

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 48 (1922)
Heft: 22

Artikel: De la construction de galeries sous pression intérieure
Autor: Maillart, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-37429>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 26.01.2026

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

En examinant la section du barrage, on remarquera que les épaisseurs ont été calculées en tenant compte de la forme cintrée du barrage, qui a été implanté suivant une courbe de 150 mètres de rayon.

Les parements amont et aval ont été construits en maçonnerie de moellons rejointoyés. Les moellons provenaient d'une carrière située à proximité immédiate du barrage. Entre les parements, on a damé du béton de ciment dans lequel étaient noyés de gros blocs de rocher. Ce procédé de construction a permis une exécution très rapide et a évité l'emploi de coffrages toujours coûteux.

Le barrage est partout fondé sur le rocher.

La vue photographique fig. 5 montre le barrage pendant la construction vu du côté amont. La photographie fig. 6 montre le barrage terminé.

On remarquera que le parement aval du barrage n'est pas lisse, mais au contraire exécuté avec des moellons en saillie, ceci pour faciliter l'augmentation de l'épaisseur du barrage quand on augmentera sa hauteur.

Lors de la première mise en pression du barrage, dont la longueur en couronnement est de 110 mètres, on remarqua quelques fuites provenant du retrait des maçonneries. Ces fuites se colmatèrent naturellement pour la plupart, et on rendit le barrage complètement étanche en faisant, à la saison suivante, quelques injections de ciment par pression naturelle pour la partie inférieure, et au moyen d'une pompe à bras rudimentaire pour la partie supérieure. Le mélange injecté était composé d'un sac de ciment lent (45 litres) avec 30 à 35 litres d'eau.

Le barrage est muni d'un déversoir de trop-plein et de deux vannes de fond de 300 mm. de diamètre.

(A suivre.)

De la construction de galeries sous pression intérieure

par R. MAILLART, ingénieur.

Dans une note publiée dans ce périodique¹, j'ai déjà étudié ce problème de grande actualité. Qu'il me soit permis de compléter cette première notice par quelques considérations supplémentaires qui, sans trancher la question, peuvent fournir des éléments utiles pour arriver à des résultats satisfaisants. Ce problème dépend de plusieurs sciences bien différentes : la géologie, la résistance des matériaux, la statique, l'hydraulique, la physique et même la chimie y jouent un rôle. Nous devons en tenir compte sans nous départir de l'expérience acquise dans l'art de bâtir et spécialement dans celui de percer et de consolider des tunnels. Une question aussi complexe ne peut être résolue d'une manière générale. Notre aperçu n'a donc pas la prétention d'approfondir le problème sous tous ses aspects. Nous nous bornerons à élucider son côté statique et les questions ayant trait aux propriétés des matériaux.

¹ Voir *Bulletin technique* du 20 août 1921, page 198.

La section ordinairement adoptée jusqu'ici en Suisse pour les galeries destinées au passage de l'eau est le profil classique du tunnel de chemin de fer : un plein cintre avec pieds-droits très légèrement cintrés. Une voûte renversée, également à grand rayon, forme le radier ; mais tandis que dans les tunnels de chemin de fer le raccordement du radier avec les pieds-droits est à angle vif, on intercale pour les galeries une courbe à petit rayon. Voir, par exemple, *Bulletin technique* 1921, p. 199, types I, II et III. *Schw. Bauzeitung*, vol. 67, p. 294, vol. 67 p. 36 (avec pieds-droits verticaux), vol. 69 p. 13 et beaucoup d'autres. Dans la roche très mauvaise seulement on a prévu quelquefois la forme circulaire.

Le profil d'un tunnel de chemin de fer doit, pour des raisons économiques évidentes, envelopper aussi exactement que possible le gabarit d'espace libre imposé. La forme circulaire ne remplit pas en général cette condition et il est donc compréhensible qu'on s'en écarte plus ou moins, surtout dans la partie inférieure. Mais si les formes usuelles sanctionnées par la pratique donnent en général des résultats satisfaisants, cela ne prouve pas qu'elles soient les meilleures au point de vue statique et même économique quand on n'est plus astreint à s'en tenir à un gabarit donné. Si seule l'aire de la section libre est imposée, nous ne devons pas hésiter à choisir librement la forme. Car autrement on nous accusera avec raison d'être praticiens sans jugement, c'est-à-dire routiniers. On dira peut-être que les méthodes usuelles pour le percement des tunnels sont basées sur la section classique et que l'adoption d'un autre profil entraînerait un changement de ces méthodes, ce qui pourrait augmenter les difficultés d'exécution. Mais cette objection ne devrait l'emporter que si l'on peut prouver que le changement de profil se heurte à des difficultés capitales. On peut admettre que cela ne sera jamais le cas, surtout par le fait que la section des galeries est généralement beaucoup plus petite que celle des tunnels, ce qui exige, tout en facilitant la tâche, d'autres procédés pour le percement.

I

Pour déterminer le meilleur profil pour une galerie, faisons d'abord abstraction de la pression intérieure.

Dans un terrain sans cohésion, nous aurons à prendre en considération le poids du terrain agissant de haut en bas, la poussée des terres agissant latéralement et la réaction agissant de bas en haut. En admettant que pour l'unité de surface la poussée soit une fraction du poids, disons la moitié, la forme idéale de la galerie sera une ellipse à grand axe vertical, dont le rayon de courbure au sommet et à la base sera la moitié de celui à mi-hauteur. Le rapport des diamètres sera alors de 1 : 1,26. Ce profil ne s'écarte donc pas essentiellement du cercle et la différence sera d'autant plus petite que le terrain sera plus mauvais, la pression active du terrain augmentant en conséquence.

En faisant donc les suppositions les plus défavorables sur la nature du terrain, nous arriverons à la forme cir-

culaire comme étant la meilleure et la plus rationnelle. Nous l'adopterons sans hésiter pour toute la longueur à construire, parce que les changements de profil sur le même tronçon sont onéreux et que, si le terrain est meilleur que nous le supposons, il pourra supporter sur les côtés une pression passive égale à la charge verticale, de sorte que d'une manière automatique un équilibre parfait aura lieu aussi bien pour la forme circulaire que pour la forme elliptique.

Il faut aussi envisager qu'à de grandes profondeurs les forces exercées sur la faite sont de beaucoup inférieures au poids du prisme de terre qu'il semble supporter. Ceci par un effet de voûte qui se produit dans le terrain et reporte latéralement la plus grande partie du poids. Il se pourrait donc qu'à un moment donné la pression latérale excède la pression verticale. Mais à ce même moment, le sommet aura une tendance à se soulever et à assumer ainsi une plus grande part de charge, de sorte que dans ce cas aussi l'équilibre se rétablira naturellement.

Les conditions changent si nous nous trouvons dans la roche. Si la profondeur est faible et la roche solide, la forme de la section pourra être quelconque et un revêtement ne sera pas nécessaire au point de vue statique. Par contre à une grande profondeur la roche ne sera souvent plus assez solide pour résister aux pressions et le choix de la forme du profil et de l'épaisseur de revêtement sera de la plus grande importance.

M. le prof. Heim a émis la théorie qu'à partir de la profondeur où le poids de la roche équivaldrait à sa charge de rupture, les tunnels, pour être durables, devraient être construits de telle sorte qu'ils puissent résister de toutes parts à une pression égale à ce poids. La résistance de la roche vaincue, celle-ci deviendrait plastique et nous aurions à pourvoir notre tunnel d'une enveloppe résistante à la pression hydrostatique d'un liquide dont le poids spécifique serait égal à celui de la roche. Ainsi à une profondeur de 2000 m., où la pression sera de 0,5 t. par cm^2 , il ne nous resterait plus guère d'autre ressource que de revêtir le tunnel d'anneaux en acier. L'auteur de cette théorie préconise donc cette disposition pour des tunnels situés à une grande profondeur.

On ne peut contester que la théorie de M. le prof. Heim soit séduisante et contienne des vues justes. Mais il arrive souvent que les hommes de science vont un peu trop vite pour imposer les résultats d'une théorie aux gens de la pratique. Aussi ceux-ci se sont-ils rebiffés contre cette intrusion aussi catégorique que toute théorique, en démontrant que les phénomènes prédits par M. le prof. Heim ne se vérifient pas, même aux plus grandes profondeurs atteintes jusqu'à ce jour. Par contre, on rencontre souvent des parties de roche exerçant de grandes pressions à des profondeurs relativement faibles.

L'erreur de M. le prof. Heim consiste en premier lieu en une fausse appréciation de la valeur de la résistance à la compression. Cette valeur n'est une constante pour un solide de nature constante, que pour des éprouvettes de forme déterminée soumises à des efforts extérieurs bien

définis. Ainsi nous trouverons un autre coefficient pour un prisme que pour un cube et les résultats pour deux cubes identiques seront différents, si on atténue ou non le frottement aux surfaces soumises à la pression. Ce frottement empêche les parties voisines de se gonfler latéralement et en retarde ainsi la rupture. Il semble démontré que la résistance à la rupture est une fonction non seulement de la tension maximale mais aussi de la tension minimale agissant perpendiculairement à celle-ci, tandis que la tension perpendiculaire au plan déterminé par ces deux tensions n'entre pas en compte. Quelles conditions régneront à l'intérieur d'un massif rocheux ? La roche, emprisonnée de toutes parts, ne pourra se dilater latéralement sous la pression verticale et il se produira déjà de ce chef des pressions horizontales très importantes. Outre cela on doit admettre comme certaine l'existence dans la croûte terrestre de pressions horizontales dans toutes les directions, dues au refroidissement de notre planète et au rétrécissement de la couche terrestre qui en est la conséquence. La formation des chaînes de montagnes est le résultat de ces pressions, qui semblent devoir être très considérables à de grandes profondeurs, tandis qu'elles pourront être plus petites jusqu'à devenir insignifiantes dans les massifs de montagnes entrecoupés de vallées.

L'expérience du béton fretté nous prouve l'augmentation de la résistance à la compression du béton, s'il est soumis à des pressions latérales exercées par les frettes. La pression latérale se produit ici automatiquement avec la pression longitudinale et est en rapport avec le gonflement du béton. Si les frettes ne présentaient pas d'élasticité et en même temps une résistance infiniment grande, on ne saurait s'imaginer un écrasement proprement dit d'une colonne frettée. Le cas est le même pour une couche de roche située à une grande profondeur : ne pouvant se gonfler horizontalement, sa résistance devient énorme.

Considère¹, l'inventeur du béton fretté, et Kármán² ont fait des expériences sur la résistance à la compression d'éprouvettes soumises à des pressions latérales. Les éprouvettes de forme cylindrique ont été soumises à des pressions latérales variables indépendantes des pressions axiales également variables. D'après Kármán la résistance axiale à l'écrasement d'un cylindre de grès sans pression latérale fut d'environ 0,6 t/ cm^2 et le raccourcissement lors de la rupture de 0,6 %. Le même cylindre a supporté 2,3 t/ cm^2 de pression axiale avec pression latérale de 0,275 t/ cm^2 , 3,1 t/ cm^2 avec 0,55 t/ cm^2 , 4,9 t/ cm^2 avec 1,55 t/ cm^2 et 6,7 t/ cm^2 avec 2,47 t/ cm^2 . Ainsi l'éprouvette a supporté des efforts onze fois supérieurs à sa résistance ordinaire sans se rompre. Les raccourcissements relatifs sont diminués d'abord par la pression latérale. Ainsi le raccourcissement de 0,6 % n'est atteint avec la pression latérale de 2,47 t/ cm^2 que sous une pression longitudinale de 3,7 t/ cm^2 . Le module d'élasticité est donc six fois plus grand qu'en l'absence de pressions latérales.

¹ *Annales des Ponts et Chaussées*, 1904, 2^{me} trimestre, p. 258.

² Kármán, *Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck*, Berlin 1912. Voir aussi *Bulletin technique* du 30 septembre 1922, page 238.

Cependant sous des efforts plus grands, la limite d'élasticité étant dépassée, les raccourcissements augmentent démesurément et atteignent parfois 7 % de la longueur. Les éprouvettes présentent alors des gonflements visibles, mais ne se rompent pas. Nous trouvons donc confirmée la théorie du prof. Heim, disant que les couches terrestres deviennent plastiques, si elles se trouvent emprisonnées à une grande profondeur. Mais nous voyons aussi que ce n'est pas au moment où la résistance de la roche, mesurée sur des cubes de la manière ordinaire, est atteinte que nous commencerons à vérifier ce phénomène, mais seulement à des pressions supposant des profondeurs de 10 000 à 20 000 m. auxquelles nous n'avons plus rien à chercher. Kármán a aussi soumis aux épreuves des pièces en marbre, tandis que les éprouvettes de Considère étaient en mortier de ciment.

Si nous voulons nous rendre compte du régime des tensions autour d'une ouverture forée dans la roche à une certaine profondeur, nous nous heurtons à une difficulté primordiale. La roche ne peut que rarement être considérée comme un corps homogène tel que le fer, le béton ou un fragment de pierre, qui présentent des propriétés élastiques et de résistance sensiblement égales dans tous les sens. Presque toujours la roche est stratifiée et fissurée et les surfaces de contact ne présentent que peu ou pas de résistance à la traction et au glissement. Les déductions que nous pourrions faire en considérant la roche comme matière homogène ne devront donc pas être appliquées sans autre à la pratique. Pourtant elles ne seront pas inutiles pour éclairer la suite de notre étude.

Willheim a fait des essais avec des cubes de grès et de marbre perforés horizontalement et soumis à des pressions verticales. Les conclusions qu'on peut tirer de telles expériences sont nécessairement erronées si l'éprouvette reste libre de se gonfler sur son pourtour. Aussi ne faut-il pas s'étonner que les phénomènes de destruction qu'il a observés ne correspondent pas à ce que l'on constate en pratique. Il serait évidemment fort difficile de soumettre ces éprouvettes perforées à des pressions latérales, mais cela serait absolument nécessaire pour s'approcher de l'état de choses naturel.

Pour nous en rendre compte d'une manière plutôt théorique, supposons une galerie d'avancement rectangulaire dans une roche homogène de résistance k , constatée sur des cubes à la manière ordinaire, à une profondeur p de sorte que la pression verticale soit $p \cdot \gamma$, où γ est le poids spécifique de la roche. La pression horizontale sera au moins égale à $\frac{1}{m} p \cdot \gamma = 0,3 p \cdot \gamma$, puisque le gonflement latéral de la roche ne peut avoir lieu. Mais cette pression, comme il a été dit plus haut, pourra avoir une valeur supérieure et pour simplifier nous l'admettrons pour le moment égale à la pression verticale. Au moment du percement, la roche environnante sera soumise à un surcroît de pression correspondant à la pression que la roche extraite supportait. Cependant cette augmentation sera relativement faible, car la roche travaille comme un

anneau de très grande épaisseur. En outre les parties touchant le profil échapperont au surcroît de charge et on y constatera au contraire une diminution de la pression, car ces parties peuvent maintenant se dilater latéralement vers le vide. Ceci permettra aux côtés du profil de se raccourcir sensiblement tout en se déchargeant. La fig. 1 montre les changements de pression selon ce qui

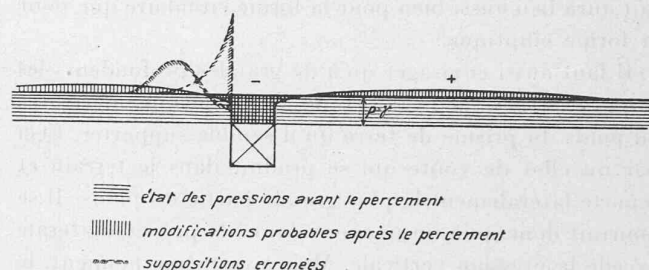


Fig. 2.

vient d'être dit. A titre de curiosité on y a dessiné les modifications comme elles se présenteraient selon certains auteurs. L'état des choses sera identique pour les quatre côtés du profil. Ainsi on peut prévoir que pour $k > p \gamma$ il n'y aura ni rupture, ni déformation appréciable. Tout se réduira à un gonflement élastique imperceptible des parois et, dans ces conditions, la galerie peut rester sans revêtement et avoir une section quelconque. Nous désignerons par phase I cet état de choses.

Si $k < p \gamma$ les parois se rompront puisque les conditions y seront sensiblement les mêmes que pour les faces latérales d'un cube, où le gonflement des faces supérieure et

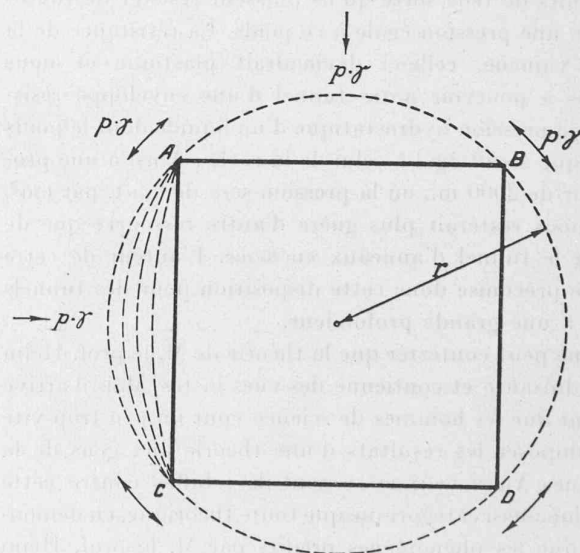


Fig. 2.

inférieure est empêché par le frottement, tout comme dans notre cas cela a lieu du fait que le gonflement ne peut plus avoir lieu librement aux angles. Il se formera donc, tout comme dans les cubes, des surfaces de rupture inclinées aux angles, se rejoignant par une courbe, qui peut être considérée comme un arc de cercle (fig. 2). Les segments plus ou moins détachés — puisqu'ils ne

seront retenus que par un certain frottement près des angles — s'effriteront ou se fendront longitudinalement comme il est indiqué en pointillé pour la face $A C$. Les fragments, sollicités au flambage, pourront se rompre soudainement en volant en éclats.

L'enveloppe restée intacte affectera alors une surface sensiblement circulaire et les pressions y seront nécessairement tangentielles. Le surcroît de pression, dû à l'amoin-drissement de la section horizontale, se répartissant sur une surface très grande et n'intéressant pas d'une manière sensible les parties avoisinantes du profil, on pourra admettre que la pression tangentielle est égale à $p \cdot \gamma$.

On serait tenté de croire que puisque la pression $p \cdot \gamma$ a rompu les parois, elle détruira aussi la roche autour du nouveau pourtour circulaire. Mais cela n'est pas nécessairement le cas, le coefficient k n'étant valable que pour

des éprouvettes en forme de cube, où le gonflement peut se produire sans entrave à mi-hauteur. Les conditions sont tout autres si la surface libre est concave et il faut admettre que l'on aura affaire à un coefficient k_1 d'autant plus grand que la surface sera plus cintrée. Le béton fretté n'est pas emprisonné entièrement par les frettes, mais la présence de surfaces libres n'empêche pas l'augmentation de la résistance du béton. Après l'écrasement de la croûte extérieure et l'enlèvement de toutes les écailles, on remarque des surfaces de rupture concaves (fig. 3). Le béton forme donc voûte entre les frettes et, bien que libre d'un côté, supporte des pressions extraor-

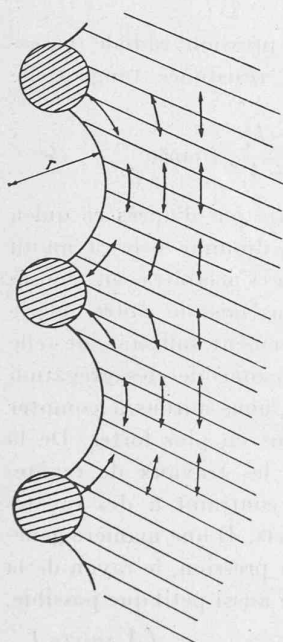


Fig. 3.

dinaires grâce à cette concavité. Ce coefficient k_1 existe donc, mais nous manquons d'expériences qui permettraient de le déterminer. Il variera dans les limites de k pour un rayon infiniment grand et le coefficient de « résistance absolue », où la matière devient plastique, pour un rayon très petit. Ainsi donc si la pression verticale est comprise entre k et k_1 , nous constaterons la cassure des parois. Le toit tombera facilement, le sol se soulèvera parfois et les parois latérales se disloqueront et sonneront creux sous le marteau. Mais la pression ne sera pas forte et cessera dès que les dislocations des écailles auront pris fin. Les boisages et revêtements n'auront alors d'autre rôle que de tenir en place les parties disloquées et pourront dès lors être assez faibles. Nous appellerons cet état de choses phase II.

Si la pression $p \cdot \gamma$ devient telle qu'elle dépasse k_1 , nous constaterons l'écrasement de la roche à son pourtour

resté intact après les phénomènes de la phase II. Si déjà dans la phase II le temps joue un certain rôle, — les cassures et dislocations ne se produisant pas immédiatement après le percement, — son influence devient maintenant prépondérante. Sur tout ce pourtour il se produit dans la matière libérée d'un côté de la pression millénaire un travail lent et continu. La pression tangentielle tend à vaincre la cohésion et le frottement intérieur. Les particules de matière qui se détachent augmentent de volume, s'arc-boutant et se frottant les unes contre les autres en raison de la concavité de la surface. La résistance de la matière est ainsi détruite progressivement vers l'intérieur de la roche. Entre le profil de la galerie et la roche non encore détruite, les débris formeront un amas comprimé mais dont le volume a augmenté par le foisonnement, et qui exercera une forte pression, si sa dilatation rencontre de la résistance sur le pourtour du profil. Mais si une telle résistance existe par la présence d'un revêtement, elle pourra être à même d'arrêter le processus de destruction progressive de la roche, puisque une pression latérale a pour effet d'augmenter la résistance.

Il nous importe donc, afin d'arrêter les dimensions d'un revêtement, de pouvoir apprécier la valeur de cette résistance, c'est-à-dire la pression radiale x entre l'enveloppe et la roche en fonction de la pression tangentielle dans la roche $p \cdot \gamma = y$ et de la résistance de la roche k_1 . Cette relation peut être déduite d'une manière satisfaisante des expériences faites avec des éprouvettes de forme quelconque, si y est la résistance à la rupture dans un sens, x la pression minimale simultanée agissant en sens perpendiculaire et k_1 la résistance de l'éprouvette mesurée à la manière ordinaire sans pression latérale.

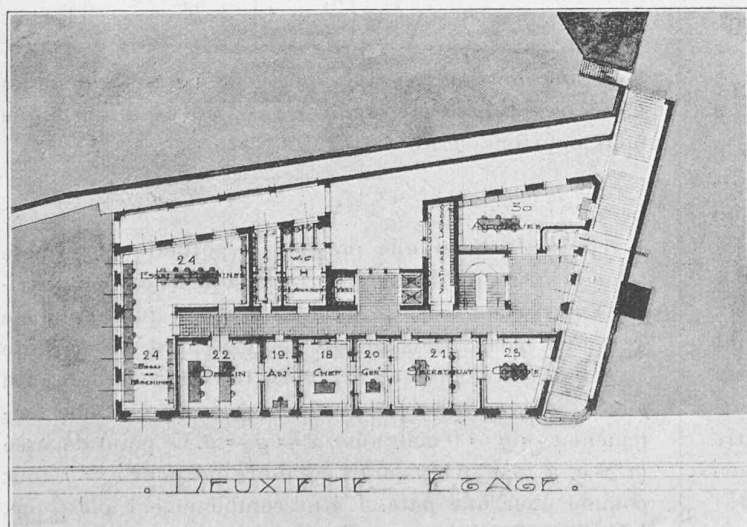
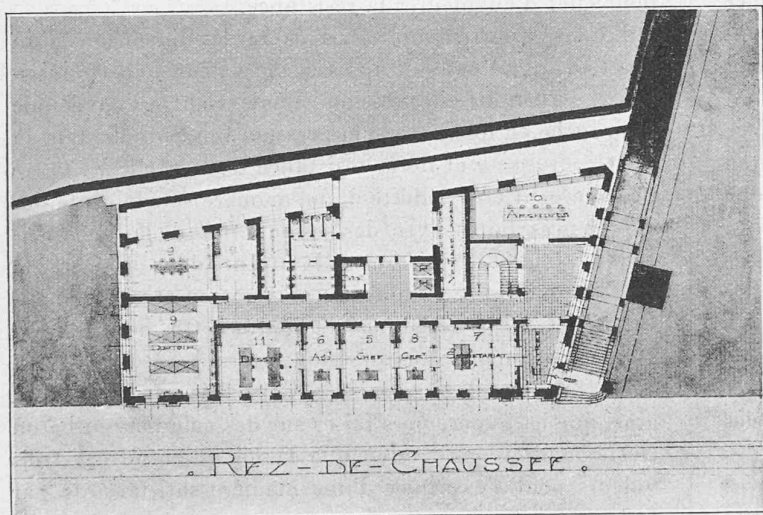
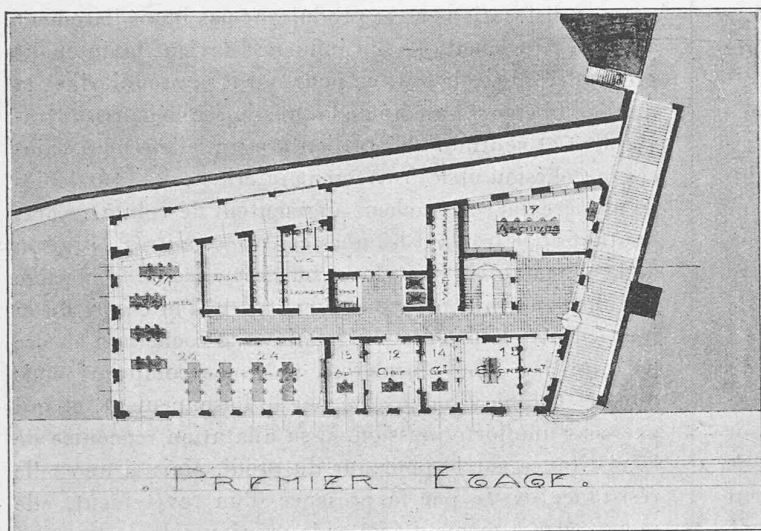
En comparant les essais de Considère et de Kármán ainsi que les expériences faites sur des colonnes en béton fretté nous avons trouvé que la loi qui relie ces trois valeurs peut s'exprimer d'une manière satisfaisante par la formule

$$y = \sqrt{ax \left(\frac{k_1}{b} + 1 \right)^2 + k_1^2} \quad (1)$$

b est une pression hypothétique égale à 1 t/cm² pour les matériaux qui ont été soumis aux épreuves, de sorte que nous pourrions écrire

$$y = \sqrt{ax (k_1 + 1)^2 + k_1^2} \quad (2)$$

a représente aussi une pression hypothétique variable selon la structure du matériau, et à laquelle on peut attribuer un certain sens. Ce serait la pression qui, appliquée de toutes parts, provoquerait l'état de plasticité parfaite en supposant l'absence de toute résistance propre. En effet si nous posons $k_1 = 0$ et $x = y$, on obtient non seulement $x = y = 0$ mais aussi $x = y = a$. Ce point dépassé ($x > a, y > a$), il n'y aurait équilibre que pour $x = y$, tout comme pour une pâte. L'état complètement plastique, tel que le craint M. le prof. Heim, n'aurait lieu qu'à des profondeurs dépassant $p = a : \gamma$, quel que soit le coefficient de résistance de la roche. A des profondeurs moin-

CONCOURS POUR LES BATIMENTS DES SERVICES INDUSTRIELS
A LAUSANNE

Bâtiment administratif. — Plans 1 : 600.

III^e prix : projet «Gaz» de MM. Chessex et Chamorel.

dres x sera toujours inférieur à y et restera une fraction assez petite de y dans les profondeurs qui nous intéressent.

Les essais que nous étions à même d'utiliser varient dans les limites $k_1 > 0,050$ et $\frac{x}{y} > 0,05$ et ne sont pas assez nombreux pour donner des résultats concluants. Nous n'appliquerons donc notre formule que pour des valeurs ne s'écartant pas de ces limites. Tant pour le béton (avec $k_1 > 0,05$) que pour le marbre (avec $k_1 = 1,35$), les essais donnent $a = 3 \text{ t/cm}^2$ tandis que pour le grès ($k_1 = 0,6$) nous trouvons $a = 6 \text{ t/cm}^2$. Pour notre étude nous admettrons le chiffre le plus bas et aurons donc

$$y = \sqrt{3x(k_1 + 1)^2 + k_1^2} \text{ t/cm}^2 \quad (3)$$

ou bien pour trouver la pression radiale nécessaire pour atteindre une résistance tangentielle exigée :

$$x = \frac{y^2 - k_1^2}{3(k_1 + 1)^2} \text{ t/cm}^2 \quad (4)$$

Remarquons en passant que d'après ce qui a été dit précédemment, k_1 diminue si le rayon du profil augmente et que x s'accroîtra en conséquence. Ainsi donc si nous laissons notre galerie trop longtemps sans revêtement suffisant, de telle sorte que le rayon de la zone de désagrégation augmente de plus en plus, nous aurons à compter avec des pressions de plus en plus fortes. De là le grand intérêt à hâter les travaux de revêtement sous peine d'être contraint à des revêtements de plus en plus forts. D'une manière générale, afin de diminuer la pression, le rayon de la gaine rocheuse devra être aussi petit que possible.

(A suivre.)

Concours d'idées pour l'étude
de bâtiments pour bureaux et ateliers à
l'usage des Services industriels
à Lausanne.

Extrait du rapport du Jury.

(Suite) ¹

«Gaz». L'escalier public, rectiligne, simple, est bien compris ; il est toutefois regrettable que cette solution oblige à emprunter en partie le domaine privé. L'échappée entre la passerelle et l'escalier est insuffisante. L'éloignement des vitrines du local de vente, sur le pont, est regrettable, la terrasse étant inaccessible au public. Les vestiaires et locaux de dépendances au 4^e étage prennent une place démesurée.

Le porte à faux de l'étage précité forme un encaissement qui compromet l'éclairage des locaux inférieurs ; ce porte à faux aurait pu être évité aux dépens du trop grand développement des vestiaires.

¹ Voir Bulletin technique du 30 septembre 1922, page 235.