression:</u>	L'action ou le procédé d'injecter, à des pressions élevées, un coulis clair de ciment à travers des tuyaux ou des trous de mine pour sceller les pores et les vides dans la roche ou pour cimenter ensemble les roches fragmentées.
<u>In Situ: (en place)</u>	Dans sa position ou sa place naturelle (3).
<u>Intercalation:</u>	Un petit joint dans du charbon ou dans une roche ou une mince couche de roches différentes dans un lit de roches (2).
<u>Isotropique:</u>	Ayant les mêmes propriétés dans toutes les directions. Dit d'un milieu par rapport à l'élasticité, la conduction de la chaleur ou de l'électricité, ou de la radiation de la chaleur ou de la lumière (2).
<u>Jambe: (nervure,</u> <u>planche)</u>	1. Dans le minage du charbon, le charbon solide sur le côté de la galerie ou une face à longue taille; un pilier ou une barrière de charbon laissée comme support. 2. Le minerai solide d'une veine, un pilier allongé laissé pour supporter le toit durant l'abattage d'une veine (2).
<u>Jauge à fil vibrant:</u>	Une jauge de déformation unitaire qui détecte un changement de déformation unitaire en mesurant le changement de fréquence d'un fil sous tension, dont la longueur est changée par la déformation unitaire de la surface sur laquelle la jauge est attachée. La fréquence est mesurée en mettant le fil en vibration avec un électro-aimant et en mesurant la fréquence de vibration à travers un enregistrement électro-magnétique.

<u>Jauge de déformation:</u>	Un instrument servant à mesurer l'expansion ou la compression ayant lieu parallèlement à une surface d'un corps et sur une longueur connue de jauge, qui peut-être ensuite convertie en déformation unitaire.
<u>Jauges de déformation en rosette</u>	Une jauge de déformation de surface qui fournit suffisamment d'information pour déterminer la direction des deux déformations unitaires principales tangentielles à la surface et, certains types de rosette permettant de déterminer leurs intensités.
<u>Kilotonne:</u> KT:	Un millier de tonnes.
<u>Kip:</u> k(F)	1. Une force égale à 1000 livres (4450 N). 2. Un niveau ou une voie à pente douce, à l'extrémité du système de rail, sur lequel les berlines chargées demeurent en attendant d'être montées par le puits (2).
<u>Lait de ciment:</u>	Habituellement, un mélange clair de ciment Portland avec de l'eau avec ou sans sable, mais plus généralement un fluide servant à remplir les fissures avec ou sans action de cimentation.
<u>Ligne d'écoulement:</u>	Parcours d'une particule dans des conditions d'écoulement laminaire.
<u>Ligne d'infiltration, de percolation:</u> (ligne phréatique)	La surface supérieure de l'eau libre de la zone d'infiltration (1).
<u>Ligne équipotentielle:</u>	Une ligne le long de laquelle l'eau s'élèvera à la même élévation dans des tubes piézométriques (1).
<u>Ligne normale, ou normale:</u>	La ligne tracée à une courbe, qui est perpendiculaire à la tangente à la courbe en ce point.
<u>Limite élastique:</u> SIG-y (FL ⁻²)	La contrainte maximale qu'un spécimen peut supporter sans subir une déformation permanente soit par écoulement solide ou par rupture. Aussi appelée point d'écoulement.
<u>Limite de proportionnalité:</u> (FL ⁻²):	La plus grande contrainte qu'un matériau est capable de développer sans déviation de la proportionnalité de la contrainte à la déformation unitaire (Loi de Hooke) (4).
<u>Lit:</u>	La plus petite division d'une série stratifiée de couches de roches, marquée par un plan de division de ses voisines d'en haut et d'en bas.
<u>Lithologie:</u>	L'étude des roches, une division de la géologie qui s'est beaucoup développée au cours des dernières années. En faisant des coupes minces et en les examinant sous le microscope, la nature de la substance de la roche peut être déterminée (2).
<u>Loi de Hooke:</u>	La contrainte est proportionnelle à la déformation unitaire.
<u>Longue taille:</u>	Une méthode d'abattage d'une couche ou d'une veine par laquelle la couche entière est récupérée et on ne laisse pas de piliers, exception faite des piliers de puits et quelques fois des piliers de galerie principale. L'avance du minage se fait vers l'extérieur à partir du piliers de puits et en maintenant des galeries à travers les parties abattues de la mine. La retraite se fait en creusant une galerie de roulage et des voies de ventilation à la limite de l'étendue du charbon ou de la veine de minerai et alors on les mine en une seule face sans pilier en retournant vers le puits (2).
<u>Longueur d'onde:</u> IAM (L)	La distance perpendiculaire entre deux fronts d'une onde périodique dans un milieu isotropique dans lequel les déplacements ont une différence de phase d'une période complète.
<u>Masse:</u> (M)	La quantité de matière contenue à l'intérieur d'un corps. Pour les problèmes de dynamique, l'accélération causée par une force varie inversement avec la masse du corps. Les unités de masse sont équivalentes au poids du corps divisé par l'accélération due à la gravité.
<u>Masse rocheuse:</u>	La roche "in situ" composée de la substance rocheuse et de discontinuité structurale.
<u>Massif:</u>	1. En pétrologie, de structure homogène, sans stratification, rubanement de fluage, foliation, schistosité et ce qui leur ressemble; dit de la structure de quelques roches; souvent, mais incorrectement utilisé comme synonyme d'igné ou d'éruptif. 2. Se produisant en lits épais, libres de diaclases mineures et de lamination, dit de quelques roches stratifiées (2).
<u>Mécanique:</u>	La division de la physique qui se rapporte à l'action des forces sur des corps. On la divise en statique et en dynamique (2).
<u>Mégatonne:</u> MT:	Un million de tonnes.
<u>Méthode d'avancement en deux temps:</u>	Une méthode de percement de tunnel ou de galerie par laquelle la partie supérieure du front de taille est excavée avant la partie inférieure et dans des opérations différentes (7).
<u>Micro:</u>	1. Un millionième. 2. En lithologie, indique que la structure désignée est si peu développée que l'on ne peut la reconnaître sans l'aide d'un microscope (2).
<u>Micro-séisme:</u>	Un léger tremblement ou une légère vibration de la croûte terrestre (2).
<u>Minerai:</u>	Un minerai d'une qualité et quantité suffisantes pour qu'il soit exploité avec profit.
<u>Minéralogie:</u>	La science qui s'intéresse aux minéraux, lesquels assemblés dans des masses rocheuses ou sous forme isolée composent le matériau de la croûte terrestre (2).
<u>Miroir de faille ou stries de faille:</u>	Surface polie et striée qui résulte du frottement le long du plan de faille (4).
<u>Module:</u>	Un nombre ou une quantité qui mesure une force ou une fonction (4).
<u>Module de cisaillement:</u>	Voir module de rigidité.
<u>Module de compression:</u>	Voir module de volume.
<u>Module d'élasticité, de déformation:</u> E(FL ⁻²)	Le rapport de la contrainte normale à la déformation unitaire normale pour un matériau sous des conditions données de chargement; numériquement égale à la pente de la tangente (ainsi "Module de la Tangente") ou à la sécante (ainsi "Module de la Sécante") d'une courbe contrainte-déformation unitaire. L'utilisation du terme "Module de l'Elasticité" est recommandé pour des matériaux qui se déforment en accord avec la loi de Hooke, le terme "Module de Déformation" pour les matériaux qui se déforment d'une autre façon (1).
<u>Module de rigidité, de cisaillement:</u> G(FL ⁻²)	Le rapport de la contrainte de cisaillement à la déformation unitaire de cisaillement pour un matériau déterminé à partir de la tangente ou de la sécante de la courbe contrainte - déformation

unitaire (4).

<u>Module de rupture:</u> (FL-2)	La contrainte maximale de la fibre extrême à la rupture dans le fléchissement d'une poutre d'essai. Ainsi c'est une mesure de la résistance du matériau à la traction.
<u>Module de section:</u> $S, Z/L^3$	Une mesure de la résistance offerte par une poutre à un moment fléchissant. Elle est égale au moment d'inertie de la surface divisé par la distance de l'axe neutre à la fibre extrême.
<u>Module de volume:</u>	Le rapport du changement dans la contrainte moyenne au changement en volume unitaire.
<u>Module de Young:</u>	Voir module d'élasticité.
<u>Moment:</u> (FL):	Le produit de la force et de la distance perpendiculaire de l'axe à la ligne d'action de la force.
<u>Moment d'inertie:</u> $I(L^4 \text{ ou } ML^2)$	Le deuxième moment d'une surface autour d'un axe, égale à la somme des produits de chaque surface élémentaire multipliée par le carré de son levier (6). Ou le deuxième moment d'une masse autour d'un axe, égale à la sommation des produits de chaque masse élémentaire multipliée par le carré de son levier.
<u>Montage:</u> (bure)	Une ouverture, comme un puits souterrain fait dans le toit d'un niveau pour rejoindre le niveau au-dessus (2).
<u>Mouvement harmonique simple:</u>	Mouvement oscillatoire d'une particule ou d'une masse qui a une amplitude constante qui varie sinusoidalement en fonction de temps. Un tel mouvement se produit lorsque la force qui retourne la particule ou la masse à son état initial est proportionnelle au déplacement (comme le cas d'une pendule simple d'une petite amplitude).
<u>Moyen(ne):</u>	Généralement réfère, à moins que spécifié autrement, à la moyenne arithmétique ou moyenne qui est la somme d'un nombre de valeurs pour une quantité divisée par le nombre de valeurs.
<u>Nappe d'eau suspendue:</u>	Une nappe d'eau, habituellement de surface limitée, maintenue au-dessus du niveau normal de l'eau libre par la présence d'une strate confinante relativement imperméable (1).
<u>Niveau de la table d'eau:</u>	Le niveau sous lequel les pores et les fissures de la roche et du sol sont remplies d'eau jusqu'à des profondeurs inconnues (5). Ou le niveau auquel la pression dans l'eau est zéro par rapport à la pression atmosphérique (1) ou voir ligne d'infiltration.
<u>Niveau étage:</u> (galerie principale)	Un passage horizontal ou une galerie en dedans ou dans une mine. Il est coutumier d'exploiter les mines par niveaux à des intervalles réguliers en profondeur.
<u>Nombre de Poisson:</u> $m(L)$	Le réciproque du rapport de Poisson.
<u>Nœud consolidé:</u>	Une accumulation de sédiments qui n'ont pas été cimentés ou tassés d'une manière compacte (5).
<u>Onde de compression:</u>	Onde longitudinale, onde de dilatation, onde P, onde de pression, onde irrotationnelle: une perturbation voyageant dans un milieu élastique caractérisé par des changements de volume (et ainsi des changements de densité) et un mouvement de particules en ligne avec la direction du parcours de l'onde.
<u>Onde de dilatation:</u>	Voir onde de compression.
<u>Onde de cisaillement, onde de distorsion, onde d'équivolume, onde secondaire, onde transverse, onde-S:</u>	1. En séismologie, un mouvement d'onde dans lequel le mouvement des particules ou de l'entité qui vibre, est perpendiculaire à la direction de la progression du train d'onde. 2. En géophysique, un corps d'onde sismique avançant par des déplacements en cisaillement (4).
<u>Onde P:</u>	Voir onde de compression.
<u>Onde Rayleigh:</u> (Onde-R)	Une onde sismique qui se propage le long de la surface plane d'un solide homogène élastique (4).
<u>Onde-S:</u>	Voir onde transverse.
<u>Onde Transverse:</u>	Voir onde de cisaillement.
<u>Orogénique:</u>	Se rapportant aux procédés par lesquels les chaînes de montagnes sont formées (3).
<u>Orthogonal(e):</u>	A angle droit.
<u>Oscillation:</u>	Une variation, habituellement avec le temps, de la valeur d'une quantité par rapport à une référence donnée lorsque la valeur est alternativement plus grande et plus petite que la référence.
<u>Ovaleoïde:</u>	Une figure géométrique plane ressemblant à un rectangle avec des extrémités en demi-cercle (3).
<u>Paramètre:</u>	Une quantité constante dans un cas spécial mais variable dans différents cas (4). Alternativement, peut être considéré comme une constante arbitraire, i.e., c'est arbitraire avant d'être spécifié, e.g. angle de frottement interne, module de déformation, etc.
<u>Paroi, mur, parement:</u>	1. Le côté d'un niveau principal ou d'une galerie. 2. La roche encaissante bordant une veine latéralement. Le côté d'un trou. Le côté en saillie est nommé le toit et l'autre côté le mur. 3. La face dans la méthode de minage des longues tailles ou la taille communément appelé mur de charbon. 4. Une nervure de charbon solide entre deux panneaux (2).
<u>Pendage:</u>	L'angle d'une pente, d'une veine, d'une strate de roche, ou d'un trou de forage mesuré à partir du plan horizontal vers le bas (5). Là où c'est applicable, le pendage est mesuré normalement à la direction.
<u>Pente critique:</u>	L'angle maximal avec l'horizontale auquel un banc incliné d'une hauteur donnée demeurera stable sans soutènement (1).
<u>Période d'une vibration:</u> $T(T)$	Le temps nécessaire pour la répétition d'une vibration.
<u>Pétrologie:</u>	Un terme général pour l'étude par toutes les méthodes disponibles de l'histoire naturelle des roches, incluant leur origine, leurs conditions présentes, leurs altérations et leur désintégration.

- Pétrologie structurale:** L'étude des relations spatiales spécialement sur un micro-échelle des unités que comprend une roche, incluant une étude des mouvements qui ont produit ces éléments. Les "unités" peuvent être des fragments de roches, des grains de minéraux, ou des treillis atomiques (4).
- Photo-élasticité:** Se rapportant à une méthode optique de détermination des distributions de contraintes (3).
- Pied:** Le bas d'un talus.
- Piezomètre:** Un instrument servant à mesurer la pression de l'eau (1).
- Pilier:** Roche en place entre deux ou plusieurs excavations souterraines. Les termes "hauteur", "épaisseur" et "largeur" devant être restreint à la dimension normale au plan des travaux ou des excavations. La "longueur", est la plus grande dimension dans ce plan, et la "largeur" peut être utilisée pour la plus petite dimension de ce plan. **Pilier de protection:** De gros piliers pour isoler les effets des zones de minage, pour contrôler le terrain, pour la ventilation, le drainage ou contrôler le sautage. **Stot:** Des piliers entre le plafond d'un chantier d'abattage complété dans une couche à pendage abrupte et le niveau ou le plancher du chantier d'abattage au-dessus. **Pilier de séparation:** De longs piliers avec leur longueur dans la direction du pendage du dépôt de minerai. **Piliers de semelle:** Des piliers sous le plancher d'un chantier d'abattage ou d'un niveau dans des couches à pendage abrupte. Dans des couches avec un léger pendage, ces piliers sont quelques fois appelés **Piliers en chaîne**.
- Pilier de serelle:** Voir pilier.
- Plan principal:** Chacun des trois plans mutuellement perpendiculaire à travers un point dans un corps sur lesquels la contrainte de cisaillement est zéro. **Plan principal intermédiaire:** Le plan normal à la direction de la contrainte principale intermédiaire. **Plan principal majeur:** Le plan normal à la direction de la contrainte principale majeure. **Plan principal mineur:** Le plan normal à la direction de la contrainte principale mineure.
- Plastique:** Le terme a tellement de significations différentes qu'il est une grande source de confusion. La signification la plus simple incorporant les éléments communs de toutes les autres définitions est que le matériau ou l'état du matériau est tel que sur l'application de contrainte, une partie de la déformation unitaire ne sera plus recouvrable; alors, **Déformation unitaire plastique** est la déformation unitaire non recouvrable; **Déformation plastique** est la déformation non recouvrable. Pour ceux qui travaillent avec des métaux, le terme a pris la signification d'un matériau qui se rompt par écoulement plutôt que par fracturation; de plus, les théoriciens idéalisent ces matériaux tel que au-delà du point d'écoulement la réaction à la contrainte est constante, i.e., il n'y a pas de durcissement de déformation. Pour les géologues, le terme peut impliquer glissement, rotation des grains, recristallisation ou seulement déformation permanente avec rétention de la consésion (4). Certains géologues recommandent maintenant l'utilisation du terme "ductile" pour un matériau qui a une grande valeur de déformation unitaire à la rupture et recommandent d'éviter le terme "plastique". Pour ceux qui travaillent avec les céramiques et les sols, le terme peut signifier un matériau qui peut être déformé au-delà du point de recouvrement sans se fissurer ou sans un changement appréciable de volume. En mécanique des sols, **l'équilibre plastique**, signifie l'état de contrainte lorsqu'une déformation suffisante pour mobiliser la résistance ultime au cisaillement de la masse de sol (1).
- Plutonique:** Origine ignée. Un nom général pour ces roches qui ont cristallisé en profondeur dans la terre et ont ainsi pris, comme le veut la règle, une texture granitoïde (2).
- Poids unitaire:** Poids par unité de volume. **Poids unitaire sec**, GAM-d (FL-3): Le poids des solides par unité du volume total d'une masse. **Poids unitaire effectif:** GAM-e (FL-3), Le poids unitaire qui, lorsque multiplié par la hauteur de la colonne de terrain sus-jacent, donne la pression effective due au poids du terrain de recouvrement (1). **Poids unitaire saturé**, GAM-sat (FL-3): Le poids unitaire humide d'une masse granulaire lorsque saturée (1). **Poids unitaire submergé** (Buoyant Unit Weight) **Poids apparent**, GAM-b (FL-3): Le poids dans l'air moins le poids de l'eau déplacée par les solides par unité de volume de la masse de sol. Le poids unitaire saturé moins le poids unitaire de l'eau. (Wet Unit Weight) **Poids unitaire humide:** GAM-m, GAM-t (FL-3): Le poids (solides et eau) par unité du volume total de la masse, indépendamment du degré de saturation.
- Point d'écoulement:** Voir limite élastique.
- Poise:** (FTL-2) L'unité absolue de viscosité, égale à une dyne-seconde par centimètre carré. Nommée d'après le physicien Poiseuille. Le centipoise, un centième de poise, est une unité plus commode et celle généralement utilisée (4).
- Pore:** Intercice ou vide. Un espace dans une roche ou un sol non occupé par une matière minérale solide (4). Un pore ne serait pas d'ordre de grosseur plus grand que les dimensions des grains et alors ne référerait pas aux cavités de solution ou autres grandes cavités naturelles.
- Porosité:** n(D): Le rapport habituellement exprimé en pourcentage du: (1) le volume des vides dans une masse donnée au (2) volume total de la masse.
- Poussée des terres:** La pression ou la force exercée par une masse granuleuse sur n'importe quelle limite. (voir coefficient de poussée des terres).
- | | Symbole | Unité |
|----------|---------|-----------|
| Pression | P | FL-2 |
| Force | P | F ou FL-1 |
- Pression:** p(FL-2): Force par unité de surface appliquée sur la surface externe d'un corps (4).
- Pression de préconsolidation:** La pression maximum qui a produit une consolidation lorsque exercée par les matériaux de couverture sur un sédiment non consolidé; le terrain de recouvrement peut avoir été enlevé par une érosion subséquente, mais la consolidation s'est maintenue.
- Principe de St. Venant:** Une observation imprécise mais utile, que les systèmes de forces statiquement équivalentes agissant sur la limite d'un corps élastique produisent les mêmes contraintes et déformations à une distance éloignée des forces; les distributions variées de pression dans ces systèmes de force n'influent que sur la zone immédiate.
- Profil payé:** Le périmètre utilisé dans les écritures de contrat de tunnel avec des prix unitaires au-dessus duquel le paiement n'est pas fait pour tout volume de roche excavée ou de béton posé.
- Puits borgne(pure):** Une excavation verticale ou inclinée, ou une excavation reliant deux niveaux dans une mine, différent d'une bure seulement dans sa construction. Un puits intérieur est creusé sous-main et une bure est percée en montant. Lorsque les connections sont complétées et que l'on se tient au sommet, on réfère à l'ouverture comme un puits borgne, et lorsque l'on est à la base, comme une bure. Aussi appelé un puits souterrain(2).
- Quantité scalaire:** Qui n'a que de l'intensité.
- Quantité vectorielle:** Qui a une intensité, une direction, un sens et peut ainsi être exprimée graphiquement.

- Rabattement de la nappe d'eau (L):** La distance verticale dont l'élévation de l'eau libre est abaissée ou la réduction de la hauteur piézométrique due à l'enlèvement de l'eau libre (1).
- Raideur: (FL⁻¹):** Le rapport du changement de la force à un changement correspondant dans la déflexion d'un élément élastique.
- Rapport de Poisson: μ , ν (D):** Le rapport de la déformation unitaire transversale normale à la déformation unitaire longitudinale normale d'un corps soumis à une contrainte uniaxiale (4).
- Rayon de gyration: (L):** D'une surface ou d'une masse est égal à la racine carrée du moment d'inertie divisée par la surface ou la masse.
- Rayon d'influence d'un puits:** Distance à partir du centre du puits au point le plus près où l'eau souterraine n'est pas abaissée lorsque le pompage a produit le débit stable maximum.
- Réflexion:** 1. Dans la prospection sismique, l'énergie retournée (sous forme d'onde) d'une détonation qui a été réfléchie d'une discontinuité de vitesse vers le détecteur. 2. Dans la prospection sismique, l'indication sur enregistrement d'énergie réfléchie (4).
- Réfraction:** La déviation d'une trajectoire en ligne droite subite par un rayon de lumière, de chaleur ou de son, en passant obliquement d'un milieu à un autre dans lequel sa vitesse est différente (4).
- Résonance:** Ceci se produit lorsque la fréquence de vibrations forcées coïncide ou au moins approche la fréquence naturelle du système.
- Résistance: (FL⁻²):** La contrainte maximale qu'un corps peut soutenir sans rupture par fracturation ou par déformation continue. Résistance à la rupture ou Résistance au bris réfère à la contrainte au moment de la rupture. Si un corps se déforme, après qu'une certaine contrainte ait été atteinte, continuellement sans une augmentation de la contrainte, ceci est aussi appelé résistance (4). Selon l'usage courant, le terme peut-être décrit comme étant la plus grande contrainte qu'une substance peut soutenir sous des essais normaux de courte durée, ou le plus haut point sur la courbe contrainte-déformation unitaire.
- Résistance à la compression:** Voir résistance à la compression uniaxiale.
- Résistance à la compression non-confinée:** Voir résistance à la compression uniaxiale.
- Résistance à la compression uniaxiale:** La résistance obtenue à l'aide d'un essai avec une contrainte, SIG-1 uniforme de compression et SIG-2 = SIG-3 = 0.
- Résistance au cisaillement: (FL⁻²)** La résistance interne offerte à une contrainte de cisaillement. On la mesure par la contrainte de cisaillement maximale, basée sur l'aire de la section transversale originelle, qui peut être soutenue sans rupture (4).
- Résistance ultime: SIG-I, SIG-U (FL⁻²)** Voir résistance.
- Rhéologie:** L'étude de l'écoulement dans les matériaux habituellement ou préférablement implique l'étude de déformation unitaire dépendant du temps dans les solides et les liquides. Cependant, le terme est quelques fois utilisé pour décrire l'étude de tous les types de déformation élastique, plastique et visqueuse.
- Rigidité:** La propriété de raideur ou de ne pas s'écouler.
- Roche:** Géologiquement, tout agrégat de matière minérale forme naturellement constituant une partie appréciable de la croûte terrestre (2).
- Roche altérée:** Une roche qui a subi des changements dans sa structure chimique et dans sa structure minéralogique depuis sa déposition originelle (2).
- Roche brisée:** Déblai, roche brisée provenant d'une exploitation souterraine.
- Roche dure:** Une roche qui nécessite le forage et le sautage pour son extraction économique (4).
- Roche encaissante:** La roche adjacente à, ou autour du dépôt de minerai ou un dyke dépourvu de tout minerai d'importance économique (5).
- Rupture:** Fracture.
- Rupture en cisaillement:** Rupture résultant de contraintes de cisaillement.
- Rupture progressive:** Rupture au cours de laquelle la résistance ultime est mobilisée progressivement plutôt que simultanément le long de la surface ultime de rupture.
- Sable mouvant:** Du sable qui est (ou qui devient), avec un excès d'eau, "mouvant", c'-à-d. changeant facilement de place ou semi-liquide (4). Avant tout, c'est une condition d'infiltration d'eau; la pression d'infiltration d'eau vers le haut est égale à ou plus grande que la densité submergée du sable.
- Saignée par trou de sonde:** l'action de forer autour de quelque chose avec un forêt de carottage; généralement utilisée pour décrire l'opération de la libération d'un petit trou dans la roche en forant du petit trou avec un forêt de carottage plus gros. En mesurant le changement dans la réaction des parois du petit trou, une mesure des contraintes initiales est obtenue.
- Schéma d'équilibre:** Un diagramme montrant toutes les forces agissant sur un corps ou une partie du corps qui a été isolé en remplaçant tous les objets en contact ou attachés par des forces représentant leurs effets sur le corps isolé.
- Secousse terrestre:** Initiation soudaine d'un mouvement de terrain. Peut être due à un tremblement de terre, une explosion ou un coup de toit.
- Séparation:** La distance entre deux parties quelconque d'un lit, d'une veine, etc... déplacées par une faille (4).
- Sheeting, stratification, blindage (s'applique à J. seulement):** 1. Pour le géologue dans un sens restreint, les diaclases à pendage légers qui sont essentiellement parallèles à la surface du terrain; ils sont rapprochés plus près de la surface et deviennent de plus en plus éloignés l'un de l'autre en profondeur. Spécialement bien développés dans des roches granitiques. 2. Pour le géologue, au sens général, un ensemble de diaclases très rapprochées (4). 3. Pour l'ingénieur, un ensemble de planches placées à l'arrière de supports comme du boisage, pour retenir des fragments de terrain.

<u>Sismique:</u>	Qui appartient à, ou qui est caractéristique de, ou produit par des tremblements de terre ou vibrations terrestres (4).
<u>Sismographe:</u>	Un appareil pour indiquer la direction, la durée, et l'intensité d'un tremblement de terre ou d'un choc terrestre semblable.
<u>Sous-caver:</u>	1. Sous miner, trouver, miner. 2. Couper en-dessous ou dans la partie inférieure d'un lit de charbon en écaillant le charbon avec une haveuse. Ceci est habituellement fait dans la galerie principale du niveau de la mine s'étendant latéralement sur la face entière et de 5 à 6 pieds en dedans du matériel (2). 3. Miner en-dessous d'un bloc de minerai.
<u>Sous-niveau, sous-étage:</u>	Un niveau intermédiaire ouvert en-dessous du niveau principal.
<u>Sous-séismique:</u>	Voyageant à une vitesse plus petite que la vitesse de l'onde S.
<u>Statique:</u>	La partie de la mécanique qui s'intéresse aux systèmes de forces agissant sur des corps dans un état d'équilibre.
<u>Structure:</u>	1. En génie civil, l'ensemble des éléments structuraux qui supportent et transmettent les charges au terrain de fondation. 2. Un géologie, l'ensemble des caractéristiques structurales qui constitue avec les substances rocheuses, la masse rocheuse avec l'accentuation sur les caractéristiques structurales.
<u>Structure ou Texture:</u>	Un terme qui implique une mise en ordre des composants telle que la grosseur et la forme du grain, la réflexion de la lumière, l'orientation des cristaux, l'orientation des joints ou diaclases et des fractures, etc..
<u>Substance linéaire:</u>	Un matériau qui va réagir à la contrainte de manière à ce que la déformation unitaire varie linéairement (c'-à-d., la courbe contrainte-déformation unitaire est une ligne droite) avec la contrainte; un matériau dont le taux de déformation unitaire varie linéairement avec la contrainte.
<u>Substance rocheuse:</u>	La partie solide d'une masse rocheuse typiquement obtenue comme carotte de forage.
<u>Super-séismique:</u>	Voyageant à une vitesse plus grande que la vitesse de l'onde P.
<u>Surpression:</u>	La pression dans une onde d'un jet d'air en excès de la pression atmosphérique.
<u>Système de diaclases:</u>	Consiste en deux ensembles ou plus ou d'un groupe de diaclases avec une configuration caractéristique, telle que radiale, concentrique, etc.. (4).
<u>Tectonique:</u>	Se rapportant aux structures de la roche résultant de la déformation de la croûte terrestre (3).
<u>Temps de montée d'une pulsation de choc:</u> <u>tr (T):</u>	L'intervalle de temps requis pour le début de la pulsation (généralement l'accélération de la particule) pour qu'il s'élève de quelque petite fraction spécifiée à quelque plus grande fraction de la valeur maximale.
<u>Temps de relaxation:</u>	Le temps pris par une quantité décroissant exponentiellement pour réduire l'amplitude par un facteur de $1/e = 0.3679$.
<u>Teneur en eau: w(D):</u>	Le rapport, exprimé en pourcentage, de: (1) le poids d'eau dans une masse granulaire donnée au (2) poids des particules solides (1). Dans le travail d'analyse, le rapport est le poids d'eau au poids des particules solides et de l'eau.
<u>Terrain:</u>	Toute roche ou sol.
<u>Terrain à comportement élastique:</u>	Un terrain qui lentement s'enfoncé dans un tunnel sans se fracturer.
<u>Terrain de fondation:</u>	1. Le terrain qui supporte, et qui subit des contraintes d'une manière significative par une structure. 2. Aussi utilisé dans les travaux de sautage pour signifier le terrain en-dessous du pied d'un banc.
<u>Terrain fluant:</u>	Roche qui se détache facilement et tombe dans des excavations souterraines (2).
<u>Terrain mou:</u>	Terrain pesant. Roche au-dessus des excavations qui ne se tient pas très bien et qui requiert beaucoup de boisage. Quelquefois, signifie la roche sédimentaire.
<u>Toit:</u>	1. Le minerai au-dessus d'une excavation souterraine horizontale, tel qu'un tunnel, un chantier d'abatage ou une galerie (2). 2. La masse de roche au dessus d'un plan de faille, d'une veine, d'un filon ou d'un lit de minerai (4).
<u>Tonne: T(F):</u>	Une unité de poids avoirdupois. Une tonne courte ou nette égale 2,000 livres (907.20 kg). Une tonne longue ou brute égale 2,240 livres (1,016.6 kg). Une tonne métrique égale 2,204.6 lb. (1,000 kg) (2). Un kilotonne égale un millier de tonnes courtes. Un mégatonne égale un million de tonnes courtes.
<u>Transismique:</u>	Voyageant à une vitesse plus grande que la vitesse de l'onde-S et plus petite que la vitesse de l'onde P.
<u>Travail: (FL):</u>	Le produit d'une force par la distance à travers laquelle elle se meut (4).
<u>Travers-banc:</u>	Une galerie percée à travers une veine ou en général à travers la direction des principaux chantiers d'abatage.
<u>Trépanner:</u>	En mécanique des roches, découper un bloc de roche. Pour une application spéciale, voir saignée par trou de sonde.
<u>Tunnel:</u>	Une excavation souterraine unique approximativement horizontale sans aucune ou avec quelques excavations intersectant (3).
<u>Vibration de régime permanent:</u>	Vibrations qui se répètent avec le temps. Des vibrations forcées sont des vibrations de régime permanent.
<u>Vibration forcée:</u>	L'oscillation d'un système dans lequel la réponse est gouvernée par la force perturbante externe.
<u>Vibration libre:</u>	Vibrations qui se produisent dans un système élastique dans l'absence des vibrations forcées ou des forces externes de perturbation.
<u>Vibration mécanique:</u>	Mouvement d'un corps, qui se répète dans un intervalle de temps défini.
<u>Vibration transitoire:</u>	Vibrations qui disparaissent avec le temps. Les vibrations libres sont transitoires par nature.
<u>Vide:</u>	Voir pore.

<u>Viscoélastique:</u>	Décrit un matériau ou une condition où une déformation unitaire résultant d'une contrainte qui est partiellement élastique et partiellement visqueuse.
<u>Viscosité:</u>	La propriété des solides et des liquides qui leur permet de résister instantanément à un changement de forme mais de produire une déformation unitaire qui est dépendante du temps et de l'intensité de la contrainte.
<u>Vitesse:</u>	Le taux de changement d'un déplacement par rapport au temps.
<u>Vitesse sismique:</u> (FT ⁻¹):	La vitesse à travers la terre de l'onde P ou de l'onde S.
<u>Valeur spécifique:</u> V(F ⁻¹ L ³):	Volume par unité de poids d'un matériau.
<u>Voussoir:</u>	Toutes pièces de forme conique ou à section décroissante desquelles est faite une voûte de maçonnerie ou une voûte. La pièce au milieu est nommée habituellement spécialement clef de voûte.
<u>Voûte:</u>	1. Le toit recourbé d'une excavation souterraine (3). 2. Une structure en portée qui est recourbée afin de réduire les moments fléchissants.
<u>Zone de cisaillement:</u>	Une zone de failles sous-parallèles.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) "Glossary of Terms and Definitions in Soil Mechanics", Proc. ASCE SM 4 (1958).
- (2) Fay, A.H., "A Glossary of Mining and Mineral Industry", USBM Bull. 95 (1948).
- (3) Obert, L. et al., "Design of Underground Openings in Competent Rock", USBM Bull. 587 (1960).
- (4) "Glossary of Geology and Related Sciences", 2nd Ed., American Geological Institute, Washington (1960).
- (5) Long, A.E., "A Glossary of Diamond-Drilling Industry", USBM Bull. 583 (1960).
- (6) Krynine, D. and Judd, W., "Principles of Engineering Geology and Geotechnics", McGraw-Hill (1957).
- (7) Turner, F. and Weiss, L., "Structural Analysis of Metamorphic Tectonics", McGraw-Hill (1963).

APPENDICE C

LES RESEAUX D'ÉCOULEMENT

D'après la mécanique des fluides, l'eau en mouvement est douée de trois sortes d'énergie: l'énergie cinétique, due à la vitesse de l'eau; l'énergie potentielle qui découle de l'état ou de la position de l'eau, en d'autres termes, de sa hauteur au-dessus d'un point arbitraire; enfin l'énergie due à la pression qui existe dans l'eau. On peut mesurer cette pression en mesurant la hauteur à laquelle l'eau s'élève au-dessus d'un point arbitraire dans un tuyau vertical. Cette hauteur s'appelle habituellement hauteur piézométrique.

La différence de hauteur piézométrique entre deux points à l'intérieur d'une masse d'eau entraîne l'écoulement de l'eau du point de plus haute pression au point le plus bas. D'après la loi de Darcy, on calcule le débit q , à l'aide de l'équation suivante:

$$q = k i A \quad \text{Eq. C-1}$$

où k est le coefficient de perméabilité exprimé en unités de vitesse, i , le gradient hydraulique, et A , l'aire de la coupe transversale à travers laquelle se produit l'écoulement. En divisant le débit par l'aire de la coupe transversale, on obtient la vitesse d'écoulement v :

$$v = k i \quad \text{Eq. C-2}$$

D'après la mécanique des fluides, le débit d'écoulement qui entre dans un volume quelconque de terre doit être égal à celui qui en sort. Ce concept nous a permis d'obtenir les différentes équations de continuité. Une déduction découlant de ce principe présente un certain intérêt pour la formation de réseaux d'écoulement.

La figure C-1 représente un élément de terrain que traverse de l'eau. L'élément n'est pas orienté dans le sens de l'écoulement. Par conséquent, l'eau pénètre dans l'élément par les côtés AB et AD et en sort par les côtés BC et CD. L'arrivée totale d'eau est la suivante:

$$Q = v dy \times 1 + u dx \times 1$$

où v est la composante de la vitesse des eaux qui entrent dans l'élément par le côté AD, dy est la largeur du côté AD dont l'épaisseur est égale à une distance unitaire; u et dx s'appliquent au côté AB.

La quantité d'eau qui sort de l'élément est égale à

$$Q = v dy + (\partial v / \partial x) dx dy + u dx + (\partial u / \partial y) dy dx$$

Des deux équations précédentes, on tire

$$\partial v / \partial x + \partial u / \partial y = 0$$

D'après la loi de Darcy, on sait que

$$v = k \partial h / \partial x \quad u = k \partial h / \partial y$$

De ces deux équations, on tire l'expression suivante:

$$\partial^2 h / \partial x^2 + \partial^2 h / \partial y^2 = 0 \quad \text{Eq. C-3}$$

L'équation C-3 est une équation laplacienne de forme identique à la condition de compatibilité des déformations principales d'un corps soumis à des contraintes. Dans les deux cas, l'équation indique l'existence des trajectoires orthogonales. Cela signifie, dans le cas de l'écoulement d'un fluide, qu'il y aura deux groupes de courbes qui décrivent l'écoulement; l'un de ces groupes est appelé les lignes d'écoulement et l'autre, les lignes équipotentielles, lesquelles sont à angle droit avec les lignes d'écoulement.

La figure C-2 représente un cas simple d'un fluide s'écoulant parallèlement à une pente. Les lignes d'écoulement sont également espacées pour que la quantité de fluide s'écoulant entre deux lignes quelconques soit toujours la même. Les lignes équipotentielles croisent les lignes d'écoulement à angles droits. La hauteur piézométrique est constante le long de ces lignes équipotentielles; par conséquent, l'écoulement se produit perpendiculairement à ces lignes.

Considérons deux tubes piézométriques raccordés à la ligne équipotentielle du côté droit (Fig. C-2). L'eau s'élève à la même hauteur dans les deux tubes bien que le piézomètre A soit raccordé à un niveau plus élevé que ne l'est le piézomètre B.

Il est utile de tracer les lignes équipotentielles de façon que l'écart d'une ligne à l'autre soit toujours le même et égal à l'écart entre les lignes d'écoulement, car alors les lignes forment des carrés dont l'ensemble constitue le réseau d'écoulement conventionnel. Si entre deux points dans la masse rocheuse, il existe une différence h de hauteur piézométrique, alors il s'ensuit que

$$h = \Delta h N_e$$

où Δh représente la perte de hauteur piézométrique entre deux lignes équipotentielles quelconques (voir à la figure C-2 la différence de hauteur piézométrique entre le piézomètre A et le piézomètre C) et N_e , le nombre de lignes équipotentielles entre les deux points.

On exprime le débit total q de la façon suivante:

$$q = \Delta q N_f$$

où Δq représente l'élément d'écoulement entre deux lignes d'écoulement et N_f , le nombre de lignes d'écoulement. Si les côtés des éléments dans le réseau d'écoulement sont égaux à b , il s'ensuit d'après l'équation de Darcy que:

$$\Delta q = k(h/N_e/b) b \times 1$$

D'où

$$q = kh N_f / N_e \quad \text{Eq. C-4}$$

L'équation C-4 permet, malgré la complexité géométrique de certains cas, de calculer le débit à travers une masse rocheuse en traçant simplement dans celle-ci un réseau d'écoulement compatible dans lequel des trajectoires orthogonales délimitent des aires dont les côtés sont égaux. On calcule le débit en comptant le nombre de lignes d'écoulement ainsi que le nombre de lignes équipotentielles entre les deux points où se produit une perte totale h de hauteur piézométrique et en utilisant le coefficient de perméabilité k .

Considérons un fluide qui s'écoule au-dessous de la ligne d'infiltration d'une pente et qui sort au pied de la pente (Fig. C-3). Bien qu'un nombre infini de lignes d'écoulement puisse être utilisé dans un réseau d'écoulement, il y a lieu de reconnaître qu'il suffit de choisir un nombre convenable de lignes d'écoulement. Toutefois, une fois choisi le nombre de lignes d'écoulement en un point où l'écart entre les lignes équipotentielles est le même que l'écart entre les lignes d'écoulement en ce point, puis pour que les trajectoires d'infiltration soient toujours à angles droits, les lignes d'écoulement devront soit converger soit diverger et l'écart entre les lignes équipotentielles devra changer en conséquence. Si les lignes d'écoulement convergent et que le débit reste constant entre deux lignes d'écoulement quelconques, la vitesse d'écoulement doit nécessairement augmenter. Évidemment, le contraire se produit lorsque les lignes d'écoulement aivergent.

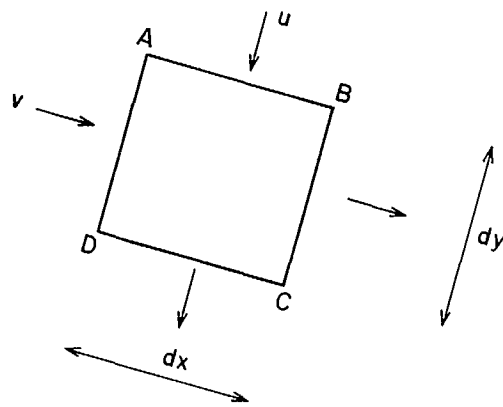


Fig. C-1 Les vitesses d'écoulement à travers un élément de sol.

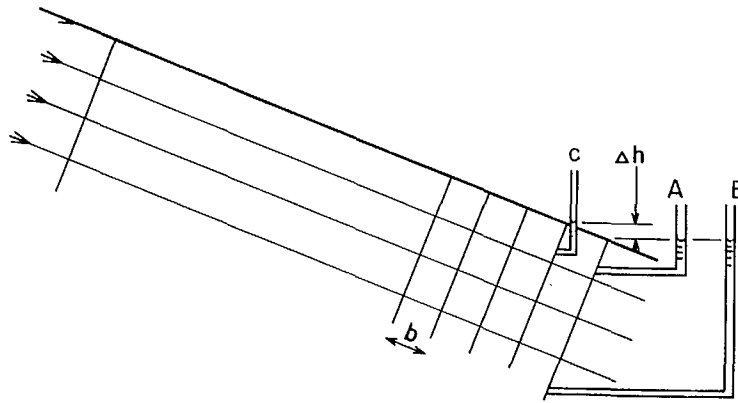


Fig. C-2 L'écoulement parallèle à une longue pente.

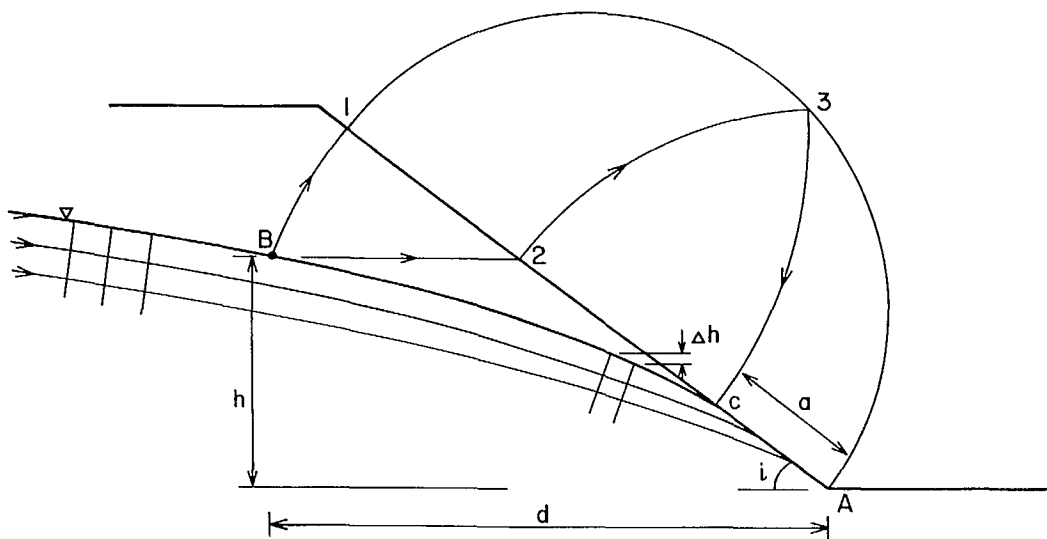


Fig. C-3 L'écoulement sous la ligne d'infiltration dans une pente.

Lorsque les lignes d'écoulement s'infléchissent, il devient impossible de former des carrés avec les lignes d'écoulement et les lignes équipotentielles. Toutefois, il est indispensable que les trajectoires soient à angles droits et que les côtés des éléments soient égaux autant que possible. Il faut faire plusieurs essais avant de pouvoir tracer un réseau d'écoulement compatible, pour la géométrie particulière du problème. Toutefois, une fois obtenu un tel réseau compatible, même approximatif, les résultats des calculs effectués à l'aide de l'équation C-4 sont d'une précision surprenante, étant donnée la façon plutôt élémentaire de procéder.

En mécanique des roches, comme la plupart des cas pour lesquels des réseaux d'écoulement présentent un certain intérêt concernant la stabilité des pentes, on peut examiner avec une certaine minutie le problème que constitue le point de sortie d'une pente. A la suite d'un nombre considérable de travaux théoriques et expérimentaux, on a trouvé que la construction suivante permettait d'établir une assez bonne approximation du point de sortie dans une pente (1). Un point B de hauteur piézométrique connue h est le point de départ (Fig. C-3). En prenant A, le pied de la pente, comme centre, on trace un arc de cercle de diamètre AB entre B et le point 1. On trace ensuite un demi-cercle de diamètre A-1. Du point B, on tire une ligne horizontale qui coupe la face de la pente au point 2. Prenant A comme centre, on trace ensuite l'arc 2-3. Ensuite prenant le point 1 comme centre, on trace l'arc 3-C. Le point C est alors le point où la ligne d'infiltration ou ligne phréatique coupe la face de la pente.

En traçant le réseau d'écoulement dans la zone comprise entre C et A (Fig. C-3), il y a lieu de reconnaître que la face de la sortie d'écoulement sous la pression atmosphérique n'est ni une ligne d'écoulement ni une ligne équipotentielle. Les carrés du réseau d'écoulement sont donc incomplets à cette limite et il n'est pas nécessaire qu'ils la coupent à angles droits. Tel n'est pas le cas des autres limites; par exemple, s'il y avait une couche horizontale imperméable sous la pente au niveau du point A, la surface de cette couche serait nécessairement une ligne d'écoulement. Connaître l'existence d'une telle couche serait d'une grande importance et d'un grand secours pour tracer le réseau d'écoulement. De plus, la face oval inclinée d'un barrage soumise à une pression d'eau doit être une ligne équipotentielle puisque la hauteur piézométrique est la même en tout point de la pente. Par conséquent, cette surface inclinée étant une ligne équipotentielle, toutes les lignes d'écoulement doivent être perpendiculaires à cette surface.

Revenons à la construction (Fig. C-3). On sait qu'il est possible de calculer le débit d'eau qui s'écoule au pied de la pente à l'aide de l'équation suivante (1):

$$q = k a \sin i \tan i \quad \text{Eq. C-5}$$

où a représente la distance entre le pied A et le point C, point où la ligne d'infiltration coupe la surface de la pente et i, l'inclinaison de la pente.

BIBLIOGRAPHIE

1. Casagrande, A., Seepage through Dams, J. New England Water Works Assoc. juin 1937.

APPENDICE D

LES FACTEURS DE CONCENTRATION DE CONTRAINTE

Le symbole a est le rayon d'une excavation circulaire ou le grand demi-axe d'une ellipse. B_0 est la largeur d'une excavation. B_p est la largeur d'un pilier. H est la hauteur d'une excavation ou d'un pilier. K est égal au rapport S_h/S_v . r est la distance radiale à partir du centre d'une excavation. S_h est la contrainte naturelle horizontale. S_v est la contrainte naturelle verticale. S_x est la contrainte naturelle horizontale, selon l'axe des x . S_y est la contrainte naturelle horizontale selon l'axe des y . S_z est la contrainte naturelle verticale. ΔEL est l'angle que fait le grand axe d'une excavation avec l'horizontale. ΔET est l'angle compris entre l'horizontale et un point. $SIG-r$ est la contrainte radiale. $SIG-t$ et $SIG-tet$ sont des contraintes tangentielles. τ_{θ} est la contrainte de cisaillement sur les plans radiaux-tangentiels.

LES FACTEURS DE CONCENTRATION DES CONTRAINES PLANES

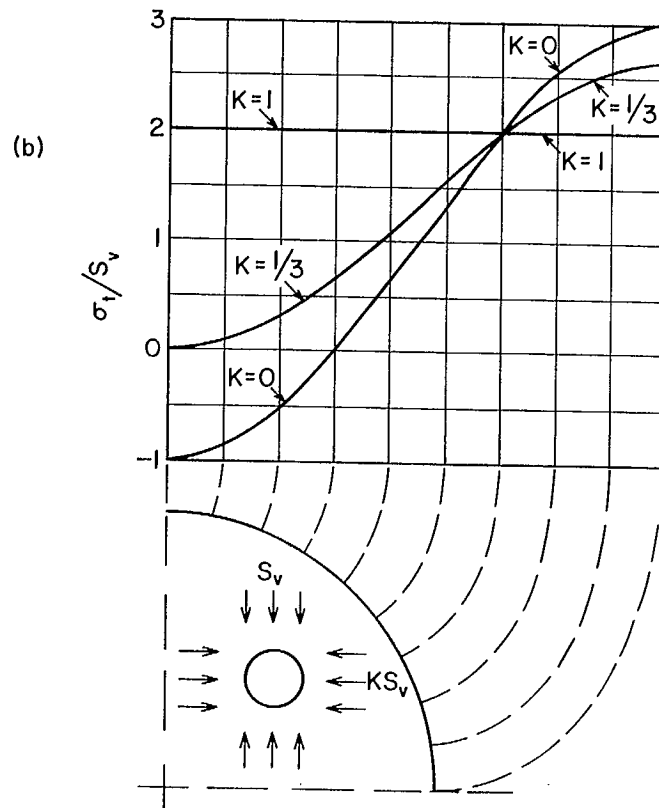
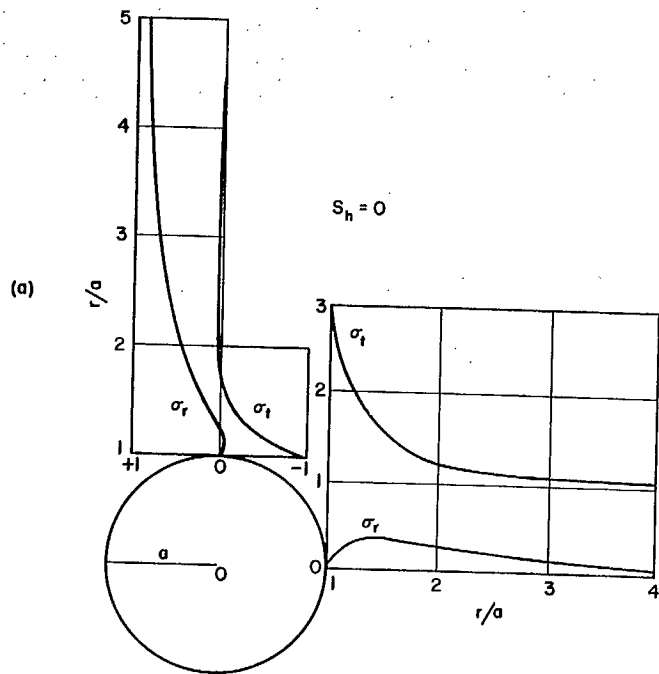
1. Excavation circulaire unique(*)

$$\sigma_r = \left[\frac{S_h + S_v}{2} \right] \left[1 - \frac{a^2}{r^2} \right] + \left[\frac{S_h - S_v}{2} \right] \left[1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right] \cos 2\theta$$

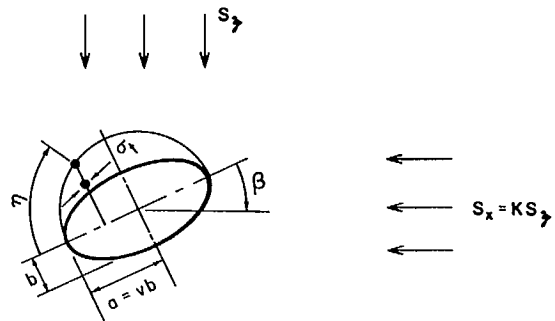
$$\sigma_\theta = \left[\frac{S_h + S_v}{2} \right] \left[1 + \frac{a^2}{r^2} \right] - \left[\frac{S_h - S_v}{2} \right] \left[1 + \frac{3a^4}{r^4} \right] \cos 2\theta$$

et

$$\tau_{\theta} = \left[\frac{S_v - S_h}{2} \right] \left[1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right] \sin 2\theta$$



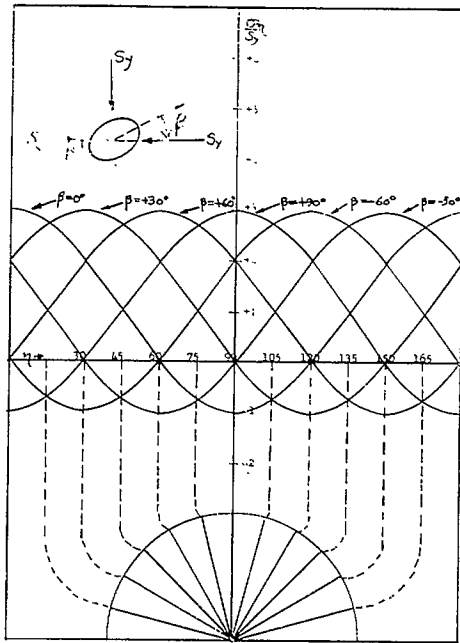
2. Excavation elliptique unique(2)



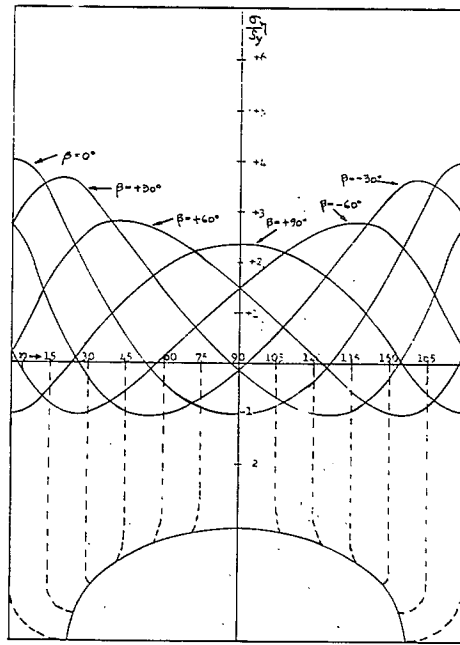
$$\frac{\sigma_1}{S_z} = \frac{2v(1+K) + (1-K)(1-v^2) \cos 2\beta + (1-K)(1+v)^2 \cos 2(\beta-\eta)}{(1+v^2) + (1-v^2) \cos 2\eta}$$

if $\beta = 0$

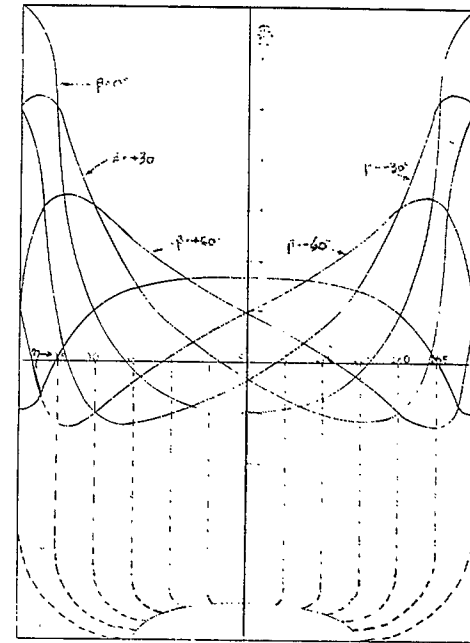
$$\frac{\sigma_1}{S_z} = \frac{2v(1+K) + (1-K)(1-v^2) + (1-K)(1+v)^2 \cos 2\eta}{(1+v^2) + (1-v^2) \cos 2\eta}$$



$v=1$



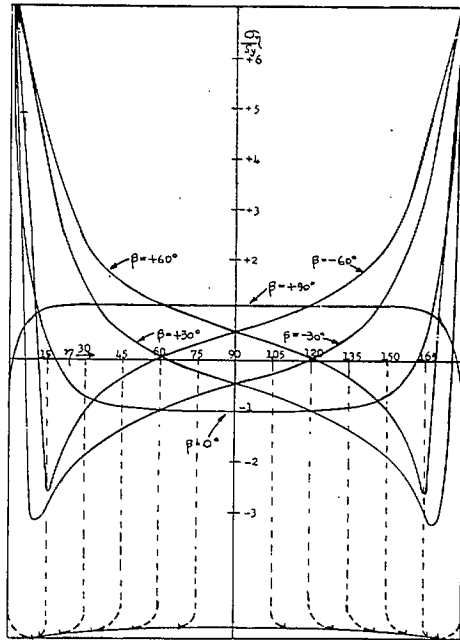
$v=3/2$



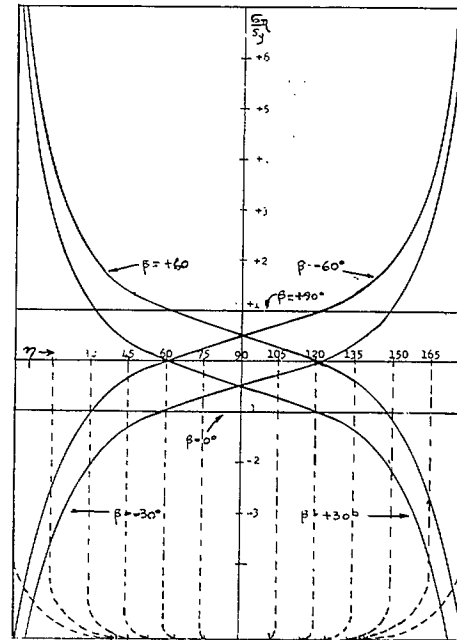
$v=3$

2(a)

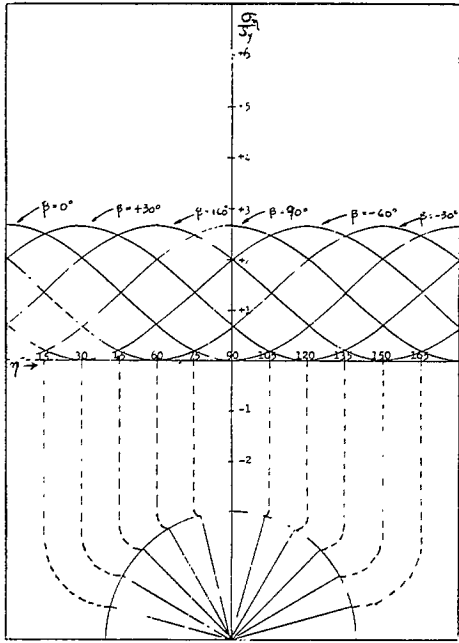
$k=0$



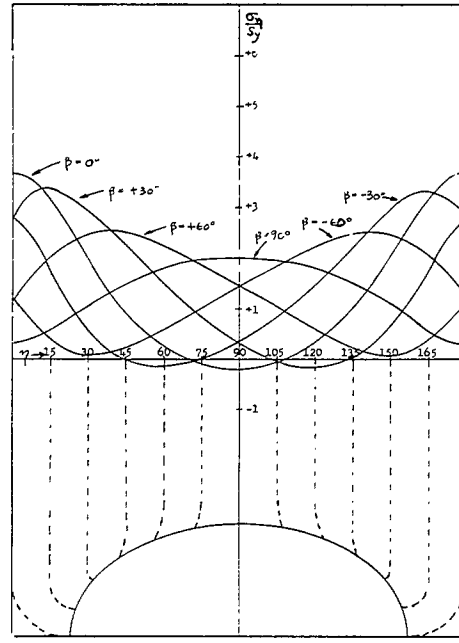
$v=20$



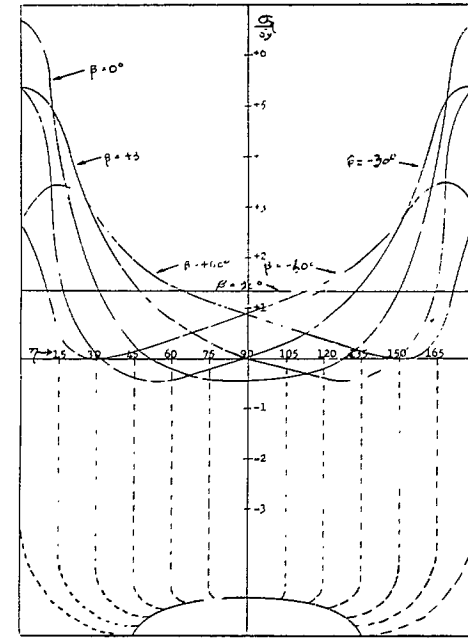
$v=\infty$



$\nu=1$

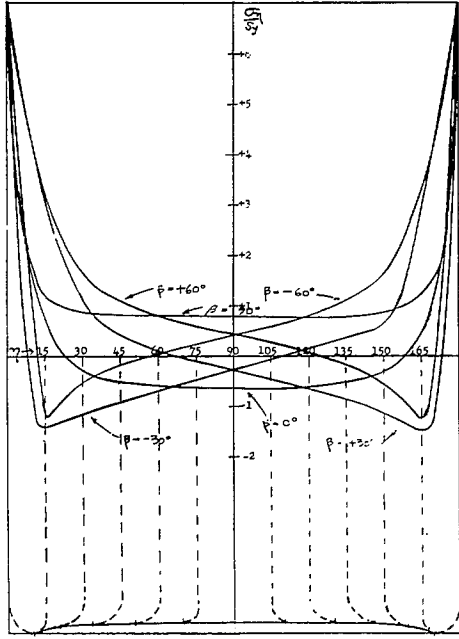


$\nu=3/2$

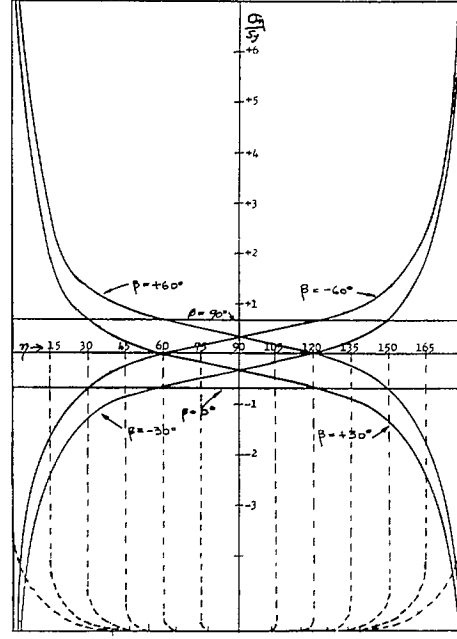


$\nu=3$

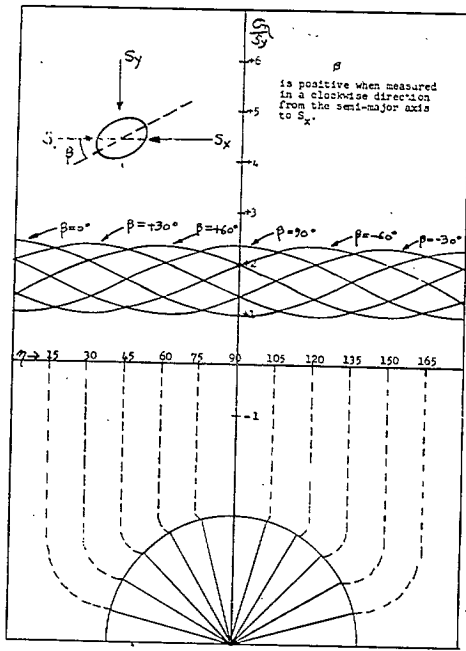
2(b)
 $k=1/3$



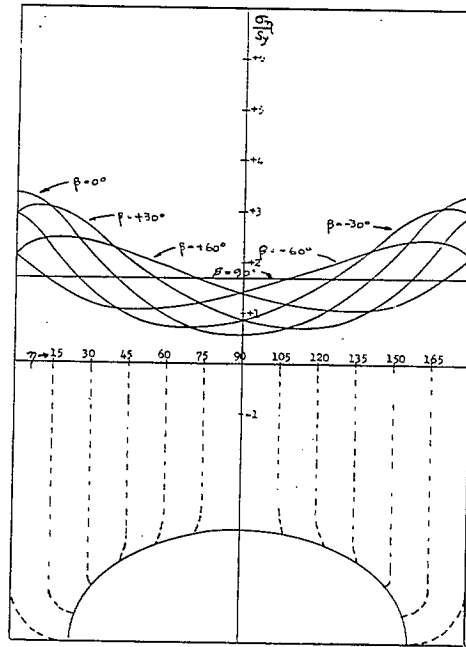
$\nu=20$



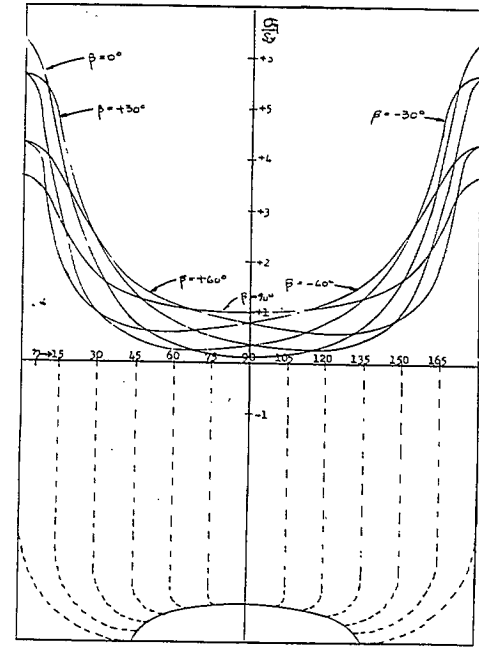
$\nu=\infty$



$\nu = 1$



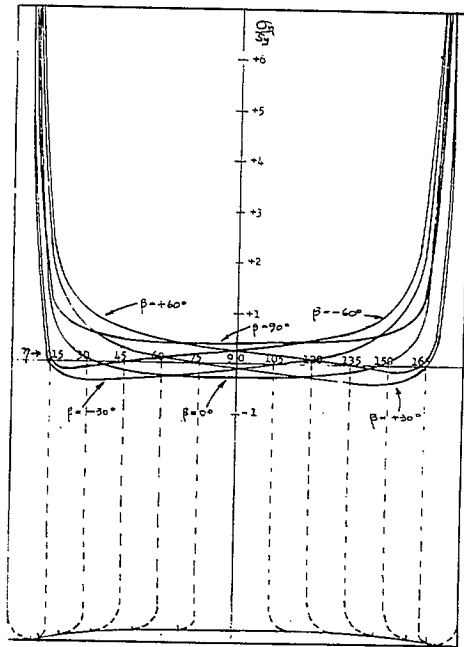
$\nu = 3/2$



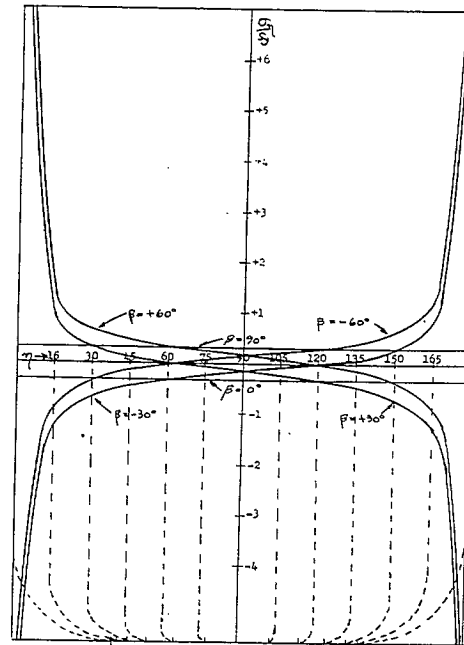
$\nu = 3$

2(c)

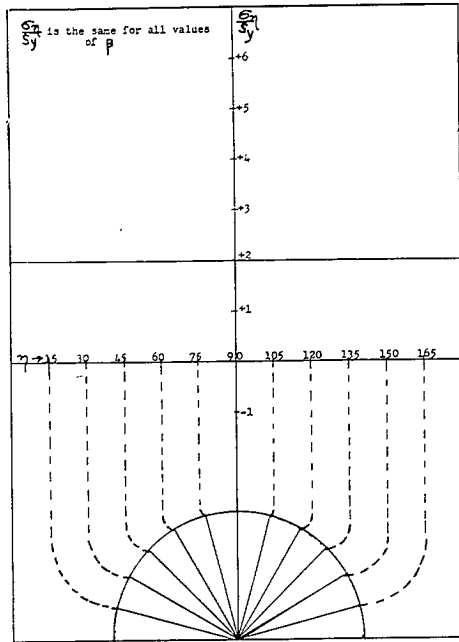
$k = 2/3$



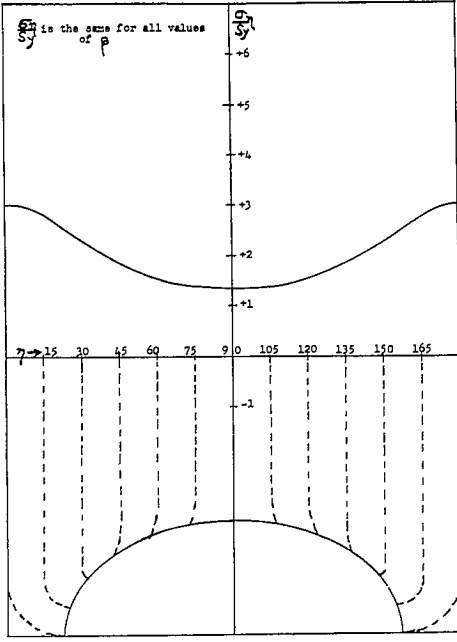
$\nu = 20$



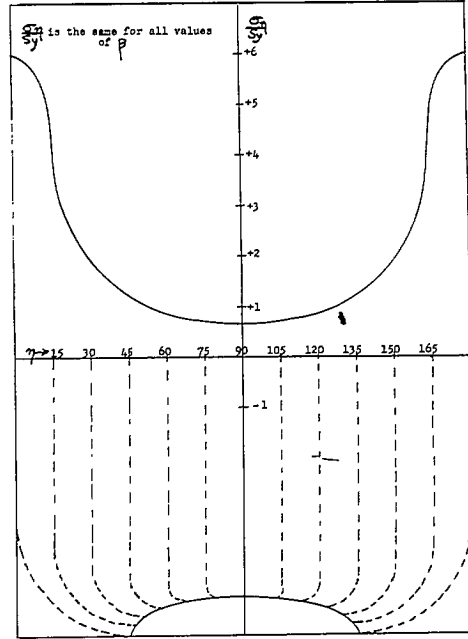
$\nu = \infty$



$v=1$

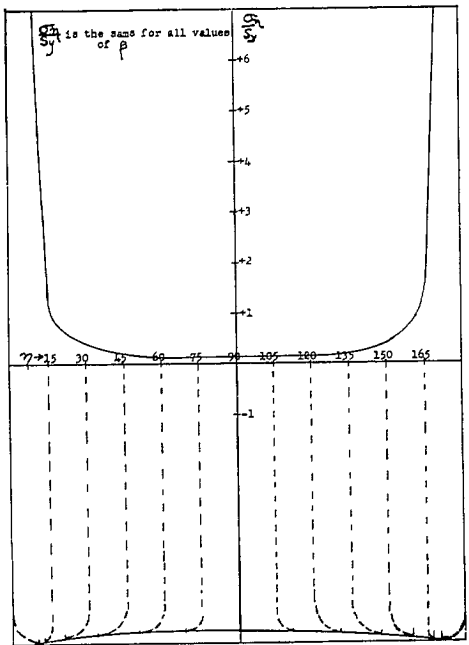


$v=3/2$

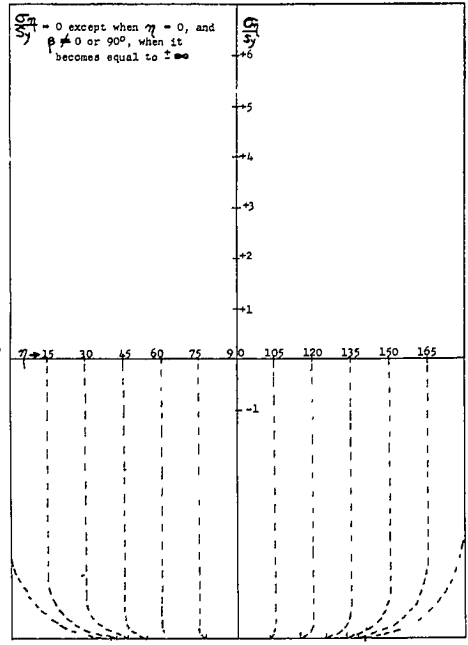


$v=3$

2(d)
k=1

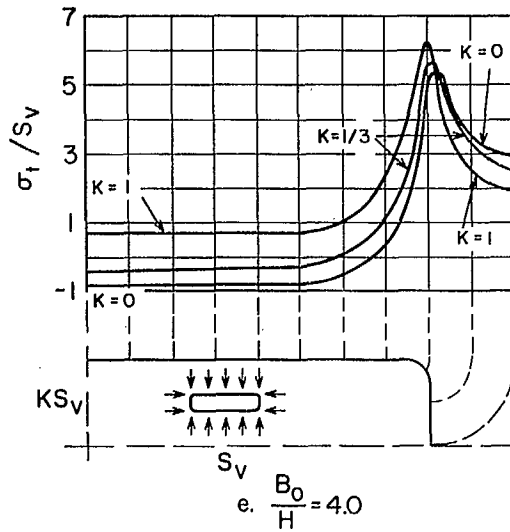
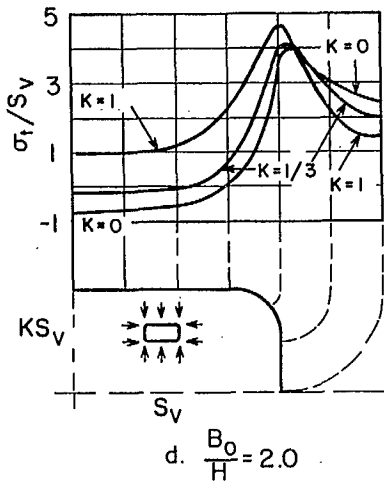
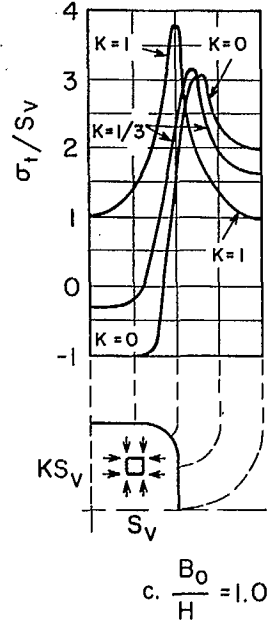
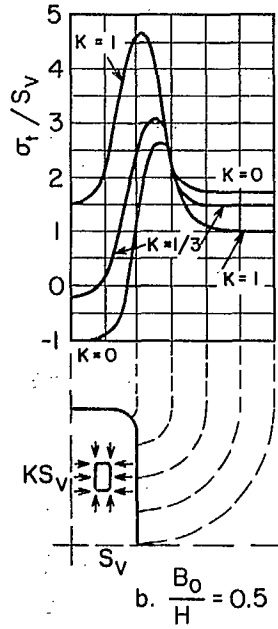
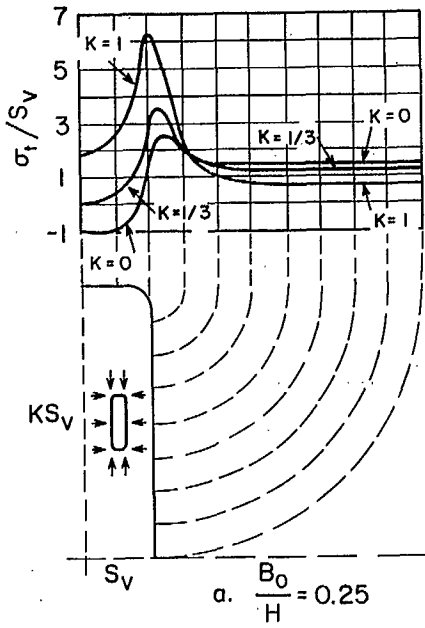


$v=20$

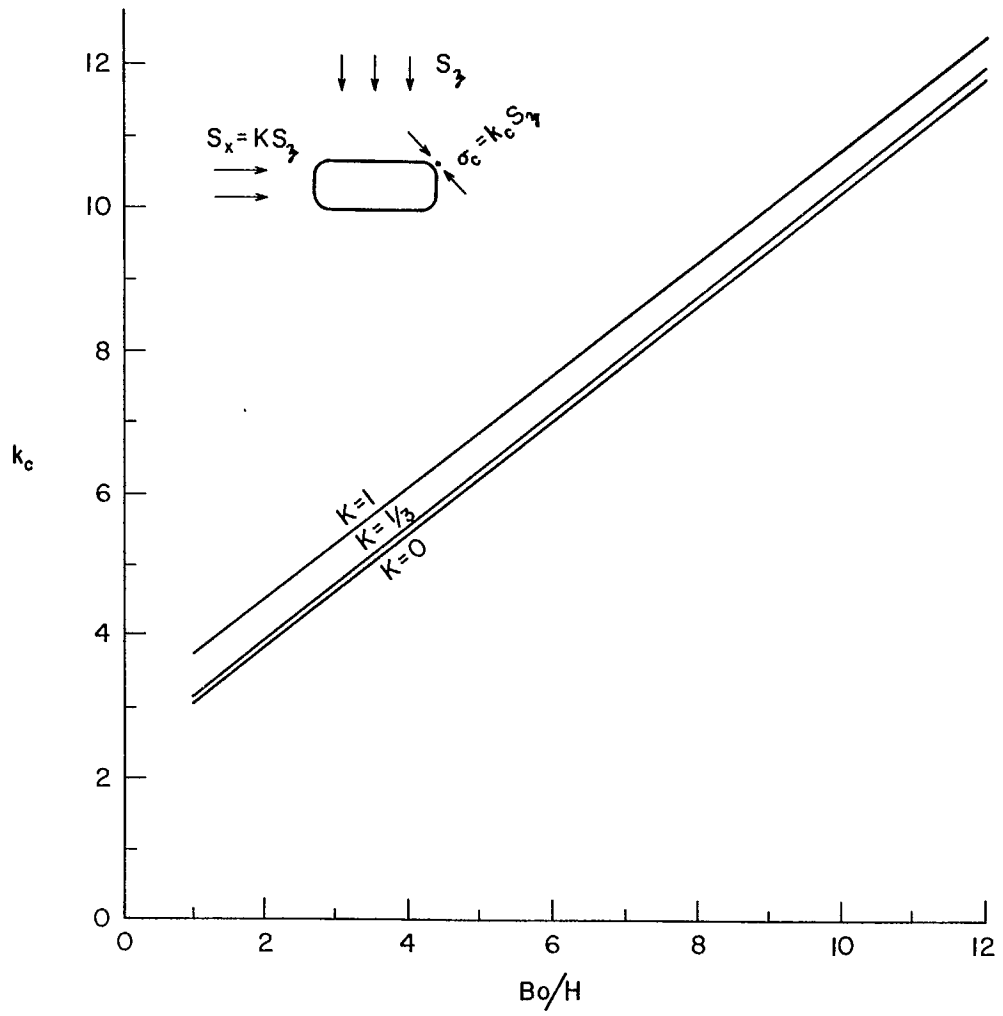


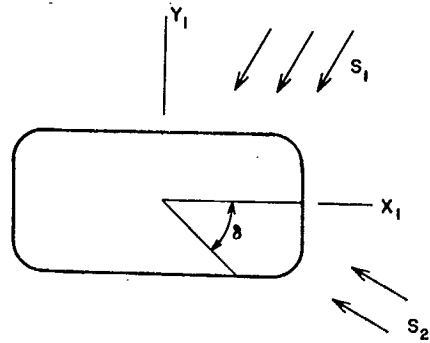
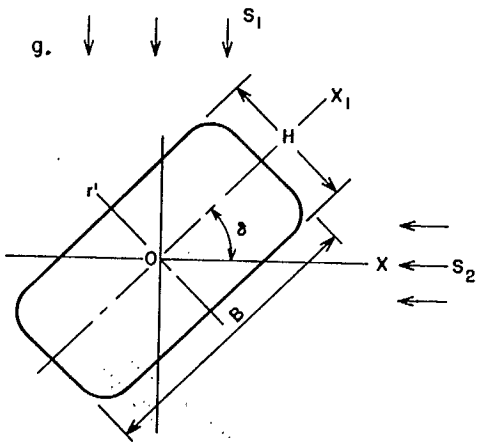
$v=\infty$

3. Excavation rectangulaire unique avec coins arrondis de 1/6 (minimum de B_0 ou H) (1).



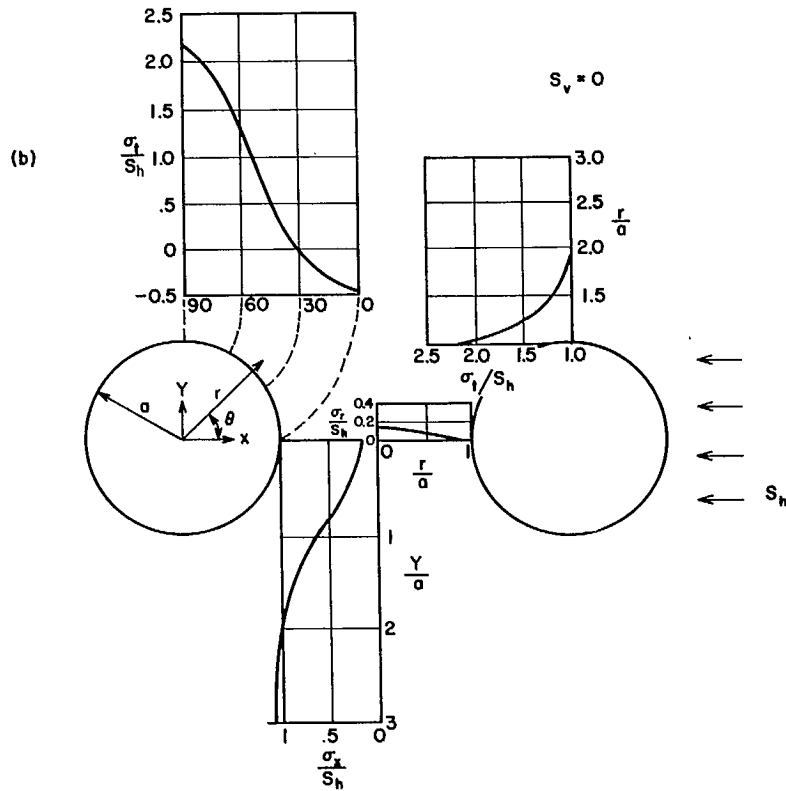
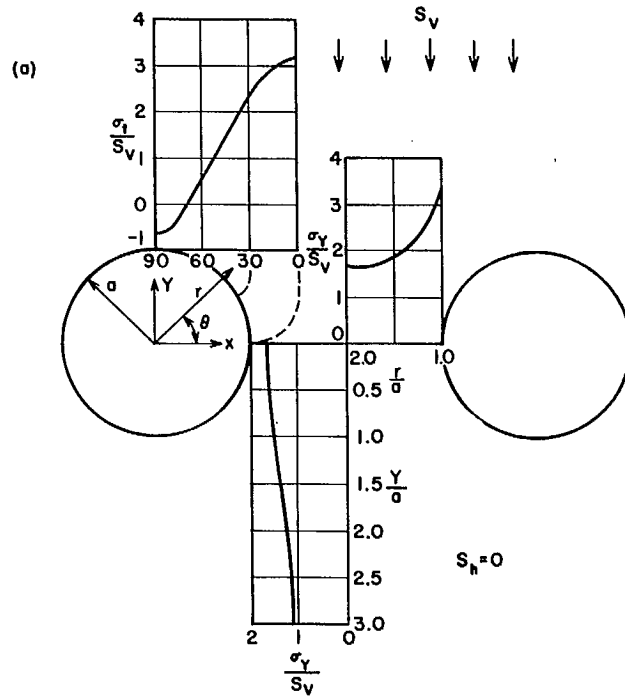
f.

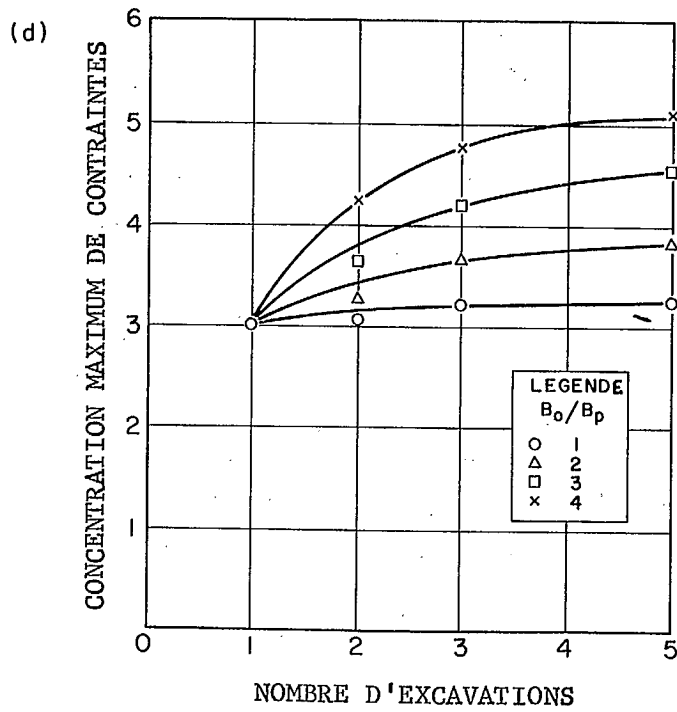
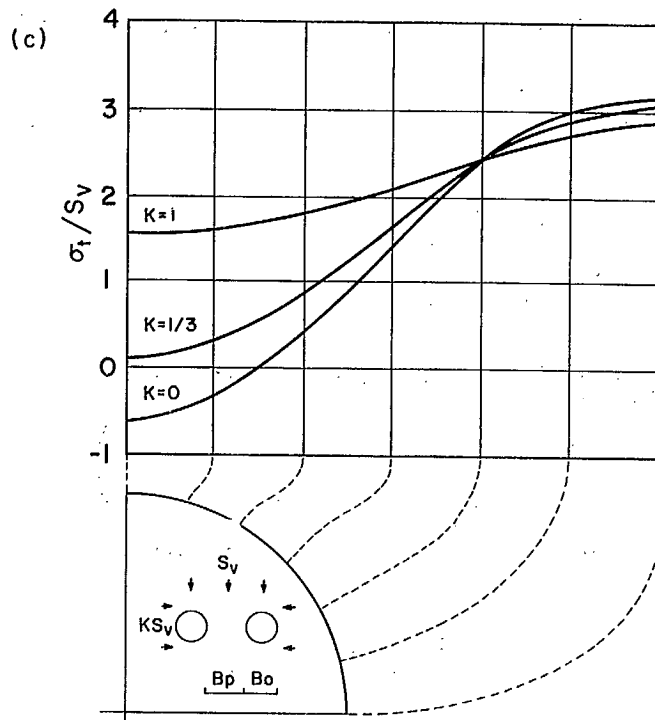




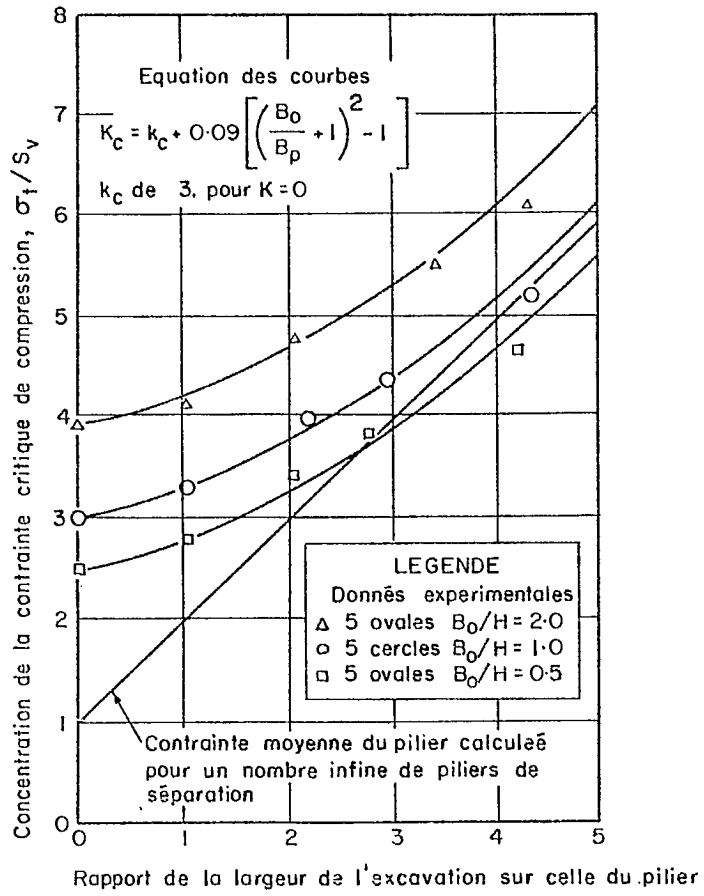
B_o/H	δ°	$K = 0$		$K = 1/3$		$K = 1$
		Tension	Comp.	Tension	Comp.	Comp.
1 - - - -	0	-1.0	3.1	-0.3	3.1	3.8
	22.5	-0.5	3.9	0	3.8	3.7
	45	-1.1	4.7	0	4.3	3.6
	67.5	-1.3	4.0	-0.3	3.9	3.7
2 - - - -	90	-1.0	3.1	-0.3	3.1	3.8
	0	-0.8	4.0	-0.1	4.1	4.7
	22.5	-0.7	5.0	0	4.7	4.6
	45	-1.6	5.7	0	5.2	4.5
3 - - - -	67.5	-1.4	4.5	-0.1	4.5	4.6
	90	-1.0	2.7	-0.2	3.1	4.7
	0	-0.8	4.6	-0.4	4.7	5.2
	22.5	-0.7	5.9	-0.1	5.5	5.2
4 - - - -	45	-1.8	6.5	-0.4	6.0	5.3
	67.5	-1.6	5.0	0	5.0	5.2
	90	-1.0	2.6	-0.1	3.3	5.2
	0	-0.9	5.4	-0.4	5.6	6.2
	22.5	-1.0	6.5	-0.1	6.0	5.9
	45	-2.0	7.1	-0.5	6.6	5.9
	67.5	-1.9	5.5	0	5.5	5.9
	90	-1.0	2.5	0	3.5	6.2

4. Excavations circulaires multiples - Nombre infini $B_0/B_p = 1$ (1)





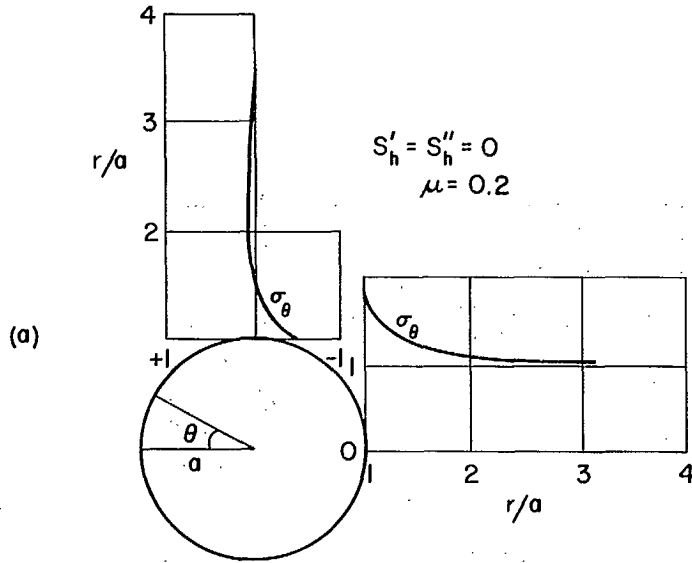
5. Excavations ovales multiples (1)



LES COEFFICIENTS DE CONCENTRATION DES CONTRAINTES TRIAXIALES

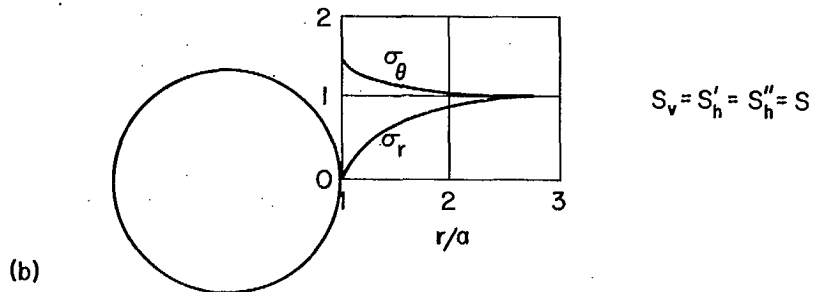
Symboles: S'_h et S''_h sont des contraintes naturelles horizontale et orthogonales

1. Excavation sphérique unique (3)



$$\sigma_{\theta} \text{ (à } \theta=0 \text{ et } r=a) = \frac{(27-15\mu)}{2(7-15\mu)} S_v$$

$$\sigma_{\theta} \text{ (à } \theta=\pi/2 \text{ et } r=a) = -\frac{(3+15\mu)}{2(7-15\mu)} S_v$$

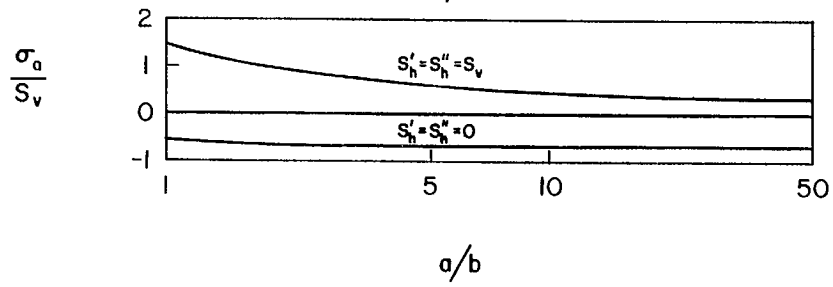
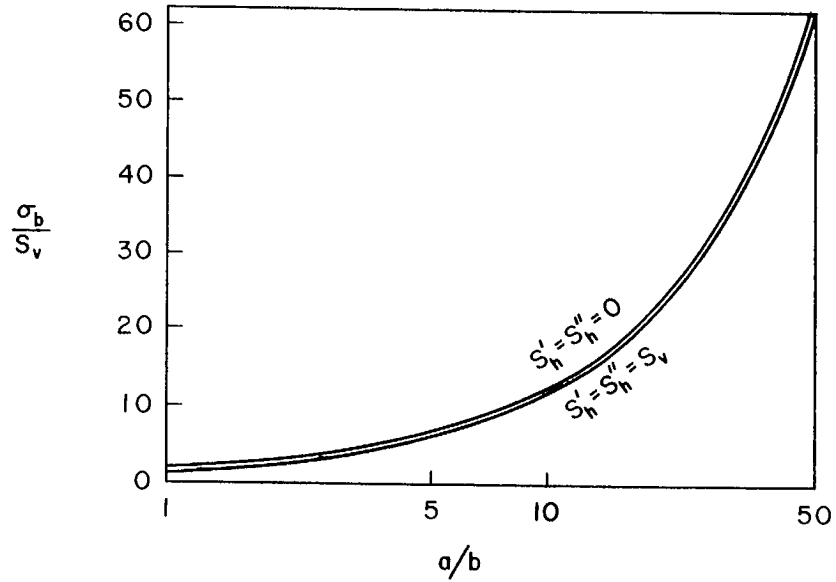
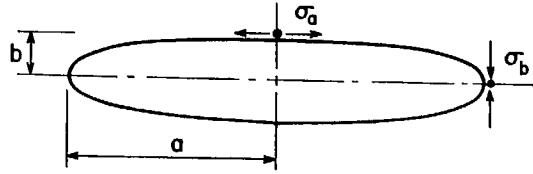


$$\sigma_{\theta} = \frac{2r^3 + a^3}{2r^3} S$$

$$\sigma_r = \frac{r^3 - a^3}{r^3} S$$

2. Excavation sphéroïdale unique (circulaire dans le plan horizontal, elliptique dans tous les plans verticaux) (4)

$\mu=0.2$



BIBLIOGRAPHIE

1. Obert, L. et al., Design of Underground Openings in Competent Rock, Bull. de USBM n° 587, 1960
2. Geldart, L. et Udd, J., Boundary Stresses around an Elliptical Opening in an Infinite solid, Symposium de mécanique des roches, Université McGill, Direction des Mines, 1962
3. Timoshenko, S. et Goodier, J., Theory of Elasticity, McGraw Hill, 1951
4. Terzaghi, K. et Richart, F.E., Stresses in Rock About Cavities, Geotechnique, vol. 3, n° 2, p.57, 1952-53

APPENDICE E

LES FORMULES DE LA POUTRE

Symboles: A est la surface de la coupe transversale de la poutre. DEL-b est la flèche due à une flexion pure. DEL-s est la flèche d'une poutre rectangulaire soumise à des contraintes de cisaillement. E est le module de déformation. G est le module de rigidité. I est le moment d'inertie de l'aire. L est la portée. M est le moment de flexion. p est la pression répartie par unité de longueur. R est la réaction à l'appui. V est la force de cisaillement. p est la charge ponctuelle.

1. Poutre simplement appuyée - pression uniformément répartie:

$$R = V = \frac{pL}{2}$$

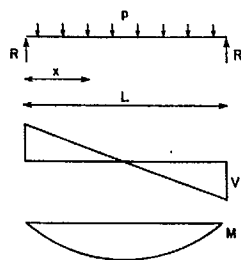
$$M \text{ (au centre)} = \frac{pL^2}{8}$$

$$DEL-b \text{ (au centre)} = \frac{5pL^4}{384EI}$$

$$DEL-b \text{ (au point } x) = \frac{px(L^3 - 2Lx^2 + x^3)}{24EI}$$

$$DEL-s \text{ (au centre)} = \frac{0.15pL^2}{AG}$$

$$DEL-s \text{ (au point } x) = \frac{0.6px(L-x)}{AG}$$



2. Poutre simplement appuyée - charge ponctuelle appliquée au centre:

$$R = V = \frac{P}{2}$$

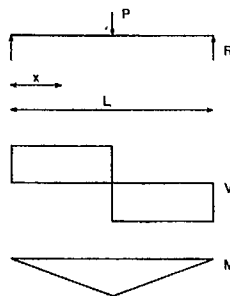
$$M \text{ (au centre)} = \frac{PL}{4}$$

$$DEL-b \text{ (au centre)} = \frac{PL^3}{48EI}$$

$$DEL-b \text{ (pour } x < L/2) = \frac{Px(3L^2 - 4x^2)}{48EI}$$

$$DEL-s \text{ (au centre)} = \frac{0.3PL}{AG}$$

$$DEL-s \text{ (pour } x < L/2) = \frac{0.6Px}{AG}$$



3. Poutre simplement appuyée - charge ponctuelle

$$R_1 = V_1 = \frac{Pa}{L}$$

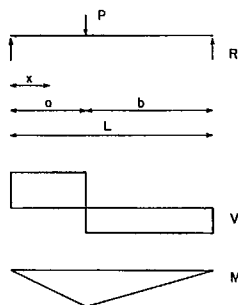
$$M \text{ (en P)} = \frac{Pab}{L}$$

$$DEL-b \text{ (en P)} = \frac{Pa^2b^2}{3EIL}$$

$$DEL-b \text{ (pour } x < a) = \frac{Pbx(L^2 - b^2 - x^2)}{6EIL}$$

$$DEL-s \text{ (en P)} = \frac{1.2Pa(1-a/L)}{AG}$$

$$DEL-s \text{ (pour } x < a) = \frac{1.2Px(1-a/L)}{AG}$$



4. Poutre encastree - pression uniformement repartie:

$$R = V = \frac{pL}{2}$$

$$M \text{ (aux extremités)} = \frac{pL^2}{12}$$

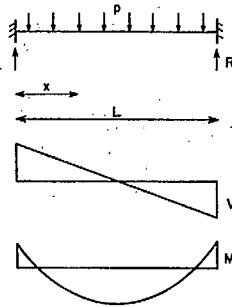
$$M \text{ (au centre)} = \frac{pL^2}{24}$$

$$DEL\text{-}k \text{ (au centre)} = \frac{pL^4}{384EI}$$

$$DEL\text{-}b \text{ (au point } x) = \frac{px^2(L-x)^2}{24EI}$$

$$DEL\text{-}s \text{ (au centre)} = \frac{0.15pL^2}{AG}$$

$$DEL\text{-}s \text{ (au point } x) = \frac{0.6px(L-x)}{AG}$$



5. Poutre encastree - charge ponctuelle appliquee au centre:

$$R = V = \frac{P}{2}$$

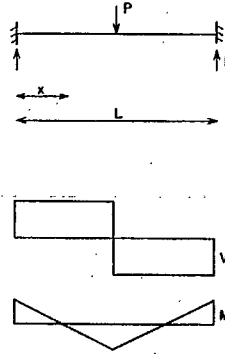
$$M \text{ (au centre et aux extremités)} = \frac{PL}{8}$$

$$DEL\text{-}k \text{ (au centre)} = \frac{PL^3}{192EI}$$

$$DEL\text{-}b \text{ (au point } x) = \frac{Px^2(3L-4x)}{48EI}$$

$$DEL\text{-}s \text{ (au centre)} = \frac{0.3PL}{AG}$$

$$DEL\text{-}s \text{ (pour } x < L/2) = \frac{0.6Px}{AG}$$



6. Poutre encastree - charge ponctuelle:

$$R_1 = V_1 = \frac{Pa^2}{L^3}(3b+a)$$

$$M \text{ (en P)} = \frac{2Pa^2b^2}{L^3}$$

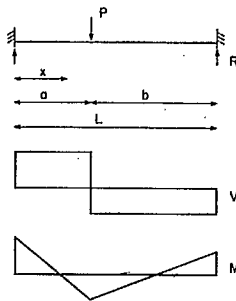
$$M_1 = \frac{Pa^2b}{L^2}$$

$$DEL\text{-}k \text{ (en P)} = \frac{Pa^3b^3}{32IL^3}$$

$$DEL\text{-}b \text{ (pour } x < a) = \frac{Pb^2x^2}{62IL^3}(3aL-3ax-bx)$$

$$DEL\text{-}s \text{ (en P)} = \frac{1.2Pa}{AG}(1-a/L)$$

$$DEL\text{-}s \text{ (pour } x < a) = \frac{1.2Px}{AG}(1-a/L)$$



APPENDICE F

ANALYSE ET SIMILITUDE DIMENSIONNELLES

Les équations homogènes d'une analyse dimensionnelle doivent être composées d'unités cohérentes. Par exemple, l'équation

$$5 \text{ pommes} + 2 \text{ vaches} = ?$$

n'est pas une équation homogène parce que les unités de chaque terme sont différentes. Les unités normalement employées en mécanique sont les suivantes: unités de force F, unité de masse M, unité de longueur L et unité de temps T. On représente par exemple les unités de déplacement par L et les unités de vitesse par LT^{-1} .

On exprime communément les unités d'une quantité quelconque soit en termes de force soit en termes de masse. Comme il existe une relation entre la force et la masse d'après le deuxième principe de Newton, il est possible d'exprimer la force en fonction de la masse ou vice versa. Par exemple,

$$F = Ma$$

où F est la force qui, exercée sur une masse M, produit une accélération a. Dans le système anglais d'unités,

$$1 \text{ poundal} = 1 \text{ lb-masse} \times 1 \text{ pi./sec}^2$$

Dans le système américain:

$$1 \text{ lb-force} = 1 \text{ slug} \times 1 \text{ pi./sec}^2$$

Ainsi la deuxième équation de Newton permet de définir les unités de force et de masse en fonction l'une de l'autre. Par conséquent, si les unités de force sont établies par rapport à une certaine norme, il faut exprimer les unités de masse de la façon suivante:

$$M = F/a$$

Il y a lieu de remarquer que l'accélération g due à la pesanteur ne vient s'ajouter à ces unités que lorsqu'il est question de pesanteur. La pesanteur ou la force de gravité confère à tout corps à la surface de la terre une accélération d'environ 32.2 pi./sec^2 . (9.8 m/s^2). Par conséquent, il est possible de déterminer la masse d'un corps en mesurant la force de gravité agissant sur lui, puis en la divisant par l'accélération due à la pesanteur. Dans le système américain, la force exprimée en livres divisée par les pi./sec^2 donne les unités de masse appelées slugs.

Toujours d'après le deuxième principe de mouvement de Newton, il est possible d'exprimer les unités de force en unités de masse ou vice versa. Par exemple, si

$$F = Ma$$

alors

$$F = MIT^{-2}$$

ou

$$M = FL^{-1}T^2$$

Par conséquent, il est possible d'exprimer une contrainte par exemple en unités FL^{-2} ou $ML^{-1}T^{-2}$.

Il est absolument nécessaire d'utiliser des unités cohérentes dans une équation. Par exemple, dans l'équation

$$x = 5y + z^2$$

les termes $5y$ et z^2 doivent avoir les mêmes unités que x . De même, dans l'équation

$$x = y + \log z$$

les termes y et $\log z$ doivent avoir les mêmes unités que x . On constate que les exigences relatives à l'homogénéité sont remplies le plus facilement lorsque x , y et z sont sans dimension.

Lorsqu'on cherche à établir les fonctions dans un procédé représenté par le type général d'équation $x = f(y, z)$, ou lorsqu'on traite des données expérimentales, il est utile non seulement de remplir les exigences relatives à l'homogénéité, mais aussi de combiner les groupes non dimensionnels. A cette fin, il existe une méthode qui consiste à employer le théorème Pi de Buckingham pour obtenir le nombre minimum de groupes de variables non dimensionnels que comporte tout procédé.

Lorsqu'on applique le théorème de Buckingham, on pose que

$$\begin{aligned} n &= \text{le nombre de variables} \\ m &= \text{le nombre de dimensions primaires,} \\ &\quad \text{c'est-à-dire F, L ou T,} \\ \text{PI} &= \text{un groupe ou un paramètre non} \\ &\quad \text{dimensionnel.} \end{aligned}$$

Le théorème a permis d'établir que le nombre de paramètres non dimensionnels (ou de PI), est égal à $(n-m)$. Ensuite, il faut choisir les variables X , Y , Z qui comprennent les dimensions primaires m , mais que ne peuvent pas eux-mêmes former des paramètres non dimensionnels. Il est utile aussi à ce point d'introduire dans ce groupe la variable indépendante principale et la variable dépendante principale. On combine ce groupe choisi avec chacune des autres variables A , B , ..., N pour former les équations - PI ($n-m$) suivantes:

$$\begin{aligned} \pi_1 &= X^{x_1} Y^{y_1} Z^{z_1} A \\ \pi_2 &= X^{x_2} Y^{y_2} Z^{z_2} B \\ &\dots \\ \pi_{n-m} &= X^{x_{n-m}} Y^{y_{n-m}} Z^{z_{n-m}} N \end{aligned}$$

Ensuite, on introduit dans chacune des équations PI les dimensions de chaque quantité et on détermine les exposants en sachant que les PI sont non dimensionnels et que, par conséquent, la somme des exposants de F , de L et de T doit être égale à zéro.

On peut très facilement expliquer l'emploi de ce théorème au moyen d'un exemple. Supposons qu'un programme de recherche vise à établir une relation entre la résistance à la compression d'une roche et le rebondissement d'un marteau-pilon. Un peu d'imagination nous permet d'établir la liste suivante de variables:

Variables	Symboles	Unités
1. Résistance à la compression uniaxiale de la roche	Q	FL^{-2}
2. Module de déformation de la roche	E	FL^{-2}
3. Viscosité de la roche	n	$FL^{-2}T$
4. Densité de la roche	RO	$FL^{-3}T^2$
5. Masse du marteau	M	$FL^{-1}T^2$
6. Hauteur de chute du marteau	Ho	L
7. Hauteur de rebondissement du marteau	Hr	L
8. Accélération due à la pesanteur	g	LT^{-2}

Cette liste permet de déterminer que le nombre de paramètres non dimensionnels ou de paramètres-PI (n-m), est égal à (8-3), ce qui fait 5.

On écrit donc les cinq équations suivantes:

$$\pi_1 = \Omega^{x_1} H_o^{y_1} g^{z_1} M = (FL^{-2})^{x_1} (L)y_1 (LT^{-2})^{z_1} FL^{-1}T^2$$

$$\pi_2 = \Omega^{x_2} H_o^{y_2} g^{z_2} E = (FL^{-2})^{x_2} (L)y_2 (LT^{-2})^{z_2} FL^{-2}$$

$$\pi_3 = \Omega^{x_3} H_o^{y_3} g^{z_3} \rho = (FL^{-2})^{x_3} (L)y_3 (LT^{-2})^{z_3} FL^{-4}T^2$$

$$\pi_4 = \Omega^{x_4} H_o^{y_4} g^{z_4} H_r = (FL^{-2})^{x_4} (L)y_4 (LT^{-2})^{z_4} L$$

$$\pi_5 = \Omega^{x_5} H_o^{y_5} g^{z_5} n = (FL^{-2})^{x_5} (L)y_5 (LT^{-2})^{z_5} FL^{-2}T$$

Puisque chaque groupe doit être non dimensionnel, comme on l'a dit précédemment, la somme des exposants de chaque dimension doit être égale à zéro. Par conséquent, pour chaque facteur -PI, il y a trois équations que permettent de déterminer les exposants. Ainsi, en commençant par la première équation:

$$(1) F: x_1 + 1 = 0 \quad x_1 = -1$$

$$L: -2x_1 + y_1 + z_1 - 1 = 0$$

$$y_1 + z_1 = -1$$

$$T: -2z_1 + 2 = 0 \quad z_1 = 1$$

$$y_1 = -2$$

donc

$$\pi_1 = \Omega^{-1} H_o^{-2} g^1 M = \frac{Mg}{\Omega H_o^2}$$

$$(2) F: x_2 + 1 = 0 \quad x_2 = -1$$

$$L: -2x_2 + y_2 + z_2 - 2 = 0$$

$$y_2 + z_2 = 0$$

$$T: -2z_2 = 0 \quad z_2 = 0$$

$$y_2 = 0$$

donc

$$\pi_2 = \Omega^{-1} E = E/\Omega$$

$$(3) F: x_3 + 1 = 0 \quad x_3 = -1$$

$$L: -2x_3 + y_3 + z_3^{-4} = 0$$

$$y_3 + z_3 = 2$$

$$T: -2z_3 + 2 = 0 \quad z_3 = 1$$

$$y_3 = 1$$

donc

$$\pi_3 = \Omega^{-1} H_o^1 g^1 \rho = \frac{H_o g \rho}{\Omega}$$

$$(4) F: x_4 = 0 \quad x_4 = 0$$

$$L: -2x_4 + y_4 + z_4 + 1 = 0$$

$$y_4 + z_4 = 1$$

$$T: -2z_4 = 0 \quad z_4 = 0$$

$$y_4 = 1$$

donc

$$\pi_4 = \Omega^0 H_o^1 g^0 H_r^{-1} = H_o/H_r$$

$$(5) F: x_5 + 1 = 0 \quad x_5 = -1$$

$$L: -2x_5 + y_5 + z_5^{-2} = 0$$

$$y_5 + z_5 = 0$$

$$T: -2z_5 + 1 = 0 \quad z_5 = 1/2$$

$$y_5 = -1/2$$

donc

$$\pi_5 = \Omega^{-1} H_o^{-1/2} g^{-1/2} n$$

$$= \frac{n}{\Omega} \sqrt{g/H_o}$$

Comme on suppose qu'il existe une certaine relation entre ces variables, on peut écrire l'équation générale:

$$\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5)$$

$$\frac{Mg}{\Omega H_0^2} = f\left(\frac{E}{\Omega}, \frac{H_0 g \rho}{\Omega}, H_0/H_r, \frac{n}{\Omega} \sqrt{g/H_0}\right)$$

ou

$$\Omega = \frac{Mg}{H_0^2} f\left(\frac{E}{\Omega}, \frac{H_0 g \rho}{\Omega}, H_0/H_r, \frac{n}{\Omega} \sqrt{g/H_0}\right)$$

On groupe ensuite les données expérimentales en différents facteurs-PI et on analyse les courbes obtenues en traçant un facteur-PI en fonction d'un autre afin de déterminer s'il y a de relations fonctionnelles entre elles.

Selon la théorie des modèles, il faut que, d'un point de vue idéal, le modèle et le prototype soient géométriquement, cinématiquement et dynamiquement semblables. En d'autres termes, il faut réduire géométriquement le modèle de façon que les rapports de toutes les dimensions correspondantes soient égaux. Il y a similitude cinématique lorsque les rapports des vitesses de tous les points occupant des positions semblables sont égaux et si les trajectoires du mouvement des points en des positions semblables sont géométriquement semblables. Il y a similitude dynamique lorsque les rapports de toutes les forces sont tous égaux. Une fois remplies toutes ces exigences, on dit qu'il y a similitude. Toutefois, il est parfois difficile, sinon impossible, de répondre à toutes les exigences relatives à la similitude.

Une autre façon de s'assurer que les conditions de similitude sont remplies consiste à maintenir égaux les facteurs-PI du modèle et du prototype. Par exemple, dans le cas d'un modèle établi pour examiner la flèche d'une poutre simplement appuyée et soumise à une charge concentrée, deux des paramètres non dimensionnels seraient:

$$\pi_1 = d/B \text{ and } \pi_2 = E D^2/P$$

où B est la portée de la poutre, E, son module d'élasticité, D, sa hauteur et P, la charge. Si PI-1 est le même tant pour le modèle que pour le prototype, il y a similitude géométrique. Si PI-2 est constant, il y a similitude dynamique.

Si le matériau dont sont faits les modèles est le même que celui des prototypes, le module de déformation E n'est pas réduit. Ainsi, si l'échelle géométrique est de 1/50, il faut porter la charge P à 50² pour maintenir PI-2 constant. Incidemment, cet exemple démontre pourquoi, dans les travaux sur les modèles structuraux, il faut souvent utiliser une centrifugeuse pour obtenir la grande augmentation de charge qu'il faut pour répondre aux exigences de la similitude.

Une autre approche consiste à étudier en particulier les différents facteurs de proportionnalité à utiliser dans l'établissement de modèles. Dans le cas de la similitude géométrique, le facteur de proportionnalité KL est égal à L_m/L_p, où L_m est une certaine longueur du modèle et L_p, la longueur correspondante du prototype. Il s'ensuit que, comme surface varie selon L², le facteur de proportionnalité pour les surfaces KA est égal à KL², et de même, le facteur de proportionnalité pour les volumes K_{vol} est égal à KL³.

Dans le cas de la similitude cinématique, les particules semblables doivent occuper des positions semblables à des moments semblables. Si v = dx/dt ou dx = vdt, il s'ensuit que KL = Kv Kt où KL = (dx)_m/(dx)_p est le facteur de proportionnalité géométrique à appliquer au mouvement pour conserver des positions semblables; Kv = v_m/v_p est le facteur de proportionnalité de la vitesse et Kt = (dt)_m/(dt)_p est le facteur de proportionnalité du temps. De même, le facteur de proportionnalité Ka de l'accélération est égal à KL/Kt² ou Kv²/KL.

Dans le cas de la similitude dynamique, les parties semblables du système sont soumises à des forces semblables. Le principe de Newton selon lequel F = ma conduit à énoncer que les forces varient en fonction de la masse et de l'accélération. Ainsi, le facteur de proportionnalité KF des forces est égal à KMKa.

Lorsqu'il s'agit maintenant de prévoir les effets d'une grande explosion (par exemple, les rayons des cratères) en se basant sur les résultats d'essais à petite échelle, on utilise les relations données plus haut:

$$\begin{aligned} K_F &= K_M K_a \\ &= K_M K_v^2 / K_L \end{aligned}$$

Ensuite, de la relation qui existe entre la déformation ϵ et la vitesse v des particules,

$$\epsilon = v/C,$$

où C est la vitesse d'onde, il découle que

$$K_\epsilon = K_v / K_C$$

et que

$$K_F = K_M (K_\epsilon K_C)^2 / K_L$$

De la relation qui existe entre la force F, la pression p et la surface A, exprimé par la formule F = pA, il découle que

$$K_F = K_p K_L^2$$

$$\therefore K_p K_L^2 = K_M (K_\epsilon K_C)^2 / K_L$$

ou que

$$K_L^3 = K_M (K_\epsilon K_C)^2 / K_p.$$

Les contraintes et les déformations unitaires aux limites du sol brisé, tant dans le cas des explosions d'essai (le modèle) que dans celui des explosions en vraie grandeur (le prototype), étant égaux dans le même sol, c'est-à-dire la résistance est la même, K_p = 1 = k-EPS. En outre, dans le même sol, K_c = 1.

$$\therefore K_L = K_M^{1/3}.$$

En d'autres termes, le facteur de proportionnalité à utiliser pour extrapoler les dimensions des cratères est égal à la racine cubique du rapport des poids d'explosif utilisés.

APPENDICE G

L'ANALYSE GRAPHIQUE DE LA STRUCTURE ET DES CONTRAINTES

Les caractéristiques structurales* d'une masse rocheuse, que ce soit des plans de stratification, des failles ou des diaclases, forment habituellement un réseau ordonné (1). On appelle généralement structure un tel réseau (ensemble de caractéristiques). L'analyse de structure nous donne des informations utiles sur les propriétés mécaniques des masses rocheuses en particulier parce qu'elle tient compte du fait qu'elles sont tridimensionnelles.

La présence de caractéristiques structurales signifie que la masse rocheuse n'est pas aussi résistante ni aussi rigide que les substances rocheuses qui la constituent. Les faiblesses structurales majeures, telles les dykes altérés et les zones de cisaillement, sont très importantes, en particulier lorsqu'elles sont associées aux couches d'argile, de graphite, de chlorite et à d'autres produits de remplissage ou d'altération. De plus, de telles caractéristiques structurales majeures sont souvent les limites de différents domaines de caractéristiques structurales moins importantes, telles des diaclases (2). Ces considérations peuvent modifier la méthode appropriée d'analyse de structure d'une zone.

Alors qu'il existe des théories qui peuvent être utilisées pour analyser les contraintes et les déformations dans un continuum le calcul des contraintes et des déformations dans un milieu discontinu, tel une masse rocheuse typique, n'est pas très bien établi. On peut utiliser la mécanique des corps rigides pour analyser des cas simples tels le glissement éventuel possible d'un bloc sur un plan où existe une résistance de frottement et peut-être une résistance de cohésion.

On développe actuellement une analyse de déformation des ensembles simples de blocs, qui tiendra compte des déformations sur les plans limites telles les diaclases et des déformations élastiques de la substance rocheuse des blocs (3). On développe également la mécanique élastique, la détermination des contraintes dans une masse granulaire ou dans un ensemble de blocs et qui a déjà expliqué les distributions de contraintes et les ruptures en mécanique des sols, ce qui ne pouvait être expliqué autrement (4). Cependant, il est nécessaire de faire d'autres travaux pour établir une théorie et, ce qui est peut-être plus important, des méthodes pour mesurer la structure qui constitue la masse rocheuse.

Les analyses de structure de diverses caractéristiques structurales telles les diaclases nous aident beaucoup pour déterminer la géométrie interne d'une masse rocheuse (1). Les informations obtenues, ainsi que les observations ou les essais supplémentaires effectués sur les matériaux, nous aident à mieux comprendre les propriétés mécaniques de l'ensemble. En considérant en même temps l'âge relatif des roches et les aspects cinétiques, on obtient des informations utiles sur l'état des contraintes naturelles. Ainsi prédire les conséquences des variations des contraintes (par ex., les contraintes causées par les excavations, le sautage ou le chargement d'une fondation) est beaucoup moins difficile (5). Cependant, on devrait faire des analyses de structure surtout pour identifier les zones potentielles d'instabilité de façon qu'on puisse obtenir d'autres détails géologiques et peut-être même installer des instruments capables de déterminer tout début d'instabilité (6).

La construction des réseaux à surfaces égales

Une façon de représenter les éléments de structure consiste à construire un réseau (Lambert-Schmidt) à surfaces égales. On construit un réseau de surfaces égales dans le plan diamétral et horizontal d'un hémisphère de sorte que les aires soient proportionnelles aux surfaces correspondantes de l'hémisphère, ce qui permet d'analyser graphiquement la dispersion des pôles d'un ensemble en évitant d'avoir des aires inégales tracées en projection (que donnent les diagrammes stéréographiques). A la figure G-1a, le point P doit être représenté par un point dans le plan horizontal de sorte que la distance du point au centre 0 est proportionnelle à la distance PD sur la surface de l'hémisphère. On peut déterminer la projection appropriée en considérant la surface A_s limitée par un petit cercle qui passe par le point P:

$$A_B = 2\pi Rh$$

où R est le rayon de la sphère et h, est la distance JD. Supposons, que la surface correspondante sur le plan horizontal (Fig. G-1b) est:

$$A_C = \pi r^2$$

où r est le rayon du cercle dans le plan horizontal. Lorsque l'angle TET sous-tendu par l'arc PD est égal à 90°, on sait que le rapport:

$$A_C/A_B = \pi R^2/2\pi R^2 = \frac{1}{2}.$$

Par conséquent, pour toutes les valeurs plus petites de TET, le même rapport doit exister. On a ainsi:

$$A_C/A_B = \pi r^2/2\pi Rh = \frac{1}{2}$$

donc,

$$\begin{aligned} r^2 &= Rh \\ &= 2R^2 \sin^2 \theta/2 \end{aligned}$$

et

$$r = \sqrt{2} R \sin \theta/2,$$

Ainsi, pour projeter un point P quelconque sur le plan horizontal, on mesure une distance de $\sqrt{2} R \sin \theta/2$ dans la direction de P.

Si on projette une série de petits cercles de l'hémisphère inférieur (Fig. G-1a) sur le plan diamétral de la façon précédente, on obtient une série de cercles concentriques dont les rayons sont proportionnels à leurs arcs PD (Fig. G-2). Chacun de ces cercles est désigné par sa valeur correspondante de TET. De plus, on fait passer une série de plans verticaux par le centre 0 pour obtenir les azimuts (Fig. G-2). On obtient ainsi un réseau polaire de l'hémisphère inférieur à surfaces égales. Les indications de directions de la figure G-2 sont appropriées seulement lorsqu'on trace les pôles des plans en utilisant la direction et le pendage du plan; elles ne sont pas appropriées pour tracer une ligne dont la direction et le plongement sont connus.

D'une autre façon, on peut faire passer par le centre 0 une série de plans qui ont la direction nord-sud et dont l'intersection avec l'hémisphère inférieur est projetée sur le plan horizontal. On projette aussi sur le plan horizontal l'intersection sphérique d'une série de plans verticaux parallèles au diamètre est-ouest. On obtient ainsi le réseau méridien à surfaces égales (Fig. G-3). On désigne les projections méridiennes des grands cercles par leurs angles de pendage, c.-à-d. (90-TET) (Fig. G-3). On peut aussi désigner par les valeurs correspondantes de (90-TET) les projections des petits cercles formés par les plans parallèles (Fig. G-3).

Une façon de représenter un plan sur un réseau à surfaces égales consiste à le faire passer par le centre de l'hémisphère. La normale au plan en 0 doit couper l'hémisphère inférieur en un point qui est projeté sur le plan horizontal. La position de ce pôle représente la direction et le pendage du plan. Par exemple, considérons un plan qui a la direction N30°E et qui a un pendage de 40° au N-O ouest ou une attitude de 210°, 40°. (Dans les exemples suivants, les directions des divers plans sont données comme étant des azimuts dans la direction de sorte que le pendage est dans la direction de l'azimut plus 90°, ce qui est préférable lorsqu'on utilise l'ordinateur parce que les plans sont définis par deux quantités numériques (2). Il est logique de décrire l'attitude d'un plan en donnant la direction et le plongement de la normale au plan de façon que les deux nombres ont la même signification pour les plans et les lignes. Cependant, il reste à savoir si cette façon de procéder sera de pratique courante.) La direction du plan serait telle que représentée à la figure G-4 et le pôle p du plan serait projeté vers le haut à partir du point où il coupe l'hémisphère inférieur. D'une autre façon, on peut utiliser le réseau polaire à surfaces égales (Fig. G-2) pour tracer le pôle au point approximatif.

Pour tracer une ligne droite, on fait passer une ligne par le centre 0 de l'hémisphère et on projette le point d'intersection de la ligne et de l'hémisphère inférieur sur le plan horizontal (le point à la figure G-5). D'une autre façon, on pourrait utiliser le réseau polaire de la figure G-2 avec la direction de la ligne O', prise dans sa direction réelle et le plongement de la ligne pris sur la circonférence.

*Consulter le lexique pour la définition des termes.

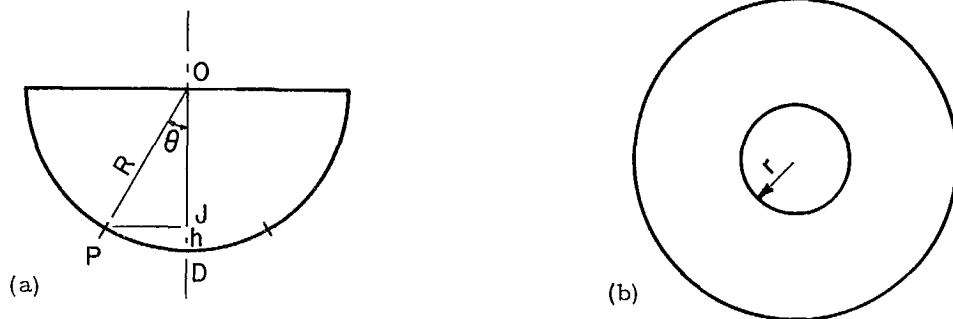


Fig. G-1. La projection d'un point P de la surface de l'hémisphère inférieur sur le plan diamétral et horizontal pour construire un réseau à surfaces égales.

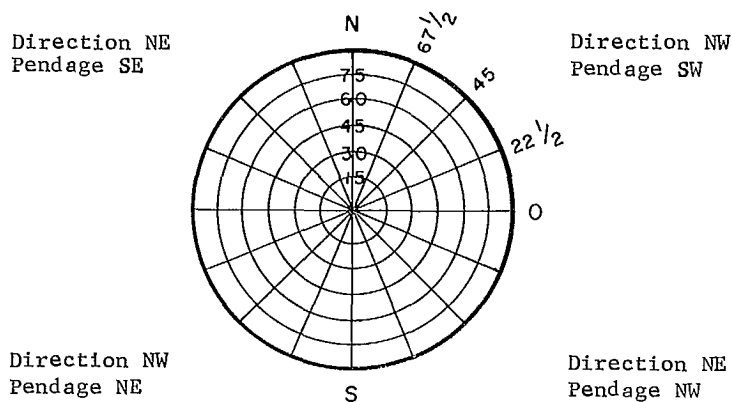


Fig. G-2. Un réseau polaire à surfaces égales.

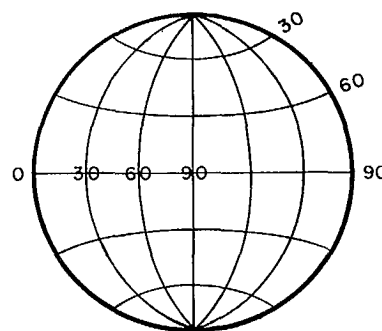


Fig. G-3. Un réseau méridien à surfaces égales.

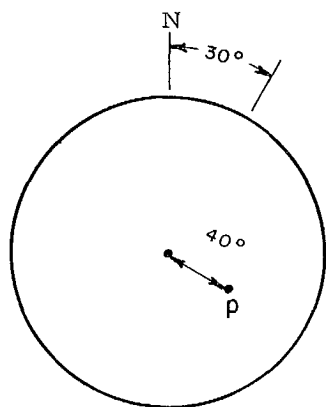


Fig. G-4. Projection sur l'hémisphère inférieur du pôle d'un plan qui a une direction de $N30^{\circ}E$ et un pendage de 40° à l' $N-W$.

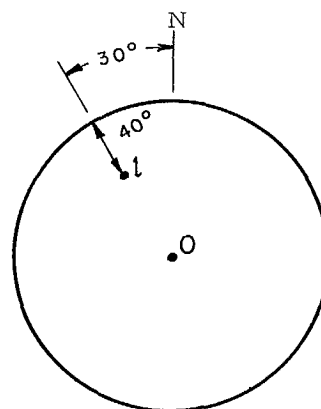


Fig. G-5. Projection sur l'hémisphère inférieur d'une ligne qui a une direction de $N30^{\circ}W$ et un plongement de 40° .

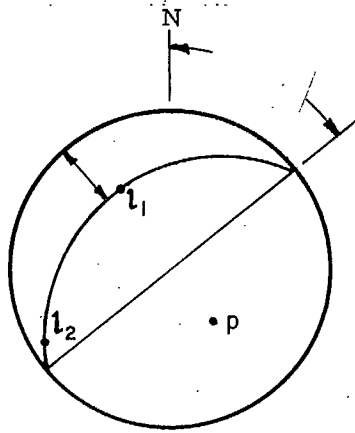


Fig. G-6. La détermination d'un plan qui contient deux lignes données en utilisant une projection à surfaces égales de l'hémisphère inférieur.

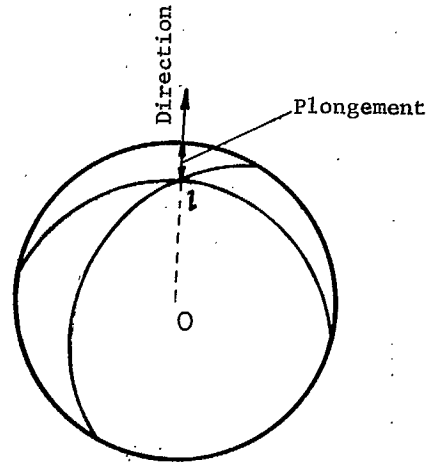


Fig. G-7. La détermination de la ligne d'intersection des deux plans sur une projection de l'hémisphère inférieur.

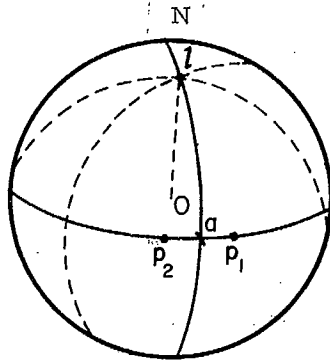


Fig. G-8. La détermination de l'angle compris entre deux plans et la bissection de cet angle en utilisant une projection de l'hémisphère inférieur.

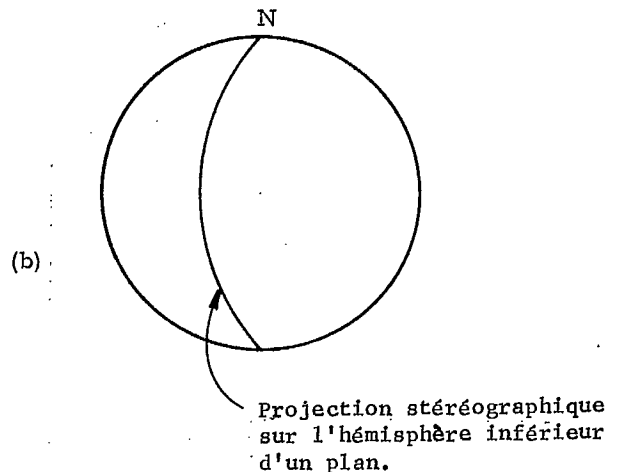
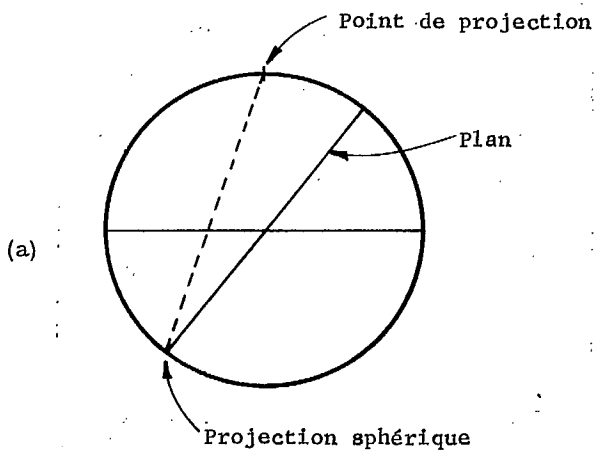


Fig. G-9. Projections stéréographiques ou projections à angles égaux.

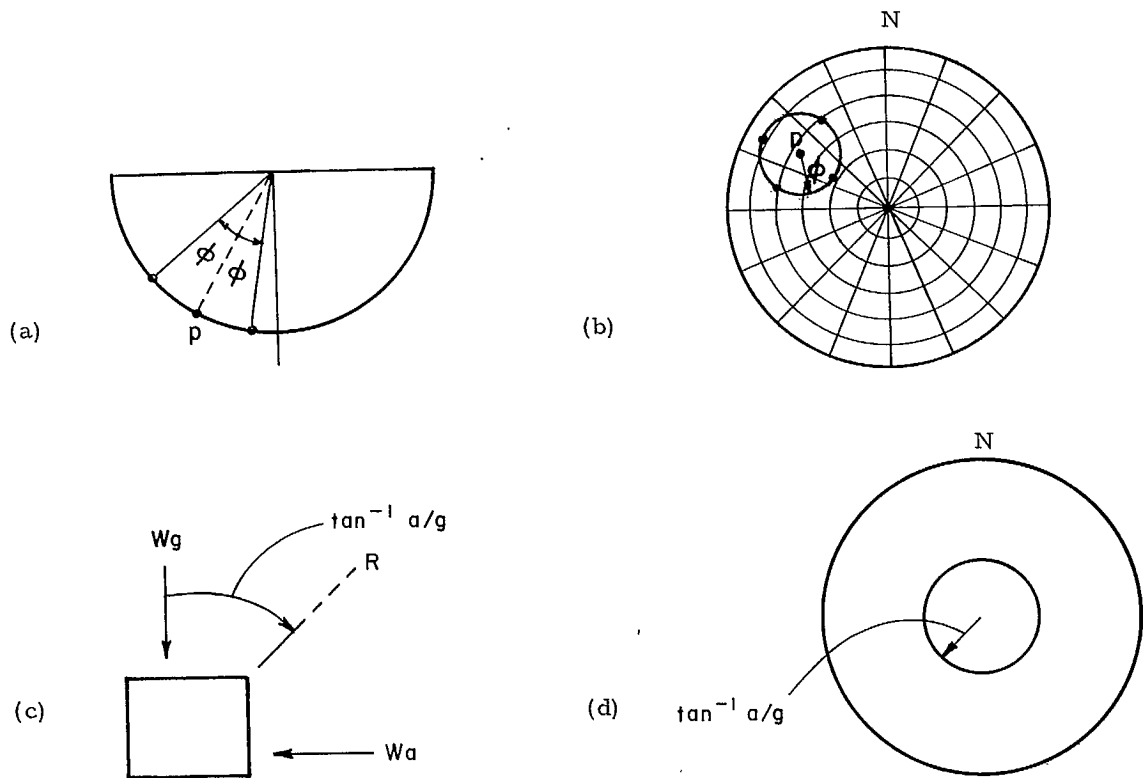


Fig. G-10. L'utilisation de la projection de l'hémisphère inférieur pour tracer le lieu des pôles des lignes inclinées d'un angle ϕ par rapport à un pôle P: (a) deux de ces lignes dans une section verticale, (b) la projection du cercle- ϕ sur un diagramme stéréographique, (c) les forces agissantes sur un bloc soumis à un mouvement horizontal de tremblement de terre, (d) le cercle sismique qui représente le lieu des forces opposées à toutes les forces résultantes possibles (5).

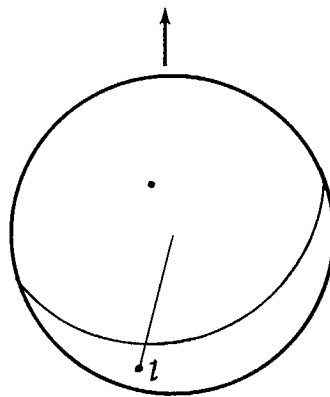


Fig. G-11. L'utilisation de la projection de l'hémisphère inférieur pour déterminer si le plongement d'une ligne est plus petit que le plongement, dans la direction de cette ligne d'un plan.

Il est quelquefois nécessaire de déterminer l'attitude du plan qui contient deux lignes données (1). La méthode consiste à tracer les pôles l_1 et l_2 des deux lignes sur une feuille transparente. En faisant tourner cette feuille sur le réseau on peut tracer la projection plane qui contient ces deux points en indiquant le pendage et la direction du plan (Fig. G-6). On peut aussi tracer, si on le veut, le pôle p du plan. Si on veut connaître l'angle que font les deux lignes, on peut le mesurer entre les pôles des deux lignes sur la projection d'un grand cercle.

Afin de déterminer la ligne d'intersection de deux plans, on place un réseau polaire transparent sur un réseau méridien, que l'on fait tourner dans la direction de chaque plan et on trace les projections des plans sur le réseau polaire (1). L'intersection l des projections est alors le pôle de la ligne d'intersection des deux plans; sa direction étant représentée par la direction O_l , on détermine son plongement en mesurant à partir de l jusqu'à la circonférence.

S'il est nécessaire de déterminer l'angle entre deux plans, on doit d'abord déterminer la ligne d'intersection de ces plans (cf à la figure G-8) (1). On trace la projection du plan perpendiculaire à cette ligne (Fig. G-8) en sachant que ce plan doit contenir les pôles des deux plans initiaux p_1 et p_2 . L'angle compris entre les deux plans est égal à l'angle compris entre leurs pôles. Il peut être mesuré sur la projection plane qu'on vient de construire. Pour diviser l'angle entre ces deux plans, en deux parties égales, on divise l'arc $p_1 p_2$ en deux parties égales, ce qui donne le point à la figure G-8. Le plan bissecteur doit contenir a et l . On ajuste la projection placée sur la projection méridienne de sorte qu'un des méridiens passe par a et l , on peut aussi déterminer la direction et le pendage du plan bissecteur. D'une autre façon, si une ligne perpendiculaire à l'intersection doit diviser l'angle entre deux plans en deux parties égales, cette ligne serait représentée par oa puisque a est dans le plan qui est perpendiculaire à l'intersection. On pourrait ensuite déterminer la direction et le plongement de la ligne oa de la façon décrite plus haut.

On peut faire les mêmes constructions en utilisant les stéréographiques au lieu des réseaux à surfaces égales la méthode de projection est indiquée à la figure G-9. Les réseaux construits à l'aide de cette méthode ressemblent aux figures G-2 et G-3 mais les surfaces égales sur la sphère ne sont pas égales sur les réseaux. Les avantages de ces diagrammes sont tels que les projections des plans sont des arcs circulaires et que les cercles sur la sphère sont des cercles dans le plan de projection.

Lorsqu'on analyse les conditions de stabilité, il est quelquefois intéressant de tracer le lieu des pôles de toutes les lignes qui sont inclinées d'un angle FI par rapport au pôle d'un plan particulier (Fig. G-10a) (5). On peut utiliser une projection méridienne pour déterminer la projection de deux lignes inclinées d'un angle FI par rapport à p . On trace ensuite un cercle sur un diagramme stéréographique (Fig. G-10b). (Nota: p n'est pas le centre de ce cercle projeté). Si une grande précision n'est pas nécessaire. On peut tracer la projection du lieu des pôles à l'aide de plusieurs projections de lignes sur un réseau à surfaces égales. On appelle cône de frottement cette projection puisque l'angle FI représente habituellement l'angle de frottement sur le plan en question.

De même, on peut tracer un cône sismique (5). Considérons un bloc soumis à une accélération horizontale qui peut être causée par un tremblement de terre (Fig. G-10c). Une force horizontale W_a , où a est l'accélération causée par le mouvement de terrain, et la force gravitationnelle vertical W_g s'exerce donc sur le bloc. La résultante de ces deux forces qui agissent sur le bloc sera alors inclinée dans un angle $(\tan^{-1} a/g)$ par rapport à la verticale. La projection du lieu de toutes ces résultantes pour toutes les azimuts possibles de l'accélération a est un cercle tel que représenté à la figure G-10d avec l'angle central approprié.

Il est quelquefois intéressant de déterminer si le pendage d'une ligne est plus grand que le plongement d'un plan dans la direction de la ligne. Par exemple, la figure G-11 représente un plan qui a une direction de 70° et un pendage de 30° , et une ligne avec une direction de 195° et un plongement de 15° . Si le pôle l de la ligne est dans la projection du plan, son inclinaison est plus grande que le plongement du plan - il est plus petit à la figure.

Un autre cas qui pourrait être intéressant est la détermination de la projection de la réaction résultante de frottement d'un plan de diaclase sur un bloc qui glisse selon une ligne de plongement arbitraire (5). Par exemple, un plan a une direction de 185° et un pendage de 60° ; il glisse selon une ligne de plongement de 195° à 15° . On trace le pôle P du plan et le pôle Z

de la ligne de plongement (Fig. G-12). On trace aussi la projection du plan qui contient les deux lignes Op et OZ . Ce plan est perpendiculaire au plan donné parce qu'il passe par P . Il est aussi dans la direction du mouvement parce qu'il contient l . La résultante R agissant sur le bloc qui glisse sur le plan donné est inclinée d'un angle FI par rapport à la normale du plan et dans un sens de sorte qu'elle s'oppose au mouvement (Fig. G-12b). La projection de la force résultante R coupera l'hémisphère supérieur, mais son opposé coupera l'hémisphère inférieur et sera projetée en $-R$, (Fig. G-12a) dont on détermine la position en mesurant, l'angle FI à partir de P , FI dans la direction de l .

Analyse des données de structure

Le choix des données pour l'analyse est important. Suivant les méthodes de la statistique il est utile de penser à la population globale et d'y choisir des échantillons représentatifs (7). La population échantillonnée est la population dans laquelle sont choisis les échantillons réels qui peuvent être ou ne pas être identiques à la population cible selon que, pendant un échantillonnage pris au hasard, tous les éléments de la population cible soient également accessibles. Selon la théorie des statistiques, si la population échantillonnée n'est pas identique à la population globale et s'il existe des informations sur les différences, il est possible de faire des estimations de probabilité de la population globale. D'autre part, si on ne connaît pas d'information reliant la population échantillonnée à la population globale, les échantillons, ne nous donnent que des données sur la population échantillonnée et on doit extrapoler intuitivement ces données pour obtenir celles de la population globale. Alors qu'il est recommandé dans une telle étude de se rappeler les différences entre la population échantillonnée et la population globale, il est probable que dans le cas des applications de la mécanique des roches, les relations entre les deux populations seront une question de jugement plutôt que de calcul. (Ce dont il faut se rappeler en déduisant les conclusions, lorsqu'on utilise ces données dans les analyses de stabilité.)

Lorsqu'on choisit les données, on devrait se rendre compte de l'importance dominante des caractéristiques structurales majeures, telles les failles et les zones de cisaillement (ainsi que les dykes et les couches molles). Parfois, ces caractéristiques structurales majeures sont en petit nombre de sorte qu'elles peuvent être considérées individuellement. Par compte, elles peuvent être suffisamment nombreuses pour former des ensembles qu'on peut soumettre à une analyse de structure. Les caractéristiques structurales plus petites, telles les diaclases, sont plus nombreuses; dans ce cas il faut soulever toutes les questions relatives aux procédés opérationnels et aux analyses statistiques des données qui représentent une grande population.

Dans les analyses, en mécanique des roches, les données de structure fournissent des renseignements qualitatifs utiles et bientôt, elles deviendront peut être la source des composantes quantitatives dans les équations de calcul. Par conséquent, afin de limiter le nombre de données à recueillir, on suggère de faire un relevé préliminaire de la zone où l'on veut faire une analyse de structure de façon qu'on puisse distinguer les domaines différents ou populations, des caractéristiques structurales (2, 8, 9). Alors, pour chaque domaine, on peut utiliser environ trois lignes, de préférence dans des directions orthogonales le long d'une surface exposée ou dans un trou de sondage. Chacune de ces lignes contient environ 50 fractures; les attitudes de toutes les caractéristiques structurales qui coupent ces lignes sont enregistrées (8). Cette méthode quelque peu arbitraire doit être reliée au but des travaux.

Lorsqu'on échantillonne des caractéristiques structurales planes le long d'une ligne, une erreur se glisse dans la méthode, mais on peut la corriger (10). Le nombre de diaclases entrecoupées par une certaine longueur du trou de sondage (Fig. G-13) dépend de l'attitude des diaclases par rapport à celle du trou de sondage, c.-à-d.:

$$N = \frac{L}{d / \sin ALP}$$

où N est le nombre de diaclases qui sont inclinées d'un angle AL par rapport au trou de sondage et qui coupent ce trou sur la longueur L . L'équation indique que N est égal à L/d si ALP est égal à 90° et que N est égal à 0 si ALP est égal à 0° . Evidemment, pour toute ligne de mesure il y aura une zone aveugle où toutes les caractéristiques structurales inclinées d'un angle qui tend vers 0° par rapport à la ligne ne seront probablement pas repérées. De plus, afin de déterminer le nombre réel de diaclases, on voit que la ligne de la base devrait être orientée à 90° par rapport aux plans des diaclases. On peut calculer le nombre réel de diaclases d'une autre façon:

$$N_{90} = L / d = N / \sin ALP$$

et

$$d = L \sin ALP / N$$

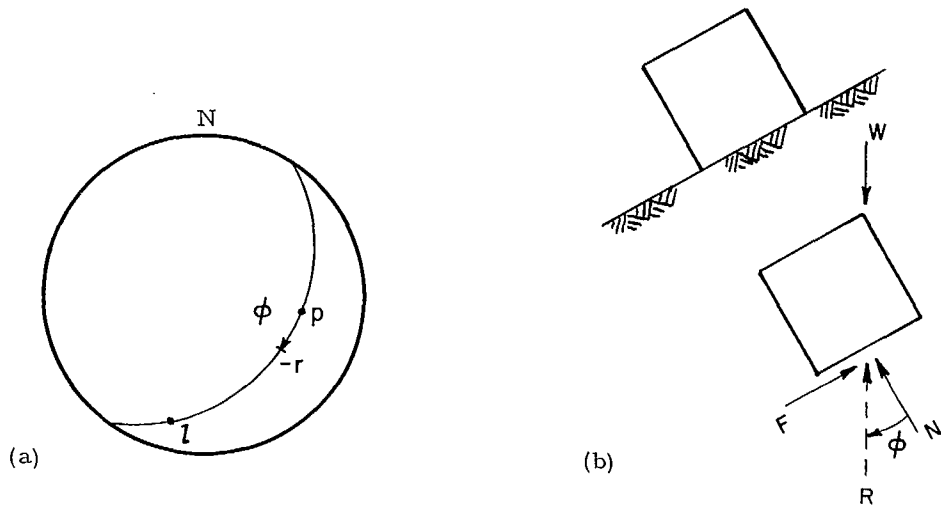


Fig. G-12. La projection de la force résultante ou de son opposé agissant sur un bloc qui glisse sur un plan d'une attitude de 185° , 60° le long d'une ligne de plongement arbitraire de 195° , 15° (projection de l'hémisphère inférieur).

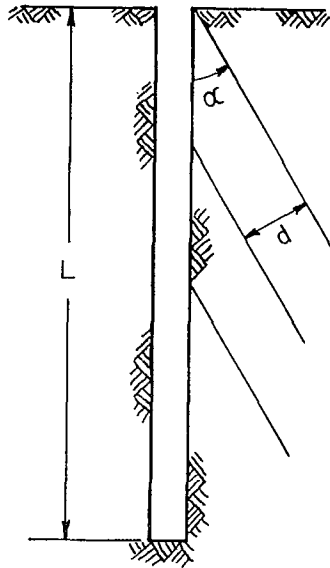


Fig. G-13. La variation du nombre de diaclases entrecoupées sur un trou de sondage de longueur L dépend de l'angle α compris entre les diaclases et le trou.

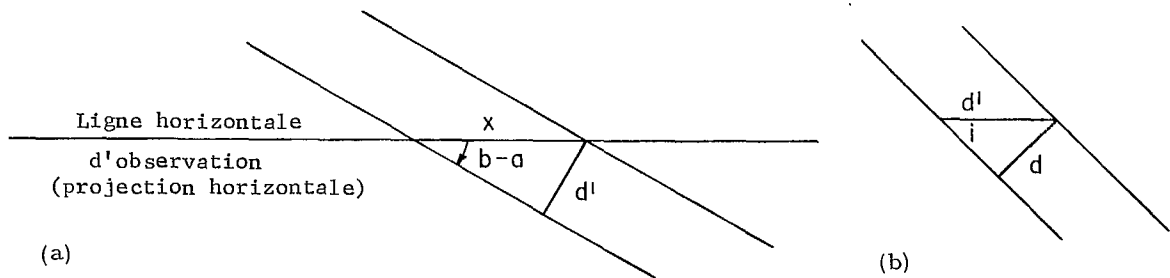


Fig. G-14. La relation entre l'espacement réel et l'espacement observé des diaclases: a) projection horizontale, et b) projection verticale.

De même si une ligne d'observation sur un affleurement horizontal d'une direction b est utilisée pour observer un ensemble de diaclases d'une direction a , l'angle entre la ligne d'observation et la direction est $(b-a)$ (2). (Comme seul l'angle absolu entre la ligne d'observation et les plans nous intéresse, l'équation doit éliminer la possibilité d'obtenir un angle négatif. L'espacement apparent d' (Fig. G-14a) sera relié à l'espacement mesuré. En supposant que l'espacement est régulier, de la façon suivante:

$$d' = x \sin (|b-a|)$$

Si les diaclases sont inclinées d'un angle i (Fig. G-14b), on peut déterminer l'espacement réel d des diaclases de la façon suivante:

$$d = d' \sin i \\ = x \sin(|b-a|) \sin i$$

A mesure que l'angle entre les plans observés et la ligne d'observation tend vers 0° , l'espacement réel calculé d tend vers 0. Par conséquent, on est recommandé d'utiliser un angle minimum de 5° lorsque cette formule de correction est appliquée (2). De plus, si la surface d'observation est rugueuse, les principes de base des calculs ne sont plus valables parce qu'il devient possible de faire des observations en place en trois dimensions. Par conséquent, pour des fins pratiques on pourrait établir une règle par laquelle on limite l'utilisation de l'équation précédente pour déterminer l'espacement réel pour les cas de la rugosité de la surface d'observation, c.-à-d. la hauteur des projections, est inférieure à l'espacement des diaclases (8). La réciproque de l'espacement réel est l'intensité réelle des diaclases, elle peut être arrondie et utilisée dans un réseau à surfaces égales lorsqu'on détermine les attitudes moyennes des plans.

On utilise ensuite le réseau polaire représenté à la Fig. G-2 pour tracer les attitudes des pôles des plans, corrigées ou non pour leur intensité réelle selon les conditions décrites ci-dessus. On représente sur des diagrammes séparés les observations obtenues des trois différentes lignes et on les compare pour être sûr qu'elles représentent le même domaine (7). Si les observations ne s'accordent pas, on devrait examiner de nouveau les limites des domaines et, peut-être les corriger. Si les limites initiales sont toujours considérées comme étant correctes, alors on peut tracer les trois lignes sur un seul diagramme. On pourrait recueillir les observations sur deux autres lignes comprenant 50 plans chacune, tracer les lignes séparément et les comparer au diagramme composé obtenue par les trois premières lignes. On répéterait ce procédé jusqu'à ce qu'aucune modification substantielle du diagramme composé de toutes les lignes ne survienne.

On devrait dessiner les contours des pôles des plans en utilisant la méthode de Schmidt qui consiste à placer le réseau sur une grille carrée (Fig. G-15). Ensuite, en faisant coïncider le centre d'un cercle unitaire qui représente 1% de la surface de projection avec chaque point de la grille, on compte le nombre des pôles dans cette surface et on indique ce nombre sur le point de la grille. D'une autre façon, on peut diviser le nombre de pôles dans la surface unitaire par le nombre total de pôles dans le réseau et exprimer ce nombre en pourcentage. On peut tracer ainsi de contour en choisissant un intervalle approprié, qui peut être 0.5, 1 ou 10% selon le nombre de données. De cette façon, on peut déterminer les attitudes de la concentration maximum de pôles. On a observé qu'on ne peut pas nécessairement classer les ensembles selon l'intensité relative. On considère qu'il est prudent de comparer les résultats obtenus à l'aide de cette méthode et les observations en place pour classer les ensembles par rapport à leur prédominance ou à leur signification pratique.

On devrait prendre certaines précautions lorsqu'on choisit les données. Par exemple, on a trouvé que l'on a tendance à ignorer les fractures parallèles à la schistosité et à la stratification. On ne devrait pas considérer les fractures dans une roche qui n'est pas définitivement native des formations locales (par ex., les fractures fausses-faites par l'homme) ni les surfaces planes apparemment de quelques pouces carrés seulement d'étendue. On ne devrait évidemment pas considérer les parties petites et irrégulières des grandes surfaces et de même, les surfaces tressées près des failles connues (9).

La Fig. G-16 représente une rupture de cisaillement selon la théorie de Mohr de la résistance, suivant des plans inclinés d'un angle ALP ou $(45 + F/2)$ par rapport au plan principal majeur. Dans des conditions idéales, on aura deux groupes de plans qui produisent des plans conjugués de cisaillement qui, selon la théorie de Mohr sur la résistance s'entrecroisent en formant un angle de $(90-F)$ degrés. Il en résulte alors que, si on a identifié sur place les plans conjugués de cisaillement, la direction de la contrainte principale majeure au moment de la rupture devait être la même que celle de la bissectrice de l'angle aigu compris entre les plans.

D'une autre façon de nombreuses expériences ont démontré que dans la roche fragile, les fractures se forment habituellement dans la direction de la contrainte principale majeure (Fig. G-17a). La formation de micro-fractures dans la substance rocheuse peut causer une contrainte de traction (Fig. G-17b) qui pourrait amorcer la formation d'une fissure normale à la limite de la micro-fracture et qui se propagerait dans la direction de la contrainte principale majeure. A l'échelle macroscopique, la propagation de ces fissures se manifeste tout comme la série de fractures verticales représentées à la Fig. G-17a. Le plan de cassure serait perpendiculaire à la direction de la contrainte principale mineure SIG-3 (Fig. G-17c).

Si la contrainte principale intermédiaire SIG-2 était égale à la contrainte principale mineure SIG-3, les fractures se formeraient sur une famille de plans parallèles à la direction de la contrainte principale majeure SIG-1. On appelle axe BET l'intersection de tels plans. En fait, les diaclases se forment habituellement par groupes plus ou moins à 90° d'intervalle à cause de l'anisotropie des contraintes ou du matériau. On peut ainsi déterminer la direction de la contrainte principale majeure pendant la formation des fractures en analysant la structure pour déterminer l'axe BET. Alors qu'on réfère habituellement à de telles fractures par fractures de traction, il est probablement plus juste, en considérant que la masse rocheuse ne supporte probablement pas les tensions réelles, de les appeler des fractures d'extension pour indiquer que la roche s'est dilatée perpendiculairement à la direction de la contrainte principale majeure (ce phénomène est parfois appelé effet de Poisson). Cependant, le sujet est complexe puisqu'une partie des fractures peut avoir été provoquée par la libération d'une poussée majeure. Ces fractures seraient ainsi normales à la direction de la contrainte principale majeure précédente.

Plusieurs autres situations complexes menant à la formation de diaclases doivent exister dans les masses rocheuses réelles soumises à des contraintes tectoniques. La figure G-18 représente un cas relativement simple qu'on peut imaginer. Les couches de roche A d'un rapport de Poisson de 0.5 enferme une couche de roche B d'un rapport de Poisson de 0.1. Pour les fins de la démonstration, on suppose que les couches peuvent se déformer latéralement et qu'il n'existe pas de contrainte dans la direction normale à la feuille de papier. Les déformations unitaires latérales des couches lorsque ces couches sont soumises à une pression normale S_v sont alors:

$$e_a = -0.5S_v/E \\ e_b = -0.1S_v/E$$

Cependant, si les couches sont bien attachées, l'expansion latérale de la couche B sera forcée d'être égale à une valeur qui se rapproche de $-0.5S_v/E$. Par conséquent, des contraintes de traction commenceraient à exister dans cette couche et seraient égales à:

$$\sigma_h = -(0.5 - 0.1)S_v/E = -0.4S_v$$

De telles contraintes pourraient produire des fractures de traction ou des diaclases perpendiculaires à la stratification. Il est probable que plusieurs combinaisons semblables de contraintes et des propriétés du matériau expliquent la diversité des systèmes de diaclases observés.

La ligne d'intersection des plans de la structure classés au premier et deuxième rang, ligne appelée axe BET, aurait pu être la ligne de moindre résistance à l'injection de magma et est ainsi importante en ce qui concerne la géométrie des filons de minéral (11). De plus, on considère que l'axe BET influence les problèmes de stabilité, tel l'affaissement dans les zones où les attitudes sont presque verticales. De même, les axes BET qui sont en plein jour à la paroi d'un talus rocheux auraient une orientation critique. En considérant le concept que l'axe BET coïncide avec la direction de la contrainte principale majeure lors de la formation des caractéristiques structurales, on a postulé qu'un réseau d'axes BET convergent indique une zone où il y avait une concentration plus grande de trajectoires de contraintes; plus les fractures résultantes sont intenses, plus la masse rocheuse est faible. L'extrapolation de ce concept révèle que dans une telle zone existe une plus grande concentration de minéral et que les puits et les autres excavations importantes ne devraient y être creusés (11).

En considérant la longue période de temps qui s'est probablement écoulé depuis la formation des ensembles de fractures examinés jusqu'à maintenant, personne ne serait surpris si l'histoire tectonique qui s'est déroulée durant cette période comprend le gauchissement, le plissement ou la formation de failles. Par conséquent, des ensembles qu'on aurait pu facilement distingués après leur formation peuvent maintenant avoir des attitudes qui varient d'un point à un autre de la masse rocheuse. L'effet

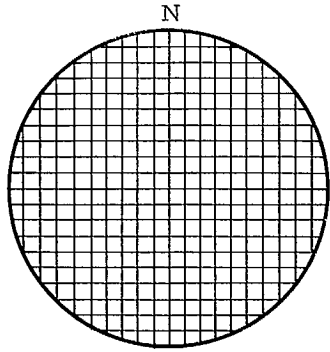
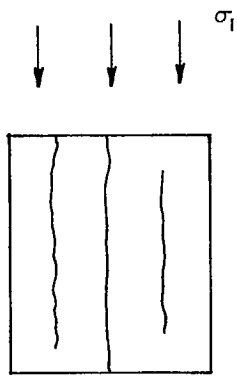
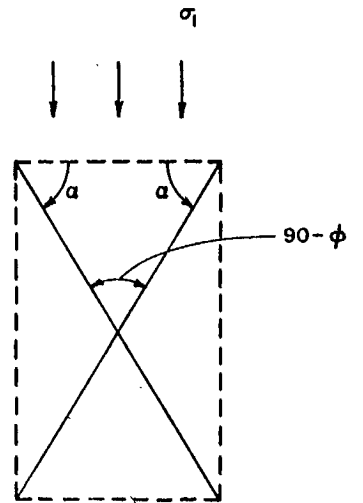
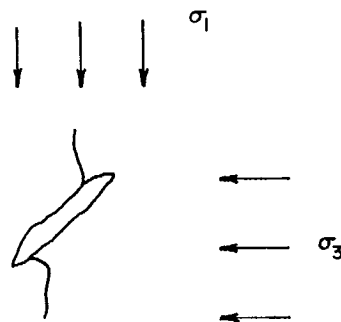


Fig. G-15. Une grille de compte pour les diagrammes de densité des pôles.

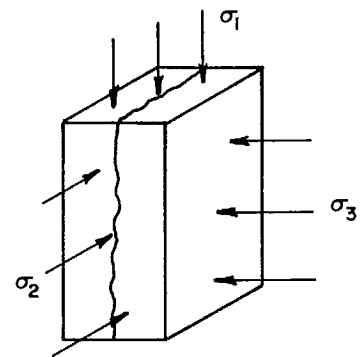
Fig. G-16. Plans conjugués de cisaillement selon la théorie de Mohr de la résistance.



(a)



(b)



(c)

Fig. G-17. La formation des fractures dans la roche fragile parallèlement à la contrainte principale majeure.

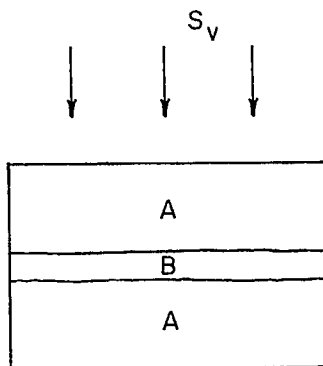


Fig. G-18. Les diaclases produites par des couches de roche ayant des coefficients de Poisson différents et soumises à un chargement normal.

composé de tels phénomènes pourrait produire la formation d'une bande de concentration de pôles ou ceinture de pôles. L'étude de telles données et les analyses cinématiques peuvent aider à l'établissement d'un programme pour déterminer les conditions des contraintes naturelles.

La dispersion des attitudes des divers éléments de l'ensemble devrait être une propriété importante de l'ensemble. Par exemple, si on montrait que l'attitude d'une concentration maximum d'une mine à ciel ouvert, mais que la dispersion était telle que quelques éléments étaient en plein jour, alors on pourrait déterminer, à l'aide du calcul de probabilité, la surface de la paroi du talus influencée par des éléments critiques de l'ensemble (2).

Cependant, on a montré que, si on utilise une table de nombres au hasard pour représenter les attitudes d'une distribution uniforme, la concentration résultante varie considérablement de 1% des points situés dans 1% de la surface, comme ce serait le cas pour une représentation idéale d'une distribution uniforme des attitudes (8). On obtient des maximums qui pourraient être considérés comme représentatifs des ensembles prédominants si on ne connaissait pas la source des données. En tenant compte de ce qui précède et en essayant de déterminer une certaine signification de la dispersion observée, on a établi un indice de dispersion des diaclases qui est égal à la surface entourée par un contour donné de concentration de diaclases pour tous les ensembles et qui est exprimée en pourcentage de la surface, entourée par le même contour d'un échantillon pris au hasard d'une distribution uniforme en utilisant le même nombre de points. On considère que cet indice donne une mesure du degré d'uniformité d'un système de diaclases; un indice élevé signifie un bas degré d'uniformité et ainsi probablement une masse rocheuse plus résistante (8).

En plus du relevé des attitudes des diaclases et de la détermination des ensembles prédominants, d'autres renseignements devraient être enregistrés lorsqu'on prépare une carte des caractéristiques structurales. On devrait déterminer l'espacement moyen de chaque ensemble de diaclases et tenir compte, si nécessaire, des corrections calculées de la façon décrite, ci-dessus. De plus, on devrait noter la longueur maximum observée de toutes les diaclases, la longueur maximum étant probablement la plus représentative (8). La rugosité devrait être estimée et exprimée par l'aspérité divisée par la distance entre les aspérités semblables. Enfin, si on a montré que la masse rocheuse contient trois ensembles de fractures prédominants, on peut multiplier les espacements moyens de chaque ensemble pour obtenir le volume d'un bloc unitaire typique, qui peut être utile pour prédire grossièrement les propriétés mécaniques de la masse rocheuse en se basant sur les expériences entreprises à différents sites.

L'information supplémentaire la plus importante est peut-être la description du matériau de remplissage, des produits d'altération et de la formation des brèches. Lorsque les failles sont situées sur un site particulier et que leur étendue est délimitée, il est alors important de mieux connaître les propriétés de la surface de la fracture. Par rapport à la stabilité on peut classer la variété infinie des failles en quelques catégories. La figure G-19a représente une faille inverse dont la séparation des deux côtés de la surface de la fracture est essentiellement nulle; d'autres fractures ne se sont pas formées. La figure G-10b représente une faille avec ramification typique causée peut-être par les contraintes secondaires de traction (c.-à-d. les contraintes créées après la formation de la fracture). La figure G-19c représente un cas plus extrême où des brèches sont formées; le mouvement et les contraintes secondaires ont créé une zone de roche brisée sur la ligne de faille. Une description de la présence de n'importe quel matériau étranger (par ex., argile, gypse, quartz) est d'une grande valeur pratique.

En faisant l'analyse de structure ou l'étude des caractéristiques structurales majeures, on pourrait rencontrer le problème simple de la rupture d'un talus par cisaillement plan. Dans le cas d'un problème à deux dimensions, le mouvement est perpendiculaire à la direction de la caractéristique structurale et la réaction d'un plan s'oppose à ce mouvement (on ignore ainsi la résistance qui pourrait exister aux extrémités du bloc). Un exemple peut illustrer l'analyse par projections graphiques: le sommet d'un talus a une direction de 070° et un pendage de 30°; une faille a une direction de 070° et un pendage de 25°. La figure G-20 montre la projection de ces plans et de leurs pôles. Comme la projection F du plan de faille est au-delà de la projection S du plan du talus, un glissement est possible, c.-à-d. que S coupe F par en dessous. Le glissement naissant est selon la direction du pendage et les forces de réaction sont dans le plan perpendiculaire à la direction et perpendiculaire à F. S'il n'y a pas de cohésion sur le plan, la réaction maximum possible du plan est à un angle égal à l'angle de frottement FI mesuré à partir de la normale ou le pôle pf du plan comme à la figure G-16 où l'angle FI est mesuré de pf à r. Si r se trouve du côté du centre O du cercle de la projection F, la situation est stable parce que la réaction R est orientée de façon à ajouter une composante de force en excès parallèle au plan de glissement naissant. Notons qu'on aurait pu tracer un cercle de frottement. Cependant, le seul point du cercle qui nous intéresse est celui qui est dans la direction du pendage.

Un problème un peu moins simple est le glissement naissant sur un plan dans une direction autre que la direction perpendiculaire à la direction de la faille (5). Par exemple, considérons le même talus, mais avec une faille de 185°, 60°. La figure G-21 représente les projections des deux plans. La zone I à H est la seule partie de la projection F du plan de faille qui est au-delà de la projection S du plan du talus ou que le talus coupe par en-dessous. L'intersection du plan de faille et du pied du talus, représentée par le point I, définit donc le plongement maximum du mouvement naissant. Le plan qui contient les réactions agissant sur le bloc doit être perpendiculaire au plan de faille F et ainsi doit contenir le pôle pf. Le plan doit aussi contenir la ligne de plongement OI, la direction du mouvement naissant. Par conséquent, la projection du plan discontinue à la figure G-21 représente le plan des réactions. Dans ce cas, comme du plan qui contient les réactions ne serait pas vertical, seule une composante de la force de gravité agirait sur le bloc pour le glisser vers le bas du plan et produire la réaction normale N de laquelle la réaction du frottement dépend. Donc, lorsque l'angle FI est porté sur la projection du plan des réactions (Fig. G-21) au point -r qui représente la réaction résultante, pour déterminer s'il existe une condition stable, on doit comparer la position de -r et le point d'intersection du plan qui contient les réactions et du plan vertical qui passe par O et qui est normale au plan précédent (dans lequel la composante du vecteur W agit). Sans qu'il soit nécessaire de représenter cette intersection, on voit à la figure G-21 qu'il existerait une condition stable parce que le point -r serait situé sur le côté de cette intersection vers le pied du talus.

Le glissement naissant d'un coin de roche le long de deux plans intersectés est un troisième cas, plus complexe (5). Par exemple, deux plans de cassure ont des attitudes de 210°, 40° et 185°, 60° avec des pôles p₁ et p₂ (Fig. G-22). Le glissement naissant est selon une ligne de plongement d'une direction quelque part entre les directions des deux plans de cassure - disons, dans cet exemple, que la direction de l'intersection (qui est en plein jour au-dessus du pied du talus) et qu'ainsi le contact est maintenu sur les deux plans. Les plans des réactions des forces de chaque plan de cassure doivent passer par leurs pôles et le pôle I de la ligne de glissement. De même, on détermine les résultantes -r₁ et -r₂ en portant sur la projection de ces plans les angles de frottement FI-1 et FI-2 (Fig. G-22). La résultante combinée des réactions résultantes individuelles R₁ et R₂ doit donc être dans le plan qui comprend -r₁ et -r₂. Si la projection de ce plan est située sur le côté de O dans la direction du mouvement naissant, la situation est stable.

Afin d'éviter les cas extrêmes, on doit se rappeler que, alors que la structure des caractéristiques structurales est importante pour évaluer la résistance et la rigidité des masses rocheuses fragiles, certains facteurs tels la teneur en humidité, le degré d'altération et les pressions de l'eau interstitielle, qui déterminent la résistance au cisaillement, peuvent être plus importants dans le cas des roches plastiques. Et même dans la roche fragile, la présence de zones de brèches, de zones altérées et de couches d'argile a une aussi grande importance. En d'autres termes l'investigation d'un site doit être reliée aux problèmes qui pourraient survenir.

La programmation pour tracer les densités des pôles

Comme nous l'avons montré plus haut, dans un réseau à surfaces égales, la distance de la projection du pôle d'un plan du centre est:

$$r = \sqrt{2} R \sin \theta/2.$$

Les coordonnées rectangulaires du pôle p (Fig. G-23) auront les valeurs suivantes:

$$x_1 = r \sin A \text{ and } y_1 = 4 \cos A.$$

où A est l'azimut du pôle.

Le rayon d'un cercle de comptage de 1 pour cent (c.-à-d. qui contient 1% de la surface projetée totale) est:

$$c = R/10.$$

Comme le réseau est en fait continu à la circonférence avec les surfaces opposées, les points qui se trouvent dans le cercle primaire de comptage (Fig. G-24) doivent être ajoutés à ceux qui se trouvent dans le cercle secondaire de comptage à l'autre du diamètre.

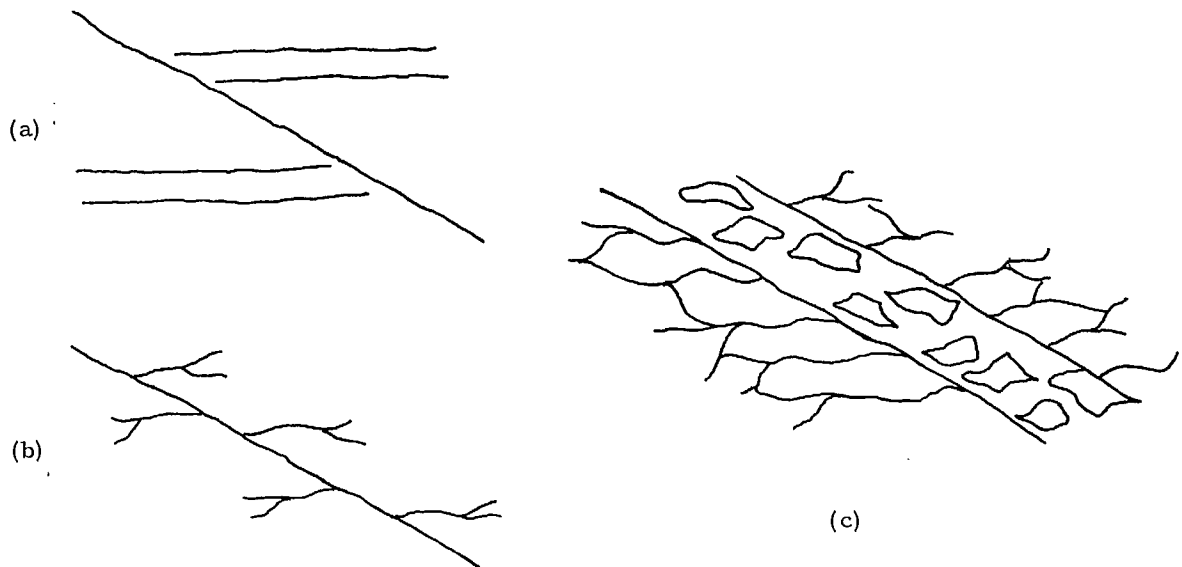


Fig. G-19 La classification des failles pour les fins des études de mécanique: a) Une faille nette b) Une faille ramifiée, c) Une faille bréchiforme.

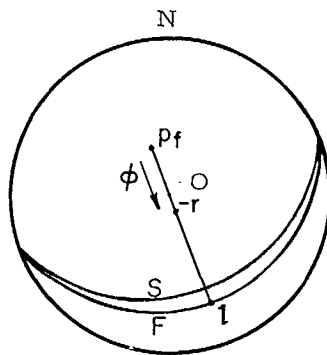


Fig. G-20 L'analyse d'une rupture naissante de cisaillement plan dans un talus S à 070° , 30° sur une faille F à 070° , 25° (LH)

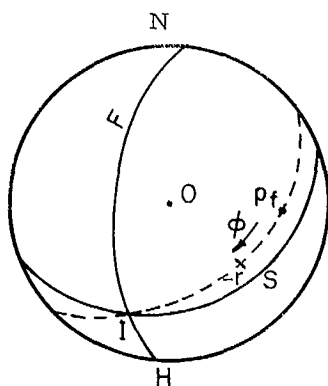


Fig. G-21. L'analyse du glissement dans un talus S à 070° , 30° sur une faille F à 185° , 60° , le plongement maximum du mouvement naissant est représenté par OI (LH).

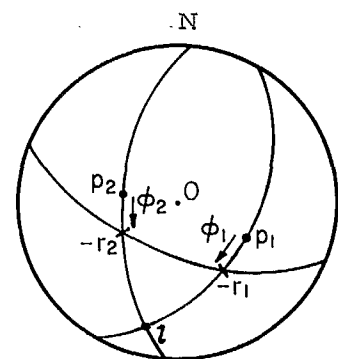


Fig. G-22. L'analyse du glissement naissant le long de l'intersection de deux plans (projection sur l'hémisphère inférieur).

La distance entre chaque point de donnée (x_1, y_1) et chaque point de la grille (x_2, y_2) peut être déterminée à l'aide de l'équation classique suivante:

$$d = ((x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2)^{1/2}$$

Si la distance d est inférieure au rayon c du cercle de comptage, on donne au point de la grille une valeur de 1 ou un accroissement de 1 qui s'accumule jusqu'au nombre de points des données en deçà du rayon d'un cercle de comptage voisin à ce point de la grille.

Un programme se compose des données, des calculs et des résultats. Les données sont habituellement une variable entière égale au nombre de paires de données qui seront traitées et une matrice qui se compose de l'angle d'azimut en degrés par rapport au pôle du plan et de l'angle de plongement du pôle en degrés. Le sous-programme, qui donne le compte de la densité chiffrerait les mathématiques ci-dessus en tenant compte, lorsque approprié, de la nécessité d'inclure les points de la grille qui se trouvent dans le cercle secondaire de comptage (12).

Les résultats peuvent être une matrice de valeurs de densité pour chaque point de la grille sur un réseau de Schmit à surfaces égales avec la convention de comptage de 1%. L'imprimante peut être utilisée pour tracer ces nombres selon la position géométrique du point de la grille. Ces résultats peuvent être soit les valeurs réelles de densité soit les valeurs de densité en pourcentage. Alors qu'il est possible de considérer les résultats comme des données pour la machine à tracer et d'obtenir les lignes de contour des valeurs, on peut en très peu de temps tracer à la main les lignes de contour tout en se familiarisant avec les diverses concentrations et leurs dispersions.

La décomposition des contraintes

On peut décomposer les contraintes dans une masse rocheuse en ses composantes normales et de cisaillement qui agissent sur un plan donné, tel une faille, en utilisant des projections stéréographiques (13). La figure G-25a représente les contraintes agissant sur un élément infinitésimal. Par la sommation des forces dans la direction des x et des y , il s'ensuit que les contraintes dans le plan oblique sont:

$$\sigma = \sigma_1 \cos^2 \alpha$$

$$\tau = \sigma_1 \sin \alpha \cos \alpha$$

où ALP est l'angle entre le plan principal majeur et le plan oblique. Pour la contrainte résultante f , on a les relations suivantes:

$$\begin{aligned} f^2 &= \sigma^2 + \tau^2 \\ &= \sigma_1^2 \cos^4 \alpha + \sigma_1^2 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha \\ &= \sigma_1^2 \cos^2 \alpha \end{aligned}$$

et

$$f = \sigma_1 \cos \alpha$$

Puisque la contrainte résultante sur cet élément doit être dans une direction opposée à celle de SIG-1, dans ce cas la direction des x , on la représente par f_x (noter que ALP est donc aussi l'angle compris entre f_x et la normale au plan oblique). Avec SIG-2 dans la direction des y et SIG-3 dans la direction des z , on peut établir des équations semblables: $c.A.d.$, $f_y = (\text{SIG-2}) \cos \text{BET}$ et $f_z = (\text{SIG-3}) \cos \gamma$, où BET et γ sont les angles compris entre f_y et f_z et le pôle du plan oblique.

On détermine la contrainte résultante f dans le plan oblique, pour une condition de contrainte triaxiale, par ses composantes:

$$\begin{aligned} f^2 &= f_x^2 + f_y^2 + f_z^2 \\ &= \sigma_1^2 \cos^2 \alpha + \sigma_2^2 \cos^2 \beta + \sigma_3^2 \cos^2 \gamma \\ &= \sigma_1^2 l^2 + \sigma_2^2 m^2 + \sigma_3^2 n^2 \end{aligned}$$

où l , m et n sont les cosinus des directions du pôle du plan incliné.

Un exemple est peut-être la meilleure façon d'illustrer la décomposition de la contrainte résultante en ses composantes normales et de cisaillement (13). Considérons un plan de faille avec une attitude de $135^\circ, 70^\circ$ dans un champ de contrainte $S_1 = 10 \text{ kips/po}^2$ (69 MN/m^2) à $099^\circ, 38^\circ$, $S_2 = 5 \text{ kips/po}^2$ (34.5 MN/m^2) à $135^\circ, 36^\circ$ et $S_3 = 3 \text{ kips/po}^2$ (20.7 MN/m^2) à $250^\circ, 32^\circ$, qui sont toutes des contraintes de compression. Afin d'examiner la stabilité d'un bloc qui commence à glisser vers le bas d'un plan, on doit décomposer les contraintes dues au plan et qui agissent sur le bloc en leurs composantes normales et de cisaillement. Les axes des x , des y et des z sont dans les directions de S_1 , de S_2 et de S_3 .

Les composantes orthogonales de f sont:

$$\begin{aligned} f_x &= f \cos A = f_a \\ f_y &= f \cos B = f_b \\ f_z &= f \cos C = f_c \end{aligned}$$

où A , B , C sont les angles entre f et les axes des x , des y et des z et où a , b , c sont les cosinus de directions de f par rapport à ces axes. Il s'ensuit que:

$$\begin{aligned} a &= S_1 l/f \\ b &= S_2 m/f \\ c &= S_3 n/f \end{aligned}$$

On commence la solution du problème en traçant S_1 , S_2 , S_3 et p , le pôle du plan oblique (Fig. G-25b). En mesurant à l'échelle, on a trouvé que les angles ALP, BET et GAM sont $36^\circ, 76^\circ$ et 57° respectivement (noter que ces angles devraient être aigus et que les vecteurs à 180° par rapport à la direction précédente de S_1 , S_2 et S_3 représentent aussi ces contraintes).

Donc,

$$\begin{aligned} l &= \cos 36 = 0.81 \\ m &= \cos 76 = 0.24 \\ n &= \cos 57 = 0.54 \end{aligned}$$

et

$$\begin{aligned} f^2 &= (10 \times 0.81)^2 + (5 \times 0.24)^2 + (3 \times 0.54)^2 = 69.1 \\ f &= 8.3 \text{ kips/po}^2 \text{ (57.3 MN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Ainsi

$$\begin{aligned} a &= 10 \times 0.81/8.3 = 0.975, A = 13^\circ \\ b &= 5 \times 0.24/8.3 = 0.144, B = 82^\circ \\ c &= 3 \times 0.54/8.3 = 0.195, C = 79^\circ \end{aligned}$$

Afin de déterminer l'orientation de f , il est suffisant de localiser la projection de son opposé $-f$ qui sera dans l'hémisphère inférieur. A la figure G-25c on trace les arcs de $13^\circ, 82^\circ$ et 79° pour localiser $-f$.

Pour déterminer SIG et TAU dans le plan de faille, on doit déterminer l'angle TET compris entre f et $-p$. En faisant passer un plan par $-f$ et par p , on peut mesurer l'angle à l'échelle et on obtient une valeur de 26° (Fig. G-25d). On a ainsi:

$$\text{SIG} = 8.3 \cos 26 = 7.4 \text{ kips/po}^2 \text{ (51.1 MN/m}^2\text{)}$$

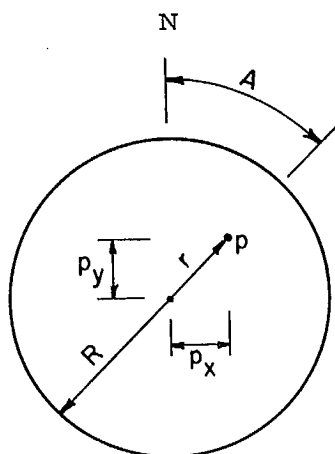


Fig. G-23. Les coordonnées d'un pôle p utilisées dans les analyses de structure par ordinateur.

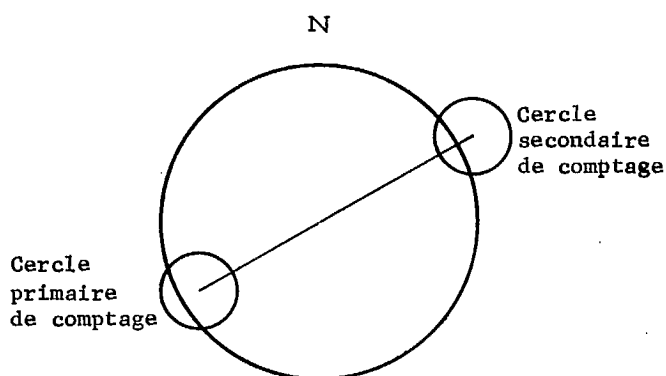


Fig. G-24. La relation entre les cercles primaire et secondaire de comptage pour déterminer les concentrations des pôles.

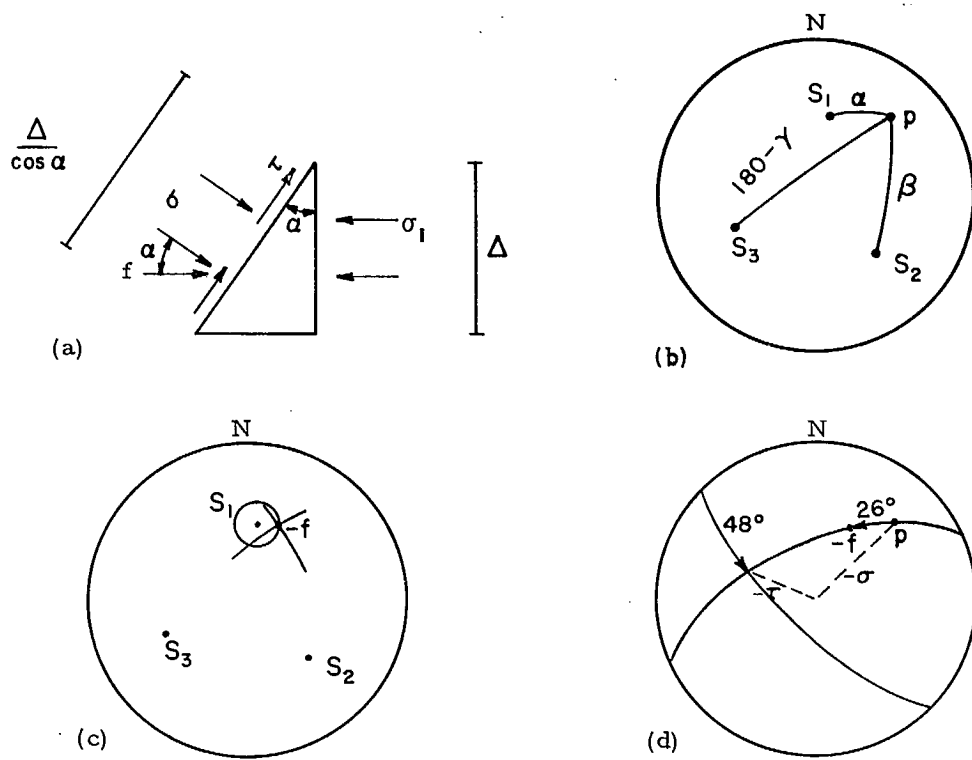


Fig. G-25. La décomposition des contraintes dans une masse rocheuse en contraintes normale et de cisaillement dans un plan: a) un élément qui montre la décomposition d'une contrainte principale en contraintes normale et de cisaillement dans un plan oblique, (b) les contraintes principales et le pôle d'un plan oblique tracés sur un diagramme stéréographique, (c) la détermination du vecteur de la contrainte résultante dans un plan oblique, (d) la détermination des vecteurs des contraintes normale et de cisaillement dans un plan oblique (projections sur un hémisphère inférieur) (13).

$$\text{TAU} = 8.3 \sin 26 = 3.6 \text{ kips/po}^2 \text{ (24.8 MN/m}^2\text{)}$$

On obtient la direction de TAU en sachant qu'il est dans le plan de faille et dans le plan normal au plan de faille; on connaît le sens de la direction, TAU étant une composante de f. La figure G-25d représente l'opposé sur la projection de l'hémisphère inférieur. On peut analyser la stabilité en utilisant l'équation de Mohr de la résistance:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi$$

où TAU - f est la contrainte de cisaillement dans le plan à la rupture, c est la cohésion entre les surfaces, SIG est la contrainte normale entre les plans qui résulte de l'état des contraintes naturelles, u est la pression de l'eau entre les plans et FI est l'angle effectif de frottement.

Lorsqu'on traite les contraintes en trois dimensions, par ex., lorsqu'on établit l'histoire des directions des contraintes principales à l'aide d'analyses de structure ou, lorsqu'on détermine les contraintes principales actuelles pour des fins de construction, on rencontre certains problèmes dans la présentation des informations. Cet aspect est important pour la communication et pour les analyses.

Pour représenter l'état des contraintes dans trois plans orthogonaux et, ainsi, les contraintes triaxiales en un point, on peut utiliser le diagramme de Mohr, qui sert habituellement à représenter l'état des contraintes dans un plan. Les cercles de contraintes pour chaque plan principal, lorsque celui-ci est orienté de la façon indiquée à la figure G-27a, sont tracés sur le même diagramme (Fig. G-27b). Les axes x, y, z coïncident avec les directions de SIG-1, SIG-2 et SIG-3. Les cercles a, b et c, respectivement de centre A, B et C, représentent les contraintes dans les plans xy, yz et zx respectivement.

Dans les études en place, on prend fréquemment une série de mesures le long du trou de sondage à l'aide desquelles on calcule les contraintes dans le plan perpendiculaire au trou de sondage. On appelle contraintes principales secondaires les contraintes normales maximum et minimum dans ce plan; elles ne sont pas nécessairement les contraintes principales réelles puisqu'il peut exister des contraintes de cisaillement dans ces plans dans la direction parallèle à l'axe du trou de sondage. Une autre méthode pour présenter graphiquement les données consiste à tracer la grandeur de ces contraintes principales secondaires SIG-1 et SIG-2 le long de la ligne du trou de sondage (Fig. G-28) et l'attitude ou l'angle de plongement de la contrainte normale maximum. On doit reconnaître qu'un tel graphe donne des informations limitées puisque les grandeurs et les attitudes des contraintes principales réelles sont encore inconnues (les mesures n'ont pas donné d'informations pour les plans parallèles au trou de sondage).

Lorsqu'on a pris suffisamment de mesures en divers points d'une masse rocheuse pour déterminer les trois contraintes principales, il est parfois intéressant de tracer le long des lignes de section le rapport SIG-1/SIG-3 en fonction de x (Fig. G-29a). Si la roche est très altérée de sorte que la cohésion est essentiellement nulle, ce rapport est particulièrement important puisque la théorie de Mohr de la résistance montre que la valeur maximum est égale à $\tan^2 (45 + \text{FI}/2)$. Lorsque c ≠ 0, cette valeur maximum s'appliquerait au rapport (SIG-1 + SIG-c)/(SIG-3 + SIG-c) lorsque SIG-c = c/tan FI.

Un graphe d'un type semblable consiste à tracer (SIG-1 - SIG-3)/SIG-3 en fonction de x, ce qui équivaut à tracer la contrainte maximum de cisaillement (c.-à-d. TAU-m = 1/2 (SIG-1 - SIG-3)) (Fig. G-29b).

Selon la même façon de procéder, on trace parfois le rapport (SIG-1 - SIG-3)/SIG-3 en fonction de x. Ce rapport est la mesure de (mais n'est pas égal à) l'angle BET d'obliquité de la contrainte résultante sur un plan, c.-à-d. TAU-f est proportionnel à TAU-m = (SIG-1 - SIG-3)/2 et SIG sur le plan de rupture est proportionnel à SIG-3 pour un matériau pulvérulent. Rappelons que, selon la théorie de Mohr de la résistance, l'angle maximum d'obliquité est égal à l'angle FI de frottement interne, c.-à-d. TAU FI = TAU-f/SIG. Le rapport précédent doit donc être plus petit qu'une certaine valeur enveloppe qu'on peut calculer en connaissant FI (on pourrait faire une analyse semblable pour c ≠ 0).

Une autre technique de représentation graphique des conditions des contraintes naturelles utilise les ellipses et les ellipsoïdes. La composition des contraintes normales et de cisaillement donne la résultante f qu'on peut relier aux contraintes principales de la façon précédente. Il s'ensuit que $f_x^2/\text{SIG}^2-1 = \sin^2 \text{TET}$ et $f_y^2/\text{SIG}^2-2 = \cos^2 \text{TET}$. Ainsi on peut établir l'équation d'une ellipse:

$$f_x^2/\sigma_1^2 + f_y^2/\sigma_2^2 = 1.$$

Il s'ensuit que les points d'une ellipse dont le grand axe et le petit axe sont égaux respectivement à SIG-1 et SIG-2 représente f_x et f_y , la distance radiale étant égale à f. De même, on peut combiner les ellipses des contraintes résultantes dans les plans yz et zx pour former un ellipsoïde de contrainte pour un état de contrainte triaxiale. En fait, comme la contrainte résultante f est rarement sinon jamais utilisée dans les analyses de contraintes, dans la plupart des cas, on peut remplacer ces ellipsoïdes en spécifiant ou en traçant simplement les contraintes principales.

Une autre méthode qui est parfois utile pour représenter graphiquement la variation des contraintes principales mesurées d'un point à un autre consiste à utiliser le graphe isométrique (Fig. G-26). En connaissant la direction TET et l'inclinaison EPS de chaque contrainte principale, on peut calculer leurs cosinus directeurs correspondant aux axes, E, V et N. On a par exemple:

$$l = \cos \psi \sin \theta, m = \sin \psi, n = \cos \psi \cos \theta.$$

On peut alors calculer les projections des vecteurs des contraintes principales sur les trois axes en multipliant leur grandeur par leurs cosinus directeurs. On peut utiliser ces projections pour tracer à l'échelle les vecteurs de contrainte. On devrait suivre certaines règles telles que tracer tous les vecteurs au-dessus du plan horizontal et utiliser des flèches qui s'éloignent de l'origine pour les contraintes de traction et qui se rapprochent de l'origine pour les contraintes de compression.

Un diagramme à surfaces égales comporte certains avantages pour traiter un grand nombre d'observations des directions des contraintes principales. On trace les vecteurs de contrainte principale de la même façon que les lignes. On trace les lignes de contour des pôles de ces vecteurs et on traite par ailleurs les pôles de la même manière que les réseaux de structure.

Pour des plans obliques sur lesquels SIG et TAU agissent, A, B et C sont en fait les centres de familles de cercles qui représentent les lieux des contraintes (SIG, TAU). Les attitudes de ces plans obliques sont déterminées par le cosinus des angles compris entre les normales aux plans et les axes de l'espace, c.-à-d. par les cosinus directeurs de l, m et n qui varie de 0 à 1. On peut montrer ainsi que, pour une famille de plans avec un des cosinus directeurs constants, SIG et TAU sont reliés (14). Si n est constant, l'équation est:

$$\tau^2 + \left\{ \sigma - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \right\}^2 = 1/4(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + n^2(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_2 - \sigma_3).$$

Il s'ensuit que le centre de la famille de cercles de Mohr est à $(1/2(\text{SIG}-1 + \text{SIG}-2), 0)$ ou A et que les rayons sont égaux à $1/4(\text{SIG}-1 - \text{SIG}-2)^2 + n^2(\text{SIG}-1 - \text{SIG}-3)(\text{SIG}-2 - \text{SIG}-3)^{1/2}$. Lorsque n = 0, le rayon est égal à $1/2(\text{SIG}-1 - \text{SIG}-2)$, ou est le même que celui du cercle a; lorsque n = 1, le rayon est égal à $1/2(\text{SIG}-1 + \text{SIG}-2) - \text{SIG}-3$ ou à la distance A SIG-3. Si l ou m est constant, les équations suivantes définissent des familles semblables de cercles:

$$\tau^2 + \left\{ \sigma - \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3) \right\}^2 = 1/4(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + l^2(\sigma_2 - \sigma_1)(\sigma_3 - \sigma_1).$$

et

$$\tau^2 + \left\{ \sigma - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \right\}^2 = 1/4(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + m^2(\sigma_3 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_2).$$

Les centres de ces deux familles sont B et C respectivement. Par exemple, le plan yz est déterminé par l = 0 et les contraintes sont déterminées par le cercle de centre B et de rayon (SIG-2 - SIG-3)/2. Pour n = 1, le rayon du cercle est égal à B SIG-1. De même, pour des valeurs différentes de l, les cercles de centre C seront déterminés.

La méthode pour tracer les contraintes sur un plan oblique par rapport aux plans principaux est la suivante (14). Un pôle OP (qui est dans la direction de SIG dans le plan) fait un angle TET avec l'axe des x et un angle PSI avec l'axe des z (Fig. G-27c). On fait tourner le pôle avec TET ou le cosinus directeur l constant dans le plan xy. Or étant considéré comme une des familles de pôles à un angle TET par rapport à l'axe des x, les contraintes dans le plan xy à TET par rapport au plan principal majeur détermineront le rayon du cercle de contrainte de centre B. On détermine D sur le cercle a en traçant (2 TET) à partir de l'axe des x. L'arc DE est alors le lieu de contrainte (SIG, TAU) dans les plans, le cosinus directeur l étant constant.

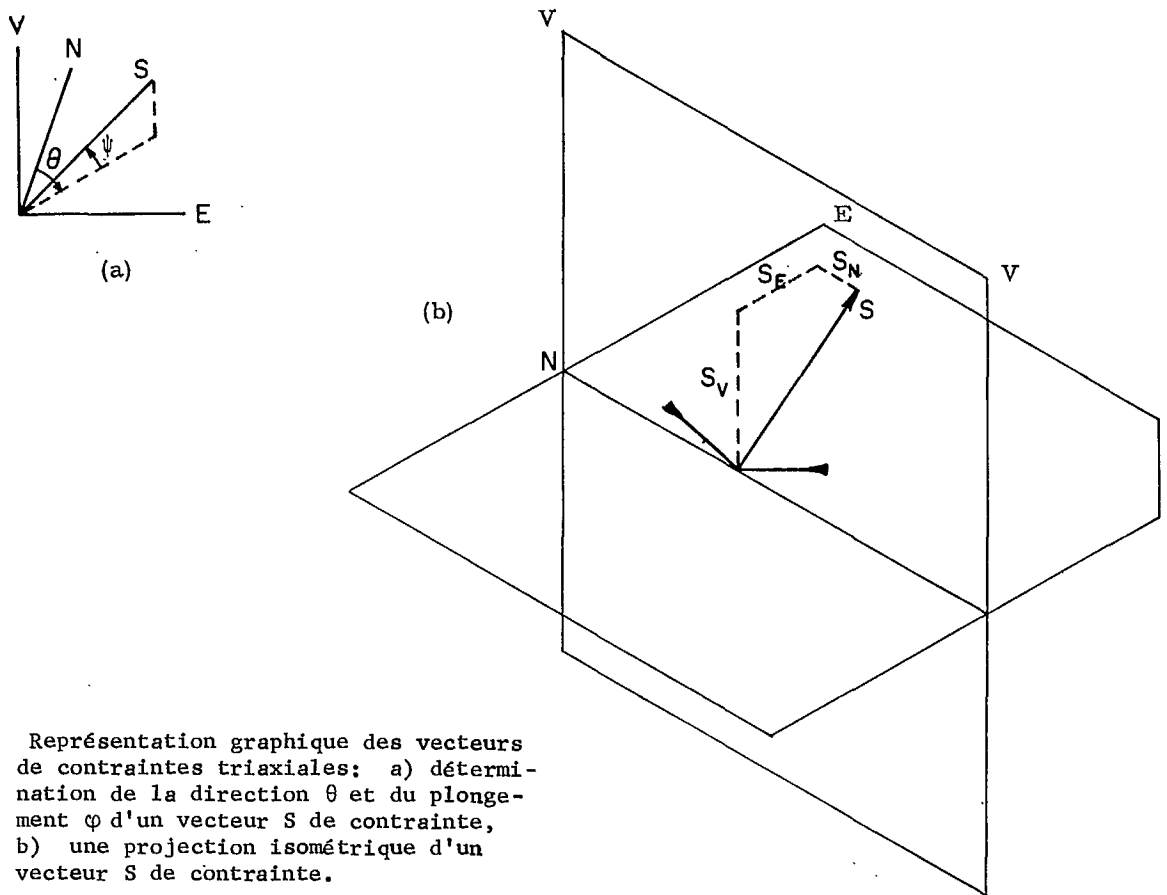


Fig. G-26. Représentation graphique des vecteurs de contraintes triaxiales; a) détermination de la direction θ et du plongement ψ d'un vecteur S de contrainte, b) une projection isométrique d'un vecteur S de contrainte.

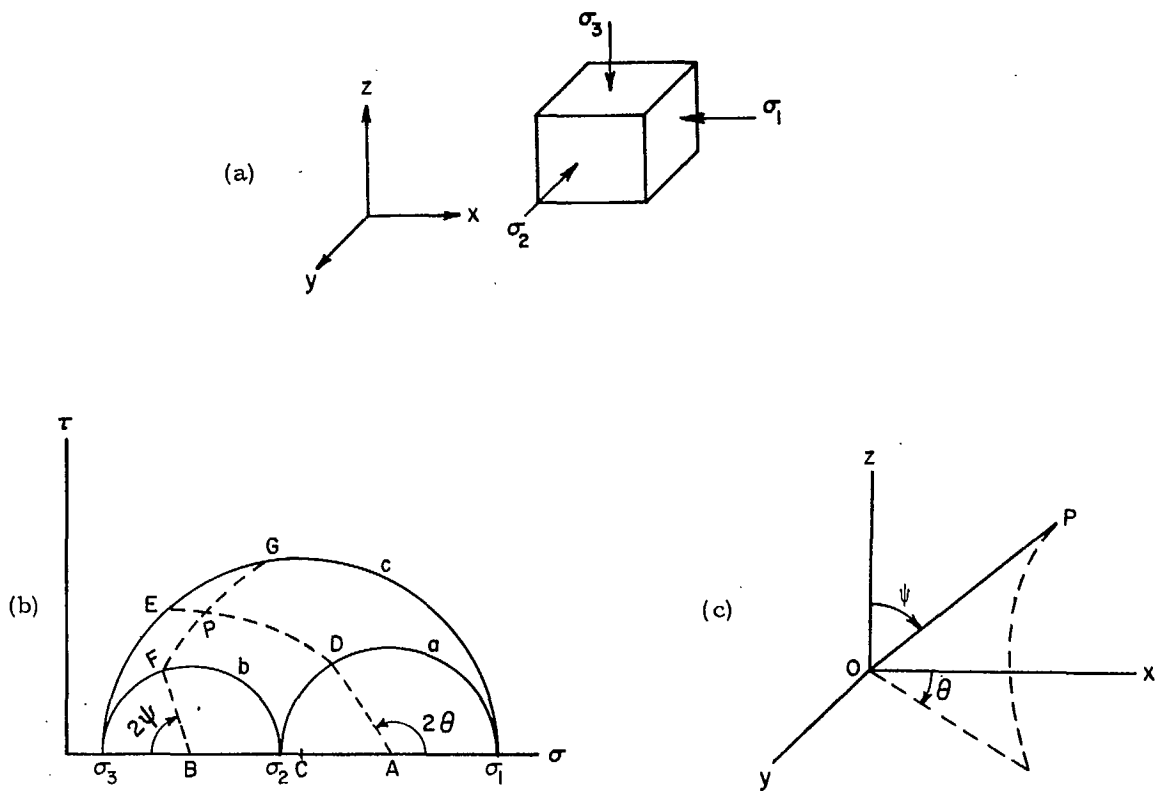


Fig. G-27. La construction d'un diagramme de Mohr pour les contraintes en trois dimensions: (a) les contraintes qui coïncident avec les axes de l'espace, (b) une construction pour déterminer σ et τ dans le plan représenté par le pôle OP et (c) la rotation du pôle OP dans le plan xy (14).

De même, on peut faire tourner OP dans le plan yz selon un angle constant PSI par rapport à l'axe des z. Le plan fait un angle PSI par rapport au plan principal mineur et sa position peut être déterminée sur le cercle -b (Fig. G-27b). Le cosinus directeur n étant constant, l'axe FG de centre A coupe DE en P dont les coordonnées (SIG, TAU) sont les contraintes dans le plan oblique dont le pôle est OP.

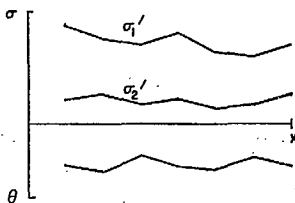


Fig. G-28. Le graphe de la contrainte principale secondaire ou les contraintes normales maximum et minimum dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou de sondage en fonction de la distance le long du trou de sondage.

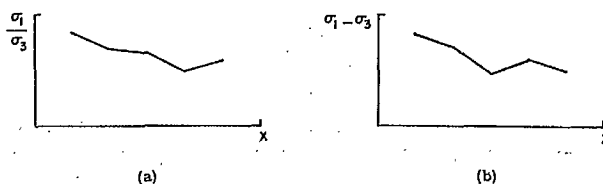


Fig. G-29. (a) Graphe de la variation du rapport σ_1/σ_3 des contraintes principales le long d'une ligne, (b) graphe de la variation de la différence $(\sigma_1 - \sigma_3)$ des contraintes maximums le long de la ligne.

BIBLIOGRAPHIE

1. Turner, F. and Weiss, L., "Structural Analysis of Metamorphic Tectonites", McGraw-Hill (1963).
2. Call, R., "Design of Open Pit Slopes", unpublished paper presented to SME (September 1967).
3. Goodman, R. et al., "A Model for the Mechanics of Jointed Rock", Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM3 (May 1968).
4. Tröllope, D., "The Mechanics of Discontinua or Elastic Mechanics in Rock Problems", Rock Mechanics Engineering Practice, Eds. K. Staggs and O. Zienkiewicz, Wiley (1968).
5. John, K., "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock", Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM2, p. 497 (March 1968).
6. Abel, J., "Tunnel Mechanics", Quarterly Colorado School of Mines, Vol. 62, No. 2 (April 1967).
7. Krumbein, W., "The Geological Population as a Framework for Analysing Numerical Data in Geology", Liverpool and Manchester Geol. J., Vol. 2, pp. 341-368 (1960).
8. McMahon, B., "Indices Related to the Mechanical Properties of Jointed Rock", Proc. 9th Symposium on Rock Mechanics, AIME, New York (1968).
9. Pincus, H., "Statistical Methods Applied to the Study of Rock Fractures", Bull. GSA, Vol. 62, pp. 81-130 (February 1951).
10. Terzaghi, R., "Sources of Error in Joint Surveys", Geotechnique, Vol. 15, pp. 287-304 (1965).
11. Schweltnus, J.E., "Methods of Analysing the Geometry in Joints", Proc. 4th Canadian Rock Mechanics Symposium, pp. 239-252, Ottawa (March 1967).
12. Spencer, A. and Clabaugh, T., "Computer Program for Fabric Diagrams", Am. Jour. of Sci., Vol. 265, pp. 166-172 (February 1967).
13. Goodman, R.E., "The Resolution of Stresses in Rock Using Stereographic Projection", Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol. 1, p. 93 (1963).

