# Les ancrages en rochers ou dans le sol et les effets de la précontrainte (suite et fin)

Autor(en): **Ott, J.-C.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **93 (1967)**

Heft 5

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-69060

**Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

**Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

**http://www.e-periodica.ch**

93e année Lausanne, 11 mars 1967 N° 5

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

**ORGANE OFFICIEL**
de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (SVIA)
de la Section genevoise de la SIA
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'EPF (Ecole polytechnique fédérale de Zurich)

**COMITÉ DE PATRONAGE**
Président: E. Martin, arch. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève
Membres:
Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Grosgurin, arch.; J.-C. Ott, ing.
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.; M. Renaud, ing.; J.-P. Vouga, arch.

**CONSEIL D'ADMINISTRATION**
de la Société anonyme du « Bulletin technique »
Président: D. Bonnard, ing.
Membres: Ed. Bourquin, ing.; G. Bovet, ing;. M. Bridel; J. Favre, arch.; A. Robert, ing.; J.-P. Stucky, ing.
Adresse: Avenue de la Gare 10, 1000 Lausanne

**RÉDACTION**
D. Bonnard, E. Schnitzler, S. Rieben, ingénieurs; M. Bevilacqua, architecte
Rédaction et Editions de la S.A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Avenue de Cour 27, 1000 Lausanne

**ABONNEMENTS**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1 an . . . . . | Suisse | Fr. 40.— | Etranger | Fr. 44.— |
| Sociétaires . . . . . | » | » 33.— | | |
| Prix du numéro . . . | » | » 2.— | » | » 2.50 |

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande », N° 10 - 5775, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, vente au numéro, changement d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29, 1000 Lausanne

**ANNONCES**
Tarif des annonces:

| | |
|---|---|
| 1/1 page . . . . . | Fr. 423.— |
| 1/2 » . . . . . | » 220.— |
| 1/4 » . . . . . | » 112.— |
| 1/8 » . . . . . | » 57.— |

Adresse: Annonces Suisses S.A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26, 1000 Lausanne et succursales

**SOMMAIRE**

Les ancrages en rochers ou dans le sol et les effets de la précontrainte, par J.-C. Ott, ingénieur-conseil, Genève (suite et fin).
Bibliographie. — Les congrès.
Documentation générale. — Informations diverses.

# LES ANCRAGES EN ROCHERS OU DANS LE SOL ET LES EFFETS DE LA PRÉCONTRAINTE [1] *(Suite et fin)* [2]

par J.-C. OTT, ingénieur-conseil, Genève

## IV. Répartition des contraintes en milieu homogène et élastique au voisinage des ancrages et des têtes

*Cas de la surface plane*

Bien que le sol ne soit jamais homogène, pas plus que le rocher, il convient d'examiner comment se répartissent les contraintes au voisinage d'un tirant unique appliqué à un milieu élastique et isotrope.

En imaginant, par raison de simplification, que les forces dans la région de la tête du tirant et dans la région du scellement sont appliquées en un seul point, on peut recourir aux formules de Boussinesq.

Les figures 15 et 16 montrent la répartition des contraintes $\sigma_v$, $\sigma_h$ et $\tau$, calculées ainsi au voisinage d'une force concentrée de 1000 t, appliquée à la surface d'un demi-espace, ce qui correspond au cas de la tête de câble de la figure 4. Les directions principales sont des cercles concentriques dont le centre correspond avec le point de l'application de la force.

Les diagrammes font ressortir que :

1) les contraintes décroissent rapidement en proportion inverse du carré de la distance ; ainsi, à une distance de 80 cm env., la contrainte $\sigma_v$ est tombée à 100 kg/cm².
2) des efforts tangentiels radiaux importants prennent naissance au point d'application de la force.

Le principe de superposition étant valable, les mêmes formules sont applicables sans grande erreur à un bloc épais soumis à l'effet de tirants multiples, comme on le voit dans la figure 17.

La photoélasticité, combinée avec la théorie de l'élasticité, peut aussi fournir des indications sur la forme du champ de contrainte. Ainsi, dans le cas étudié par l'administration des « Snowy Mountains », on constate que, sous l'effet de forces ponctuelles multiples, le champ est uniforme à une profondeur égale au demi-écartement des points d'application des forces. Il est par conséquent assez exact d'admettre que le champ de précontrainte devient parallèle et uniforme à une distance de la tête égale à la moitié de l'écartement des têtes de boulons ou de tirants.

Le champ de contraintes provoqué par les tirants se superpose à l'état de tension initial. Divers auteurs, dont Kollbrunner [4], ont tenté de calculer la répartition de contraintes dues à des organes de traction incorporés au sol au moyen de ce principe (fig. 14).

Pour notre part, nous avons étudié de cette façon le

[1] Le présent article reproduit et complète la conférence de l'auteur faite à la *Société suisse de mécanique des sols et de travaux de fondation* (SSMSF), le 14 mai 1965, à Zurich.

[2] Voir *Bulletin technique de la Suisse romande* du 25 février 1967.

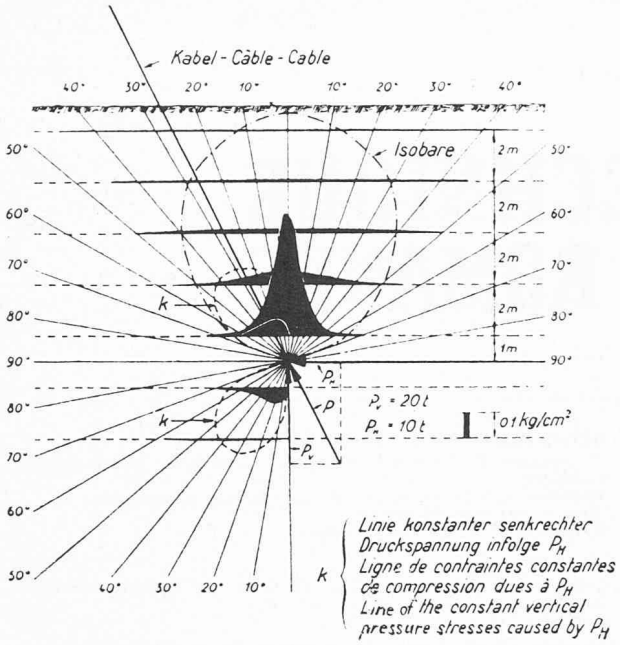



Fig. 14. — Répartition dans le sol des contraintes $\sigma_v$ d'un ancrage oblique ponctuel de 22 tonnes.

D'après Kollbrunner. 2e Congrès des ponts et charpentes. Berlin octobre 1938.

champ de contraintes dû à une force concentrée $P$, agissant de bas en haut et situé à une profondeur $T$, qui simule un ancrage unique, vertical, dans un demi espace élastique homogène. Il se forme deux zones : l'une fermée, entourant le point d'application, l'autre ouverte vers le haut, à l'intérieur desquelles la contrainte $\sigma_{VT}$ de bas en haut est supérieure à la contrainte $\sigma_{VE}$ due au poids du sol (fig. 18 b).

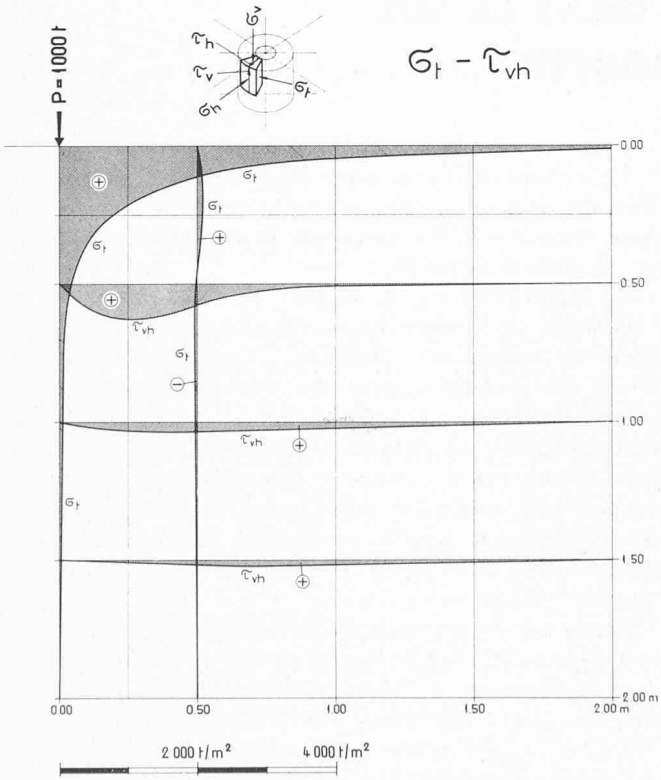



Fig. 16. — Répartition des contraintes de cisaillement $\tau_{hv}$ et $\sigma_t$ dans un demi-espace élastique sous une force concentrée de 1000 tonnes.

Doc. « SEC - Procédé Rodio ».
Calculs par les formules de Boussinesq ($\nu = 3$).

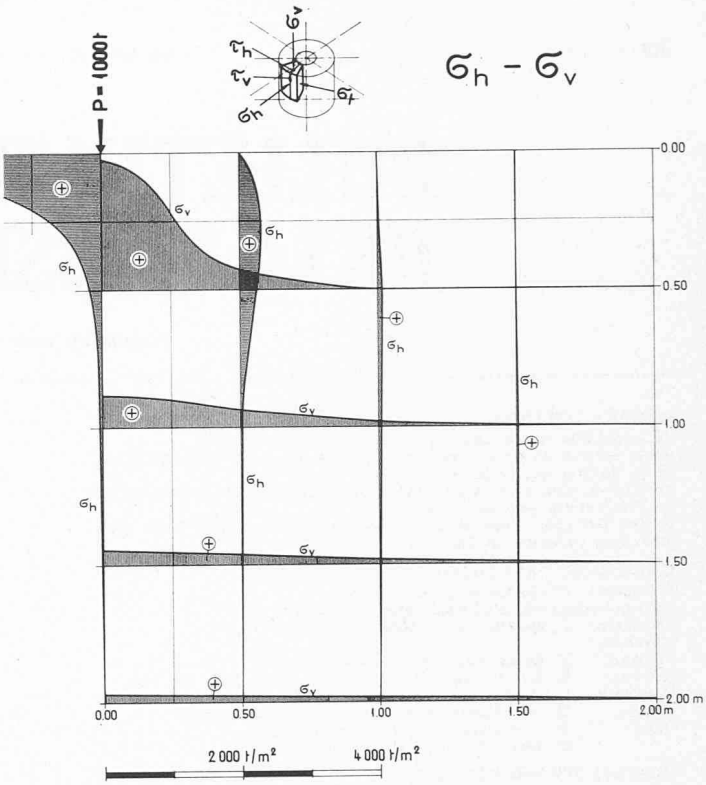



Fig. 15. — Répartition des contraintes principales $\sigma_h$ et $\sigma_v$ dans un demi-espace élastique sous une force concentrée de 1000 tonnes.

Doc. « SEC - Procédé Rodio ».
Calculs par les formules de Boussinesq ($\nu = 3$).

A mesure que la force de traction $P$ sur l'ancrage croît, ces deux zones s'étendent et finissent par se rejoindre pour une valeur de $P$, qui s'exprime par la formule

$$P = \frac{4\pi}{\nu} \cdot 0{,}148 \times \gamma T^3 \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} T = \text{profondeur} \\ \gamma = \text{densité apparente du sol} \\ \nu = \text{facteur de concentration (3 à 6)} \end{array}$$

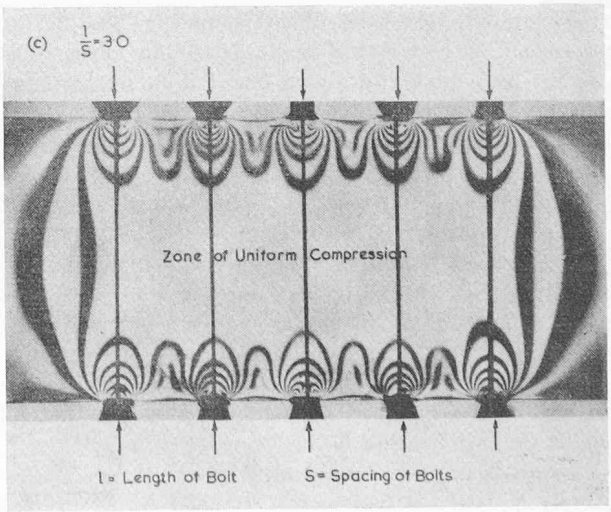



Fig. 17. — Isochromes sous l'effet d'une série de forces concentrées équidistantes représentant des têtes de tirants.

D'après T. A. Lang. Symposium Underground Power Stations. 1957.
(Isochrome = lieu des points ou $\sigma_1 - \sigma_2$ = constante.)

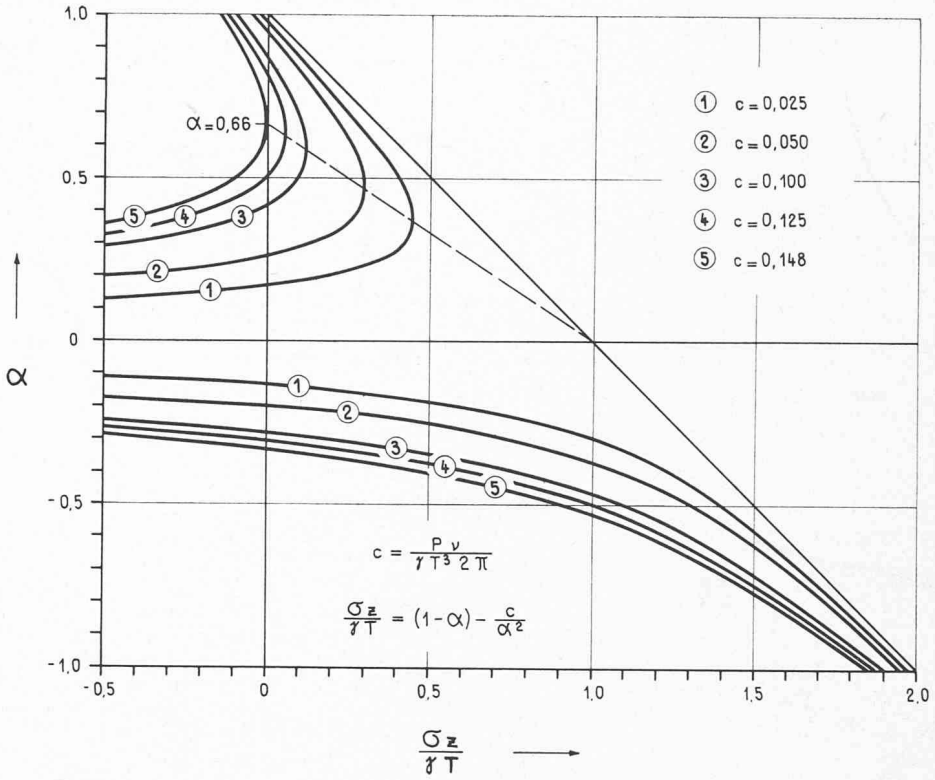



Fig. 18 a.

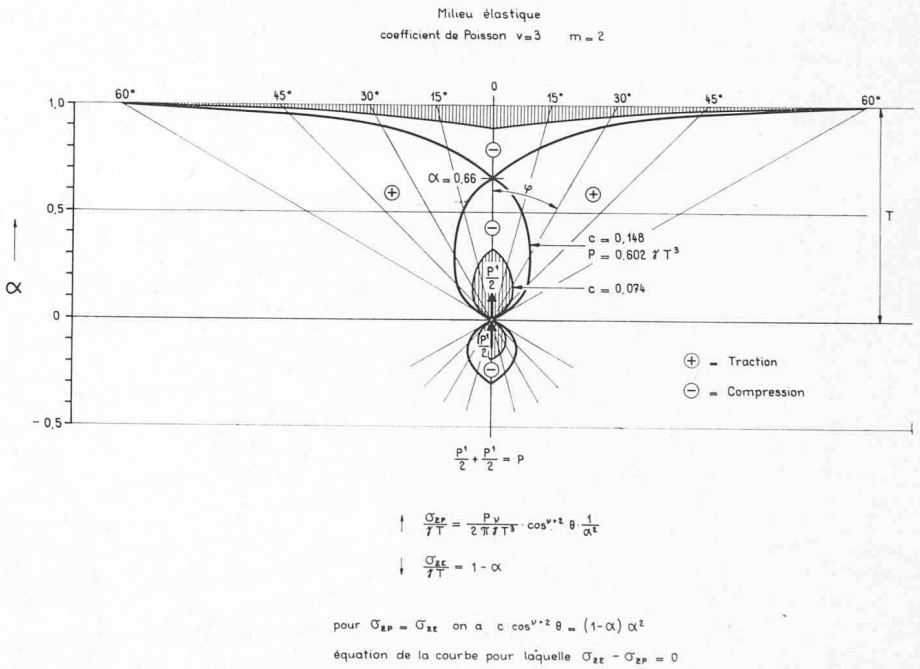



Fig. 18 b.

Fig. 18. — Répartition des contraintes dues à une force $P$ située à une profondeur $T$ dans un milieu élastique pesant.

Les courbes indiquent le lieu des points où la compression verticale, due au champ de la pesanteur, est égale à la traction provoquée par la force $P$.

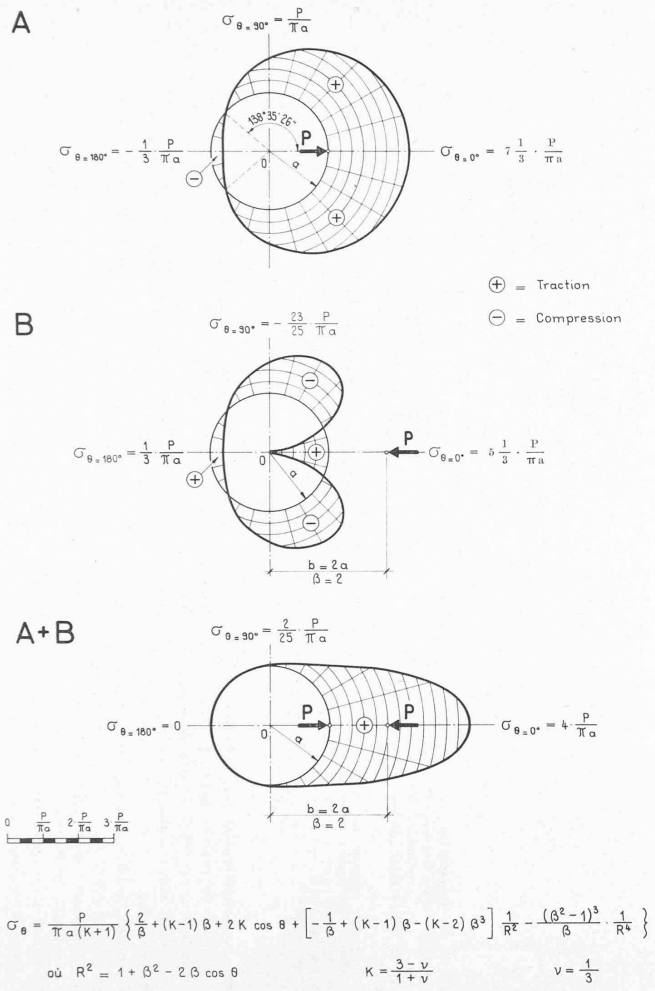
En milieu pulvérulent, non cohérent, on peut définir la condition de rupture par $\sigma_{VT} = \sigma_{VE}$, ce qui détermine la limite supérieure à partir de laquelle l'équilibre général n'est plus possible par un report sur des zones moins chargées.

En réalité, la force d'ancrage $P$ n'est pas concentrée, mais elle est répartie le long du scellement. Le critère de rupture $\sigma_{VE} - \sigma_{VT} \geqq$ à 0 est d'ailleurs incomplet.

La capacité limite d'un ancrage ne peut pas être entièrement définie par cette méthode. Il n'en reste pas moins que la structure de la formule permet de tirer des conséquences générales pour des ancrages en terrains non cohérents :

1) Pour deux ancrages semblables, la capacité d'un ancrage vertical doit croître avec le cube de la profondeur.
2) Elle est inversement proportionnelle à la densité apparente du sol.

Par ancrages semblables, on doit entendre des ancrages pour lesquels la longueur de scellement vis-à-vis de la longueur totale et le diamètre du scellement vis-à-vis de la longueur, sont des facteurs constants.




$$\sigma_\theta = \frac{P}{\pi a (K+1)} \left\{ \frac{2}{\beta} + (K-1)\beta + 2K\cos\theta + \left[ -\frac{1}{\beta} + (K-1)\beta - (K-2)\beta^3 \right] \frac{1}{R^2} - \frac{(\beta^2-1)^3}{\beta} \cdot \frac{1}{R^4} \right\}$$

où $R^2 = 1 + \beta^2 - 2\beta\cos\theta$ $\qquad K = \frac{3-\nu}{1+\nu}$ $\qquad \nu = \frac{1}{3}$

Fig. 19. — Contrainte tangentielle sur l'intrados d'une galerie circulaire provoquée par un boulon dont la longueur est égale au diamètre de la galerie.

D'après Hacar et Muzas.

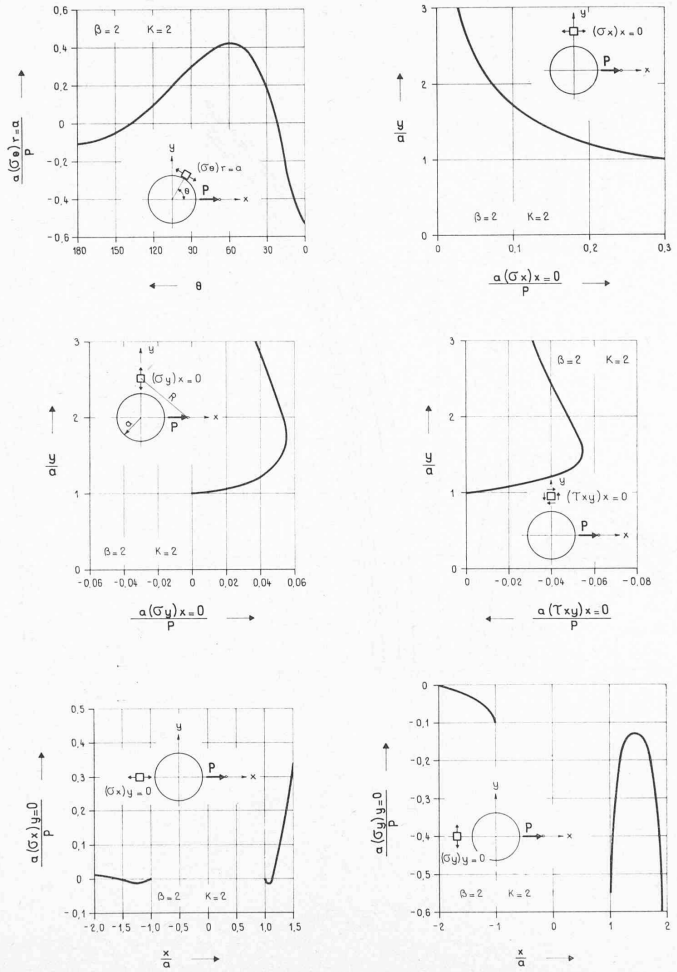



Fig. 20. — Répartition des contraintes σ et τ au voisinage d'une galerie circulaire en un point d'abscisse $x$ et $y$ sous l'action d'une force radiale $P$ appliquée en un point situé à une distance $2R$ du centre de la galerie.

D'après Hacar et Muzas.

Il est bien entendu que la résistance du scellement au cisaillement doit aussi être vérifiée et ne pas dépasser les valeurs résultant d'essais d'adhérence (en général 3 à 7 kg/cm² en alluvions).

*Cas de la cavité circulaire*

Les contraintes qui apparaissent sous l'effet d'une force concentrée $P$ (tête d'ancrage ou scellement) appliquée au voisinage d'une cavité circulaire ont été étudiées par Dundurs et Hetenyi [12] et diffusées par Hacar et Muzas [13].

Pour être complets, nous reproduisons ici les formules et graphiques de ces auteurs (fig. 19 et 20).

Elles permettent par superposition de déterminer les tensions dans le rocher, provoquées par des tirants radiaux de longueur égale au rayon de la galerie.

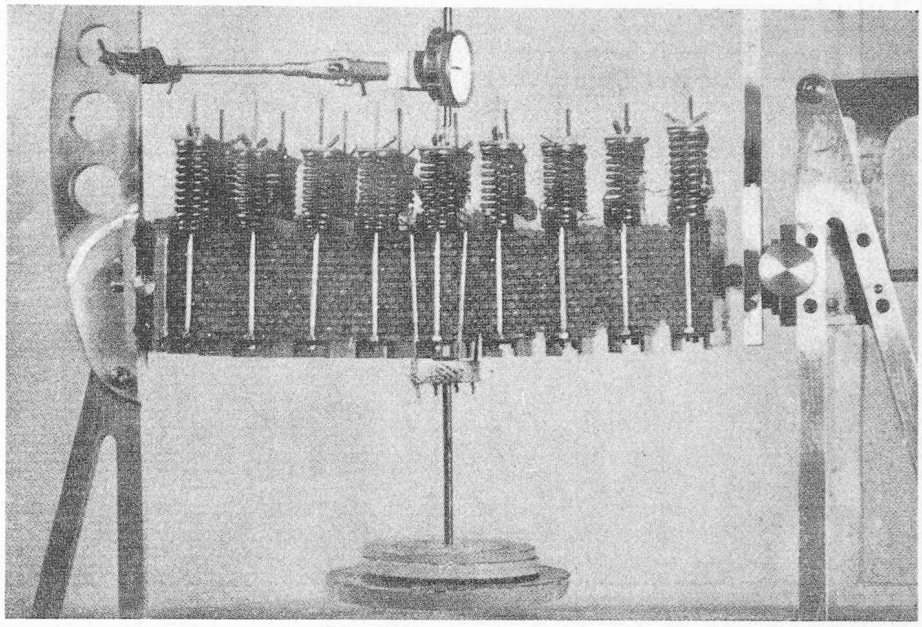


Fig. 21. — Un milieu sans cohésion résiste à la flexion. Modèle de démonstration. Poutre précontrainte transversalement formée de rouleaux circulaires.

Reproduit d'après le rapport de Th. A. Lang. 1957. « Symposium on Underground power stations ». Noter la pression de confinement induite sur les appuis.

## V. Mode d'action d'un ancrage de précontraintes placé dans un terrain dépourvu de cohésion

Inaptes à supporter des efforts de traction, les sols pulvérulents ou les terrains rocheux très fracturés peuvent, dans certaines conditions, supporter tout de même des efforts de traction et de flexion. C'est le cas lorsqu'on les soumet à une pression de confinement ou à une étreinte triple. Un modèle particulièrement éloquent a été présenté par Lang [8] (fig. 21). Ce modèle consiste en une poutre obtenue par un empilage de rouleaux cylindriques, simulant un terrain à grains uniformes. Des étriers, tendus par des ressorts, en compriment la face supérieure et inférieure. Les appuis de la poutre sont bloqués et ne peuvent s'écarter.

Les étriers provoquent, du fait de l'immobilité des appuis et seulement lorsque ceux-ci sont bloqués, une pression de confinement qui doit être égale à la traction dans la fibre inférieure de la poutre. Un élément ainsi constitué supporte les efforts de flexion provoqués par le contrepoids visible au centre de la figure 21.

Détail instructif, entre les étriers quelques rouleaux se sont détachés, mais ceux qui restent forment une petite voûte autostable ; la formation de ces petites voûtes est capitale pour le maintien de la stabilité du système. Pour que la pression de confinement puisse s'établir, il est nécessaire d'empêcher qu'un desserage local ne se produise dans la région des étriers et ne se propage de proche en proche. Dans une autre série d'essais exécutés avec une poutre formée de roche concassée, Lang a montré que l'amorçage de l'effet-voûtes entre les têtes de boulons était facilité en plaçant un simple treillis, dont on peut ensuite couper les mailles.

Dans le modèle de la figure 21, les rouleaux sont disposés initialement de façon à obtenir la compacité

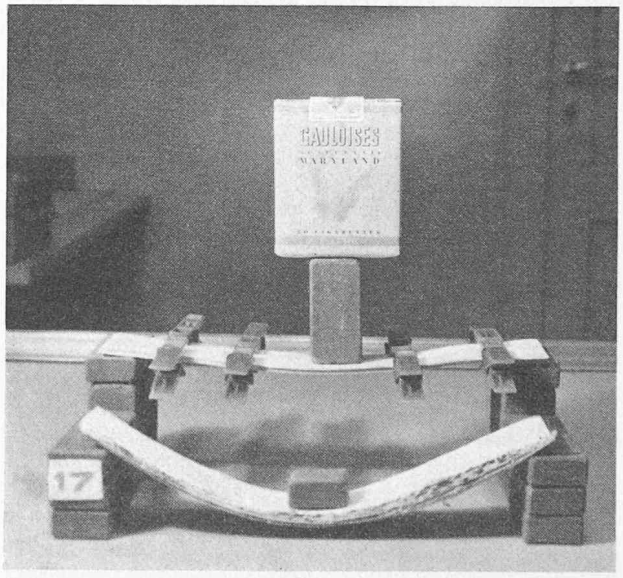



Fig. 22. — Modèle montrant l'effet d'une précontrainte perpendiculaire aux feuillets.

Déformation sans précontrainte (devant).
Déformation avec précontrainte, par les pinces qui font office de tirants (derrière).

maximum, si bien qu'une déformation du modèle ne peut que provoquer une augmentation de volume à laquelle la pression de confinement s'oppose. C'est une des raisons pour lesquelles le modèle chargé reste stable.

Dans le même ordre d'idée, un milieu pulvérulent, tel que du sable, peut se trouver soit au-dessous, soit au-dessus de l'indice de vide critique. Dans le premier cas, l'application d'un déviateur $\sigma_2 - \sigma_1 = \tau$ fait augmenter la pression de confinement. Dans le deuxième

| Moment fléchissant | Moment résistant | Moment d'inertie | Contrainte maximum | Flèche au milieu |
|---|---|---|---|---|
| $M_*$ | $W$ | $I$ | $\sigma_*$ | $F_*$ |
| 1 feuillet $M = \frac{M_*}{n}$ | $\frac{W}{n^2}$ | $\frac{I}{n^3}$ | $n\sigma_*$ | $n^2 F_*$ |
| Ensemble n feuillets $M_*$ | $\frac{W}{n}$ | $\frac{I}{n^2}$ | $n\sigma_*$ | $n^2 F_*$ |
| $M_*$ | $\frac{W}{n}$ | $\frac{I}{n^2}$ | $\sim\sigma_*$ | $\sim F_*$ |

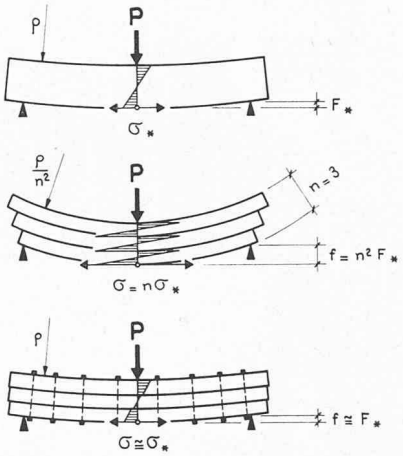



Fig. 23. — Contraintes et déformations d'une poutre assemblée.

La flèche croît avec le cube du nombre de feuillets pour une même épaisseur totale. La précontrainte transforme le milieu feuilleté en un milieu homogène, qui se déforme presque aussi peu qu'une poutre monolithe.

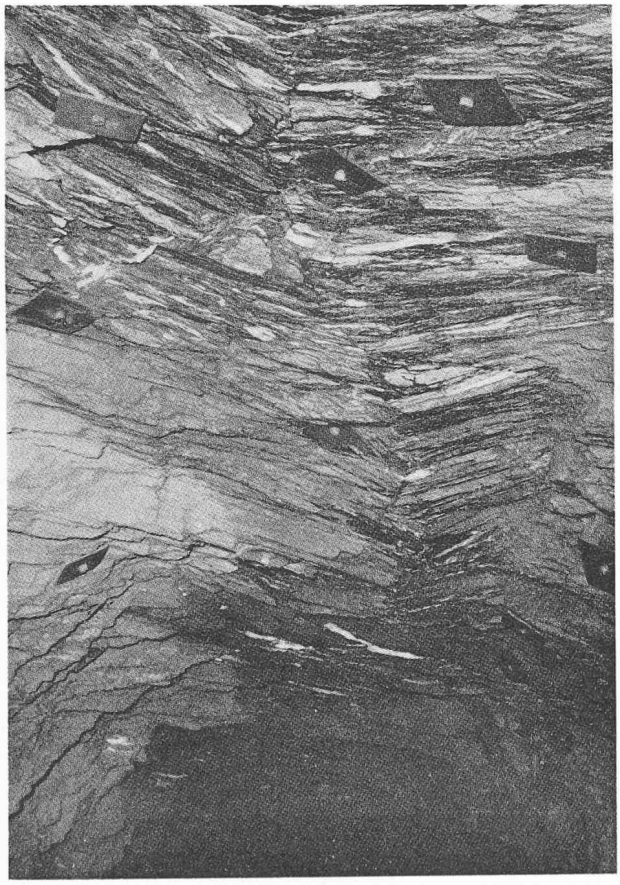


Fig. 24. — Fissure de traction au toit d'une galerie profonde.

D'après Hugon et Costes. — Photo Monchain et Périchon.

cas, il la fait tomber et le système peut devenir instable.

Voici une ancienne démonstration du professeur V. Bernatzik, de l'effet d'une triple étreinte : En faisant le vide dans une chambre à air flexible, remplie de sable bien tassé, on la rend aussi rigide qu'une barre et on peut lui faire supporter des efforts de flexion appréciables. Ainsi, la pression de confinement peut être engendrée de diverses façons :

*a*) par des forces extérieures ou des surcharges appliquées à la surface libre ;
*b*) par des tirants provoquant une expansion lorsqu'on les tend ;
*c*) par injection, dont c'est le but principal, au moins aussi important que de coller les tirants au sol.

Dans un sol meuble, la pression de confinement est toutefois limitée par la butée latérale qui dépend de la profondeur à laquelle l'ancrage est situé au-dessous de la surface libre. Au voisinage d'une falaise verticale par exemple, la pression de confinement ne peut pas naître et la prudence s'impose.

## VI. Tirants dans un milieu stratifié cohérent

C'est un cas très courant dans la pratique, le seul d'ailleurs où l'on peut véritablement calculer l'effet d'un boulon ou d'un tirant, mais pour cela il est indispensable de bien saisir l'état de tension avant la mise en place des boulons. Prenons, par exemple, le cas d'une galerie rectangulaire étudié sur une maquette photoélastique par Sonntag [11]. Il s'agit d'un milieu élastique stratifié soumis à un champ de contrainte verticale $p$ et à une pression de confinement $q$. Le modèle de la figure 25 comporte des feuillets dont les surfaces frottent l'une sur l'autre. Le modèle de la figure 26 comporte de minces intercalations de caoutchouc qui annulent le frottement.

On obtient, pour les contraintes au toit et sur les piedroits, le tableau suivant :

| | Feuillets sans intercalation caoutchouc | | Feuillets avec intercalation caoutchouc | |
|---|---|---|---|---|
| Nombre de feuillets sur la hauteur des piédroits | Traction au toit de la galerie | Compression sur les piédroits | Traction au toit de la galerie | Compression sur les piédroits |
| 0 milieu homogène | — 0,83 p | 1,6 p | — | — |
| 2 milieu feuilleté | — 1,3 p | 2,0 p | — 2,5 p | 1,5 p |
| 6 milieu feuilleté | — 1,7 p | 2,3 p | — 5 p | 1,0 p |

La pression $p$ correspond à la surcharge du terrain surmontant la galerie et croît avec la profondeur.

On constate que la traction au toit de la galerie croît :

— lorsque le nombre de feuillets augmente ;
— lorsque le frottement entre les feuillets diminue ;
— lorsque la pression de confinement $q$ diminue (fig. 27).

Pour des galeries profondes, très chargées, il se forme des fissures de traction au milieu du toit de la galerie.

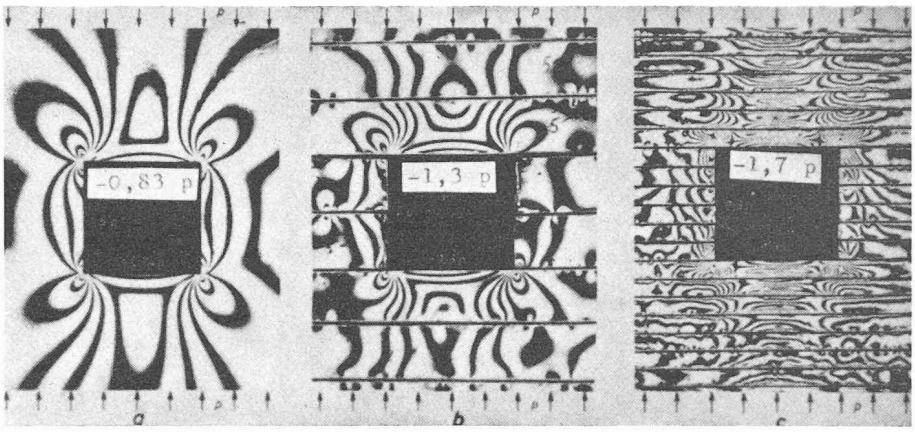



Fig. 25. — Modèle photoélastique en milieu feuilleté.

D'après le professeur Sonntag. Munich. *Forschungsbericht* Nr. 861 des Landes Nord-Rhein Westphalen.

Influence du nombre de feuillets sur la contrainte de traction en milieu du toit de galerie sous l'action du champ de pression verticale *p*.

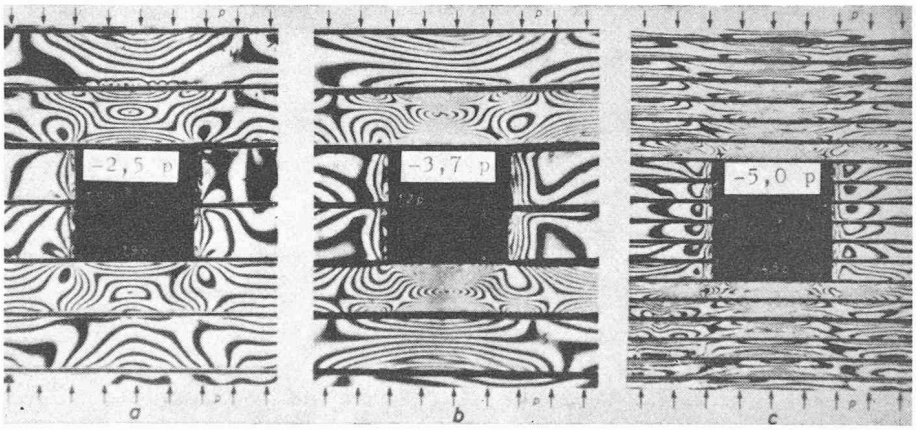



Fig. 26. — Modèle photoélastique en milieu feuilleté avec intercalation de caoutchouc.

D'après le professeur Sonntag. Munich. *Forschungsbericht* Nr. 861 des Landes Nord-Rhein Westphalen.

Influence de la mobilité accrue entre les feuillets sur la répartition des contraintes : la traction au toit de galerie croît, la pression sur les piédroits diminue.

La résistance à la traction de la roche a été dépassée (fig. 24).

Si on arrivait à reconstituer le monolithisme au moyen d'un boulonnage très serré, on retomberait dans le cas d'un milieu homogène. En d'autres termes, le boulonnage provoquerait, dans le cas examiné, *une diminution de la contrainte de traction au toit.* Il en est de même dans le cas d'une poutre de bois formée de plateaux assemblés (voir fig. 23).

Qu'en est-il des déformations ?

Le modèle de la figure 23 donne la solution.

Avant la solidarisation des feuillets, la déformation croissait avec le carré du nombre des feuillets. En solidarisant ceux-ci, la rigidité croît également avec le carré des éléments solidarisés.

La petite maquette de la figure 22, faite au moyen de feuilles de papier superposées, est également très parlante. La précontrainte transversale augmente la rigidité.

Pour obtenir la solidarisation des feuillets, la tension de boulonnage doit être d'autant plus forte que le coefficient de frottement $\varphi$ entre les feuillets est plus bas. Si les feuillets sont lubrifiés par des inclusions argileuses, le frottement est très faible et les boulons doivent alors être inclinés sur la normale aux feuillets.

C'est sur la base de ces observations que Hugon et Costes ont développé la méthode de calcul du boulonnage d'un toit de galerie dont on trouvera le détail au chapitre III de l'ouvrage cité. Nous reproduisons ici le développement d'une des formules en conservant les notations originales :

« *Hauteur de la poutre*

Ecrivons que la contrainte de traction maximum est inférieure au taux de travail admissible pour la roche considérée.

Si $p$ est la charge par unité de surface (charge de Proctor-Terzaghi), $L$ la portée de la poutre, $h$ sa hauteur et $R'$ le taux de travail admissible à la traction, il vient :

$$R' \geqq \frac{pL^2}{16} \cdot \frac{6}{h^2}$$

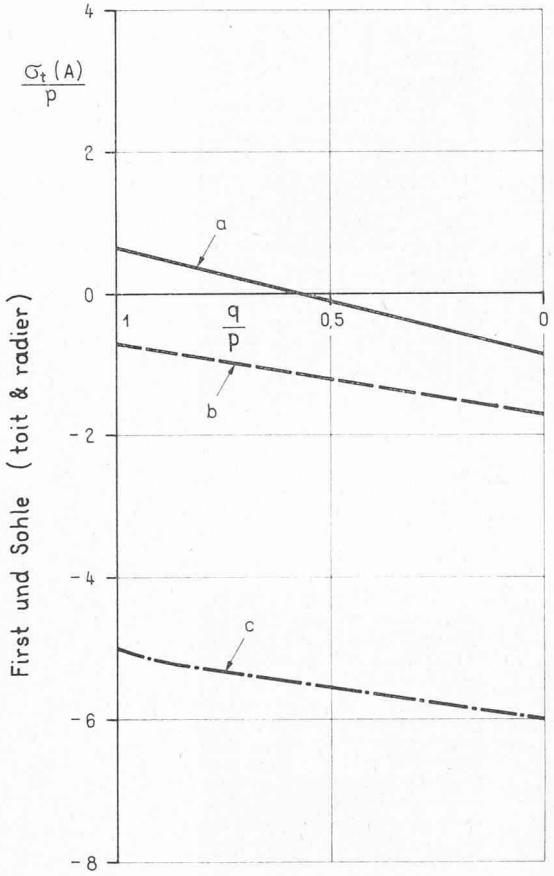
d'où

$$h \geqq \frac{L}{2} \sqrt{\frac{3\,p}{2\,R'}}.$$

*Longueur du boulon*

Il faut avoir :

$$l \geqq h. \text{ »}$$




Légende

| | | |
|---|---|---|
| a | ——— | Milieu isotrope homogène |
| b | — — — | Couches horizontales |
| c | —·—·— | Intercalations tendres entre les couches |
| | q | Pression de confinement horizontale initiale |
| | p | Contrainte verticale initiale |

Fig. 27. — Augmentation de la contrainte de traction au toit d'une galerie carrée, en fonction de la pression de confinement $q$.

D'après Sonntag.

Lorsque la pression de confinement augmente, c'est-à-dire lorsque le rapport $\frac{q}{p}$ augmente, la contrainte de tension au toit de la galerie diminue.

« Pour tenir compte des irrégularités de la paroi, nous prendrons :

$$h = 1{,}25 \frac{L}{2} \sqrt{\frac{3\,p}{2\,R'}}$$

*a*) Boulons verticaux

$$l = h$$

*b*) Boulons obliques inclinés d'un angle sur la verticale

$$l = \frac{h}{\cos \beta}.$$

*Pression de serrage*

*a*) *Boulons verticaux.* — Le serrage doit s'opposer au glissement des bancs. Celui-ci est maximum à mi-

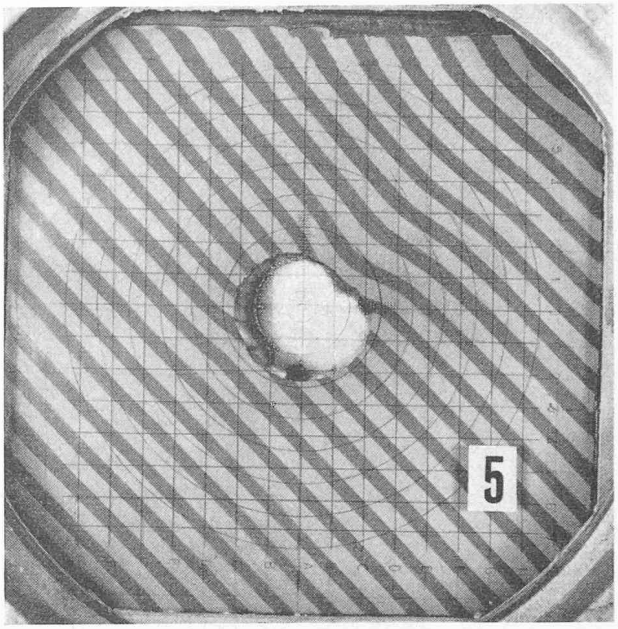



Fig. 28. — Déformation dans un champ de forces verticales uniforme d'un milieu percé d'une cavité.

Essai de l'auteur : montre que la déformation la plus grande de la cavité a lieu non pas dans le sens de la charge, mais selon le diamètre perpendiculaire au lit de stratification.

hauteur de la poutre où la contrainte de cisaillement est égale à :

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{h}$$

($T$ : effort tranchant pour une largeur unité de la poutre.)

La pression de boulonnage doit être, en chaque point, telle que :

$$\tau \leqq f \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

$$f \geqq \frac{3\,\pi\,T}{4l \operatorname{tg} \varphi}. »$$

Des données expérimentales très nombreuses sur la valeur du coefficient de frottement ressortent des essais de Rocha [16]. L'angle $\varphi$ peut monter, dans un certain cas, jusqu'à 60 degrés ou tomber à 10 degrés.

Il convient d'insister sur le fait que la stratification modifie complètement l'aspect des déformations dans un champ de contraintes. Ainsi, dans le cas d'une galerie circulaire perforée dans un milieu stratifié, les essais anciens de l'auteur [6] ont montré que, dans une galerie profonde, les déformations sont maxima sur un rayon perpendiculaire à la stratification, ceci aussi bien dans le cas de couches obliques que de couches verticales ou horizontales (voir fig. 28).

Si nous nous sommes étendus un peu longuement sur l'effet et le calcul de boulons courts, c'est parce que les principes à la base du calcul de tirants longs sont les mêmes.

Les comparaisons et les développements qui précèdent montrent qu'un grand nombre de facteurs interviennent dans le calcul de l'effet d'un boulon ou d'un tirant ; ce sont, notamment :

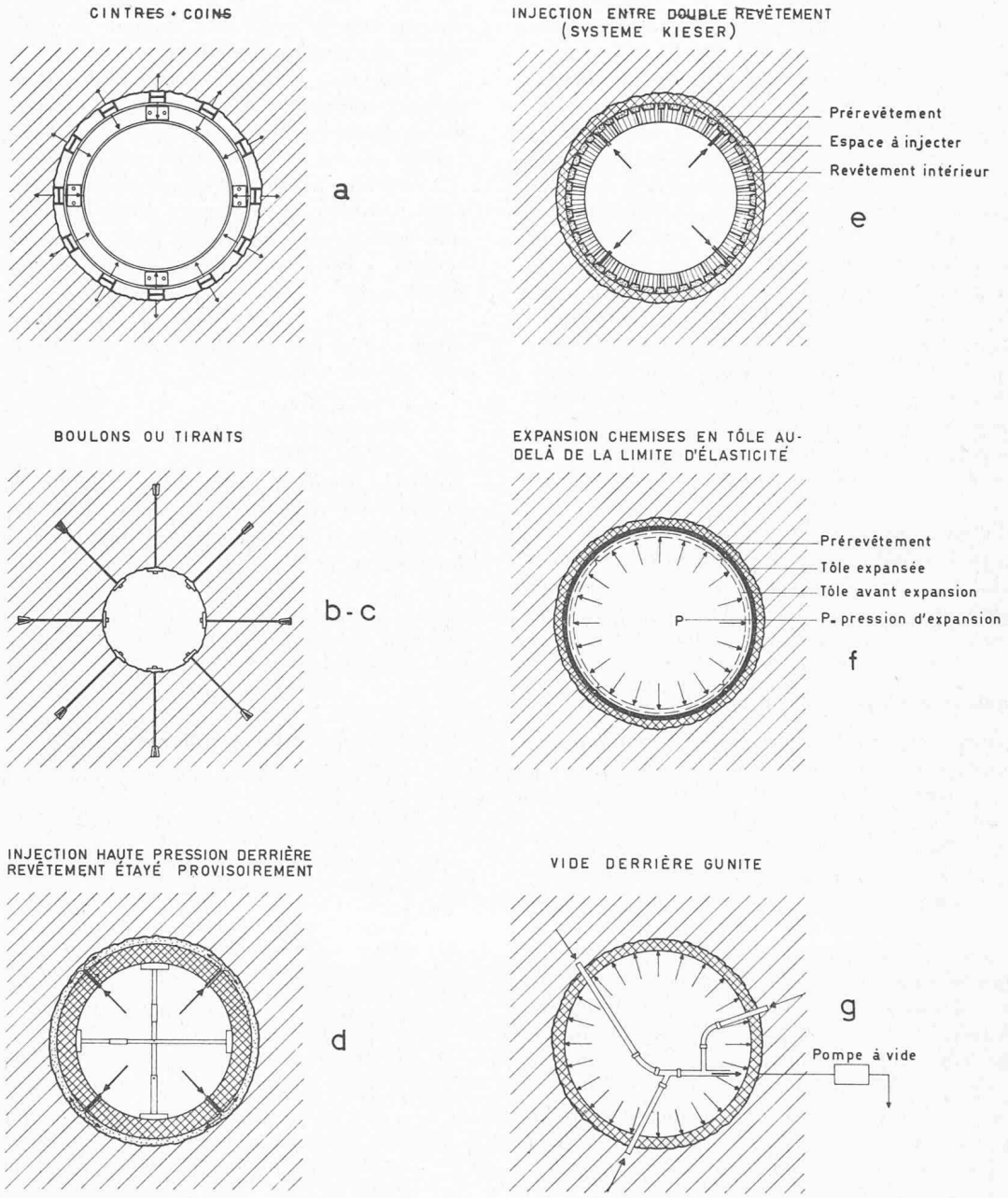



Fig. 29. — Différents systèmes pour appliquer une précontrainte au rocher entourant une galerie.

— état de tension initial dans le sol ou la roche ;
— direction et fréquence des fracturations principales ;
— résistance de la roche massive à la traction et à la compression ;
— coefficient de frottement au contact de discontinuité ;
— pression de confinement maxima possible ;
— état de tension provoqué par les tirants eux-mêmes.

En définitive, le problème fait appel à des notions de tectonique, de statique et de résistance des matériaux, dont la connaissance est rarement réunie chez un seul spécialiste.

## VII. Comparaison de diverses méthodes d'application de la précontrainte au sol

La mise en tension de tirants est un des moyens d'appliquer une précontrainte au sol ou au rocher. Il en existe bien d'autres, que nous allons rappeler brièvement, mais tous présentent ces caractères communs :

— créer une pellicule plus résistante ;
— créer une étreinte dans les trois dimensions de l'espace.

Ils diffèrent, en revanche, fondamentalement par le mode d'application des étreintes. Considérons, par exemple, une galerie à renforcer contre des poussées tectoniques dissymétriques qui tendent à l'ovaliser. Il s'agit de créer une pellicule de roche qui, liée avec le vêtement et travaillant solidairement, constitue une pellicule résistante à des efforts de flexion.

On peut envisager les différents systèmes suivants (voir fig. 29) :

*a*) raidissement par des cintres serrés avec des coins ;
*b*) boulons courts radiaux ;
*c*) boulons longs radiaux ;
*d*) injection à haute pression derrière un revêtement étayé provisoire ;
*e*) injection entre un double revêtement pour précontraindre le revêtement intérieur ;
*f*) expansion d'une chemise à tôle au-delà de sa limite élastique ;
*g*) gunit armé derrière laquelle on fait le vide.

On remarquera avec quelle facilité on peut obtenir, avec le vide, une précontrainte de 5 à 8 tonnes par

mètre carré, qui correspond à un boulonnage déjà très dense.

Ces diverses méthodes sont loin d'être équivalentes. En effet, les déformations ultérieures sous charge modifient les dimensions et la forme de la pellicule résistante. Avec les boulons courts (a), les cintres (b), les injections (f), une déformation postérieure à l'application de la précontrainte modifie beaucoup l'intensité de celle-ci, car l'élasticité des éléments introduisant la précontrainte est faible.

Au contraire, avec le système des tirants longs (c) et de l'application du vide (g), les déformations modifient peu ou pas du tout l'intensité de la précontrainte. C'est la raison pour laquelle le premier groupe de procédés est beaucoup plus exposé à une perte de précontrainte due au fluage des matériaux. On peut d'ailleurs corriger le défaut du système (b) par l'intercalation de ressorts ou de blocs de néoprène sous les têtes de boulons.

Ces considérations expliquent la raison de la disparition de la précontrainte obtenue uniquement par injection constatée sur certains chantiers, alors que la précontrainte appliquée par tirants longs est le plus souvent permanente ou peu variable dans le temps.

## VIII. Fluage et corrosion des tirants

On ne saurait citer les avantages des tirants ou des boulons sans parler des ennemis qui les menacent :

— la perte de précontrainte, due soit au fluage du sol, soit au fluage du métal ;
— la corrosion.

On peut, dans une certaine mesure, lutter contre le fluage en surdimentionnant et en surtendant les câbles, puis en les relâchant après quelque temps. C'est ce qui a été fait, par exemple, pour les tirants de 1000 tonnes de Bou-Hanifia, surtendus d'environ 10 %, ce qui a fait disparaître complètement le fluage dû à l'imbrication des câbles toronnés. Lorsque le sol est très plastique, le fluage est inévitable et il faut prévoir la remise périodique sur vérin.

La corrosion sous tension est à l'origine de certains échecs [18]. La corrosion sous tension, ne l'oublions pas, est plus rapide, comme l'ont mis en évidence les essais de M. Marie.

Les gaines d'injection ne constituent pas toujours une protection absolue si on dépasse certaines valeurs d'allongement du scellement [17]. Il n'en reste pas moins que, depuis vingt-cinq ans que la construction des tirants est pratiquée, les cas de corrosion sont relativement rares. Les moyens de protection cathodique existent mais, jusqu'à présent, on n'y a pas souvent recouru. Nous pensons, en particulier, à l'incorporation, à côté des câbles, d'électrodes passives formées d'un métal électronégatif, qui ne nécessite pas de source de courant.

Insistons encore, avant de terminer, sur le fait que la résistance d'un ensemble de tirants n'est pas nécessairement la somme des résistances unitaires. Il en est de même des groupes de pieux de fondation. Il sera indiqué de contrôler, en appliquant les méthodes de Bishop, Taylor ou Fellenius, la stabilité d'ensemble d'un ouvrage consolidé par tirants.

## IX. Conclusions

La précontrainte est née des idées de Freyssinet, appliquée tout d'abord au béton armé. Elle a gagné, sous l'impulsion de Coyne, le domaine du sol de fondation, et cela grâce aux travaux de pionnier de certaines entreprises spécialisées.

Maintenant, nous assistons à l'éclosion de la précontrainte appliquée aux sols meubles, mais le tirant n'est qu'un des moyens pour réaliser cette précontrainte qui confère au sol des propriétés véritablement nouvelles.

Les principes énoncés quant au comportement du sol sous l'effet de la précontrainte restent valables quel que soit le procédé utilisé pour créer ladite précontrainte, à la seule condition que celle-ci subsiste sans défaillance.

Les procédés, dont vous verrez l'extension remarquable, sont nés des efforts des chercheurs dans trois directions différentes :

— le béton armé ;
— la mécanique des sols ;
— le génie minier,

domaines apparentés qui se sont, et doivent encore se féconder mutuellement lorsque les idées auront franchi les cloisons dressées entre des spécialistes diversement orientés.

*Adresse de l'auteur :*
Ott & Blondel, ingénieurs-conseils
13, chemin Rieu, Genève.

## X. Références bibliographiques

[1] Frölich : Druckverteilung im Baugrund. Springer, 1934.
[2] Drouhin : Le barrage de l'oued Fergoug. Tirants métalliques. 1936.
[3] Cestelli : Il consolidamento della digua di Cherfas. *Ann. dei lavori pubblici.* 1936.
[4] Dr C. F. Kolbrunner : Les ancrages dans le sol. Ass. int. ponts et charpentes. 1936.
[5] Ott : La construction du barrage de Bou-Hanifia. *Bulletin technique de la Suisse romande.* Février 1944.
[6] Ott : Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels. *Bulletin technique de la Suisse romande.* Février 1945.
[7] *Solétanche.* Notice sur le barrage de Castillon. France. 1950.
[8] T. A. Lang : Rock behavior and rock bolt support in large excavations. *ASCE.* New York, 1957.
[9] M. Cosmetatos : Construction de la centrale souterraine de Nendaz. Utilisation de l'effet de précontrainte. *Gazette de Lausanne,* 7 mars 1958.
[10] Hugon & Costes : Le boulonnage des roches. Editions Eyrolles. 1959.
[11] Dr G. Sonntag : Spannungsoptische und theoretische Untersuchungen der Beanspruchung geschichteter Gebirgskörper in der Umgebung einer Strecke. *Vorschungsberichte des Landes Nord-Rhein.* Westfalen, 1960.
[12] Dundurs & Hetenyi : The elastic plane with a circular insert, loaded by a radial force. *Journal of applied mechanics,* mars 1961 et juin 1962.
[13] Hacar & Muzas : Calcul des boulons d'ancrages dans les galeries de section circulaire. 8e Congrès des grands barrages. Edimbourg, 1964.
[14] Ministère japonais de la reconstruction : Traitement de la fondation du barrage de Kawamata. 8e Congrès des grands barrages. Edimbourg, 1964.
[15] Professeur F. Arredi : Technique pour l'amélioration du rocher dans deux barrages sur les Apennins (Italie). (Boulonnage appliqué au barrage de Castellano. — 18 852 m′ de forages ⌀ 45. Boulons de ⌀ 30 mm.) 8e Congrès des grands barrages. Edimbourg, 1964.
[16] Rocha : Mechanical behavior of rock fondation in concrete dams. 8e Congrès des grands barrages. Edimbourg, 1964.
[17] Comte : L'utilisation des ancrages en terrain meuble. *Bulletin technique de la Suisse romande,* 30 octobre 1965.
[18] W. Grundig : La fragilisation par l'hydrogène, cause de la rupture des fils d'acier pour la précontrainte du béton. *Béton armé,* mars 1961. (Voir aussi : *Bulletin de Associaçao Brasileira de Metais,* octobre 1958.)