

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 82 (1956)
Heft: 19

Artikel: Renforcement de galeries contre avalanches en béton précontraint
Autor: Kalbermatten, G. de / Burri, F.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-62082>

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>

bien que cette probabilité est extrêmement petite puisqu'elle reste dans le cas particulier inférieure à $1 - P = 10^{-7}$, valeur admise généralement comme une impossibilité.

Conclusion

Le présent exposé répond peut-être à la proposition faite par le rapporteur suédois, M. Sundquist, au Cinquième Congrès des grands barrages (Paris 1955), d'étudier les contraintes admissibles dans le béton en fonction de la dispersion. Comme on le voit, ce problème a préoccupé les ingénieurs suisses en 1950 déjà, lorsqu'ils ont entrepris l'étude des barrages de Mauvoisin et de la Grande Dixence. Ce n'est qu'après

plusieurs années d'expériences et de très nombreux essais de contrôle sur les chantiers qu'une méthode a pu être mise au point. La fabrication du béton est entrée aujourd'hui, au même titre que la métallurgie ou la chimie, dans une phase industrielle, où l'ingénieur ne néglige ni la sécurité ni l'économie.

Il nous reste enfin l'agréable devoir de remercier la Grande Dixence S. A., Electro-Watt et les Forces Motrices de la Gougna d'avoir bien voulu nous autoriser à publier une partie des résultats des nombreux essais entrepris par ces trois sociétés dans l'intérêt de la science et de la technique.

(Adresse de l'auteur : chemin de Rosenneck 6, Lausanne.)

624.182

RENFORCEMENT DE GALERIES CONTRE AVALANCHES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

par G. DE KALBERMATTEN et F. BURRI, ingénieurs diplômés E.P.F. — S.I.A.

On se souvient encore des énormes avalanches qui, durant l'hiver 1954-1955, ont coupé la célèbre station de Zermatt du reste du monde. Des masses de neige considérables s'écrasèrent dans la vallée, recouvrant sur des kilomètres la voie du chemin de fer Viège-Zermatt. L'ampleur de ces avalanches n'a pas seulement eu pour conséquence de déborder les ouvrages de protection existants, mais encore de les endommager sérieusement.

On a mesuré sur ces galeries des épaisseurs de neige allant jusqu'à 15 mètres, ce qui, pour un poids spécifique de 400 kg/m^3 , créait des surcharges maximales de 6000 kg/m^2 (fig. 1). Il en est résulté des déformations sensibles surtout aux charpentes métalliques.

Cette catastrophe obligeait la Société du chemin de fer Viège-Zermatt, non seulement à réparer les dommages causés, mais encore à développer le système de sécurité, surtout par l'étude d'une protection accrue (fig. 3). Il en résultait les mesures suivantes :

- prolonger les ouvrages de protection existants ;
- déplacer à certains endroits la voie ferrée plus en amont ;
- renforcer les galeries qui avaient souffert.

Le programme de travail qui nous fut soumis était conditionné par une exécution rapide des travaux, n'entravant en aucun cas la marche des trains. En effet, ces énormes masses de neige fondant très lentement, il restait durant l'été relativement peu de temps pour exécuter ces ouvrages et assurer ainsi, l'hiver suivant, une exploitation sûre du trafic.

Les constructions existantes datent de 1932. Elles sont formées de DIN 16 écartés d'un mètre et recouverts d'une dalle en béton de 12 cm.

Un rapide calcul nous montrait que, sous l'effet des très hautes charges, les aciers devaient être sollicités jusqu'à leur limite élastique et que d'après la déformation mesurée, une partie de celle-ci devait être attribuée déjà à une déformation permanente.

De plus, les colonnes en aval et les murs de soutènement en amont prouvaient, par leurs fissures, la présence d'un effort horizontal important provenant du déplacement de l'avalanche sur la construction.

C'est pourquoi, d'emblée, il parut illusoire de renforcer la construction existante dans l'état où elle était. Il était, d'autre part, impensable de la remplacer par une nouvelle.

Il s'agissait dès lors de créer une nouvelle protection pratiquement indépendante de la couverture existante, mais qui puisse bénéficier des appuis existants qui gardaient, eux, toute leur valeur. Elle fut donnée par une dalle massive en béton précontraint coulée sur la toiture existante, celle-ci tenant lieu de coffrage.



Fig. 1.

C'est ici qu'interviennent dans toute leur force les qualités et les particularités du béton précontraint. Cette solution que nous avons préconisée, après bien d'autres études, offrait les avantages suivants :

1. Utilisation de l'ouvrage existant comme coffrage de cette dalle.
2. Maintien intégral du trafic pendant les travaux.
3. Rapidité d'exécution.
4. Contrôle immédiat de la qualité du béton.
5. Soulagement de la construction endommagée sous l'effet de la précontrainte dans l'état de charge normal.

C'est ce dernier aspect du problème que nous voulons traiter plus spécialement dans cet article, en envisageant successivement : les différents cas de charge, les tensions résultant de ces cas de charge, le choix des limites et des dimensions, les déformations dues à la précontrainte.

A. Les différents cas de charge

Cas de charge a) poids propre de la dalle g_1
 $= 0,8 \text{ tn/m}^2$.

Cas de charge b) poids propre de la dalle + poids d'une couche de terre de 50 cm d'épaisseur
 $g_1 + g_2 = 1,4 \text{ tn/m}^2$.

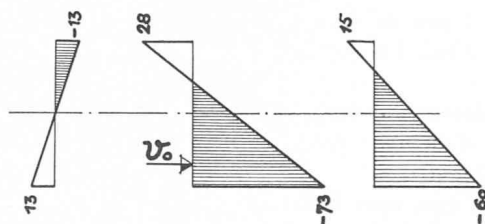
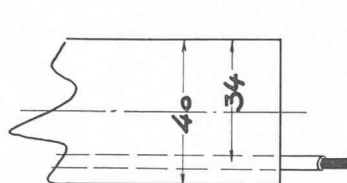
Cas de charge c) poids propre + terre + neige
 $q = g_1 + g_2 + p = 1,4 + 4,0 = 5,4 \text{ tn/m}^2$.

La surcharge de $4,0 \text{ tn/m}^2$ nous fut donnée par la Direction du Viège-Zermatt.

Il apparaît de prime abord que le rapport poids propre-charge totale $g_1/q = 0,15$ est défavorable. Malgré la surcharge de terre qui surviendra après la mise en précontrainte et qui l'améliorera, le rapport $g_1 + g_2/q = 0,26$ reste encore environ de 75 % en faveur de la charge maximale totale. Il est donc difficile d'obtenir pour chaque cas de charge, et ceci dans des limites raisonnables, un diagramme de tension qui soit uniquement de la compression.

B. Les tensions résultant de ces cas de charge

Les tensions pour les différents cas de charge sont en effet les suivantes :



$$g_1 + v_0 = g_1 + v_0$$

Cas de charge a) les tensions sont positives à l'arête supérieure d'environ 15 kg/cm^2 .

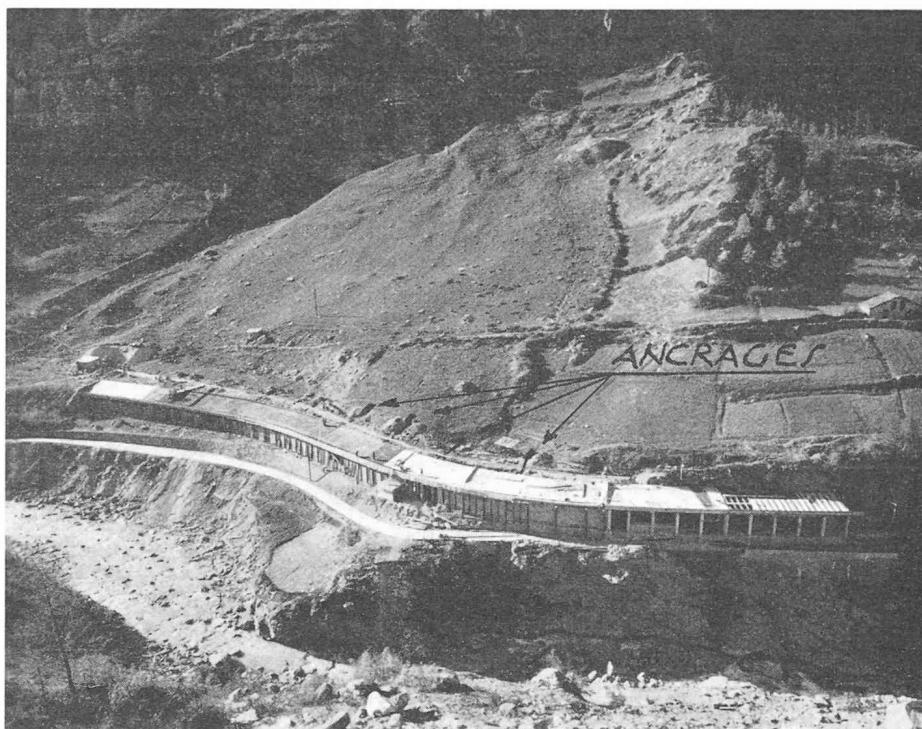
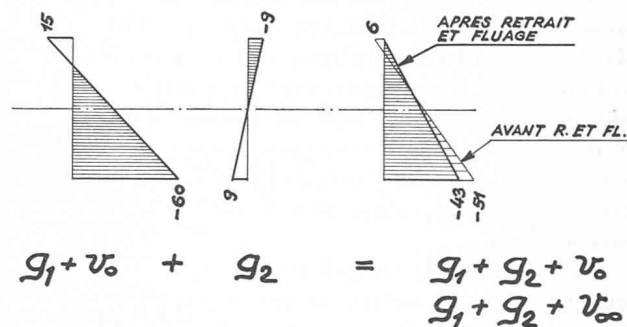
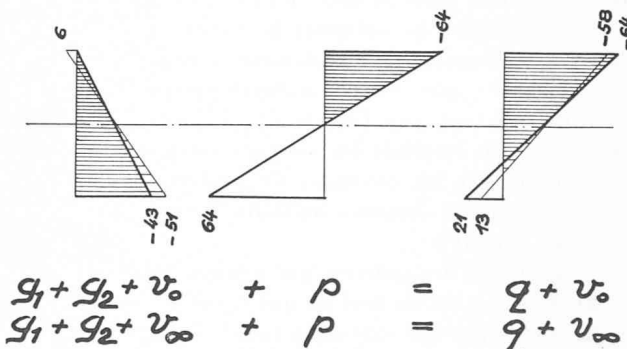


Fig. 3



Cas de charge b) dit normal, les tensions sont négatives ou nulles dans toute la section du béton.



Cas de charge c) les tensions sont positives à l'arête inférieure d'environ 20 kg/cm^2 .

Ces valeurs, contraintes de traction, restent donc inférieures aux contraintes du béton en traction pour du béton de qualité P 300. Cependant, ces efforts de traction seront couverts par une armature ordinaire (fig. 2).



Fig. 2.

C. Le choix des limites et des dimensions

Nous admettons donc que les tensions varient entre ces limites que nous venons de décrire et dimensionnons la dalle de façon à adapter l'épaisseur de la dalle à la courbe des moments (fig. 4).

Les câbles utilisés sont du type Freysinet F 50-42 écartés tous les 55 cm et réalisent une force de compression d'environ 90 tn/m (fig. 5).

D. Les déformations dues à la précontrainte

Grâce aux surcharges élevées, on obtient, après précontrainte et pour le cas de charge normale, une flèche d'environ 3,5 mm vers le haut. Ce fait a le grand avantage de décharger la dalle existante qui, comme nous l'avons dit, sert de coffrage.

D'autre part, pour le cas de charge maximale, la dalle existante offre l'avantage d'une certaine réserve, ceci pour autant que la déformation vers le bas dépasse celle calculée. Ceci serait évidemment le cas au moment où les surcharges admises pour le calcul seraient atteintes ou dépassées.

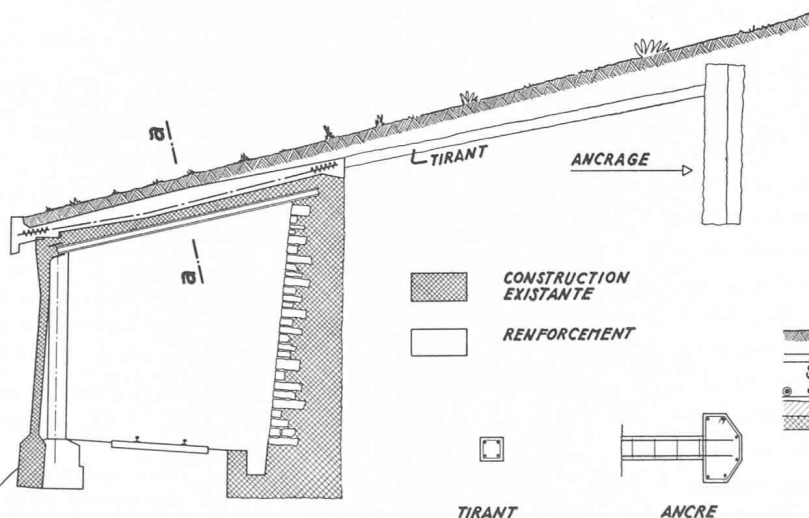


Fig. 4.

Ces considérations ne sont pas des moins importantes, elles ont été, en effet, déterminantes dans le choix du système.

Calcul des déformations

$$f = \frac{\max M l^2}{9,6 EI} \quad \begin{aligned} l &= 6 \text{ m.} \\ E &= 300 \text{ tn/cm}^2. \\ I &= 35^3 \cdot 100 / 12 = 357 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 \\ &\quad (\text{valeur moyenne}) \\ \frac{l^2}{9,6 \cdot EI} &= 0,35 \cdot 10^{-3} \left(\frac{1}{\text{tn}} \right) \end{aligned}$$

Charge due au poids propre a)

$$\begin{aligned} g_1 &= 0,8 \text{ tn/m}^2. & M_1 &= 3,44 \text{ tm.} \\ f_a &= 3,44 \cdot 0,35 \cdot 10^{-3} = 1,2 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Charge due à la précontrainte v)

$$\begin{aligned} M_v &= 90 \cdot 0,15 = -13,5 \text{ tm.} \\ f_v &= -13,5 \cdot 0,35 \cdot 10^{-3} = -4,7 \text{ mm.} \\ f_{a+v} &= +1,2 - 4,7 = -3,5 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Cette déformation fut exactement confirmée par les mesures effectuées sur place.

Charge due au poids propre et à la terre b)

$$\begin{aligned} g_1 + g_2 &= 1,4 \text{ tn/m}^2 & M_{1+2} &= 5,82 \text{ tm.} \\ f_b &= 5,82 \cdot 0,35 \cdot 10^{-3} = +2,0 \text{ mm.} \\ f_{b+v} &= +2,0 - 4,7 = -2,7 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Charge totale c)

$$\begin{aligned} q &= 5,4 \text{ tn/m}^2 & M_q &= 22,8 \text{ tm.} \\ f_c &= 22,8 \cdot 0,35 \cdot 10^{-3} = +8,0 \text{ mm.} \\ f_{c+v} &= +8,0 - 4,7 = +3,3 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Comme nous venons de le dire plus haut, la dalle existante représente une certaine réserve.

En effet, nous avons vu que la flèche maximale due à la charge totale atteint 3,3 mm. Cette déformation ne pourrait intervenir que si la dalle était libre de se déformer. Or, la dalle existante oppose à cette déformation une certaine résistance. Ce qui revient à dire que nous pouvons admettre une augmentation de la

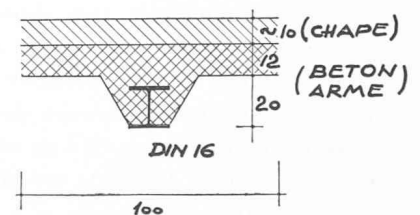


Fig. 6.

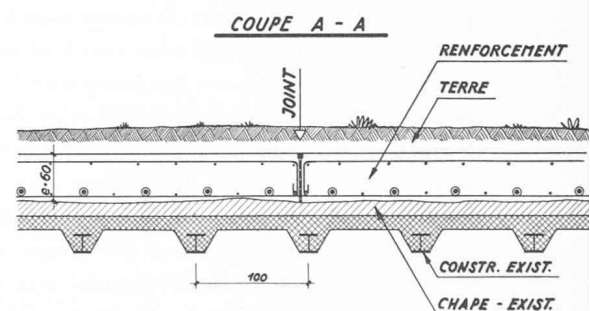


Fig. 5.

charge utile équivalente à $\Delta p = 2,1 \text{ tn/m}^2$, Δp étant calculé de la manière suivante :

$$I_a = 0,00353 \text{ m}^4 = \text{Moment d'inertie de la dalle existante.}$$

$$\Delta M = 9,6 \cdot f \cdot E \cdot I_a / l^2 = 9,4 \text{ tm};$$

$$\Delta p = \frac{8 \Delta M}{l^2} = 2,1 \text{ tn/m}^2$$

Par suite de cette surcharge Δp sur la dalle existante, nous constatons que cette dernière est sollicitée à l'arête inférieure par une tension supplémentaire de :

$$\Delta \sigma_{\text{inf}} = \frac{9,4}{0,0136} \cdot 10 = 690 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_u = \frac{I_a}{0,26} = 0,0136 \text{ m}^3 \quad n = 10.$$

Nous admettons donc que ces tensions peuvent être pratiquement supportées par les profilés sans que leur limite élastique soit atteinte.

On peut donc constater quel intérêt peut offrir la précontrainte par le jeu des déformations préalables.

Pour être complet, nous ajouterons que la dalle, longue de 143 m et large de 7 m, a été partagée en neuf éléments. Chacun de ceux-ci fut ancré côté montagne, de façon à éliminer le plus possible l'effet dévastateur de la poussée horizontale sur les colonnes due au glissement de la neige sur la dalle (fig. 3).

De plus, grâce à la précontrainte, il fut possible de renoncer à une quelconque étanchéité de la dalle.

Les travaux ont pu être menés à chef dans les délais requis. Seules, les injections des câbles ont dû attendre le printemps, étant donné la crainte du gel dans les enveloppes des câbles.

Nous tenons à remercier, ici, M. Binz, ingénieur diplômé au Viège-Zermatt, et M. Hermann Saxenhofer, ingénieur diplômé, de notre bureau, pour leur active collaboration.

Nous espérons, par ces quelques lignes, avoir montré un champ d'activité particulièrement intéressant du béton précontraint.

REGISTRE SUISSE DES INGÉNIEURS, DES ARCHITECTES ET DES TECHNICIENS

Communiqué

La commission de surveillance du Registre suisse des ingénieurs, des architectes et des techniciens s'est réunie le 25 août à Interlaken pour la deuxième fois cette année sous la présidence de M. H. C. Egloff ingénieur en chef à Winterthur. Elle a pris connaissance de l'activité déployée par les organes du Registre depuis sa dernière séance tenue au printemps et notamment du travail des commissions d'experts appelées à examiner les demandes d'inscription au Registre émanant d'ingénieurs et architectes non diplômés. Trois des cinq recours en suspens ont été tranchés en dernier ressort conformément aux propositions des commissions de recours instituées et formées de membres de la commission de surveillance. Il a en outre été décidé de créer des commissions d'experts spéciales pour les ingénieurs en organisation industrielle et en technique de la production ainsi que pour les ingénieurs chimistes. La commission de surveillance a également arrêté la composition des commissions d'experts pour les techniciens lesquelles commenceront sous peu leur activité. Elle a entendu un rapport sur les pourparlers en cours avec les autorités des cantons de Vaud et de Neuchâtel dans lesquels il existe déjà une réglementation légale des professions d'architecte et d'ingénieur civil. Enfin elle a décidé de donner suite au désir du Département militaire fédéral de pouvoir sur invitation se faire représenter par un observateur qualifié aux séances de la commission de surveillance offrant un intérêt particulier pour la défense nationale.

BIBLIOGRAPHIE

La théorie du champ unifié d'Einstein et quelques-uns de ses développements, par Marie-Antoinette Tonnelat, maître de conférences à la Sorbonne. Paris, Gauthier-Villars, 1955. — Un volume $16 \times 25 \text{ cm}$, x + 156 pages. Prix : broché, 2500 fr. français.

Cet ouvrage expose les bases de la théorie du champ unifié d'Einstein-Schrödinger et groupe les principaux développements réalisés sur ce sujet.

L'auteur a voulu réunir et coordonner des travaux dispersés relatifs à une théorie qui, à l'heure actuelle, est en plein essor. Des préliminaires mathématiques importants sont consacrés aux relations entre les composantes du tenseur fondamental et à l'étude des propriétés de ce tenseur.

L'exposé proprement dit de la théorie commence par l'établissement des équations du champ unifié. Cette déduction est réalisée soit par une théorie mixte (Einstein) soit par une théorie purement affine (Schrödinger). L'auteur compare ensuite les deux systèmes qu'Einstein avait appelés « fort » et « faible », et discute les équations de conservation.

La résolution des équations de la théorie comporte alors deux parties :

1° Détermination de la connexion en fonction du tenseur fondamental.

2° Substitution de cette expression de la connexion affine dans le deuxième groupe des équations du champ : on obtient ainsi des équations différentielles entre les composantes du champ généralisé. Ces équations non linéaires constituent l'extension naturelle de la théorie classique de l'électromagnétisme et de la gravitation.

La détermination de la connexion affine en fonction de la métrique, c'est-à-dire la résolution du premier groupe des équations d'Einstein $g_{\mu\nu} ; \rho = 0$, reproduit

les recherches personnelles de l'auteur. On obtient ainsi l'expression générale et rigoureuse de la connexion affine en fonctions des champs $g_{\mu\nu}$.

On doit ensuite, connaissant la connexion affine, résoudre le deuxième groupe des équations de la théorie $R_{\mu\nu} = 0$, $\partial_\rho F_{\mu\rho} = 0$. Ceci est possible dans les deux cas suivants qui font l'objet de deux chapitres :