

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 71 (1945)  
**Heft:** 2

**Artikel:** Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels  
**Autor:** Ott, J.-C.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-54079>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 22.01.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

# BULLETIN TECHNIQUE

## DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

**ABONNEMENTS :**

Suisse : 1 an, 13.50 francs

Etranger : 16 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 11 francs

Etranger : 13.50 francs

Prix du numéro :

75 centimes.

Pour les abonnements  
s'adresser à la librairie  
F. Rouge & C<sup>ie</sup>, à Lausanne.

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoises et genevoises des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. NEESER, ingénieur, à Genève ; Vice-président : G. EPITAUX, architecte, à Lausanne ; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. Membres : *Fribourg* : MM. L. HERTLING, architecte ; P. JOYE, professeur ; *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. ELSKES, ingénieur ; E. JOST, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; E. MARTIN, architecte ; E. ODIER, architecte ; *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; R. GUYE, ingénieur ; A. MÉAN, ingénieur ; *Valais* : M. J. DUBUIS, ingénieur ; A. DE KALBERMATTEN, architecte.

RÉDACTION : D. BONNARD, ingénieur, Case postale Chauderon 475, LAUSANNE.

**Publicité :  
TARIF DES ANNONCES**

Le millimètre  
(larg. 47 mm.) 20 cts.  
Tarif spécial pour fractions  
de pages.

En plus 20 % de majoration de guerre.

Rabais pour annonces  
répétées.

ANNONCES-SUISSES S.A.

5, Rue Centrale,  
LAUSANNE  
& Succursales.

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

A. STUCKY, ingénieur, président ; M. BRIDEL ; G. EPITAUX, architecte.

SOMMAIRE : Sols et fondations : *Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels*, par J.-C. OTT, ingénieur E. I. L. — *La profession d'urbaniste*, par PIERRE QUILLET, architecte. — *Les concours de la captivité : L'esthétique architecturale contemporaine*, par HENRY POTTIER. — NÉCROLOGIE : *Ernest Bossel*. — BIBLIOGRAPHIE. — COMMUNIQUÉ : *Fabrication de produits en ciment*.  
SERVICE DE PLACEMENT.

**SOLS ET FONDATIONS<sup>1</sup>****Quelques aspects du problème de la  
poussée sur les tunnels**

par J.-C. OTT, ingénieur E. I. L.

**I. Introduction.**

Si la construction des grands tunnels subalpins est terminée, le problème délicat de la poussée sur les tunnels n'en conserve pas moins un certain intérêt. De toutes parts, on perce des galeries et on fore des tunnels, soit dans des buts militaires, soit pour exploiter des mines. La détermination exacte de la poussée revêt une grande importance lorsqu'il s'agit d'estimer soit le coût d'un ouvrage, soit d'établir un programme des travaux. Le prix d'un tunnel peut varier dans de larges proportions. Si nous prenons l'exemple d'un tunnel à simple voie, son coût d'établissement pourra varier entre 1000 fr./m<sup>1</sup> et 3000 fr./m<sup>1</sup>, selon l'importance des boisages et des revêtements. Le chiffre le plus bas s'entend pour un tunnel sans revêtement et sans boisage.

Le coût du tunnel augmente très rapidement lorsqu'il faut exécuter le revêtement par petits éléments, en dégagant une rangée de marche avant après l'autre.

Nous ne pouvons prétendre traiter dans ses détails

le chapitre important du calcul de la poussée sur les tunnels. Nous voulons simplement mettre en évidence quelques aspects du problème, en indiquant les éléments que nous avons en main et ceux qui nous font défaut.

Tout d'abord, nous allons retracer quelques exemples tirés de la construction des chemins de fer dans les cas où des poussées exceptionnelles se sont manifestées.

Nous expliquerons ensuite le développement des diverses théories de la poussée, dont l'évolution va de pair avec une connaissance plus approfondie des propriétés des terrains. Enfin, nous montrerons quelques essais de laboratoire qui reproduisent à une échelle réduite les phénomènes réels et qui font mieux comprendre certaines manifestations dont l'interprétation est particulièrement difficile.

**II. Les enseignements donnés par les grands  
travaux de construction de tunnels.****§ 1. Les travaux du Gothard.**

Le tunnel du Gothard (fig. 1) traverse un ensemble de couches redressées, disposées en éventail, dont la direction fait un angle moyen d'environ 45° avec l'axe du tunnel. Lors de la construction, on a rencontré trois zones qui ont donné lieu à des poussées exceptionnelles [2]<sup>1</sup>.

La première, située en dessous de la plaine d'Andermatt, dans le fond du synclinal d'Urseren, est comprise dans des terrains que le géologue qualifie de gneiss décomposés, contenant des particules de quartz et de feldspath, souvent transformé en kaolin ; on observe la

<sup>1</sup> Nous publions sous ce titre les conférences « Sols et Fondations », organisées les 29, 30 juin et 1<sup>er</sup> juillet 1944, par le Laboratoire de géotechnique de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne. (Voir Bulletin technique des 9 et 23 décembre 1944.) (Réd.)

<sup>1</sup> Les chiffres entre crochets renvoient aux numéros correspondant des références bibliographiques données en fin de l'article.

présence de mica, ainsi que des bancs d'anhydrite. En cet endroit, la couverture des terrains est de l'ordre de 300 m seulement.

La deuxième zone de poussée se trouve au milieu du tunnel, également dans une région très faillée.

Enfin, la troisième, au km 4.450 - 4.650, au-dessous de l'alpe de Sella, se trouve à cheval sur un système de faille qui vient affleurer en surface. Là, le gneiss de Sella a un aspect finement lissé, tel un schiste ; il est diaclasé, partiellement décomposé et contient également du quartz et du feldspath. Le plus souvent, il est mouillé, ce qui le rend pâteux.

Les trois zones de poussées se trouvent au voisinage d'accidents tectoniques où la roche a subi des sollicitations très fortes. Les hauteurs de charges sont variables.

Par ailleurs, dans les gneiss du Finsteraarhorn, au droit des gorges des Schöllenen, de nombreux « bendor » éclatèrent [3].

L'ordre d'exécution du tunnel était le suivant : percement de la galerie d'avancement au faite, abattage des rochers de la calotte, construction de la voûte. Puis, plus loin à l'arrière, suivait une galerie de base par où l'on évacuait les matériaux et à partir de laquelle on procédait à la reprise en sous-cœuvre de la voûte pour monter les pieds-droits. On reconnaît la « méthode belge ».

A l'exception des tronçons à forte poussée que nous venons de citer, les autres tronçons n'ont pas été le siège de poussées exceptionnelles. On ne constata ni des soulèvements importants du radier, ni des déformations lentes des revêtements. Les différents profils normaux de revêtement sont représentés à la figure 2. Ils ont été modifiés durant la construction en tenant compte des expériences faites ; les pieds-droits verticaux et la voûte surbaissée ont été rapidement abandonnés.

D'après le projet primitif [3], la moitié seulement du tunnel devait être revêtue. Par la suite, pour avoir une sécurité d'exploitation complète, c'est-à-dire pour empêcher la chute de blocs isolés, le Conseil fédéral imposa un revêtement sur toute la longueur du tunnel. L'épaisseur de la voûte en clef varie de 0,35 à 0,70 m. Dans les parties à forte poussée, les revêtements ont été notablement renforcés et l'on a constitué un radier (fig. 3).

Le revêtement du tronçon compris entre le km 2.755 et le km 2.844 à partir du portail nord dut être reconstruit à trois reprises. La première fois, la galerie fut laissée trop longtemps sur bois. Les cadres étaient trop espacés. De l'eau mal captée se répandait partout. La montagne, après n'avoir que normalement chargé, se mit lentement en pression. Le revêtement au mortier de chaux hydraulique, déjà notablement renforcé, ne résista pas

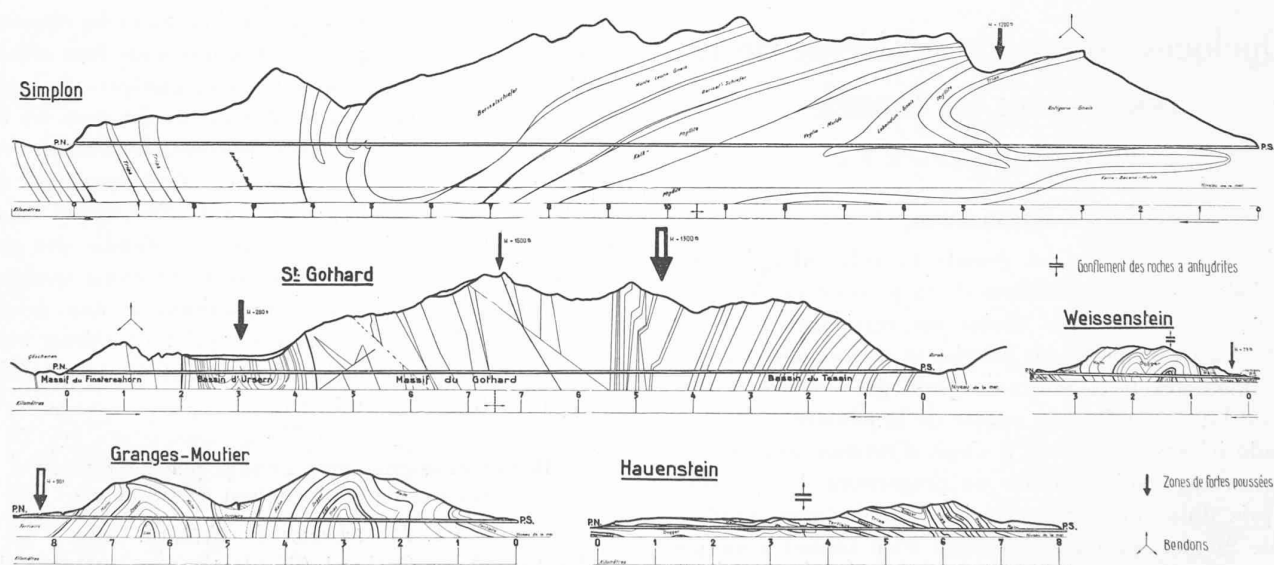


Fig. 1. — Profils des grands tunnels des Alpes et du Jura.

Les flèches indiquent les zones de fortes poussées.

**Simplon.** — Km 0 à 4,200 depuis portail sud. Couverture 0 à 1500 m. Nombreux bendor dans le gneiss d'Antigorio lité horizontalement. Soulèvement de la base de la galerie, plissement des couches.

Km 4,452-4,504 depuis portail sud. — Couverture 1200 m, revêtement renforcé (voir fig. 7) dans le schiste micacé. Cadres en fer profilé (voir fig. 8).

Km 3,279 à 3,302 depuis portail sud. — « Bendor » dans la galerie II qui se répercute sur la galerie I terminée. Soulèvement du radier 24 cm. Translation du pied-droit 30 à 60 cm.

**Saint-Gothard.** — Km 2,755-2,844 depuis portail nord dans le gneiss d'Urseren. — Couverture 325 m. Les couches font un angle de 45° environ avec l'axe du tunnel. — Revêtement reconstruit trois fois de suite (voir fig. 3).

Km 7,494-7,565 depuis portail nord dans le gneiss du Gothard. Revêtement renforcé. Couverture 1620 m.

Km 4,450-4,600 depuis le portail sud dans le gneiss quartzueux de Sella. Couverture 1350 m.

Km 0,250-0,500 depuis le portail nord, dans le gneiss du Finsteraarhorn. — Nombreux « bendor ».

**Weissenstein.** — Km 3,00-3,100 depuis le portail sud dans les molasses tertiaires. — Déplacement lent des pieds-droits vers l'intérieur, 8 cm de 1907 à 1910 (voir fig. 10 et 11). Couverture 120 m.

Km 1,300-1,500, gonflement de gypse provoquant déplacement des pieds-droits.

**Granges-Moutier.** — Km. 0,420-0,520 dans les molasses tertiaires sableuses Couverture 80 à 100 m. Effondrement se propageant jusqu'à la surface.

**Hauenstein.** — Km 3,5 dans les couches d'anhydrite (gypse) du Keuper. Soulèvement du radier de 1 mètre au maximum.

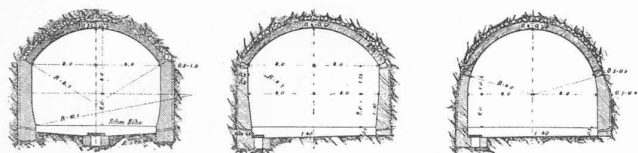


Fig. 2. — Types de revêtements normaux au tunnel du Gothard.

A gauche : pieds-droits massifs, voûte mince surbaissée.  
 Au milieu : pieds-droits et voûte de même importance.  
 A droite : la voûte en plein cintre prolonge les pieds-droits.  
 D'après Dolezalek.

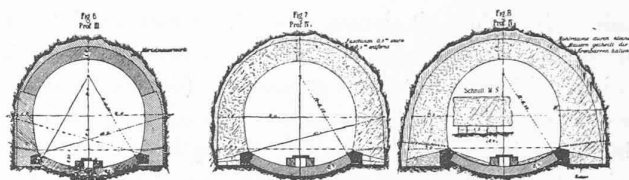


Fig. 3. — Tunnel du Saint-Gothard. Types de revêtements renforcés avec radier arqué au km 2,755 à 2,844 depuis le portail nord.

Remarquer dans la figure de droite l'espace laissé entre la roche et le revêtement pour permettre le gonflement des couches à anhydrite (gypses).  
 D'après Dolezalek.

(fig. 3 à gauche). La deuxième fois, dans l'idée de ménager au terrain la possibilité de se dilater — on avait en effet reconnu la présence d'anhydrite, qui gonfle en présence de l'eau — un espace fut laissé entre le revêtement et la roche (fig. 3 à droite). De plus, la reconstruction avait eu lieu de façon peu systématique. Les anneaux ne s'étaient pas les uns les autres. Malgré l'épaisseur considérablement renforcée, déjà durant le maçonnerage de la voûte, des déformations se produisirent et environ deux mois après la pose des derniers moellons on observait en clef un affaissement de l'ordre de 40 à 50 cm (fig. 4). Là où seule la voûte était terminée, les naissances se déplacèrent vers le centre de la cavité, tandis que la clef s'affaissa assez peu.

Enfin, après une deuxième reconstruction, exécutée dans les règles de l'art — maçonnerie à même le rocher, exécution rapide, évacuation des eaux, attaque par anneaux successifs complets étayés les uns sur les autres — mais avec le même profil, les poussées furent définitivement vaincues et l'ouvrage finit par trouver son équilibre [3].

C'est là un exemple où apparaît clairement la nécessité de ne pas laisser à la montagne le temps de faire de grosses déformations.

§ 2. Les travaux du Simplon.

La première galerie du Simplon fut attaquée en 1898 et terminée en 1905. En même temps que l'on faisait l'avancement et le revêtement du premier tunnel, une galerie de service, de section réduite, était attaquée parallèlement à la première pour évacuer les matériaux, les grosses venues d'eau si fréquentes et pour organiser une aération rationnelle. L'écartement entre les axes des deux galeries est de 17 m. La galerie de service fut transformée en galerie à voie normale au cours d'une deuxième étape de travaux qui se place entre 1914 et 1922 [4].

Le tunnel du Simplon traverse les grands plis couchés alpins qui forment en quelque sorte un dôme. Les différentes couches ont des inclinaisons variant depuis l'horizontale jusqu'à la verticale (fig. 1). A partir du portail sud, on rencontra tout d'abord les gneiss d'Antigorio en couches presque horizontales. Dès le km 2, des difficultés commencèrent [5].

On constatait non seulement des poussées verticales,

mais encore de fortes poussées latérales qui nécessitaient bien souvent un boisage spécial : sur 2800 m du côté sud, on construisit un radier arqué ; les étais horizontaux furent doublés lorsqu'on passait à l'abattage (fig. 5) [4].

Le tronçon qui présentait sans doute les plus grosses

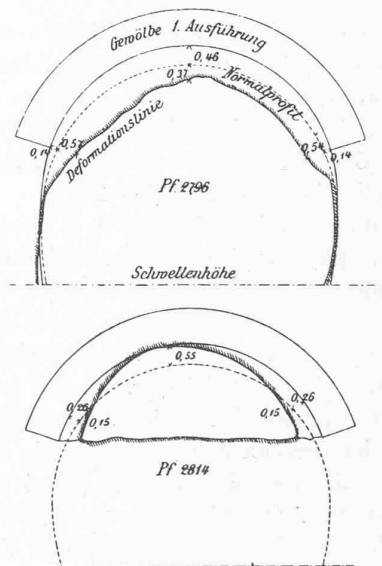


Fig. 4. — Tunnel du Saint-Gothard. Déformation du revêtement au km 2,796 et 2,814 deux mois après son exécution.

D'après Dolezalek.

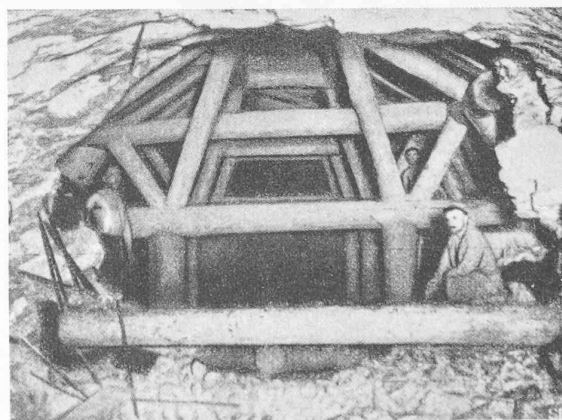


Fig. 5. — Tunnel du Simplon. Boisage de la galerie de faite et de la calotte dans les gneiss d'Antigorio lités horizontalement. Remarquer le nombre et les dimensions des étais horizontaux.

D'après SBZ 1906.

difficultés qu'on ait jamais eues à surmonter dans le percement d'un tunnel, est compris entre le km 4.452 et le km 4.504, à partir du portail sud (fig. 1). La roche se compose de calcaire très tendre et de schiste chloriteux finement lité, puis de couches d'anhydrite et de calcaire. Le terrain ressemblait à une masse pâteuse. Les boisages renforcés se brisaient les uns après les autres et bien vite on dut recourir à des cadres de fer profilés normaux NP 40 placés côte à côte, à 0,40 m d'intervalle [5] et [10]. Malgré leur robustesse, ils furent en plus d'un endroit complètement déformés par la poussée, ce qui donne une idée de son intensité (fig. 8).

Il serait trop long d'exposer ici comment, à partir de la galerie d'avancement, on réussit à constituer le revêtement définitif. Les publications de l'époque relatent ces travaux délicats [4] et [10]. La figure 7 montre les dimensions qui ont été adoptées pour le revêtement. Elles sont exceptionnellement fortes, pour éviter toute surprise.

On put observer que la galerie de base avait nécessité un blindage exceptionnellement robuste, tandis que la galerie de faite put être maintenue par un simple boisage (fig. 6). Cette particularité provoqua l'étonnement de Brandau [5] et des autres constructeurs. Nous en donnerons l'explication plus loin (fig. 27).

A partir du km 7 jusqu'au km 9, le tunnel traverse des schistes à phyllite, lités presque horizontalement [4]. Ceux-ci donnèrent également naissance à des soulèvements du radier que l'on constata par le déversement des voies de service. On observa de véritables plissements au toit et au radier (fig. 9). Les mouvements étaient lents et progressifs. Il n'en fut pas toujours ainsi.

En 1914, les travaux d'élargissement de la galerie II provoquèrent des désordres dans la galerie I, terminée depuis longtemps. On vit des mouvements ayant le caractère d'un tremblement de terre, dont l'intensité et

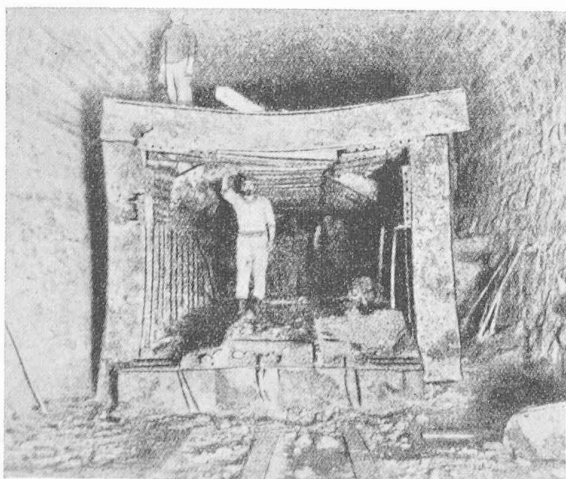


Fig. 8. — Tunnel du Simplon. Km. 4,452-4,504, depuis portail sud. Cintres provisoires de la galerie de base déformés par la poussée. Cadres constitués par des profilés I NP. 40 écartés de 0,40 m. Intensité de la poussée estimée à 300 t/m<sup>2</sup>.

D'après SBZ 1915.

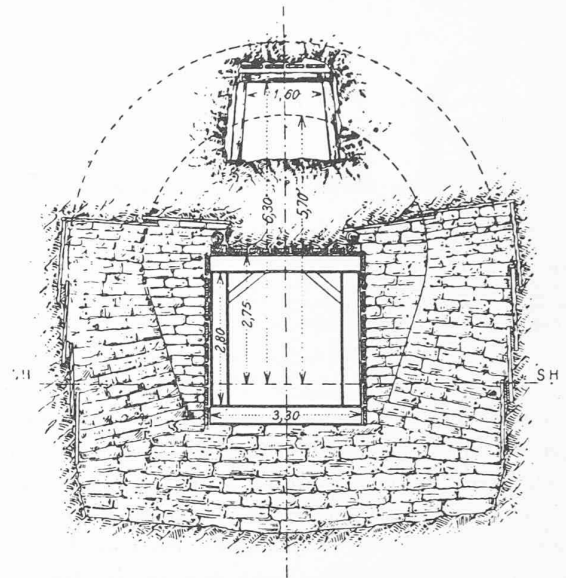


Fig. 6. — Tunnel du Simplon. Km 4,452 à 4,504. Exécution du revêtement renforcé autour de la galerie de base maintenue par des cadres en fers profilés. La voûte est attaquée plus tard par une galerie de faite simplement boisée.

D'après SBZ 1906.

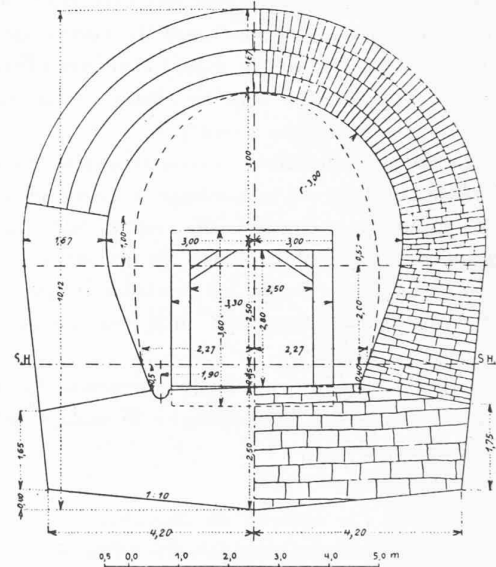


Fig. 7. — Tunnel du Simplon. Km 4,452-4,504. Revêtement renforcé.

D'après SBZ 1906.

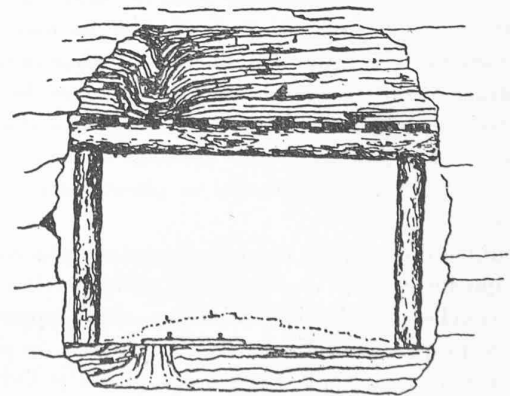


Fig. 9. — Tunnel du Simplon, galerie II. Km. 6,710 à 6,860 depuis portail sud, dans le « Lebendungneiss ». Plissements et soulèvements du sol.

D'après SBZ 1906.

la brutalité furent telles que toutes les lampes s'éteignirent et que le caniveau fut déplacé, dans la galerie I, en quelques instants, de l'ordre de 40 cm [9].

A la suite de cet incident dans la galerie I, à partir du km 3 jusqu'au km 3,5, les pieds-droits, dont la dimension initiale était de 35 cm, furent renforcés jusqu'à 1 m d'épaisseur, tandis qu'on conservait à la voûte son épaisseur initiale de 35 cm.

Si nous en croyons les documents consultés, nous voyons, au Simplon, bien plus qu'au Gothard faire mention de soulèvement du sol et de poussées latérales, en coïncidence avec des stratifications horizontales et des profondeurs de 2000 m environ. Nous montrerons plus loin dans quelle mesure l'orientation des poussées peut être mise en relation avec l'inclinaison des couches.

§ 3. Les tunnels du Jura.

Le tunnel du Weissenstein [6] et le tunnel de Granges [7] traversent la chaîne plissée du Jura (fig. 1 et 10). Quoique les charges des terrains surmontant le tunnel fussent bien moindres que dans les Alpes, on trouva cependant certaines zones à forte poussée, qui sont localisées dans le tunnel du Weissenstein près du km 3, dans les molasses tertiaires, et au km 0.420 à 0.520, portail nord, dans le tunnel de Granges. Dans ces deux cas, les marnes incluses dans les molasses tertiaires furent la cause

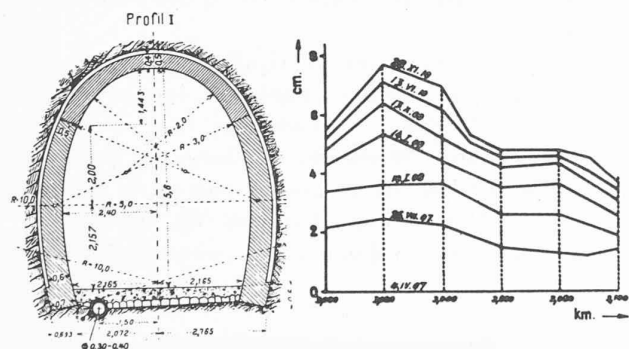


Fig. 10. — Tunnel du Weissenstein. Profil type sans radier. D'après SBZ 1911.

Fig. 11. — Tunnel du Weissenstein. En ordonnée resserrement de la base des pieds-droits dans les molasses entre km 3,00 et 3,100. D'après SBZ 1911.

des difficultés rencontrées. La figure 10 montre le type de revêtement adopté dans la zone la plus sollicitée. Les mouvements des pieds-droits — mouvements lents qui se prolongèrent depuis 1907 à 1910, pour atteindre 8 cm au km 3.020 — sont représentés à la figure 11.

Par contre, au tunnel du Hauenstein [11], les fortes poussées observées doivent être rattachées au gonflement des couches d'anhydrite du Keuper.

§ 4. L'effondrement du Lötschberg.

Nous rappellerons l'effondrement classique du Lötschberg, où la galerie d'avancement, pénétrant dans les alluvions du Gasterntal, provoqua un éboulement remontant en forme d'entonnoir jusqu'à la surface du sol sur une hauteur de plus de 150 m (fig. 12).

§ 5. L'effondrement de la galerie d'Amsteg [12].

En août 1939, la galerie dérivant les eaux de la Reuss au barrage du Pfaffensprung s'effondra, à la suite de la destruction du radier par l'érosion. Les pieds-droits, déchaussés, ne suffirent plus à soutenir la voûte qui s'effondra à son tour, provoquant un éboulement des terrains sus-jacents, qui se propagea également jusqu'à la surface du sol. La figure 13 montre l'aspect de cet effondrement.

§ 6. L'effondrement du tunnel de la Croix, entre Saint-Ursanne et Courgenay [13].

Il se produisit en février 1943, à l'emplacement d'un ancien puits d'extraction remblayé ultérieurement avec des terrains marneux, altérés par un séjour prolongé à l'air puis ramollis par l'eau. Le revêtement du tunnel fut poinçonné par la charge (fig. 14).

§ 7. Remarques sur les exemples cités.

Ce qui frappe lorsque l'on compare les documents laissés par les constructeurs, c'est le caprice apparent des manifestations de la poussée. Tantôt avec des charges très fortes rien ne se passe, tantôt au contraire nous voyons des poussées énormes. Par ailleurs, avec des charges très faibles, de fortes poussées ne sont pas exclues.

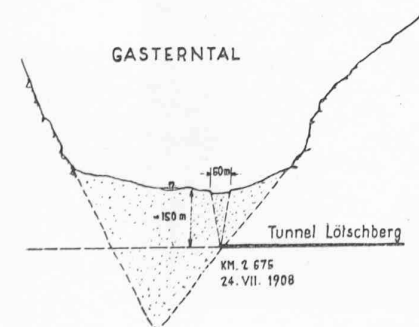


Fig. 12. — Effondrement de la galerie d'avancement du Lötschberg pénétrant dans les alluvions du « Gasterntal ». Remarquer la forme conique de la surface de rupture. D'après SBZ 1911.

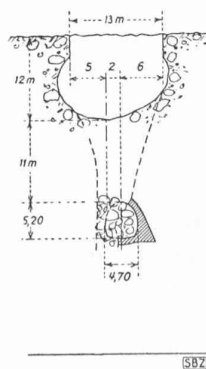


Fig. 13. — Effondrement de la galerie de dérivation du barrage du Pfaffensprung près d'Amsteg. D'après SBZ 1942.

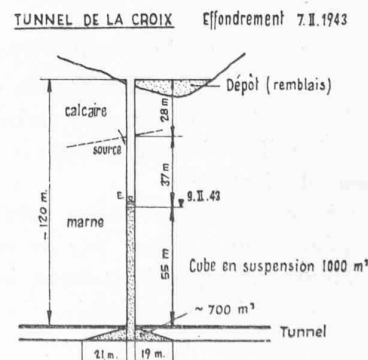


Fig. 14. — Effondrement du tunnel de la Croix entre Sainte-Ursanne et Courgenay.

Doc. C.F.F.

Aussi n'est-il pas étonnant que deux écoles se soient formées. La première, avec Heim [2], prétend que la poussée croît sans aucune limite au fur et à mesure que la hauteur de la charge augmente, et même dans les roches les plus saines, ce n'est qu'une question de temps. La seconde, avec Braudau [5] et [8], croit à la formation d'une voûte naturelle qui empêche la charge de se manifester avec toute son intensité. Nous verrons plus loin dans quelle mesure on peut concilier ces deux écoles, à première vue opposées.

Une deuxième constatation s'impose à l'examen de ces exemples : c'est la variété des types de revêtement choisis. L'embarras des constructeurs fut grand. Quand pouvait-on se passer de revêtement ? Fallait-il des pieds-droits massifs et des voûtes minces, ou devait-on avoir une certaine homogénéité dans l'ensemble des dimensions ? Un radier de base était-il nécessaire ou pouvait-on s'en passer ? Enfin quelle était la forme qui prêterait la meilleure résistance ? pieds-droits verticaux ou pieds-droits incurvés ?

Les premiers constructeurs, guidés surtout par leur intuition, choisirent les solutions citées plus haut. Leurs déductions n'étaient pas fondées sur une théorie mathématique de la poussée. Ils procédaient plutôt par comparaisons et par méthode empirique.

Si l'étude géologique fut très poussée, on ne disposait que de renseignements insuffisants sur les caractères mécaniques des roches. Si nous savons que le gneiss d'Antigorio, par exemple, résistait à plus de 600 kg par  $\text{cm}^2$ , nous ignorons tout de sa capacité de déformation vis-à-vis de sollicitations ; rien n'avait été tenté pour mesurer et chiffrer la plasticité des roches.

De même dans les couches plastiques de schiste micacé, nous ne savons rien des résistances des éléments les plus mous. En effet, lorsqu'on prélève des échantillons, on a toujours tendance à choisir les blocs qui se taillent le mieux. On en arrive ainsi à surestimer les résistances moyennes.

Enfin les trois derniers exemples (§ 4, § 5 et § 6) sont intéressants, parce qu'ils montrent diverses ruptures qui se propagent jusqu'à la surface du sol. On verra plus loin que ce type de rupture est à la base de certaines théories des poussées.

### III. Les propriétés des sols.

#### § 8. Classification des sols.

Le caractère des sols peut varier dans de larges limites. En simplifiant beaucoup, pour les besoins de cet exposé, nous distinguons :

*les terrains meubles et les terrains plastiques*, tels les sables, qui n'offrent pas de cohésion, s'opposent au mouvement par frottement interne et dans le sein desquels de grosses déformations sont nécessaires pour que les forces de frottement soient entièrement mobilisées ;

*les roches*, qui sont élastiques, qui à de faibles déformations répondent par de grandes variations de tension.

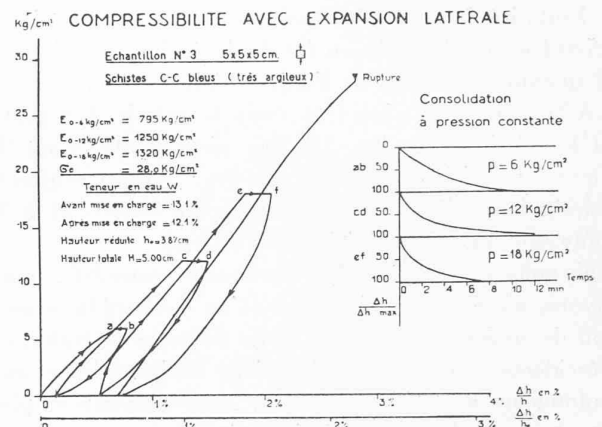


Fig. 15. — Courbe de déformation d'un schiste argileux provenant des assises du barrage de Beni-Bahdel. Les déformations permanentes atteignent 40 % des déformations totales.

Document Sondages-Etanchements-Consolidations « procédés Rodio ».

Entre ces deux groupes extrêmes, tous les termes intermédiaires sont possibles. La figure 15 montre les propriétés d'un sol marneux, intermédiaire entre les terrains à frottement et les roches élastiques. C'est une marne ayant déjà une résistance appréciable de 28  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

Les déformations augmentent presque linéairement avec les charges ; cependant on constate des déformations permanentes, de l'ordre de 40 % des déformations totales.

Remarquons enfin que la rigidité ou la plasticité ne sont pas un caractère permanent des terrains. Les beaux essais de Ros et d'Eichinger [25] ont montré que dans certaines conditions de charge, en particulier sous étreinte triple, les roches les plus dures sont susceptibles de déformations plastiques (fig. 16).

Pour définir un sol d'une façon complète il est donc

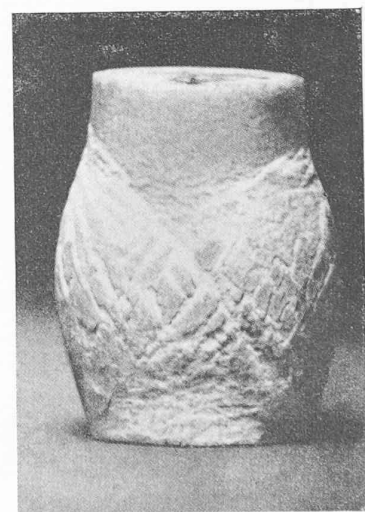


Fig. 16. — Déformation plastique d'un marbre sous triple étreinte d'après Ros et Eichinger.

Diskussionsbericht ETH No. 28.

nécessaire d'avoir, d'une part, sa courbe intrinsèque, d'autre part, les diagrammes de déformations dans des états de tension à trois dimensions.

Avec des propriétés des sols aussi diverses, il est impossible d'appliquer une théorie standard qui convienne à tous les cas.

Le développement des différentes théories qui permettent de chiffrer la poussée va de pair avec une connaissance toujours plus approfondie des propriétés mécaniques des sols. Sans entrer dans les détails, nous esquisserons brièvement le développement de ces théories.

**IV. Evolution des théories du calcul des poussées sur les tunnels.**

*Les plans de glissement se propagent jusqu'à la surface du sol.*

**§ 9. Plans de rupture verticaux.**

La première idée qui s'impose est de considérer une colonne verticale de la largeur de la galerie, et d'examiner son état d'équilibre (fig. 17-(1)).

La réaction  $R$ , supportée par le revêtement, est le poids  $P$  de la colonne  $ABCD$  diminué des résistances de frottement  $F$  le long des plans  $AB$  et  $CD$ . Dès 1866, Cullmann [14] s'intéresse à ce problème. Il calcule la poussée  $H$  comme pour les murs, en s'aidant de la théorie de Coulomb. Le problème est analogue à celui de la poussée sur le fond des silos, auquel s'attaquent successivement Engesser [16] en 1882 — qui établit une formule et fait des essais sur de petits modèles de sable — Prante [18] en 1886 — qui mesure les pressions dans les silos — et Janssen [17] en 1895 — qui étudie les poussées dans de grands silos à maïs et à céréales.

Un exemple de rupture suivant des plans verticaux est donné par l'effondrement du tunnel de la Croix (fig. 14).

**§ 10. Plans de rupture inclinés vers l'extérieur.**

Un examen plus approfondi de l'équilibre montre que dans un sol homogène les plans de glissements les plus dangereux ne sont pas verticaux mais inclinés vers l'extérieur (fig. 17-(2)). Le Dr Völlmy [29], à l'occasion de ses recherches sur les tuyaux enterrés, a démontré le fait expérimentalement et analytiquement. L'angle  $\beta$  n'est pas constant, il croît avec la profondeur, c'est-à-dire avec le rapport  $y/B$

$$\text{ou } \begin{cases} y = \text{profondeur de la fouille;} \\ B = \text{largeur de la fouille.} \end{cases}$$

Si l'on considère la forme des entonnoirs provoqués, soit par l'éboulement du tunnel de dérivation du barrage du Pfaffensprung (fig. 13), soit par l'effondrement de la galerie d'avancement du tunnel du Lötschberg (fig. 12), on constate la vérification de cette règle.

**§ 11. Plans de rupture inclinés vers l'intérieur.**

Ce cas théorique (fig. 17-(3)) étudié également par le Dr Völlmy, fait ressortir un état d'équilibre instable qui donne une poussée minimum avant que l'on passe au cas de la figure 17-(2). De là à admettre une rupture qui détache un élément en forme de calotte (fig. 17-(4)), il n'y a qu'un pas que Ritter [15] a franchi déjà en 1879. Bierbaumer [22] cite le cas théorique d'un empilage de sphères dans lequel on peut ouvrir une cavité et où il se forme une voûte naturelle de forme triangulaire (fig. 17-(5)).

Dans les deux cas cités, on peut voir que la réaction  $R$  est une fonction qui ne croît pas linéairement avec la charge  $y$

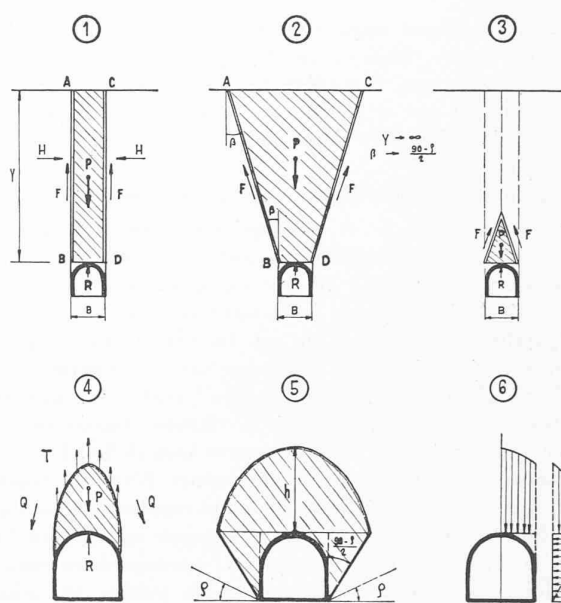


Fig. 17. — Différentes formes de rupture admises pour le calcul des poussées.

1. Plans de rupture verticaux. — 2. Plans de rupture inclinés vers l'extérieur. — 3. Plans de rupture inclinés vers l'intérieur. — 4. Calotte suspendue. Rupture suivant un contour parabolique. — 5. Plans de rupture inclinés issus de la base des pieds-droits et calotte elliptique débordant la galerie. — 6. Décomposition des poussées provoquées par la charge du terrain compris à l'intérieur de la ligne de rupture de la figure 17 (5).

mais qui tend vers une limite. Ceci se comprend facilement si on considère les frottements  $F$  qui deviennent prépondérants lorsque les surfaces de rupture s'accroissent.

Les méthodes de calculs exposés aux paragraphes 9, 10 et 11 impliquent :

- 1° que l'on se trouve en présence d'un sol à frottement ;
- 2° que les déformations autorisées par le revêtement sont suffisantes pour que le frottement soit entièrement mobilisé ;
- 3° que la cohésion n'est pas trop forte.

Quelle que soit l'inclinaison des plans de rupture, la poussée verticale dépend de la hauteur de la couverture en dessus du tunnel.

*Il y a une infinité de plans de glissement.  
Méthode de Rankine.*

**§ 12. Définition des équilibres limites.**

Rappelons ici quelques données fondamentales. Les méthodes de Coulomb font intervenir l'équilibre d'éléments de grandeur finie. On considère des résultantes agissant sur des solides en forme de coins, découpés dans le terrain.

La méthode de Rankine, au contraire, consiste à étudier l'équilibre interne du sol en un point donné.

Le sol étant considéré comme un milieu à frottement, il existe en un point non pas un, mais une infinité d'états de tension possibles. Nous atteignons l'équilibre limite lorsque sous certaines sollicitations toutes les forces de frottement sont mobilisées. Sur une certaine facette, le rapport  $\tau/\sigma$  est alors maximum. La notion d'équilibre limite est à la base de tous les calculs de contraintes d'après Rankine. Elle permet de déterminer l'état de tension interne en un point, connaissant l'état de tension sur une seule facette, choisie arbitrairement, alors que dans un solide élastique l'état de tension est donné par la connaissance des contraintes sur deux facettes. Chaque fois que l'on applique la théorie de



Rankine, on admet implicitement que le sol est en état d'équilibre limite. Mais on ne doit pas oublier, et ceci est très important, que l'équilibre limite ne peut se produire que moyennant une déformation d'une certaine importance dans une direction bien déterminée.

§ 13. *Poussée sur une galerie à flanc de coteau* [33] et [34].

On se représente le sol découpé en tranches infiniment minces et à faces parallèles suivant les directions où  $\tau/\sigma$  est maximum (fig. 18 a). Si, par exemple, la pente du terrain est égale à l'angle de frottement interne, ces tranches sont parallèles à la surface du sol. On admet ensuite que le sol est amené à l'équilibre limite par une déformation d'ensemble où chaque tranche glisse vers l'aval d'une quantité infiniment petite par rapport à la tranche sous-jacente. Il se crée ainsi un état de tension interne bien défini. Le calcul des poussées consiste alors à déterminer l'état de tension interne en chaque point d'une ligne, qui représente le contour de la future galerie (fig. 18 b). On imagine ensuite que l'on enlève le volume de terrain compris à l'intérieur de ce contour pour lui substituer le revêtement de la galerie. On admet que ce dernier épouse parfaitement le contour de la cavité, sans que le terrain ait la possibilité de se déformer pendant l'opération. Les réactions du revêtement remplacent ainsi les efforts internes (fig. 18 c).

On comprendra aisément que le résultat du calcul correspondra à la réalité dans la mesure où les déformations réelles du revêtement sont de même sens, pour le moins, que les déformations admises pour amener l'état d'équilibre limite. Ainsi, dans une galerie à flanc de coteau, le parement amont se déforme vers l'intérieur de la cavité, c'est-à-dire dans le sens de la déformation admise pour créer l'équilibre limite, alors que le parement aval se déforme réellement en sens contraire.

Cette méthode de calcul livre des résultats qui sont pratiquement utilisables seulement du côté amont des ouvrages.

*Les lignes de glissement se referment sur la cavité.*

§ 14. *Calotte suspendue de la largeur de la galerie* [23].

Ritter, le premier, envisage la formation d'une voûte

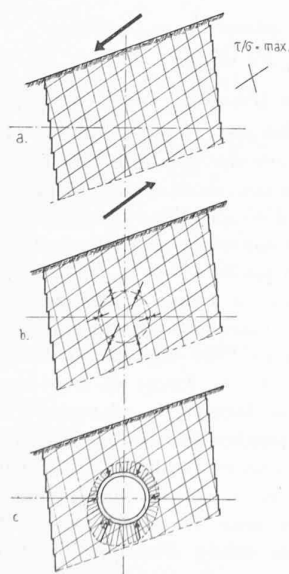


Fig. 18.

a) L'équilibre limite est atteint par un glissement vers l'aval de chaque tranche par rapport à la tranche sous-jacente.

b) Etat de tension interne en différents points du futur contour de la galerie.

c) Les réactions du revêtement remplacent l'effet du noyau de terrain enlevé.

naturelle en dessus de la galerie (fig. 17-(4)). Il donne comme hauteur de cette voûte

$$h = \frac{b^2}{16u} \quad \text{ou} \quad b = \text{largeur de la galerie};$$

$u$  = hauteur de la colonne de terrain que l'on peut suspendre sans qu'elle se rompe sous son poids propre.

(Résistance à la traction =  $\gamma u$ .)

$\gamma$  = densité du terrain.

Ritter [15] tient compte de la résistance du sol à la traction. La calotte comprise entre la voûte naturelle et la galerie pèse de son poids propre  $P$ . Par ailleurs, elle est supportée par les forces de traction interne dont la résultante  $T$  vient soulager le poids propre  $P$ . Le revêtement supporte la charge  $R = P - T$ .

Encore faut-il que le terrain soit suffisamment résistant pour ne pas céder sous l'effet des pressions  $Q$  qui se transmettent latéralement.

La théorie de Ritter n'est pas satisfaisante. Pour un tunnel de chemin de fer à double voie, la poussée  $R$  s'annule déjà pour une résistance à la traction de 0,2 kg/cm<sup>2</sup>, ce que l'expérience infirme.

§ 15. *Calotte elliptique débordant la galerie et plans inclinés issus de la base des pieds-droits* [33].

Cette solution fut proposée par Culmann et Kommerell (fig. 17-(5)). Le terrain compris dans la zone de rupture est considéré comme un sol à frottement en équilibre limite et les auteurs admettent qu'il est seul à charger. Le terrain extérieur se porte de lui-même. Les poussées sont décomposées comme l'indique la figure 17(6).

Cette conception se justifie si le sol est broyé ou se déforme plastiquement au voisinage de la cavité. Par contre, elle ne saurait correspondre à la réalité lorsque la résistance du sol à la compression est suffisante pour supporter la surcharge concentrée au voisinage des pieds-droits. L'inclinaison dangereuse des plans issus de la base des pieds-droits est déterminée comme on le fait pour un mur de soutènement. La hauteur de l'ellipse est déterminée soit arbitrairement, soit d'après les mesures de déformation de la galerie d'avancement, suivant une méthode qui sera exposée avec les exemples pratiques figurant à la fin de cet exposé.

§ 16. *Théorie de la plasticité de Heim* [21].

Sous les efforts prolongés, le sol se déforme plastiquement. La poussée se transmet également dans toutes les directions, comme dans un liquide. La forme adéquate est un revêtement circulaire. A la longue, la pleine charge agit. Cette théorie ne tient pas, devant les essais de Ros et Eichinger, cités plus haut. Même si les pressions sont suffisantes, pour amener les déformations plastiques, les étroites horizontales pour assurer l'équilibre sont inférieures aux charges verticales.

*Sollicitations internes du sol provoquées par la perforation d'une cavité.*

§ 17. *Dans le domaine purement élastique.*

L'analyse mathématique a permis de définir complètement l'état de tension autour d'une cavité circulaire ou elliptique, dans un milieu élastique soumis à la pesanteur, grâce aux travaux de Yamaguty [26], au Japon, J. Schmid [29], en Suisse, Mindlin [31], en Amérique, Fenner [30], en Allemagne.

Pour ces résolutions, il faut cependant admettre certaines hypothèses sur l'état de tension initial. On peut avoir les trois cas représentés à la figures 19.

Le cas II (fig. 19) représente l'état de tension qui s'établirait si on pouvait tout à coup soumettre à la pesanteur un sol dont toute dilatation latérale est empêchée.

La théorie mathématique de l'élasticité a confirmé les déductions des premiers chercheurs, Wilhelm et Leon [19], puis Wilmann [20], et montre les concentrations de pression sur les flancs de la galerie (fig. 20).

Celles-ci se manifestent souvent par la désagrégation des parois de galeries trop légèrement étayées (fig. 21).

Par ailleurs, lorsqu'on dessine une cavité elliptique de plus en plus haute, il arrive un moment où il n'y a plus de traction au toit (fig. 22). On peut calculer ainsi la hauteur de la zone tendue en dessus de la galerie [30]. Si la roche résiste à la compression mais non à la traction — ce qui est le plus souvent le cas à cause de la présence de failles — on peut admettre que la zone tendue est seule à charger le revêtement.

Les figures 22 a, 22 b et 22 c mettent en évidence l'influence de la forme de la cavité. A mesure que sa hauteur croît, les contraintes principales, tangentes à la cavité, diminuent sur l'axe horizontal ; sur l'axe vertical les tractions deviennent des compressions. Pour une certaine hauteur que l'on peut déterminer si l'on connaît le coefficient de Poisson, les contraintes tangentielles sont uniformes sur toute la périphérie de la cavité (fig. 22 c). L'exemple indiqué est basé sur l'état de tension initial II (fig. 19) avec  $m = 6$  (coefficient de Poisson) et  $a$  beaucoup plus petit que  $y$ .

En partant de l'état initial I (fig. 19), Terzaghi [23] obtient le résultat suivant : au bord d'un trou circulaire de rayon  $R$ , la pression tangentielle atteint 2,5 fois l'intensité de la pression moyenne. A une distance au centre de  $4 R$ , la pression tangentielle moyenne sur un rayon horizontal est retombée à la valeur moyenne  $p$ . Dans ce cas, la zone d'influence de la cavité est limitée à une distance  $4 R$ .

Les galeries rectangulaires ou carrées échappent à l'analyse mathématique (fig. 24).

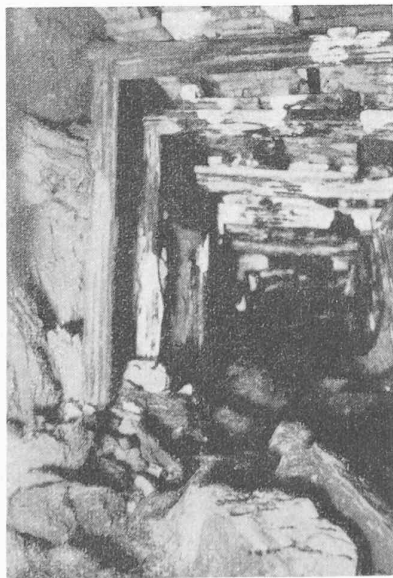


Fig. 21. — Ecrasement des flancs d'une galerie de mine trop faiblement étayée. Mine de lignite de Grandson.

Cliché A. Dunant.

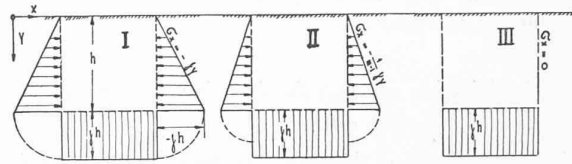


Fig. 19. — Cas I : Poussée hydrostatique.

Cas II : Poussée latérale plus faible que pression verticale.

Pour terrain meuble on a :  $\sigma_x = \sigma_y \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\rho}{2} \right)$ .

Pour terrain élastique :  $\sigma_x = \sigma_y \frac{1}{m-1}$  ou  $m =$  coefficient de Poisson.

Cas III. Poussée latérale nulle.

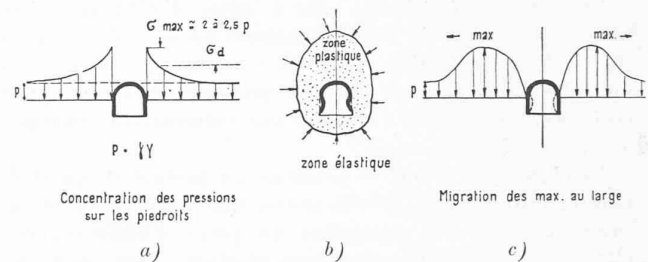


Fig. 20. — a) Concentration des efforts internes sur les flancs de la galerie. Dans le domaine élastique le maximum se trouve sur la paroi de la galerie.

b) Formation d'une zone plastique où la résistance élastique du terrain est dépassée.

c) Après la formation d'une zone plastique les sollicitations maxima émigrent au large.

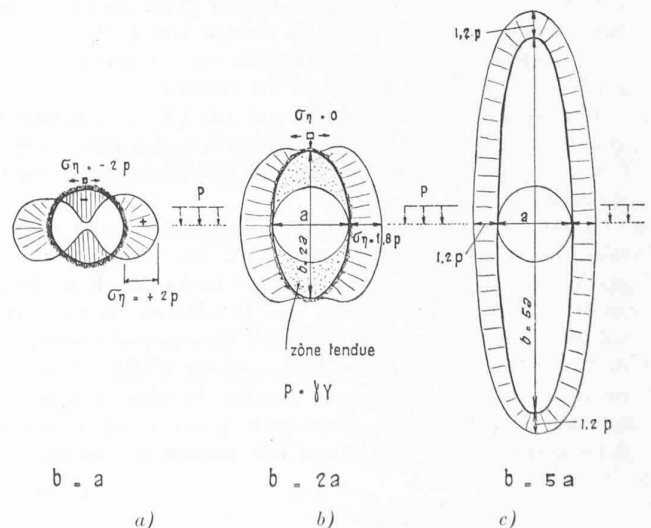


Fig. 22. — Influence de la forme de la cavité sur la répartition des contraintes périphériques.

Calcul d'après Fenner en milieu élastique.

De gauche à droite la hauteur de la cavité elliptique augmente. Les contraintes périphériques sur le diamètre vertical sont d'abord des tractions puis deviennent des compressions. —  $p =$  compression initiale dans le sol vierge.

Les théories mathématiques de l'élasticité, cela va de soi, ne conservent leur valeur qu'en dessous de la résistance élastique du matériau.

### § 18. Sollicitation au delà du domaine élastique et formation d'une zone altérée.

Si les sollicitations dépassent la résistance du matériau, deux cas peuvent se produire :

- 1° sol à frottement ou sol plastique — apparition d'une zone plastique où les déformations deviennent très grandes, mais la matière conserve une certaine résistance à cause de ses propriétés plastiques ;
- 2° sol élastique cassant — apparition d'une zone de rupture par dislocation ou glissement. Le sol broyé a perdu ses capacités de résistance. Souvent, sous l'effet de variations thermiques, on voit éclater des « boudons ».

La zone altérée n'étant plus à même d'offrir une résistance, les maxima de tension émigrent au large de la cavité (fig. 20 *b* et 20 *c*). Cette migration est lente, elle entraîne une altération de plus en plus profonde, à moins qu'un revêtement ne vienne empêcher une déformation croissante des parois de la galerie.

Rendulic [28] résout le problème en partant de l'état de tension initial I (fig. 19). Il trouve que si les parois d'une cavité circulaire se déforment au point d'obstruer complètement l'espace libre, la zone plastique dans un milieu à faible angle de frottement ( $\varphi = 4^\circ$ ) et, à faible cohésion ( $k = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ ), gagne jusqu'à une distance  $2,8 R$  à partir du centre de la cavité.

Fenner [28] a démontré analytiquement que la zone d'altération se propage d'autant plus loin que le revêtement est moins apte à opposer une réaction à la poussée du terrain (fig. 23). L'équilibre ne peut s'établir que si la poussée contre le revêtement atteint une certaine valeur qui ne dépend que de l'angle de frottement interne, de la zone altérée. Le problème a été traité analytiquement dans le cas d'une cavité circulaire par Terzaghi et Rendulic qui admettent l'état de tension initial I (fig. 19) et par Fenner pour une cavité circulaire, en partant de l'état de tension initial II.

Il semblerait donc d'après Fenner qu'il y aurait intérêt à laisser se produire de grosses déformations.

Les observations citées plus haut aux § 1<sup>1</sup> et 7 montrent que les poussées tendent au contraire à diminuer lorsque l'on empêche les déformations par une construction rapide du revêtement.

Il est probable qu'en réalité une première déformation faible soulage le revêtement ; lorsque la déformation s'accroît et que des zones plastiques peuvent se former, le soulagement s'accroît, à condition que la cohésion du matériau subsiste. De plus, certains argiles thixotropes reprennent de la cohésion lorsqu'on les laisse reposer. Enfin lorsque les déformations deviennent très grandes, la résistance du sol est détruite. Il semble donc qu'il y ait un optimum de déformation auquel correspond une poussée minimum.

(A suivre).

<sup>1</sup> Dans l'argile Fenner propose de pratiquer des fentes dans le revêtement par lesquelles on laisserait venir le terrain pour diminuer la poussée sur le revêtement.

## La profession d'urbaniste,

PAR PIERRE QUILLET, architecte.

### La situation actuelle de l'urbaniste.

Dans la remise en état de l'équipement européen bouleversé par la guerre, l'industrie devra tenir compte des cadres, des schémas que lui donnera l'urbanisme.

Comment s'est effectué jusqu'ici l'aménagement territorial des différents pays ?

En s'organisant, les grands Etats de l'Europe moderne se sont en général dotés de services techniques chargés de la construction et de l'entretien des voies de communication : ce sont les services des Ponts et chaussées.

L'aménagement des villes, à part quelques prescriptions générales édictées par l'Etat, est resté jusqu'ici uniquement du ressort communal. Suivant le régime politique et suivant aussi la valeur des individus qui y ont porté de l'intérêt, l'aménagement des villes a connu tour à tour des périodes d'activité intense et d'abandon complet.

Toutefois l'ensemble des techniques intéressées à l'aménagement territorial — l'urbanisme — compte maintenant parmi les principales tâches des autorités responsables ; la nécessité d'une collaboration toujours plus étroite entre les services d'urbanisme, qui se créent partout, et ceux des Ponts et chaussées est aujourd'hui nettement établie.

Ces derniers, dans la plupart des pays, ont, depuis longtemps, constitué des cadres de spécialistes éprouvés, formé le personnel nécessaire ; des méthodes de travail communes, des conceptions d'ensemble donnent à ces corps l'homogénéité désirable et assurent à leurs travaux une qualité souvent remarquable.

L'urbanisme, ce nouveau venu, en est encore, par contre, à chercher ses moyens d'action.

Un plan d'extension établi, son auteur — en général un architecte — estime presque toujours sa mission terminée. En fait, elle est à peine commencée.

Cette confusion est fréquente. Aussi ne saurait-on s'étonner d'entendre souvent des architectes, en train d'étudier le plan d'extension d'une ville, affirmer avec une belle assurance qu'ils « font de l'urbanisme ». Faire de l'urbanisme, ce n'est pas seulement colorier des plans de zones ou composer des projets de voies triomphales, c'est assumer la responsabilité de l'aménagement d'une ville, d'une région.

Rappelons qu'un plan d'extension qui n'a pas reçu force légale, ne fût-ce qu'en partie, à la suite d'une décision de l'autorité, n'a guère d'autre valeur que celle du papier sur lequel il est dessiné.

Dans les cas les plus favorables où une autorité communale, fermement décidée à faire son devoir, réussit à faire adopter un plan d'aménagement, le contrôle de son exécution est laissé à quelque fonctionnaire subalterne, dévoué certes, mais trop souvent incompetent.

C'est ainsi que s'est creusé, un peu partout, entre la conception des mesures d'urbanisme et leur exécution, un fossé bien trop large. L'absence de dispositions légales suffisamment efficaces est, sans aucun doute, l'une des causes essentielles de cette disproportion entre le nombre des projets et celui des réalisations ; dans tous les pays, la mise sur pied d'un code d'urbanisme est urgente.

Mais que peut-on attendre de l'arme juridique si on la confie à des mains débiles ? Les lois valent ce que valent les hommes chargés de les appliquer.

Il nous paraît donc tout aussi urgent de donner à l'urbanisme les cadres qui lui font défaut en constituant un corps de techniciens de profession.