

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 48 (1922)
Heft: 25

Artikel: De la construction de galeries sous pression intérieure
Autor: Maillart, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-37436>

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>

simplement préparées ; 4. Produits fabriqués ; 5. Or et argent non ouvrés et monnaies d'or et d'argent, puis les colis isolés, pesant moins de 250 kilogrammes et les emballages usagés.

Les notes explicatives fournissent les détails d'une façon tellement précise que le statisticien sera pleinement documenté.

La C. C. R. a réuni la nomenclature des marchandises et les notes explicatives dans une brochure bilingue en textes français et allemand sur pages opposées, ce qui sera apprécié par les bureaux de douane à l'établissement des statistiques.

Un répertoire alphabétique pour cette brochure, qui sera également bilingue, est en préparation.

De la construction de galeries sous pression intérieure

par R. MAILLART, ingénieur.

(Suite¹.)

Tous ces chiffres n'ont certes aucune valeur absolue ; mais tout approximatifs qu'ils soient, ils permettent de reconnaître la justesse du principe posé : à savoir qu'en cas de pression considérable il y a avantage à *constituer le revêtement en une série d'anneaux, l'établissement de chaque anneau ne devant avoir lieu qu'au moment où l'anneau précédent aura assumé une charge aussi considérable que possible.*

Si pour une raison ou pour une autre on doit exécuter toute l'épaisseur sans interruption on pourra obtenir un renforcement considérable en disposant plusieurs anneaux séparés par une mince couche d'un matériau très compressible, de sorte que les anneaux intérieurs ne commenceront à porter qu'au moment où les anneaux extérieurs se trouvent déjà notablement comprimés.

On critiquera peut-être le manque de liaison entre ces différents anneaux. Ce serait à tort. Il y a avantage à remplacer un arc trop épais par une série d'arcs plus minces pouvant se déformer à leur gré (sauf pour le cas de très fortes charges mobiles). En effet il existe d'anciens ponts avec voûtes en plusieurs rouleaux sans aucune liaison entre eux, qui se comportent très bien. Cette disposition est préférable à une voûte unique de grande épaisseur et l'on ne doit pas craindre, cas échéant, de l'appliquer, par exemple aussi dans le cas des barrages.

Nous pouvons conclure de tout ce qui a été dit que dans la phase III un profil qui s'écarte aussi peu que possible du cercle s'impose, parce qu'alors le rayon de courbure, facteur prépondérant, devient un minimum. Ainsi pour une conduite d'eau, on ne s'écartera jamais de la forme circulaire, avantageuse aussi parce que le périmètre devient un minimum par rapport à l'aire, comportant ainsi la plus grande économie et les meilleures conditions hydrauliques.

Dans la phase II aussi le profil circulaire a des avantages marqués. Le risque de conserver des écailles plus ou moins détachées de la roche compacte sera porté au minimum. On peut dire que le profil circulaire se forme

de lui-même si on prend soin d'extraire toutes les parties plus ou moins détachées de la roche.

Dans la phase I évidemment on n'a pas de raisons majeures pour choisir le cercle. Cependant nous croyons qu'on aura toujours avantage à l'adopter pour les raisons secondaires énoncées plus haut et pour éviter, cas échéant, des changements de profil. En effet on peut croire lors de l'avancement que l'on aura affaire à la phase I et être surpris dans la suite par des phénomènes caractérisant les phases II et III.

Toutes les considérations et déductions qui précèdent ne sauraient être appliquées directement à la pratique. Les expériences faisant aussi défaut sur d'autres points, on a été obligé de faire quelques suppositions plus ou moins arbitraires et en outre on a admis que la pression initiale dans la roche était la même dans tous les sens et que celle-ci était homogène. Généralement ce ne sera pas le cas et ainsi nous rencontrerons une variété et un imprévu dans les phénomènes observés qui peuvent faire croire qu'ils ne sont pas la conséquence logique de certains principes invariables.

Que la pression verticale soit plus grande ou plus petite que $p \cdot \gamma$, cela n'a pas grande importance. Si la pression latérale diffère de $p \cdot \gamma$, tout ce qui a été dit reste vrai, si partout où il est question de cercle nous substituons une ellipse dont les rayons de courbure sont en rapport inverse avec les pressions. Si la pression maxima est oblique il en sera de même, sauf que le grand axe de l'ellipse s'orientera dans la même direction oblique. Ainsi donc si nous avons construit une galerie circulaire, un jeu de pressions passives analogue à la fig. 5 se produira pour ramener la ligne de pression dans l'intérieur du noyau. Nous ferons donc toujours bien, pour tenir compte des inégalités de pression, d'admettre aussi pour le profil circulaire une excentricité probable d'un sixième du diamètre, comme nous venons de le faire plus haut.

Mais c'est le manque d'homogénéité de la roche qui bouleversera le plus souvent toutes nos prévisions. Elle est généralement stratifiée et fissurée. La plupart du temps la roche a déjà subi des phénomènes d'écrasement et ne forme qu'un amas de débris plus ou moins bien ajustés. En effet l'on ne peut guère se figurer qu'une roche ayant été formée à une grande profondeur puisse passer à proximité de la surface de la croûte terrestre sans avoir pâti de ce changement. Tant que la roche se trouve à une profondeur si grande que la pression dans tous les sens assure sa plasticité parfaite, elle se déformera sans fissuration. La pression sera la même dans tous les sens et égale à la surcharge, tout excédent de poussée horizontale étant immédiatement suivi d'un gonflement dans le sens vertical qui le fera disparaître. Il en sera naturellement de même si l'excédent se produit par le fait du déchargement de la couche par suite de l'érosion des couches superficielles. Mais à un moment donné les pressions verticales ne suffiront plus pour assurer l'état de plasticité parfaite ; alors un excédent de pression horizontale persistera et quand il aura atteint une certaine valeur,

¹ Voir *Bulletin technique* du 11 novembre 1922, page 271.

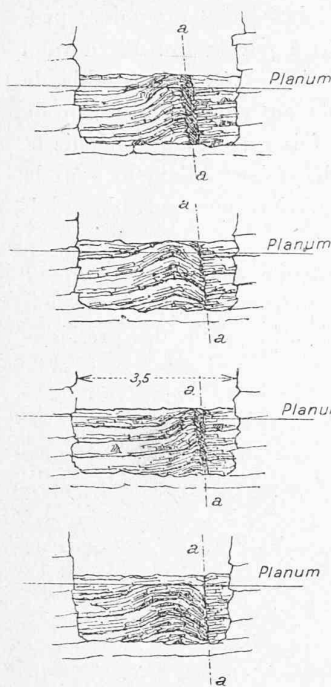


Fig. 8. — Ecrasement du sol.
Galerie II. Km. 6,682 à 6,700.

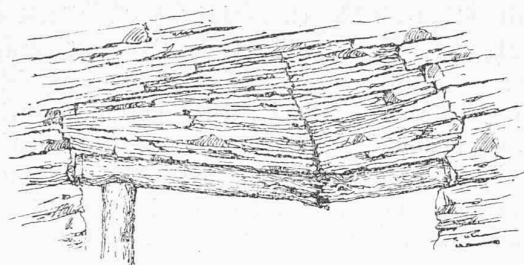


Fig. 9. — Ecrasement des couches schisteuses au faite.
Galerie I. Km. 6,810.

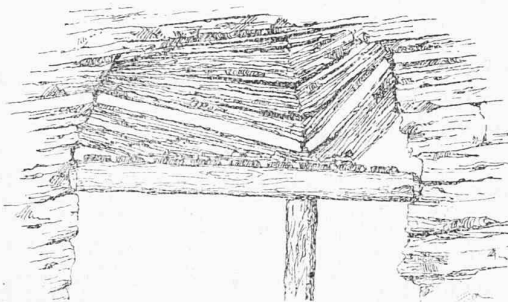


Fig. 10. — Ecrasement des couches schisteuses au faite.
Galerie II. Km. 6,665.

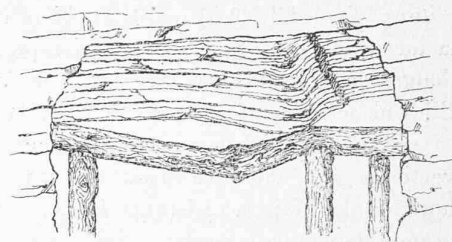


Fig. 11. — Plis des schistes au faite.
Galerie II. Km. 6,750.

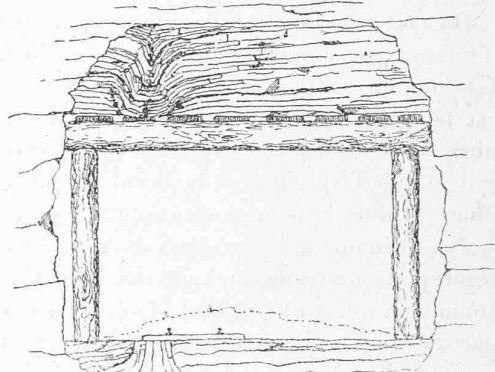


Fig. 12. — Ecrasement des couches schisteuses.
Galerie II. Km. 6,710 à km. 6,860.

dans la masse rocheuse se dessineront les faces de glissement qui sont le prélude des phénomènes d'écrasement. L'écrasement aura lieu, c'est-à-dire les surfaces de glissement deviendront des plans de rupture avec déplacement relatif notable si la couche est déchargée de plus en plus et enfin, la charge verticale devenant insignifiante, il pourra se former des crevasses au lieu de certaines faces de glissement. On peut donc parler d'une rupture par déchargement que beaucoup de couches de roche ont subies. Quant aux couches de formation superficielle, elles n'auront pas passé par l'état de plasticité parfaite, mais auront été fléchies et écrasées par l'effet du rétrécissement et du soulèvement des couches inférieures. Il est évident que si la roche n'a pas la même consistance sur toute l'étendue considérée, les parties les plus résistantes pourront mieux garder leur liaison intérieure, la rupture des parties plus faibles suffisant à rétablir l'équilibre.

Malgré la rupture, les fragments, qui pourront être parfois très grands, garderont une certaine résistance propre, tout comme les débris d'un cube de béton écrasé.

Ce n'est donc que rarement que l'on pourra considérer la roche même non stratifiée comme une masse homogène et l'on s'en fait plutôt une idée juste en la comparant à une maçonnerie en pierre sèche qui, tout en pouvant supporter des pressions souvent notables, n'offre à la traction qu'une résistance insignifiante. Quant au coefficient d'élasticité et à la résistance à la rupture k de cette maçonnerie, ils ne seront pas les mêmes dans toutes les directions et il est impossible de les déterminer expérimentalement ; tout ce que nous pouvons dire, c'est que la résistance sera très variable et toujours notablement inférieure à celle des fragments intacts, et qu'on ne peut

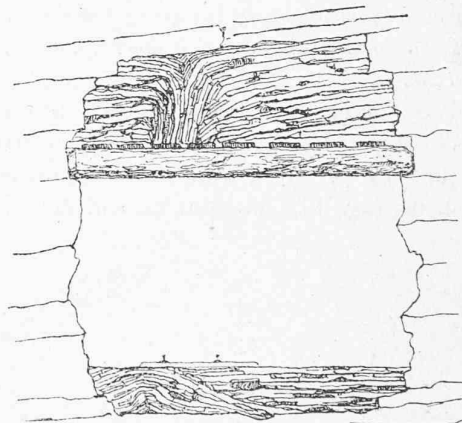


Fig. 13. — Ecrasement des couches schisteuses.
Galerie II. Km. 6,710 à km. 6,860.

guère parler d'un coefficient d'élasticité à cause des fissures et crevasses. Toutefois on pourra s'attendre à rencontrer une roche plus résistante et plus régulière dans les grandes profondeurs où la formation des crevasses est moins avancée. Cela peut expliquer le fait que les dimensions des revêtements ne varient pas autant avec la profondeur que l'on serait tenté de le croire : car si dans la formule (4) k_1 augmente en même temps que y , la pression x ne variera pas fortement.

Par suite de ces irrégularités on peut constater dans différentes parties d'un seul et même profil des phénomènes appartenant à des phases différentes et des surfaces de rupture qui, au lieu d'être celles prévues pour un corps homogène, suivront les faces de contact de moindre résistance.

Les croquis intéressants concernant le tunnel du Simplon que Brandau a publiés dans la *Schw. Bau-*

zeitung¹ (vol. 53 N° 5) montrent bien au faite et au sol la formation des écailles caractéristiques de la phase II, malgré la stratification très prononcée (fig. 8 à 13). Elles ne se forment pas sur les faces latérales du profil, ce qui ne signifie pas nécessairement que la pression verticale soit moindre dans ce cas que la pression horizontale. Mais la résistance k y sera de beaucoup plus grande parce que la pression est perpendiculaire aux couches, de sorte que l'écaillement s'y produira plus tard ou ne sera pas nécessairement apparent.

On voit très bien que l'écaille tend à prendre la forme d'un segment de cercle, mais que la stratification horizontale modifie cette forme. Dans la fig. 8 cette influence est telle que les couches flambent et s'enchevêtrent les unes dans les autres et que la surface cintrée qui pourrait établir l'équilibre en arrêtant les phénomènes de la phase II a de la peine à se produire.

Les phénomènes reproduits dans ces esquisses sont le résultat de pressions horizontales et non pas verticales, comme on pourrait aussi le supposer en se disant que les parties rompues de la fig. 10, par exemple, ressemblent à une poutre brisée par une surcharge verticale excessive. Cette surcharge verticale n'existe pas. Ainsi il faut bien se rendre compte que d'une manière générale le mouvement d'un point quelconque de la circonférence n'est pas dû à une pression dans le sens du mouvement, mais perpendiculaire à celui-ci.

Pour ne pas avoir bien reconnu cela, Brandau est amené à s'expliquer les déformations de la galerie II du Simplon (fig. 14 et 15) à l'aide de suppositions par trop simplistes (fig. 16), qui sont en contradiction évi-

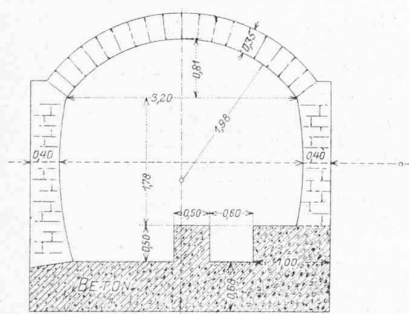


Fig. 14. — Galerie II avec revêtement complet.

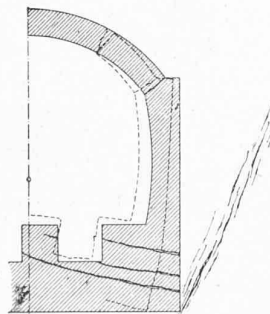


Fig. 15. — Déplacements (exagérés) et fissurations dans la galerie II.

dente avec les phénomènes qu'il avait esquissés précédemment. Il reconnaît que le profil de cette galerie comporte une erreur de construction, mais elle consisterait uniquement dans l'adoption d'une épaisseur trop faible des pieds-droits. A mon avis, ce profil est mauvais partout sauf dans sa partie supérieure, car dans la partie basse il est franchement carré sauf un léger cintrage de l'intrados des pieds-droits. Tandis que de cette façon les écailles de la phase II ont bien été extraites au sommet,

elles subsistaient entièrement à la base et pouvaient produire le soulèvement caractérisé par la fig. 12, auquel même la dalle horizontale en béton était incapable de résister, étant trop excentriquement chargée en raison de son manque de cintrage. Une fois cette plaque fléchie et fissurée, les pieds-droits ont dû céder facilement sous la pression des écailles libérées derrière leur extrados malheureusement rectiligne.

Le renforcement des pieds-droits aurait certainement augmenté la solidité du profil, mais seulement d'une manière indirecte. Il aurait permis à la courbe des pressions

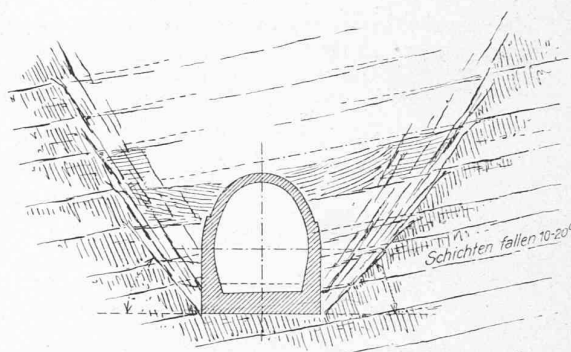


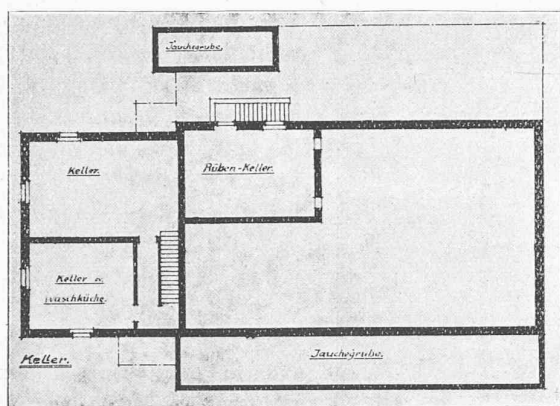
Fig. 16.

d'y prendre une forme plus arrondie, de sorte qu'elle aurait mieux pu s'adapter à la voûte et à la dalle formant radier. Ainsi l'augmentation de l'épaisseur des pieds-droits aurait eu comme effet principal de diminuer les efforts dans la voûte et le radier. La justesse de ce raisonnement ressort péremptoirement de l'esquisse de Brandau (fig. 15) montrant l'état de rupture : la voûte et le radier sont fendus, tandis que le pied-droit, accusé de faiblesse, est resté entier. Si les choses s'étaient passées selon les suppositions de Brandau, — pressions uniquement sur la face latérale et ayant le caractère de la poussée des terres —, on aurait dû constater en premier lieu la rupture des minces pieds-droits par flexion avant que l'énorme dalle eût pu être soulevée et se rompre sous le seul effet de la réaction d'appui horizontale correspondant à cette charge latérale.

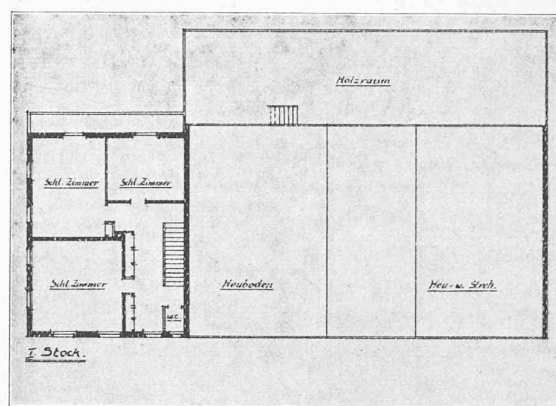
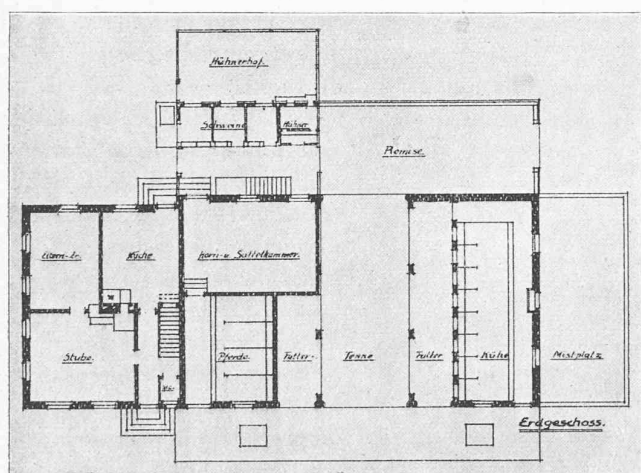
Aussi Brandau est-il assez embarrassé pour expliquer pourquoi les mouvements se sont arrêtés après une certaine dislocation. En effet, si les suppositions de la fig. 16 étaient justes, les forces agissantes resteraient les mêmes après le mouvement constaté. Brandau cherche alors à prouver que le profil fissuré et déformé était, par sa déformation même, apte à supporter mieux la pression que le profil intact. Or, s'il est possible qu'un ouvrage en maçonnerie garde un bon équilibre après quelques déformations et fissures, l'importance des détériorations est telle dans notre cas que cela paraît inadmissible. Par contre, en admettant qu'il s'agissait de phénomènes normaux de la phase II, l'arrêt du mouvement s'explique sans autres : l'écaillement prenant fin après avoir laissé une surface concave, il n'y a plus tendance au foisonnement et la poussée cesse.

¹ Les clichés des figures 8 à 16 sont la propriété de la Schweizer Bauzeitung.

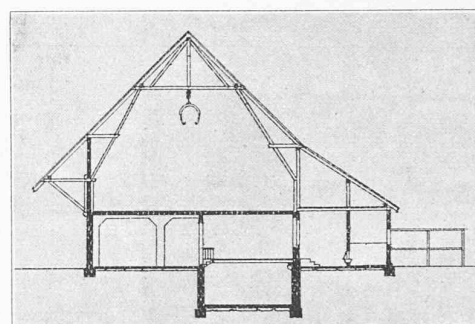
CONCOURS DE PLANS DE CONSTRUCTIONS RURALES ORGANISÉ PAR LE COMPTOIR SUISSE, 1922.



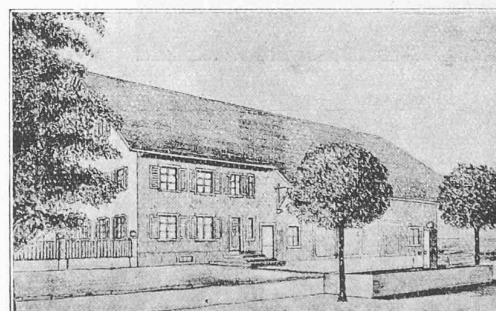
Plan de la cave. — 1 : 400.

Plan du 1^{er} étage. — 1 : 400.

Plan du rez-de-chaussée. — 1 : 400.



Coupe transversale. — 1 : 400.



Perspective.

Catégorie A.

II^e prix *ex æquo*, projet « Aargauerbauernhaus »,
de MM. Keller et Rutishauser, architectes à Brougg.

Cette expérience fâcheuse confirme notre conclusion : adopter des profils aussi cintrés que possible sur tout le pourtour et éviter tout ce qui ressemble à un rectangle. Un radier deux fois plus mince aurait alors probablement suffi dans le tunnel du Simplon sans même nécessiter un renforcement des pieds-droits. Cette économie serait-elle contrebalancée par de plus grandes difficultés d'exécution ? La pratique seule est à même de trancher cette question.

Tunnel du Simplon.

*Opérations qui ont suivi la pose de la dernière pierre
du tunnel II le 4 décembre 1921.*

Nous devons à l'obligeance de M. E. Paschoud, ingénieur en chef du 1^{er} arrondissement des C. F. F., l'intéressante note suivante qui complète l'article que nous avons

publié dans le premier numéro de cette année sous le titre : « L'achèvement du deuxième tunnel du Simplon ».

Du 5 au 7 décembre eurent lieu en présence des représentants officiels de la Suisse et de l'Italie les mensurations en vue de déterminer la longueur exacte du tunnel II.

Ensuite le Service de la Traction procéda à l'achèvement de l'équipement électrique du tunnel II et l'Inspection des télégraphes à la pose des signaux.

Le 7 janvier 1922, la circulation des trains entre la station du tunnel et Iselle, qui se faisait précédemment par le tunnel I fut transportée dans le tunnel II. A partir du même moment, la circulation des trains fut établie en double voie entre la station du tunnel et Brigue.

La Régie commença le même jour la réparation des parties du tunnel I avariées par la construction du tunnel II sur le versant sud ; elle reconstruisit en tout 573 m² 70