

Geotechnik Schweiz
Géotechnique Suisse
Geotecnica Svizzera
ETH Hönggerberg
CH-8093 Zürich

Geotechnische Probleme bei grossen Bauobjekten im Wallis

Problèmes géotechniques dans les grands travaux en Valais

Aufführung der Vorträge / Liste des conférences

- | | | |
|--------------------------------|---|---|
| E. Fardel | : | Reconnaissance géologique et géotechnique sur le tracé de la N 9 entre St-Maurice et Brigue |
| E. Recordon | : | Tasslement des sols d'assise sous remblais |
| R. Sinniger | : | Der Staumauer Godey |
| R. Bischof | : | Geotechnische Probleme beim Bau der Staumauer Ferden des KW Lötschental |
| F. Aemmer | : | Mechanische Stollenvortriebe beim Bau des Kraftwerkes Lötschen |
| A. Schmidt | : | Les travaux d'amélioration de la route du Simplon |
| R. Schnyder u.
B.J. Brugman | : | Hangsicherung am Südportal des Schallbergtunnels |
| Ch. Schaeerer | : | Ueberquerung des Ganterbaches |
| G. Lombardi | : | Consolidation de l'éperon rocheux de Baji-Krachen |

RECONNAISSANCE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE SUR LE TRACÉ DE LA N 9 ENTRE ST-MAURICE ET BRIGUE

Par E. Fardel, Sion

1. INTRODUCTION

A titre de préambule à cet exposé sur la reconnaissance géologique et géotechnique, je crois qu'il est nécessaire de présenter en tout premier le tracé de la N 9 entre St-Maurice et Brigue.

En partant de St-Maurice on se heurte de suite au grand cône du St-Barthélémy dont les brusques sautes d'humeur ont une fois ou l'autre déjà mis à mal la voie CFF et la route cantonale.

Le cône de la Dranse vers Martigny s'étale dans la zone de la Bâtaix - Follatères. Vers l'amont, jusqu'à l'Illgraben, il n'y a pas de venue latérale inquiétante. Tout au plus, pourra-t-on signaler une copieuse alimentation du cône de Chamson par la Losentze mais sans conséquences puisque presque immédiatement absorbée par l'exploitation dans le lit de la rivière elle-même.

On peut immédiatement ajouter que l'exploitation des matériaux dans le Rhône et dans les affluents de celui-ci comme d'ailleurs la régulation des débits grâce aux barrages apporte à l'alluvionnement de la plaine un aspect différent de celui du temps passé.

Entre Granges et Finges de nombreuses collines émergent de l'alluvion rhodanienne : ce sont les restes d'un éboulement postglaciaire.

À Sierre et en amont, la masse éboulée encombre tout le fond de la vallée. Toute la forêt de Finges croît sur la masse éboulée, dont le plan de glissement est visible sur la rive droite au-dessus du village de Salquenen.

Un glacier issu du Val d'Anniviers a étalé ses moraines sur les collines de la région de Sierre, barrant la vallée. En amont s'est formé un lac qui noya la région de Finges. Ce lac s'est naturellement comblé bien que subsistent encore quelques bas fonds.

Le tracé de la N 9 passe depuis Salquenen à la Souste sur rive droite en touchant à peine le Rhône, l'obstacle que constitue le grand cône de l'Illgraben et son alluvionnement intempestif se trouve dans le cas particulier pratiquement éliminé. Ce cône reste cependant intéressant par la quantité de matériaux qu'il met à disposition pour des remblais événuels de tout genre et dont l'autoroute pourrait bénéficier.

Après Brigerbad, la N 9 revenant sur rive gauche du Rhône, le franchissement des dépôts ou résidus rejetés par l'usine chimique de la Lonza a posé au départ quelques problèmes. Un ouvrage important est prévu pour franchir ces vastes remblais à stabilité fragile.

Tracer un passage d'autoroute au travers du Valais entre St-Maurice et Brigue a vite montré les inconvénients d'un alluvionnement en cônes et de l'incidence de ceux-ci sur la variation verticale de la ligne de l'autoroute.

Une telle œuvre, par contre, ne faisant en principe qu'effleurer la plaine rhodanienne, on peut dire que l'étude du terrain se confine plutôt au domaine régi par la géographie morphologique, la géologie n'étant là que pour expliquer la mise en place de la structure récente des terrains et apporter quelques précisions sur l'origine des matériaux d'alluvionnement. Son rôle se joue dans ce cas par un trait d'union entre la morphologie et la géotechnique car finalement, c'est sur la connaissance de quelques mètres de sol de surface et de la valeur mécanique des terrains que reposent les données nécessaires à la fondation de l'autoroute et des ouvrages qui s'y rapportent.

Pour préciser le déroulement des études et donner connaissance des résultats de celles-ci, il paraît avantageux de parler quelque peu de la géologie de la plaine, des sondages mécaniques, des essais géotechniques et contrôles hydrologiques, ceci dans un cadre général, le détail devant être réglé par des essais de sol dans l'étude au 1 : 1'000 et des plans d'exécution

2. GÉOLOGIE

Liée au domaine quaternaire récent, la partie réservée à la géologie est restreinte, surtout du fait du confinement de l'autoroute à la plaine elle-même.

Elle pourra cependant intervenir d'une manière plus explicite dans le cas de la réalisation du tunnel de la Souste prévu en variante de l'actuel tracé qui se fait à ciel ouvert.

Dans un tel cas, le tunnel passerait sous Loèche-Ville et serait creusé dans un milieu calcaire jurassique et crétacé représentant la partie la plus méridionale du massif du Torrenthorn.

A partir de Brigerbad le tracé passe sur rive gauche du Rhône, franchit le cône de la Gamsa et rejoint la route du Simplon par le coteau de Glis.

A l'Est de Gamsen affleure en surface au pied du coteau un important banc de gypse du Trias. Ce gypse a été recoupé à environ 12 mètres de profondeur sous un recouvrement de sol fin et dans l'axe du tracé. Ces terrains posent dans de telles conditions un problème, dans le cadre de l'implantation d'ouvrage, à cause de l'état d'altération des couches gypseuses et de la compressibilité des sols fins.

3. SONDAGES MÉCANIQUES

Partis d'une idée exploratoire, les sondages mécaniques ont été implantés sur l'axe du futur tracé à terrain douteux, aux emplacements où des ouvrages pouvaient être construits et dans certaines zones supposées favorables à la fourniture de graviers. Ceci dans l'intention de reconnaître la variation verticale des terrains, le contrôle du niveau d'eau souterraine et de procéder aux prélevements d'échantillons nécessaires à l'analyse des sols.

Pour les besoins de l'étude du tracé et des variantes locales, quelques 270 sondages ont été exécutés. Ces sondages ont permis de dresser la coupe des terrains jusqu'à une profondeur de 5 mètres au minimum et 15 au maximum. Le matériel extrait a donné lieu à un examen par le géologue et le géotechnicien. Le prélevement d'échantillons de sol par l'EPUL et l'analyse de ceux-ci ont fourni les résultats figurant dans les rapports 1 : 5'000 transmis au Service fédéral des Routes et des Digues à Berne.

Le principal de ces résultats vous est porté en connaissance par mon exposé

On peut donc, en résumé et d'une manière générale, admettre pour les terrains entre St-Maurice et Gampel les indications suivantes :

- sous une terre végétale de 10 à 100 cm : une couche de limon plus ou moins sableux dont l'épaisseur varie de quelques décimètres à plusieurs mètres avec, à certains endroits, une alternance de sable et limon pouvant atteindre 15 m.
- une couche de gravier rencontrée presque partout avec des intercalations sablonneuses ou limoneuses et dont le fond paraît reposer sur un niveau apparemment important et beaucoup plus argileux. Ce dernier niveau taxé pour la circonstance de substratum a été touché grâce à un contrôle par la méthode géoélectrique à divers endroits entre Evionnaz et Sierre. Ce niveau s'est révélé par une résistance ohmique relativement basse

Les surfaces explorées (par géoélectrique) dans chaque région sont de l'ordre de quelques milliers de m² et se situent vers Vernayaz - Dorénaz, la Ferme des Iles à Martigny, Saxon, Fully et Saillon rive gauche du Rhône, Bramois et Granges, la partie haut-valaisanne n'ayant pas été explorée, étant donné que les travaux de la N 9 étaient peu avancés en son temps. De Gampel vers Brigue le descriptif des terrains est différent.

Comme résultats de cette exploration géoélectrique, du moins jusqu'à Sierre, on peut relever en profondeur l'existence d'un niveau plus argileux, niveau qui à notre connaissance n'a pas été exploré par sondage et dont la partie supérieure se situe pour Dorénaz et Vernayaz, rive gauche et droite du Rhône, à quelques 35 à 40 mètres sous le niveau du sol, 15 à 18 mètres vers Saxon, alors que vers le Rhône à la même hauteur, on obtient 30 mètres d'une manière assez régulière. En aval du pont de Saillon ce niveau argileux varie entre 25 et 30 mètres de profondeur et dans la région de Bramois, l'exploration donne 45 mètres et pour Granges, vers Crételongue, 40 mètres.

Comme souligné plus haut, entre Gampel et Glis l'image des terrains obtenue depuis St-Maurice à Gampel ne peut pas se prolonger telle quelle vers l'amont.

En effet, l'alluvionnement se complique dès Gampel. Limon et sable deviennent beaucoup plus importants et depuis l'usine de Steg jusqu'au déla de Rarogne on ne touche plus la couche graveleuse habituelle, bien que les sondages atteignent entre 9 et 15 mètres de profondeur. La région de Lalden accuse également une épaisseur de limon et de sable d'environ 8 à 9 mètres; cette couche peut atteindre une douzaine de mètres de profondeur dans la plaine de Brigerbad.

A examiner les coupes de sondages, outre la constatation de l'importance prise par les éléments fins, on note une alternance plus prononcée entre sable et limon et parfois des bancs de gravier. Le gravier, comme nous l'avions souvent rencontré ne fait surface à nouveau que dans la plaine, au pied de St-Germann.

4. GÉOTECHNIQUE

Ainsi que nous venons de le voir, la plaine, à part les cônes latéraux, offre une bonne partie des terrains à grains fins devant servir de support à l'autoroute et aux ouvrages devenus nombreux par suite d'obstacles naturels et artificiels. Il était donc logique de prévoir des essais préalables et d'orientation.

C'est ainsi que l'on peut citer les opérations classiques de laboratoire effectuées par l'EPFL sur les échantillons prélevés en place ou en vrac. Le plus grand nombre touche la granulométrie. Il s'agissait en effet de classer les terrains et de connaître le pourcentage des éléments constitutifs de ceux-ci. Cette manière de voir nous a amenés rapidement à la détermination de terrains géliers ou non et à connaître la valeur de ceux-ci comme matériel d'emprunt et de remblais. Un autre facteur important restait la compressibilité de ces mêmes terrains. Quant au gravier, cette compressibilité a été considérée dès le début comme faible ou non existante.

Une analogie existant entre les terrains des diverses régions permet pour les illustrer de se référer aux caractéristiques géotechniques liées à quelques coupes observées dans les tronçons de Martigny - Riddes, La Morge - La Borgne dans la zone de Sion et Gampel - Brigerbad pour la partie du Haut-Valais.

Ces caractéristiques ont été groupées dans les tableaux suivants :

Tableau 1

TRONCON : MARTIGNY - RIDDES

Résultats des essais de laboratoire

A. Sols supérieurs, limons et sable	
Composition	90 - 100 % sable et limons moins de 7 % d'argile
Poids spécifique apparent	moyen 1,90 kg/dm ³
Teneur en eau	moyenne 31 % (23 - 40 %) Est grande, supérieure à la limite de plasticité et souvent supérieure à la limite de liquidité et teneur optimale de compactage
Angle de frottement interne	en moyenne 37°
Cohésion	moyenne 0,03 kg/cm ²
Observations	Très géliers
B. Sols inférieurs, graveleux	
Composition	45 - 90 % gravier 0 - 15 % d'éléments inférieurs à 20 microns
Observations	Peu ou pas géliers

Tableau 2

TRONCON : RIDDES - LA MORGE

Résultats des essais de laboratoire

A. Sols supérieurs, lim ons et sable	
Composition	40 - 70 % limon 20 - 50 % sable au maximum 15 % d'argile
Poids spécifique apparent	moyenne 1,93 kg/dm ³ côté Morge moyenne 1,95 kg/dm ³ côté Riddes
Teneur en eau	moyenne de 25,1 % (13 - 43 %) côté Morge moyenne de 31,4 % (30 - 52 %) côté Riddes donc grande et supérieure à la limite liquidité et plasticité
Angle frottement interne	moyenne 30°
Cohésion	considérée comme nulle
Observations	gélifs
B. Couches inférieures, graveleuses	
Composition	80 % sable et gravier éléments plus petits que 20 microns inférieurs à 20 %
Observations	peu gélifs à non gélifs

Tableau 3

TRONCON : LA MORGE - LA BORGNE

Résultats des essais de laboratoire

A. Sols supérieurs, lim oneux	
Composition	50 % limon, 50 % sable sans argile, sans gravier
Poids spécifique apparent	moyenne 1,96 rive gauche Rhône moyenne 1,92 rive droite Rhône
Teneur en eau	moyenne 29,4 % rive gauche Rhône moyenne 27,7 % rive droite Rhône Teneur grande et supérieure aux limites plasticité et liquidité et à la teneur optimale de compactage
Angle frottement interne	moyenne 30°
Compressibilité	moyenne
Cohésion	en pratique considérée comme nulle
Observations	matériaux gélifs
B. Sols inférieurs graveleux	
Composition	85 % sable et gravier éléments inférieurs à 20 microns moins de 10 %
Observations	non gélifs à peu gélifs

Tableau 4

TRONCON : GAMPEL - BRIGUE

Résultats des essais de laboratoire

Sols supérieurs : limon + sable		
- Limon sableux et sable limoneux	sans matières organiques	avec matières organiques
Composition	92 - 98 % sable + limon	90 - 99 % sable + limon
Poids spécifique apparent	moyenne 1,98 kg/dm ³	1,72 kg/dm ³
Teneur en eau	27,3 %	36,7 %
Compressibilité	moyenne	moyenne à grande
Résistance au cisaillement	moyenne	moyenne à faible
Observations	sols gélifs	sols gélifs
- Sable limoneux peu graveleux		
Composition	4 - 30 % limon 3 - 15 % gravier	
Poids spécifique apparent	moyenne 2,02 kg/dm ³	
Teneur en eau	moyenne 23,2 %	
Compressibilité	faible	
Résistance au cisaillement	grande	
Observations	sont gélifs	
- Graviers sableux ± limoneux		
Composition	20 - 80 % gravier éléments inférieurs à 20 microns compris entre 1 - 16 %	
Poids spécifique apparent	2,39 kg/dm ³ , élevé	
Teneur en eau	faible	
Compressibilité	très faible	
Résistance au cisaillement	élévée	
Observations	très peu gélifs à peu gélifs	

Ces résultats permettent de mieux connaître les sols et apportent à l'ingénieur l'orientation nécessaire pour les besoins de l'exécution de la N 9.

Le tracé de l'autoroute St-Maurice – Brigue prévoit, dans son ensemble, bon nombre de remblais plus ou moins volumineux que l'on mettra en place sur le terrain naturel, qui dans le cas de sols fins est souvent de qualité médiocre ou mauvaise.

Ceci nous amène à considérer la contrainte des sols d'assise, la compressibilité des sols fins, la durée des tassements directement liée à la perméabilité, ainsi que la stabilité des sols en place ou mis en place.

Si à priori et avec raison, les graviers sableux ou peu limoneux sont à considérer comme peu compressibles, par contre limons et sables avec ou sans matières organiques le sont d'une manière forte ou moyenne, ceci d'après les résultats obtenus par essais à l'oeedomètre. Il faut cependant ajouter que pour la partie du Haut-Valais, les essais effectués ne sont pas suffisants bien que les terrains rencontrés soient semblables à ceux du Bas-Valais par leur composition.

La compressibilité amenant des tassements dans les sols fins d'assise ou de support, l'ordre de grandeur de ceux-ci peut être déterminé grâce aux courbes œdométriques établies, compte tenu de l'importance des remblais eux-mêmes. Ceux-ci accusent, d'autre part, le long du tracé de la N 9 des hauteur de 1 à 10 m. 50. La contrainte sur le sol de support de 1 à 2,5 kg/cm² est supportable, l'effet de poinçonnement n'est pas atteint, la marge du coefficient de sécurité restant suffisante.

On pense par ailleurs que le tassement des sols fins sous les remblais se produira à la mise en place et d'une manière pas trop lente, étant donné la perméabilité moyenne à bonne des limons et sables. Le coefficient de perméabilité obtenu sur certains limons et sables varie entre 2.10^{-3} et 10^{-2} alors qu'il est de 2.10^{-4} dans des sols à mélange organique. Dans les calculs de stabilité, il conviendrait d'admettre un angle de frottement interne de 30 à 35° et une cohésion nulle suivant les endroits. Dans la zone Sion – Sierre, l'angle de frottement interne de sol consolidé atteint une moyenne de 40° et la cohésion 0.12 kg/cm².

6. HYDROLOGIE

On voudra bien voir dans les observations du niveau d'eau souterraine et de la notation de sa variation altimétrique une contribution à la connaissance de l'eau ou des nappes aquifères au travers du Valais, ce qui me permet de souligner très rapidement l'essentiel des résultats.

Le contrôle mensuel de quelques 120 à 150 points entre St-Maurice et Brigue et l'examen des graphiques amènent l'observateur à constater qu'en grande ligne, il existe deux comportements différents du niveau d'eau souterraine déterminés par l'oscillation de ce niveau autour d'une ligne altimétrique moyenne. Cette oscillation peut être forte avec une amplitude de 50 cm. environ, exceptionnellement 100 ou faible à moyenne avec 25 et 50 cm.

Dans le premier genre de comportement que l'on note ordinairement dans les parties du territoire liées à la confluence rivières et Rhône, le gonflement maximum se fait entre juillet et août et le point bas se trouve vers janvier. On peut citer comme exemple le tronçon Sion – Uvrier et dans le Haut-Valais une zone étendue entre Gampel et Brigerbad.

Le 2^e genre de comportement se trouve plutôt dans les terrains plats de Vernayaz, Charrat, Châteauneuf. Le gonflement est beaucoup moins visible de part et d'autre du niveau moyen et bien qu'il existe en juin – août mais faible, on constate en outre des points en novembre, février ou mars.

L'application de telles observations et une conclusion plus explicite ne devraient en réalité se faire qu'en reprenant les études parallèles menées dans la plaine du Rhône.

On peut tout au plus ajouter qu'à maints endroits l'eau vient à quelques 50 cm. du sol, ceci bien entendu dans la plaine, les cônes s'étant pratiquement montrés secs.

L'image tranquille de l'oscillation du niveau semble cependant, depuis quelque temps, subir des perturbations dues au pompage industriel ou autre. Hormis les endroits où l'eau est relativement proche de la surface, le niveau de celle-ci varie entre 1.50 et 2.50 mètres

5. MATÉRIAUX D'EMPRUNT

En général, les cônes secs donnent de bons matériaux; les cônes de rivière accusent un certain pourcentage de matériaux fins dont les caractéristiques sont semblables à celles des sols fins analysés. Parmi les matériaux d'emprunt pour remblais, on peut retenir ceci :

- les limons sableux avec matière organique sont à exclure
- les sables fins plus ou moins limoneux doivent être asséchés, la teneur en eau optimum étant toujours inférieure à la teneur en eau naturelle. Ils doivent en outre être nettement améliorés et il conviendrait de constituer un matériau composé de $\frac{2}{3}$ de gravier sableux et de $\frac{1}{3}$ de sable fin limoneux de telle sorte que le poids spécifique apparent sec maximum varie entre 1.90 et 2.02 kg/dm³.

Pour des teneurs en eau optimum comprises entre 8,5 et 9,5 %, le coefficient CBR1 varie alors entre 15,0 et 25,9 % et le CBR2 entre 13,2 et 17,9 %. Seulement pour ce dernier mélange, la stabilité à l'imbibition est assurée (CRB1/CRB2 = 0,5).

Ceci est un exemple d'essais en vue de l'utilisation des sols fins comme emprunt.

Adresse de l'auteur :

E. Fardel, géol.
Dép. des Travaux Publics
du Canton du Valais
Service des Routes Nationales
1950 Sion

TASSEMENT DES SOLS D'ASSISE SOUS REMBLAIS

Par Prof. E. Recordon, Lausanne

1. PRÉAMBULE

Depuis quelques années, des expériences intéressantes ont pu être faites en mesurant les tassements des sols d'assise des remblais de l'autoroute N 9 dans la plaine du Rhône, entre Villeneuve et Aigle ainsi que ceux des sols d'assise de la digue du Châtelard sur Martigny, construite pour créer un bassin de compensation.

Ces mesures de tassement ont pu être faites grâce à la mise au point d'un appareil d'un type nouveau, par le Laboratoire de géotechnique de l'EPFL (LEGEP). Nous décrirons, ci-après, cet appareillage dans son principe de fonctionnement et donnerons des résultats de mesures.

La mise au point d'un nouvel appareil pour la mesure des tassements des sols d'assise a été nécessaire lorsque le Bureau de Construction des Autoroutes du Canton de Vaud a accepté notre proposition de consolider les assises des remblais par chargement préalable. L'autoroute N 9, entre Villeneuve et Aigle traverse plus

sieurs zones tourbeuses qu'il eut été trop onéreux d'excaver (Fig. 1). La méthode la plus économique consiste à mettre en place les remblais avec une surhauteur constituant surcharge et à enlever la surcharge au moment où les tassements qui doivent se produire pour les remblais projetés sont atteints. Le problème qui se pose est de savoir à quel moment la surcharge peut être enlevée. Il est nécessaire de pouvoir mesurer les tassements des sols d'assise pour établir la courbe des tassements au cours du temps. Notons d'emblée que dans le cas des remblais construits dans des plaines tourbeuses, l'appareil de mesure des tassements doit pouvoir fonctionner même s'il est immergé dans la nappe phréatique; la surface des eaux souterraines étant souvent très haute.

Dans le cas de la digue du Châtelard, le problème de la mesure des tassements des sols d'assise est différent : il n'y a pas de nappe souterraine au niveau de l'appareil de mesure. Mais la digue étant beaucoup plus large que les remblais d'autoroute, cela entraîne d'autres difficultés.

PLAN DE SITUATION 1:25.000



PROFIL EN LONG 1:25 000/500

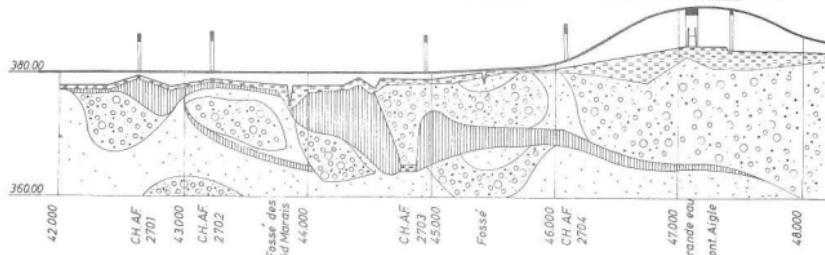


Fig. 1 Plan et profil en long de la route nationale 9,
 Villeneuve-Aigle

2. APPAREILS DE MESURE DES TASSEMENTS

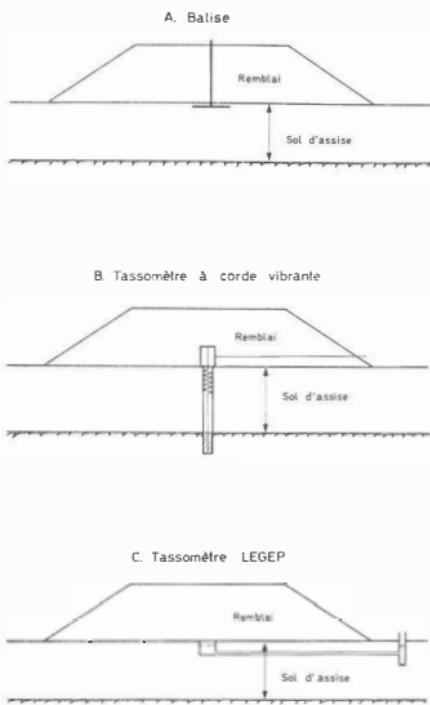


Fig. 2 Appareils de mesure des tassements

La figure 2, montre 3 types d'appareils de mesure des tassements couramment utilisés :

- Les balises, type A, constituées souvent d'éléments télescopiques permettent de mesurer le tassement du corps des barrières en terre. Elles conviennent mal au cas des remblais routiers, car elles constituent un obstacle à la circulation des engins de transports et de compactage. La largeur de ces remblais étant beaucoup plus faible que celle des digues en terre, les balises sont fréquemment détériorées ou même détruites par les engins.
- Les tassomètres à corde vibrante, type B, sont constitués d'un fil tendu dans un trou de forage traversant la couche dont on veut mesurer le tassement. Le fil est scellé à sa base dans l'assise non déformable du sol; il est attaché, à son extrémité supérieure, à un ressort tendu, dont la tension diminuera au fur et à mesure que se produiront les tassements. Au-dessus du ressort se trouve un appareil contenant une corde vibrante élastonnée qui permet la mesure du tassement. C'est une mesure indirecte puisqu'en réalité on mesure la tension du fil

- Le tassomètre à vases communicants, type C, est celui pour lequel nous avons finalement opté car il est meilleur marché que le tassomètre à corde vibrante. Son prix est d'environ Fr. 2'500.- sans la mise en place, alors que dans le cas du tassomètre à corde vibrante, le prix d'un appareil est de l'ordre de Fr. 4'000.-, auxquels il faut ajouter le coût d'exécution d'un forage d'assez grand diamètre qui pour une vingtaine de mètres revient à Fr. 10'000.- en ordre de grandeur

Le tassomètre à vases communicants présente, en outre, l'avantage de laisser entièrement libre la surface du chantier du remblai.

Il est constitué d'un récipient placé dans le sol d'assise immédiatement au-dessous de la base du remblai et qui tasse avec le remblai. Ce récipient mobile est relié à une colonne de mesure constituée d'un récipient fixe, placé en-dehors du remblai. La colonne de mesure étant relativement proche du remblai, il est naturellement nécessaire de contrôler son immobilité par nivelingues

3. TASSEMENTS DES REMBLAIS D'AUTOROUTE

La décision d'utiliser la méthode du préchargement pour la consolidation des sols d'assise de l'autoroute N 9, dans la plaine du Rhône, a été prise après qu'un remblai d'essai ait été exécuté près de Villeneuve. Les observations du comportement de ce remblai, de 8 m. de hauteur, qui durèrent 3 ans, de fin 1963 à fin 1966, firent l'objet d'une communication au XIV^e Congrès mondial de la route à Prague en automne 1971. [4*]

Pour l'autoroute N 9, 13 tassomètres furent mis en place : 9 d'entre-eux se trouvent au droit de l'autoroute elle-même dans 3 zones tourbeuses (2 zones avec tourbe à faible profondeur et 1 avec tourbe profonde). Les 4 autres tassomètres sont placés au-dessous de remblais d'accès à des passages supérieurs (Fig. 1). Les caractéristiques des sols sont données de façon résumées au tableau 1.

Le schéma de principe du tassomètre (Fig. 3) a été établi par M. Michel Odier, ingénieur au LEGEP, à qui nous devons la mise au point de cet appareil, et qui a publié ce schéma dans le Bulletin Technique de la Suisse Romande No 17 du 18 août 1973. [6]

Le récipient constituant le tassomètre lui-même est relié à la colonne de mesure par 2 tuyauteries, l'une remplie d'air et l'autre remplie d'eau qui permettent en tout temps la vidange et le remplissage du tassomètre. Le tassomètre contient 2 flotteurs munis d'une longue tige, l'autre d'une tige plus courte qui entrent en contact avec leur extrémité supérieure avec le couvercle du tassomètre et ferment ainsi un circuit électrique.

Lorsqu'on veut effectuer une mesure, on remplit tout d'abord le tassomètre d'eau que l'on introduit par la colonne de mesure jusqu'à ce que les 2 flotteurs butent sur le toit du tassomètre; 2 lumières s'allument alors sur l'appareil de mesure. Puis on chasse l'eau vers la colonne de mesure en introduisant de l'air comprimé par la tuyauterie supérieure. Lorsque le niveau d'eau descend dans le tassomètre, les contacts des flotteurs sont rompus l'un après l'autre et l'on stoppe le niveau d'eau à l'instant où le deuxième contact est rompu (la mesure pourrait être arrêtée au-delà du seul flotteur, le second est là comme sécurité). Le niveau d'eau étant stabilisé et la pression atmosphérique étant rétablie dans le tassomètre, on effectue la lecture du niveau d'eau dans la colonne de mesure sur une échelle graduée.

La figure 4 donne les mesures comparées, effectuées à l'aide du prototype du tassomètre, mis en place en mars 1973 sous un premier remblai de l'autoroute et diverses balises placées dans son voisinage. L'expérience nous a montré que la précision des mesures effectuées avec le tassomètre est supérieure à $\frac{1}{2}$ cm. L'amplitude du tassement que l'on peut mesurer n'est limitée que par la longueur de la colonne de mesure.

* Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie donnée en fin d'article.

Profil km	Nomenclature du sol	Profondeur (m)	γ (t/m)	w %	e_0	C_c
42.860	Limon sabl. arg. + Tourge + Sable lim.	0,00 - 4,00	1,57	76,5	2,329	0,738
42.920	Tourbe lim. + Limon arg. + Tourbe	0,00 - 4,10	1,43	94,8	3,112	1,057
CH. AF. 2702	Limon arg. + Tourbe + veines de sable	0,00 - 2,40	1,74	47,3	2,613	1,018
	Tourbe lim. + Sable limoneux	9,20 - 12,40	1,56	98,5	2,430	0,892
43.880	Limon + Matières organiques	0,00 - 3,70	-	-	-	-
	Limon + Tourbe + Matières organiques	6,00 - 8,00	-	-	-	-
44.100	Limon arg. tourb. + Tourbe + Sable	0,00 - 6,70	1,41	59,9	3,481	0,648
44.330	Limon sabl. arg. + Mat. org. + Tourbe	0,00 - 6,50	1,56	73,8	2,556	1,266
	Sable lim. + Matières organiques	6,50 - 10,20	-	-	-	-
44.400	Limon sabl. arg. + Mat. org. + Tourbe	0,00 - 6,50	1,56	73,8	2,556	1,266
	Sable lim. + Matières organiques	6,50 - 10,20	-	-	-	-
44.510	Tourbe lim. + Limon sableux tourbeux	2,00 - 12,70	1,55	67,9	2,507	0,761
CH. AF. 2703	Terre vég. + Limon arg. + Mat. org.	0,00 - 1,10	-	-	-	-
	Limon + veine de Tourge	2,10 - 10,00	1,71	42,9	1,359	0,369
45.500	Terre vég. + Limon sabl. + Mat. org.	0,00 - 1,75	1,94	22,5	-	-
	Tourbe lim. + Limon arg. sabl. tourb.	7,65 - 12,00	1,49	71,6	2,639	1,310
45.800	Terre vég. + Limon sabl. + Mat. org.	0,00 - 1,75	1,94	22,5	-	-
	Tourbe lim. + Limon arg. sabl. tourb.	7,65 - 12,00	1,49	71,6	2,639	1,310
CH. AF. 2704	Tourbe lim. + Limon sabl. tourb. + Mat. org.	7,10 - 12,00	1,68	65,4	1,333	0,398
JONCT. AIGLE	Limon arg. sabl. + Tourbe et coquillages	3,50 - 8,80	1,58	56,3	1,774	0,666
	Limon arg. sabl. tourb.	10,70 - 15,00	1,76	37,4	0,890	0,297

Tableau I

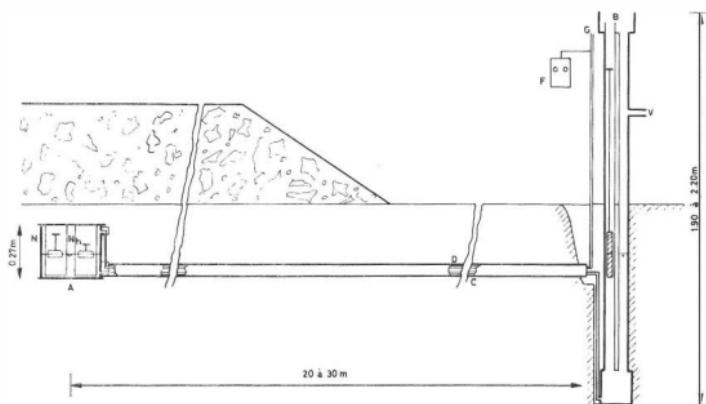


Fig. 3 Schéma de principe du tassomètre à vases communicants

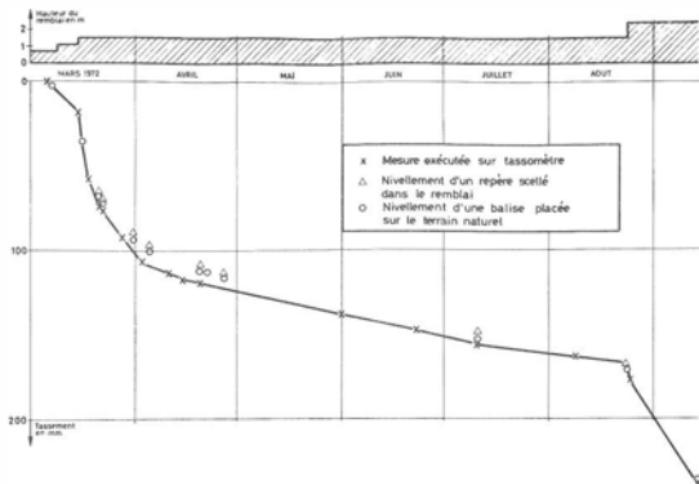


Fig. 4 Mesures comparées balise-tassomètre km 42920



Fig. 5 Mise en place d'un tassomètre



Fig. 6 Remplissage d'eau avant la mesure



Fig. 7 Remblai autoroute km 44330, enlèvement de la surcharge

Les figures 5 et 6 montrent la mise en place d'un tassomètre et le remplissage d'eau avant la mesure.

L'aspect du remblai de l'autoroute, au moment de l'enlèvement de la surcharge, est visible sur la figure 7.

Les graphiques des figures 8 et 9 donnent les tassements en fonction du temps et de la hauteur du remblai pour 2 tassomètres placés sous les remblais de l'autoroute elle-même. La hauteur du remblai définitif est de 2,10 m. dans les deux cas, alors que la surcharge a une hauteur de 3 m. et de 2,40 m. respectivement. La durée d'application de la surcharge a été de plus de 300 jours, près d'une année et les remblais actuellement déchargés sont stables. Ils ne tassent pratiquement plus, alors que les tassements provoqués pendant la période de surcharge ont atteint respectivement 67 cm. et 78 cm.

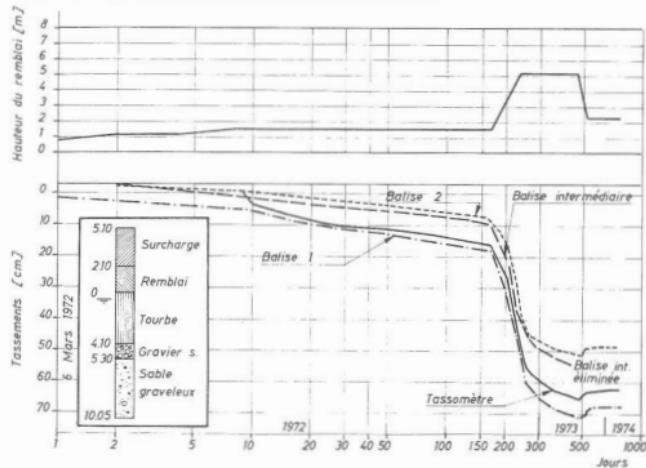


Fig. 8

Graphique des tassements km 42920 (tassomètre + balises)

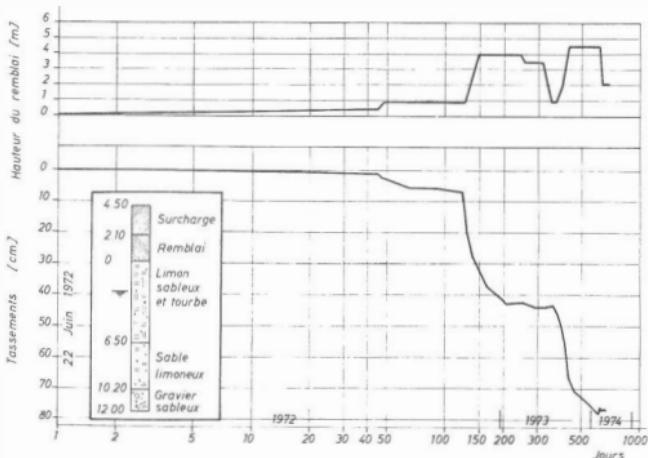


Fig. 9

Graphique des tassements km 44330

La figure 10 montre l'aspect de l'un des remblais d'accès à un passage supérieur au-dessous duquel un tassomètre a été placé. Les remblais projetés atteignent dans ces cas 6,5 m. en ordre de grandeur. Le remblai de surcharge, de l'ordre de 2 m. seulement, ne représente donc ici que moins du 30 % de la hauteur du remblai lui-même. Par ailleurs, la surcharge n'ayant pu être laissée en place que durant 6 à 8 mois, la consolidation des sols d'assise n'est pas complète comme le montrent les graphiques des figures 11 et 12. On peut toutefois estimer que plus des ½ des tassements ont été provoqués par la surcharge.

Les 13 tassomètres, dont les plus récents sont en place depuis 2 ans et les plus anciens depuis 3 ans, sont actuellement en parfait état de fonctionnement à l'exception de 2 qui se sont rompus, l'un par un excès de pression d'air comprimé au moment d'une mesure, l'autre probablement par l'effet des charges des engins lorsque le remblai était encore de faible hauteur. Dix tassomètres sont donc en bon état et nous espérons pouvoir faire des mesures pendant une année encore après la mise en circulation de l'autoroute. Le tableau 2 donne les valeurs des tassements prévus et mesurés pour tous les tassomètres.



Fig. 10 Remblai d'accès à un passage supérieur

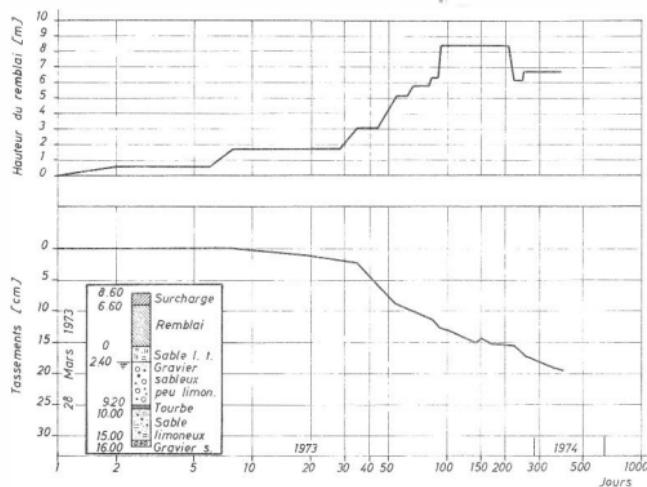


Fig. 11

Graphique des tassements AF 2702

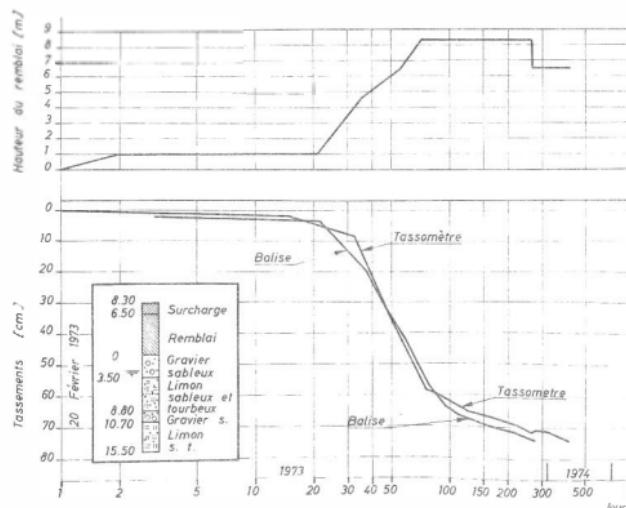


Fig. 12

Graphique des tassements Jonction d'Aigle

PROFIL km	HAUTEUR (cm)			DURÉE DE CHARGE (jours)		TASSEMENTS PRÉVUS (cm)			TASSEMENTS MESURÉS (cm)		
	Remblai du projet	Surcharge	Total	Progressif sans surcharge	Avec surcharge	Primaires calculés	Secondaires estimées	Taux prévus	Trois premiers mois de surcharge	Durée totale de la surcharge	Totaux
42.860	180	280	460	122	353	40	10	50	9	12,5	15,5
42.920	210	300	510	170	360	60	20	80	41,5 (44)	50 (53)	66,5 (70)
CH. AF. 2702	660	200	860	235	190	35	15	50	12	13,5	19,7
43.880	180	310	490	240	265	-	-	-	15	13,5	19,7
44.100	230	380	610	390	215	80	10	90	56	81,5	115,5
44.330	210	240	450	301	329	40	10	50	31	71	77,5
44.400	220	240	460	300	275	40	10	50	38,5	51,2	56,8
45.510	150	170	320	470	225	40	10	50	24	29,8	33,4
CH. AF. 2703	650	100	750	30	285	-	-	-	4,5	13	14
45.500	180	120	300	109	177	13	7	20	1	2	4
45.800	120	80	200	84	176	13	7	20	1	15	3,1
CH. AF. 2704	580	100	680	21	219	-	-	-	19	24	25,5
JONC. AIGLE	650	180	830	242	258	70	20	90	62 (63)	68,8 (70)	77

Tableau 2

Les écarts importants entre ces 2 types de tassements sont dus à l'estimation des tassements secondaires faite il y a quelques années, en se basant uniquement sur l'épaisseur des couches tourbeuses et sur la plus ou moins grande teneur en éléments tourbeux, des différentes couches. Des essais de longue durée à l'oeodromètre (méthode de Koppejan ou celle de Gibson et Lo) permettraient actuellement une meilleure prévision. [1][2][3]

*
* *

En ce qui concerne la digue du Châtelard, dont le projet a été établi par Motor-Columbus S.A. pour le compte des Chemins de fer fédéraux, elle nous a posé un problème différent.

L'aspect général du chantier à l'époque de la mise en place des appareils de mesure est donné par la figure 13



Fig. 13 Vue générale du chantier de la digue du Châtelard

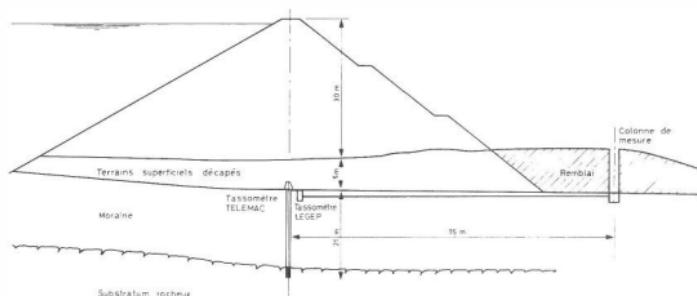


Fig. 14 Profil de la digue

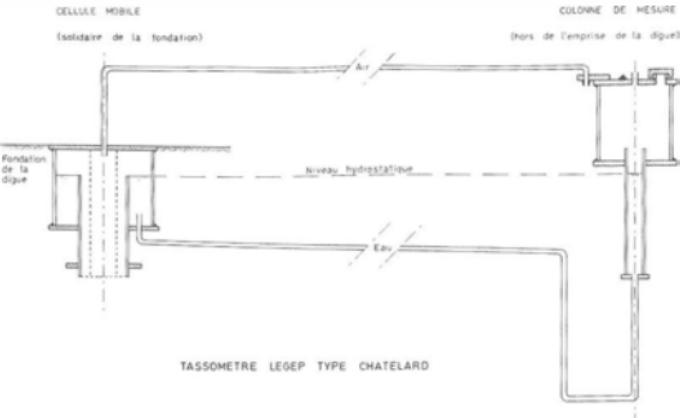


Fig. 15 Schéma de principe du tassomètre du Châtelard

La figure 14 montre le profil de la digue dont la hauteur maximum est de 35 m., les sols superficiels de mauvaise qualité ayant été enlevés sur une épaisseur de 5 m., il restait des sols meubles déformables de 20 m. d'épaisseur au-dessus du rocher. La digue est constituée essentiellement de déchets de galeries grossiers; son parement amont sera recouvert d'un masque d'étanchéité.

Le problème qui nous fut posé était de mesurer les tassements des sols d'assise de la digue. Nous avons tout d'abord pensé à utiliser un appareillage éprouvé tel que le tassomètre à corde vibrante mais Motor-Columbus nous a autorisé à doubler cet appareil d'un tassomètre à vases communicants. Compte tenu de la relativement grande largeur de la digue à sa base et du fait que le niveau d'eaux souterraines est beaucoup plus bas que le niveau d'assise de la digue, nous avons construit, pour le Châtelard, un tassomètre d'un autre type que celui utilisé pour l'autoroute N 9.

La figure 15 en montre le principe : le tassomètre ne contient plus de flotteurs. Seul un tube central constitue déversoir et permet d'évacuer le trop plein d'eau dans le sol. Une tuyauterie d'air permet de garantir la pression atmosphérique dans le tassomètre, au-dessus de l'eau. Au moment d'une mesure, il suffit d'introduire de l'eau dans la colonne de mesure pour être assuré que le niveau s'établit bien à la cote de l'extrémité supérieure du tube de vidange.



Fig. 16 Mise en place du tassomètre



Fig. 17 Colonne de mesure dans le remblai aval

Les figures 16 à 19 montrent la mise en place du tassomètre à vases communicants et la mise en place du tassomètre à corde vibrante.

La figure 20 donne les résultats des mesures effectuées à l'aide de ces 2 appareils. Le tassomètre à vases communicants fonctionne aujourd'hui toujours de manière parfaite. Par contre, une sous-estimation des tassements maximum évalués à 15 cm., alors qu'ils atteignent 20 cm. actuellement, nous a conduits à mal choisir la rigidité du ressort du tassomètre à corde vibrante, si bien qu'il est actuellement à bout de course. Par bonheur, nous pouvons continuer les mesures avec l'autre tassomètre étant assuré qu'il donne des valeurs précises grâce au contrôle mutuel des 2 appareils dans la période initiale.

La figure 20 montre, dans cette période initiale, un certain décalage entre les 2 tassomètres. Il est dû à un tassement de la colonne de mesure sous l'action de la charge d'un remblai exécuté à l'aval de la digue et dans lequel se trouve la colonne de mesure. Les contrôles par nivelingements de la colonne de mesure ont montré qu'effectivement, ces tassements correspondent à la différence des mesures faites à l'aide des 2 tassomètres.

Nous avons ainsi présenté les résultats essentiels des mesures faites avec ces nouveaux tassomètres à vases communicants pendant plusieurs années. Ils sont appelés, nous l'espérons, à rendre de nombreux services encore dans la construction des remblais.



Fig. 18 Mise en place du gainage du tasseomètre à corde vibrante



Fig. 19 Ressort et corde vibrante

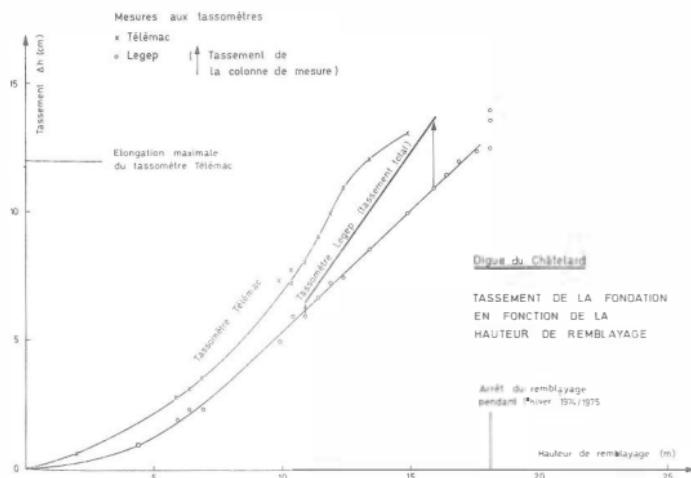


Fig. 20 Résultats des mesures de tassements (Châtelard)

Nous remercions le Bureau de Construction des Autoroutes du Canton de Vaud, les Chemins de fer fédéraux et Motor-Columbus S.A. de nous avoir appuyé dans l'expérimentation de ces nouveaux appareillages et de nous avoir autorisé à présenter ces résultats.

Les principaux collaborateurs du LEGEPE auxquels nous devons la conception et la mise au point de ces appareils ainsi que leur mise en place et l'exécution des mesures sont MM. Jean-Marie Despond, chef de section, Michel Odier et Gilbert Steinmann, ingénieurs.

BIBLIOGRAPHIE

1. A.W. KOPPEJAN : A Formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect.
Proc. of 21th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.
Rotterdam 1948
2. R.E. GIBSON et K.Y. LO : A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression.
N.G.I. Proc. No 41, 1961
3. RECOMMANDATIONS DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES : Etude des remblais sur sols compressibles.
Dunod, 1971
4. E. RECORDON et J.M. DESPOND : Remblais sur sols tourbeux XIV^e Congrès mondial de la route. Prague 1971
5. E. RECORDON : Remblais sur sols tourbeux ou craie lacustre.
Bulletin Technique de la Suisse Romande No 5 du 4 mars 1972
6. M. ODIER : Appareil de mesure des tassements sous remblais.
Bulletin Technique de la Suisse Romande No 17, 18 août 1973.

Adresse de l'auteur :

E. Recordon, professeur
Laboratoire de géotechnique de l'EPFL
Avenue de Provence, 22
1007 Lausanne

DER STAUDAMM GODEY

Von Prof. R. Sinniger, Zürich

1. ALLGEMEINES

Der Staudamm Godey wurde in den Jahren 1973 und 74 im Oberlauf der Lizeme errichtet. Dieser rechtsufrige Zufluss der Rhone erreicht das Haupttal bei Ardon und wird, zusammen mit der Morge, schon seit 1960 für die Energieerzeugung genutzt. Die der Aktiengesellschaft LIZERNE ET MORGE gehörende Anlage verfügte bis anhin, mit Ausnahme von zwei unterirdischen Kom pensatorenkammern von je $30'000 \text{ m}^3$, über keine weiteren Speichermöglichkeiten.

Im Hinblick auf eine Verbesserung der Energiequalität wurden Wirtschaftlichkeitsstudien durchgeführt, die zeigten, dass die Vergrösserung eines zusätzlichen nutzbaren Stauvolumens von rund $800'000 \text{ m}^3$ eine optimale Lösung darstellt.

Die Taleinengung oberhalb Godey hat sich sowohl aus topographischen wie geotechnischen Gesichtspunkten heraus als geeignet erwiesen, ein Ausgleichsbecken zu schaffen. Als Talschluss zeigte sich ein Staudamm von 35 m Höhe und einem Schüttvolumen von $295'000 \text{ m}^3$ als die wirtschaftlichste Lösung.

Das Stauvolumen dient vorwiegend als Tages- und Wochenendspeicher, wobei der Abfluss aus dem Stautee mittels Fernsteuerung von der Zentrale Ardon aus geregelt wird.

2. HYDROLOGISCHE DATEN

Das Einzugsgebiet der Lizeme an der Sperrstelle Godey misst 7 km^2 und liegt zwischen den Koten 1370 m ü.M. und 2710 m ü.M. , wobei sich der grösste Teil über der Waldgrenze befindet. Der mittlere jährliche Niederschlag in diesem Gebiet beträgt ca. $1'800 \text{ mm}$.

Da direkte Abflussmessungen über eine längere Zeitspanne im Einzugsgebiet der Lizeme fehlten, mussten die für die Dimensionierung der Anlage erforderlichen Hochwasserablässe durch Korrelation mit benachbarten Einzugsgebieten bestimmt werden. So wurde für die Projektierung der Bauleitung ein 10-jähriges Hochwasser mit einer Spitze von $10 \text{ m}^3/\text{s}$ zugrunde gelegt, was einem spezifischen Abfluss von $1.45 \text{ m}^3/\text{s} \text{ und } \text{km}^2$ entspricht.

Für die Dimensionierung der Hochwasserentlastung wurde mit dem 1000-jährigen Hochwasser mit einer Abflussspitze von $60 \text{ m}^3/\text{s}$ gerechnet. Dieser, im Vergleich mit Nachbarbecken vorsichtiger festgelegte Spitzenwert, ergibt einen spezifischen Abfluss von $8.6 \text{ m}^3/\text{s} \text{ und } \text{km}^2$. Ferner wurde das Volumen dieses extremen Hochwassers mit $1.6 \text{ mio } \text{m}^3$ ermittelt, wobei 300 mm Niederschlag in 24 Stunden bei einem Abflusskoeffizienten von 70 % zugrunde gelegt wurden.



Fig. 1: Situation der Sperranlage

Route d'accès	Zufahrtstrasse
Retenue normale	Normaltarn
Bassin amortisseur	Tosbecken
Chambre de la vanne	Schieberkammer
Vidange de fond	Grundablass
Blindage	Panzerung
Paroi moulée	Schlitzwand
Evacuateur de crues	Hochwasserentlastung

3. GEOLOGIE DER SPERRSTELLE

Im Bereich des Staudamms hat sich die Lizerne in den Flysch der Decke der Plaine Morte eingeschnitten. Somit ruht die Sperr auf beiden Widerlagern auf Kalkmergel-Schiefer mit einem allgemeinen Streichen Nord-Süd und einem Fallen gegen Osten, das heisst, gegen das Staubecken hin. Diese Schiefer sind auf beiden Talhängen teilweise mit Gehägeschutt überdeckt.

Besonders beim rechten Dammwiderlager, wo die stellenweise hangparallele Schichtung die Schuttbildung begünstigte, musste der Hang im Dammbereich sorgfältig von gelockerten Felspartien gesäubert werden. Auf der linken Talseite stehen dagegen die Schichtköpfe an. Ein Abräumen von losem Material war jedoch auch hier erforderlich, besonders in Zonen morphologisch bedingter Unebenheiten.

Auf beiden Tafelkanten taucht der Fels unter das Flussniveau ab und bildet einen mit Alluvionen aufgefüllten Trog. Diese Alluvionen, ein mit Blöcken durchsetzter, sandiger Kies, weisen eine maximale Mächtigkeit von 31 m auf.

Mittels sieben Sondierbohrungen wurde der Verlauf der Felsoberfläche sowie die Durchlässigkeiten von Fels und Altalluvionen bestimmt. Sowohl die zwischen 10 und 40 liegenden Lugeonwerte im Felsuntergrund als auch die zwischen 10^{-1} und 10^{-3} cm/s schwankenden k-Werte in den Alluvionen ließen die Notwendigkeit von Abdichtungsmassnahmen erkennen.

Als Dammbaumaterialien wurden zudem die Alluvionen im Staubecken, die Alluvionen der Ebene von Pessot (400 m unterhalb der Sperr auf der rechten Talseite) und das Ausbruchmaterial der seinerzeit erstellten unterirdischen Kompensatorenkammern (ca. 1.5 km unterhalb der Sperr) untersucht. Die Eigenschaften dieser Materialien werden im Zusammenhang mit der Sperr selbst beschrieben.

4. DAS PROJEKT DER STAUAUFLAGE

4.1. Der Staudamm

Bedingt durch die geologischen und topographischen Gegebenheiten der Sperrstelle sowie durch das Fehlen geeigneter Materialien für einen dichtenden Dammkern, fiel die Wahl auf einen homogenen Schüttdamm mit einer bituminösen Oberflächendichtung.

Dieser Sperrtyp erlaubt auch bei Fehlen von geeigneten Kernmaterialien eine wirtschaftliche Konstruktion, unter der Bedingung allerdings, dass für den Einbau der bituminösen Decke erfahrene Unternehmungen mit den erforderlichen Geräten zur Verfügung stehen.

Auffallend ist bei allen Dammprofilen mit Oberflächendichtung, dass die wasserseitige Böschung oft steiler gebaut werden kann als die luftseitige Böschung. Dies ist dadurch bedingt, dass der ansonst für die Stabilitätsberechnungen meistens maßgebende Lastfall der raschen Absenkung ausser Betracht fällt. Das Dammvolumen bleibt somit auf ein Minimum beschränkt und ist allein Funktion der Eigenschaften der Schüttmaterialien, der möglichen Erdbebenbeschleunigung sowie der geforderten Sicherheitswerte. Eine weitere Randbedingung ergibt sich allerdings im Falle einer bituminösen Decke für die Wassersseite, da nämlich aus einbautechnischen Gründen die Neigung 1:1,75 nicht übersteigen werden sollte.

Bei all diesen günstigen Gesichtspunkten einer Lösung mit Oberflächendichtung bedarf jedoch die konstruktive Lösung des Anschlusses dieser Dichtung an den Dammuntergrund grösster Aufmerksamkeit. In der Tat entstehen im Fussbereich der undurchlässigen Abdeckung sehr grosse Gradienten, verglichen zum Beispiel mit denjenigen bei zentralen Kernen aus bindigem Lockergestein. Schliesst die Oberflächendichtung direkt an den Fels an,

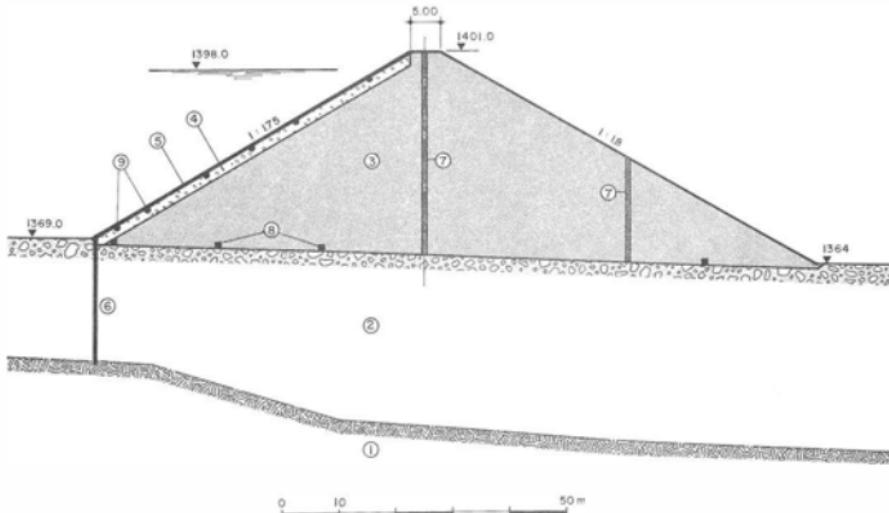


Fig. 2: Profiltyp der Sperrre mit Lage der Messinstrumente;

- | | |
|-----------------------|-------------------------------------|
| 1 Fels | 6 Schlitzwand |
| 2 Alluvionen | 7 Setzpegel |
| 3 Stützkörper | 8 Porenwasserdruckzellen |
| 4 Drainageschicht | 9 Messeinrichtung für Deformations- |
| 5 Oberflächendichtung | kontrolle der Oberflächendichtung |

so wird eine armierte, fugenlose Herdmauer als Uebergangselement erstellt, die einerseits erlaubt, Unregelmässigkeiten im Untergrund auszugleichen und andererseits eine möglichst günstige Form für den Anschluss der Asphaltdecke gewährt. Dieses Uebergangselement ist auch im Bereich der alluvialen Talfüllung erforderlich, muss jedoch mit einem weiteren Dichtungselement bis zum Felsuntergrund fortgesetzt werden. Im Falle von Godey wurde eine 60 cm starke, unarmierte Schlitzwand aus Beton mit einer Zementdosierung von 350 kg/m³ gewählt. Diese Wand mit einer Fläche von 1200 m² schliesst durchwegs an den Fels an und besitzt in den obersten 4 m eine konstruktive Armierung. Um die möglichen noch verbleibenden Setzungsunterschiede zwischen dem Wandkopf und der Dammauwallandschicht nicht konzentriert beim Anschluss der Asphaltdecke auftreten zu lassen, wurde eine horizontale Schleppplatte von 2,20 m Breite, die auf der Betonschwelle aufliegt, erstellt.

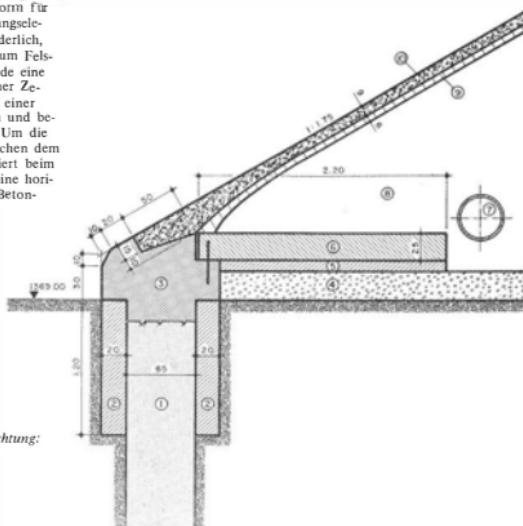


Fig. 3: Anschluss der Schlitzwand an die Oberflächendichtung:

- | | |
|----------------------------|--------------------------------|
| <i>1 Schlitzwand</i> | <i>6 Schleppplatte</i> |
| <i>2 Führungsmauern</i> | <i>7 Drainagerohr Ø 400 mm</i> |
| <i>3 Schlitzwandkopf</i> | <i>8 Drainageschicht</i> |
| <i>4 Ausgleichsschicht</i> | <i>9 Poröse Bitumenlage</i> |
| <i>5 Unterlagerstein</i> | <i>10 Oberflächendichtung</i> |

Die Abdichtung der Sperrstelle wird an den Talfanken von Injektionen, die von den beiden Herdmauern ausgehen, ergänzt. Um zu verhindern, dass sich die Herdmauern bei der Injektion abheben, musste der Druck auf $2-4 \text{ kg/cm}^2$ beschränkt werden.

4.2 Dia-Wasserformen

Diese liegt auf der rechten Talseite. An das Fassungsbauwerk schliesst eine 190 m lange, unter dem Damm gepanzerte Druckleitung mit einem inneren Durchmesser von 1,50 m an. Eine Segmentschütze von 1,35 m Höhe und 0,90 m Breite schliesst auf der Luftsseite des Damms diese Leitung ab. Diese Schütze wird von der Zentrale Ardon aus ferngesteuert, wohin übrigens auch Schützenstellung, Ausflusswassermenge und Seestand übermittelt werden. Bei voller Schützenöffnung und maximalem Seestand beträgt der Abfluss rund 20 m^3/s , was eine rasche Entleerung des Seesgebiets erlaubt.

Unterhalb der Schützenkammer schliesst ein ca. 30 m langer offener Kanal an, der das Wasser zum Tosbecken der Hochwasserentlastung führt. Von dort fließt das Wasser im natürlichen Flussbett zur bereits vorhandenen Wasserfassung der Lärzne.

4.3. Die Hochwasserentlastung

Diese wurde auf der linken Talseite erstellt und als seitlicher Überfall mit einer Schwellenlänge von 15 m ausgebildet. Die Überfallkante liegt auf Kote 1389 μ M., entsprechend dem Normalstau des Speichers. Beim 100-jährigen Hochwasser steigt der Stauspiegel um 1.45 m an, was das ursprünglich messende Freibord von 3.00 m auf 1.55 m reduziert. Bei diesem extremen Stauspiegel fließen 55 m^3 über die Hochwasserrentlastung ab und erreichen über einen betonierten Kanal und eine natürliche Steilrinne der Talfanke das Tosbecken in der Talsohle.

5. DAMMPROFIL UND EIGENSCHAFTEN DER SCHÜTTMATERIALIEN

5.1 Das Stützkörpermaterial

Das aus den Alluvionen der Lizerne und der Ebene von Pessot gewonnene Schüttmaterial weist folgende erdbaumechanische Eigenschaften auf, die teils im Laboratorium, teils anlässlich eines Schüttversuches bestimmt wurden:

γ_s	: 2.75 t/m ³
γ_d (d_{\max} 10 mm)	: 2.16 t/m ³
w_{opt} (d_{\max} 10 mm)	: 7.5 %
γ_d (d_{\max} 50 mm)	: 2.23 t/m ²
w_{opt} (d_{\max} 50 mm)	: 5.7 %
k Labor	: 5.10^{-5} cm/s
k in situ	: 10^{-3} cm/s
ϕ (d_{\max} 10 mm)	: 40°
ϕ (d_{\max} 50 mm)	: 44°

Der Einbau erfolgte mit einer Schichtstärke von 60 cm und einer Verdichtung mittels 4 Durchgängen einer 4,5 t schweren Vibrationswalze.

Die Einbaukontrollen zeigten, dass die der Projektierung zugrunde gelegten Kennwerte bei der Ausführung eingehalten werden konnten. Insbesondere wurden die folgenden Werte gemessen:

$$\begin{aligned}\gamma d &= 2.22 \pm 0.1 \text{ t/m}^3 \\ W_{\text{mitte}} \text{ der Gesamtfraktion} &= 5.8 \% \\ k &= 10^{-2} \text{ bis } 10^{-3} \text{ cm/s}\end{aligned}$$

Da in der Projektierungsphase damit zu rechnen war, dass die Durchlässigkeit stellenweise durch anfallendes, feinkörnigeres Material herabgesetzt werden könnte, wurde an der wasserseitigen Oberfläche – gleich unterhalb der Asphaltdecke – das durchlässigere Stollenausbruchmaterial in einer 1.75 m starken Zone eingebaut. Dieses Material weist die folgenden Eigenschaften auf, die anlässlich der Einbaukontrollen bestätigt wurden:

$$\begin{aligned}\gamma_s &: 2.73 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_d &: 2.14 \text{ t/m}^3 \\ k &: > 1 \text{ cm/s} \\ \phi &: 46^\circ\end{aligned}$$

5.2. Die Asphaltdecke

Diese bedeckt eine Gesamtfläche von 9000 m² und wurde nach der Schüttung des Staudamms erstellt.

Diese Deckschicht wurde mit einer variablen Stärke von 6 – 9 cm – je nach Wasserdurchdruck – in einem Arbeitsgang erstellt, um die gefürchtete Blasenbildung bei zweilagigem Einbau zu vermeiden. Die Deckschicht mit einem k -Wert von 10^{-8} cm/s liegt auf einer 6 cm starken Lage aus porösem Asphalt mit einer Durchlässigkeit von 10^{-5} cm/s.

Diese poröse Schicht ruht ihrerseits auf der 1.75 m starken Drainagezone, deren Oberfläche mit 2 kg/m² Bitumenemulsion behandelt wurde.

5.3. Die Stabilität des Staudamms

Aufgrund der einschlägigen Berechnungsmethoden und unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften wurden folgende Böschungsnneigungen ermittelt:

Wasserseite	1:1.5
Luftseite	1:1.8

Unter Berücksichtigung eines Erdbebens mit einer Beschleunigung von $\vartheta = 10\%$ g/m/s²) ergeben sich die folgenden Sicherheitswerte:

	Wasserseite	Luftseite
Bauende	$\vartheta = 0$	1.49
Bauende	$\vartheta = 10\%$	1.20
nach Konsolidation	$\vartheta = 0$	1.55
nach Konsolidation	$\vartheta = 10\%$	1.25
		1.52
		1.22

Die verlangten Minimalwerte der Sicherheit von 1.4 ohne Erdbeben und 1.2 mit Erdbeben wurden somit durchwegs eingehalten

6. KONTROLLMESSUNGEN UND ERSTE RESULTATE

Zur laufenden Überwachung des Verhaltens des Staudamms wurden die folgenden Vorkehrungen getroffen:

- 4 Setzpegel, die gleichzeitig als Piezometer verwendet werden können. 3 dieser Pegel sind über die Dammkrone verteilt, der Kopf des vierten befindet sich in Sperrenmitte auf Kote 1382.
- 12 Porenwasserdruckzellen unter dem wasserseitigen Teil des Stützkörpers.
- 6 Teleformeter in der Asphaltdeckung
- 3 geodätische Messpunkte auf der Dammkrone verteilt, zur Bestimmung von vertikalen und horizontalen Verschiebungen.

Da mit dem Einstau kurz vor dem Einbruch des Winters 1974/75 begonnen wurde, liegen allein von den Setzpegeln eine grössere Anzahl von Resultaten vor, weil diese bereits während der Bauzeit regelmäßig beobachtet wurden. Diese Beobachtungen können wie folgt zusammengefasst werden:

Setzungen im Dammuntergrund bei 35 m Dammauflast:

	links	mitte	rechts
Bis Bauende im August 1974:	48 cm	70 cm	54 cm
nach Bauende bis November 1974:	5 cm	7 cm	6 cm
Total der Setzungen bis			
November 1974:	53 cm	77 cm	60 cm

Diese Werte lassen auf einen ursprünglichen M_E -Wert von 250 bis 300 kg/cm² schliessen, bezogen auf eine Lastzunahme entsprechend dem Dammgewicht, wobei die Spannungsverteilung im Untergrund entsprechend der Dreieckbelastung berücksichtigt wurde.

Die Interpretation der Messresultate der einzelnen Dammabschnitte lässt erkennen, dass sich eine 1 m starke Schicht, vor allem in den unteren Dammabschnitten, unter 10 m Auflast um 2 mm zusammendrücken lässt. Dies erlaubt auf einen M_E -Wert von über 1200 kg/cm² zu schliessen, wobei zu bemerken ist, dass dieser Wert mit zunehmender Belastung weiterhin ansteigt.

Da es sich bei den Schüttmaterialien ausschliesslich um Kies-Sande mit relativ grosser Durchlässigkeit handelt, sind nach dem Bauende praktisch keine Setzungen mehr im Dammkörper selbst aufgetreten.

7. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Der Staudamm Godey gehört sicher zu den kleinen Sperrenanlagen, vergleicht man ihn mit den Staudämmen Marmorea, Göscheneral oder Mattmark. Die Praxis zeigt aber immer wieder, dass auch bei bescheidenen Abmessungen eines Talabschlusses, mit wenigen Ausnahmen, dieselben Probleme wie bei einer Grosssperrre untersucht und gelöst werden müssen. Oft sogar werden bei kleineren Anlagen gewisse Probleme besonders in den Vordergrund gerückt, da deren Lösung auf die Gesamtkosten viel stärker ins Gewicht fällt als bei grossen Talsperren. Dies betrifft insbesondere die Massnahmen zur Abdichtung des Untergrundes und die Errstellung eines eventuell erforderlichen Drainagesystems.

Es ist daher ratsam, auch die kleineren und kleinen Stauanlagen mit auf Erfahrung beruhender Sachkenntnis zu projektiertieren, sollen Fehlschläge oder kostspielige Sanierungsarbeiten erspart bleiben.

Adresse des Verfassers:

Prof. Richard Sinniger
Elektrowatt-Ingenieurunternehmung AG
Bellerivestr. 36
8022 Zürich

GEOTECHNISCHE PROBLEME BEIM BAU DER STAUMAUER FERDEN DES KW LÖTSCHENTAL

Von R. Bischof, Baden

1. EINLEITUNG

Die Wasserkräfte der Lonza werden schon seit Ende des vergangenen Jahrhunderts genutzt. So entstanden zwischen 1897 und 1942 die drei Laufkraftwerke Gampel 1, Gampel 2 und Gampel 3.

Der personalintensive Betrieb sowie die nichtvorhandene Regulierungsmöglichkeit verlangten nach einer neuen Anlage.

Das heute im Bau stehende Kraftwerk Lötschen nutzt das Gefälle von 650 m zwischen Ferden und der Rhoneebene. Anschliessend an das Ausgleichsbecken Ferden entwickeln sich Druckstellen und Druckschacht auf der linken Talflanke. Das neue Maschinienhaus entsteht am Ausgang der Lonzaschlucht.

Nachstehend soll auf zwei ausgewählte geotechnische Probleme, welche sich beim Bau der Bogenstaumauer Ferden stellen, eingegangen werden. (Fig. 1)

2. DICHTUNG DER RECHTEN FLANKE

Im Gebiet der Sperrstelle Ferden können zwei Talsohlen unterschieden werden.

In einem alten U-förmigen Talboden hat sich in postglazialer Zeit die Lonza V-förmig eingeschnitten.

Der Talabschluss setzt sich deshalb aus folgenden vier Elementen zusammen:

1. Aus einer 67 m hohen Bogenmauer im Bereich der heutigen Lonzaschlucht.
2. Diese Bogenmauer stützt sich in ihrem oberen Teil auf der rechten Flanke auf ein künstliches Widerlager ab, da der alte Talboden hier tiefer liegt, als das geforderte Stauziel.

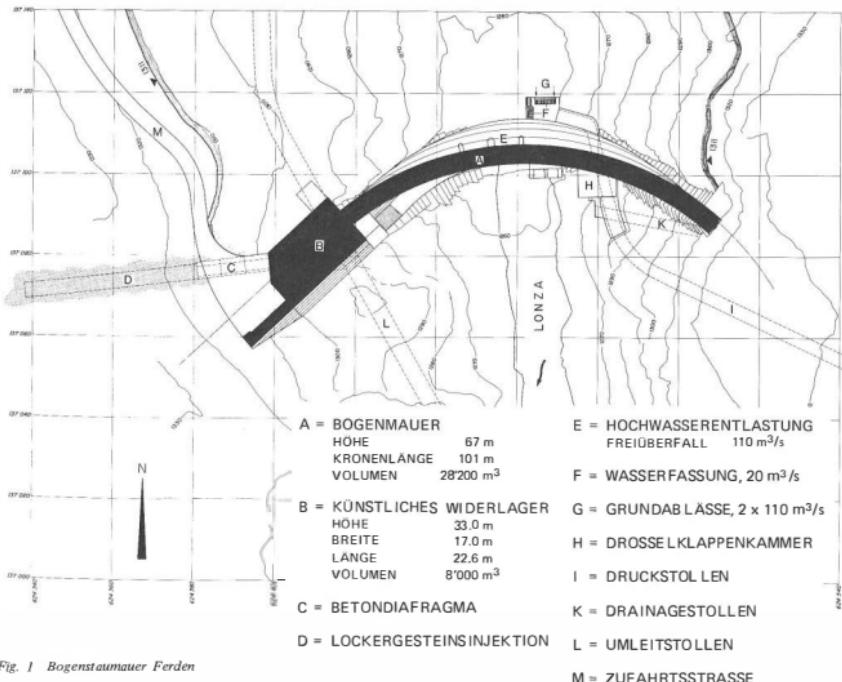


Fig. 1 Bogenstaumauer Ferden

3. Anschliessend an das künstliche Widerlager muss der Talabschluss noch ca. 70 m in das Lockergestein hinein verlängert werden.
4. Dazu kommt der Abschluss in die Tiefe durch den Tiefenschleier

Es wird hier nur auf Punkt 3, die Abdichtung des Lockergesteins näher eingetreten. Die abdichtenden Lockergesteine setzen sich zusammen aus Bachschutt, Moräne und Grundmoräne. Ihre natürliche Durchlässigkeit wurde mit 10^{-2} bis 10^{-4} cm/s bestimmt.

Die Diskussion der Dichtungsmöglichkeit erstreckte sich auf

- Flügelmauern aus Beton
- Schlitz- und Pfahlwände
- Spundwände
- Lockergesteinsinjektion

In Zusammenarbeit mit der Unternehmung wurde die folgende Lösung gefunden:

Die ersten 18 m, gemessen ab künstlichem Widerlager, wurden als Flügelmauer ausgeführt. Anschliessend daran wurde das Lockergestein von einem im Fels vorgetriebenen Basisstollen aus von unten nach oben injiziert.

Der dreireihige Injektionsschleier mit einer mittleren Mächtigkeit von 6 m wurde stufenweise ausgeführt. Als Injektionsgut wurde Zementgel und Algonit eingepresst.

Die Dichtigkeit wurde in Kontrollbohrungen mit Hilfe von Le-franc-Versuchen überprüft.

Der Injektionsschleier gilt als dicht, wenn

1. in den Durchlässigkeitsversuchen folgende k -Werte nicht überschritten werden:

a) von der Felsoberfläche bis zur Stauhöhe

$$\text{mittl. } k \leq 2 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$$

$$\text{max. } k = 2 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$$

b) von der Stauhöhe bis zur Kronenlänge

$$\text{mittl. } k \leq 2 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$\text{max. } k = 7 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$$

2. In den Drainagebehrungen nicht mehr Sickerwasser austritt als obigen Werten entspricht.

Die Injektionsarbeiten sind heute weitgehend ausgeführt. Die geforderte Dichtigkeit wurde mit Ausnahme der Kontaktzone Fels/Lockergestein erreicht. In diesem Bereich müssen deshalb noch einige Nachinjektionen ausgeführt werden

3. STABILITÄT LINKE FLANKE

Die linke Flanke der Lonzaschlucht weist ein markant hangauswärts fallendes Kluftsystem auf.

Die Stabilitätsverhältnisse des linken Bogenmauerauflagers musste deshalb eingehend untersucht werden. So wurde der ganze Bereich nach Fertigstellung des Aushubes geologisch im Detail aufgenommen, wobei auch die Aufschlüsse aus Sondierbohrungen und einigen Sondertöpfen zur Verfügung standen.

In Laborversuchen, ausgeführt von der ETH Lausanne, wurden die Scherparameter in den Felsdurchtrennungssystemen (Schieferung und 4 Klufsysteme) bestimmt. (Fig. 2)

Die bestimmten Werte wiesen eine erstaunliche Konstanz auf, so variierten die Reibungswinkel in Richtung der Schieferung nur zwischen 25° und 26.5° . Die Werte in den verschiedenen Kluftsystemen variierten zwischen 28° und 34° .

Versuche mit und ohne Kluftfüllungsmaterial zeigten zudem, dass dieses praktisch kein Einfluss auf den Reibungswinkel ausübt.

Aufgrund dieser Unterlagen konnten die felsmechanischen Berechnungen durchgeführt werden, wobei drei Problemkreise untersucht wurden:

- Stabilität des Bogenmauerauflagers
- Eigenstabilität der Felspakete luftseits
- Eigenstabilität der Felspakete wasserseits.

Betrachten wir kurz die Stabilitätsuntersuchung des Bogenmauerauflagers:

- Die Untersuchung wird an einem Felskörper, dessen Begrenzungen den vorhandenen Felsdurchtrennungssystemen entsprechen, durchgeführt. (Fig. 3)

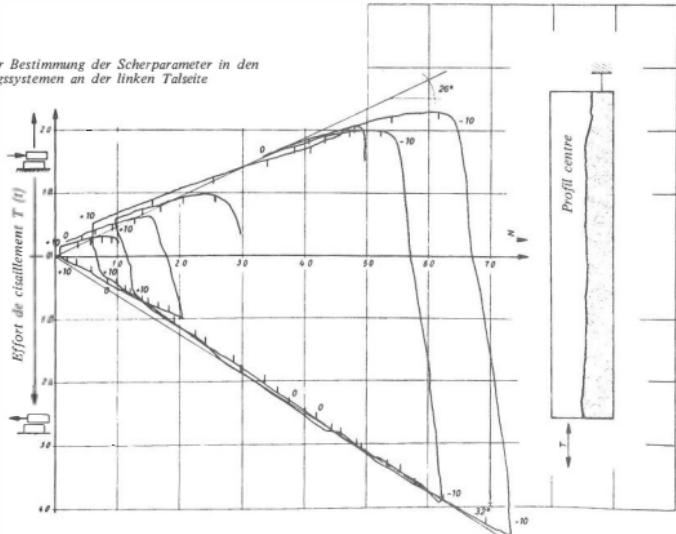


Fig. 2 Laborversuche zur Bestimmung der Scherparameter in den Felsdurchtrennungssystemen an der linken Talseite

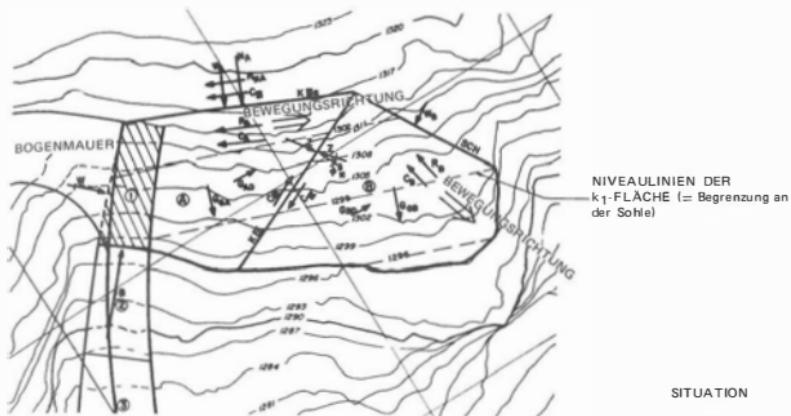


Fig. 3 Der untersuchte Felskörper an der linken Talseite

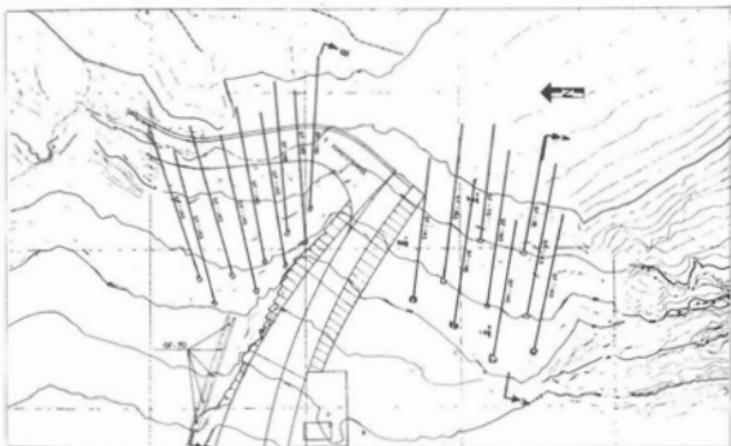


Fig. 4 Anordnung der Felsanker

- Gemäß der verwendeten Keilmethode wird der abgeschnittene Körper für die Berechnung nochmals zweigeteilt in einen aktiven und einen passiven Keil. Der aktive Keil enthält in unse-rem Fall einen Staumauerblock
- Nach Einführung aller Kräfte muss sowohl für den aktiven als auch für den passiven Keil ein sich schließendes Kräftepoly-
gon gefunden werden, wobei die widerstehenden Kräfte um den iterativ ermittelten Sicherheitsfaktor reduziert werden müssen.

Die so durchgeföhrten Untersuchungen zeigten, dass für die Auf-nahme der Bogenreaktion der Mauer eine ausreichende Sicherheit gegeben ist.

Hingegen wurden bei der Untersuchung der Eigenstabilität der Fels-pakete unmittelbar wasser- und luftseits der Mauer Werte gefun-den, welche eine Verankerung notwendig machten. (Fig. 4) Es sind hier vor allem die durch den Aufstand bedingten Auf-triebskräfte, welche sich entsprechend stabilitiesvermindernd aus-wirken.

Die aufgrund dieser Berechnungen gefundene Verankerung be-steht aus 16 Vorspannankern von 145 t Vorspannkraft, sowie 7 Anker von 70 t, die Ankerlänge konnte auf 20 m festgelegt wer-den.

Adresse des Verfassers:

Roland Bischof, dipl. Bauing.
c/o Motor Columbus Ingenieurunternehmung AG
5401 Baden

MECHANISCHE STOLLENVORTRIEBE BEIM BAU DES KRAFTWERKS LÖTSCHEN

Von Felix Aemmer, Baden

1. DIE MECHANISCHEN AUSBRUCHARBEITEN BEIM BAU DES KRAFTWERKS LÖTSCHEN

1.1 Beschreibung der Anlagen (Bild Längenprofil, Nr. 1)

Sämtliche Stollenanlagen des Kraftwerks Lütschen verlaufen in der linken Talfanke des unteren Lütschentales. Der Druckstollen hat eine Länge von rund 6.8 km und führt von Ferden in die Gegend oberhalb des Bahnhofes Hohtenn, wo sich das Zweikammerwasserschloss und die Apparatekammer mit der Sicherheitsdrosselklappe befinden. Anschliessend führt ein 1300 m langer Druckschacht zur Zentrale Steg. Die Stollenarbeiten wurden in drei Baulos aufgeteilt. Vom Baulos Ferden erfolgte der Ausbruch mittels einer "Robbinsmaschine" von 3.65 m Durchmesser auf eine Länge von 23 km im fallenden Vortrieb. Von Baulos Hohtenn wurden 4.4 km steigend mittels einer "Wirthmaschine" von 3.00 m Durchmesser vorgetrieben. Das dritte Baulos, der Druckschacht, gliederte sich in eine 200 m messende Horizontalstrecke und eine mit 63 % geneigte 1100 m lange Schrägstrecke. Die Horizontalstrecke wurde konventionell d.h. mittels Sprengstoff ausgebrochen, die Schrägstrecke jedoch mit einer "Wirthmaschine" von 2.50 m Durchmesser aufgefahren.

1.2 Geologische Verhältnisse

Von Ferden her durchfährt der Druckstollen vorerst auf ca. 6000 m Gneisgesteine, die sogenannten Paragneeste der Lütschental-Färnigenzone. Nach Auskunft der Geologen entstanden diese Gesteinsserien durch metamorphe Überprägung von Sedimenten während der herznischen Gebirgsbildung. Einzelne Zonen weisen stärkere Injektionen auf, (Bilder Nr. 2 + 3). Die unteren 850 m des Druckstollens sowie der ganze Druckschacht liegen im Balschieder Granit.

Bei der Ausführung der Ausbrucharbeiten hat es sich gezeigt, dass die Druckfestigkeit des Gesteines im petrographischen Sinne nicht die einzige Hauptrolle für einen erfolgreichen mechanischen Vortrieb bildet. Vielmehr konnten Zonen, welche durch Klüfte (z.T. auch wasserführend) von ihrem kompakten Verbund schon leicht gelöst waren, deren Gestein jedoch als hart zu bezeichnen sind, besser und schneller durchfahren werden als sehr kompakte Zonen mit weichem Gestein. Diese Tatsache konnte besonders in den Zonen, welche unter den quer zum Lütschental verlaufenden und im Längenprofil deutlich erkennbaren "Graben" liegen, beobachtet werden.

SITUATION

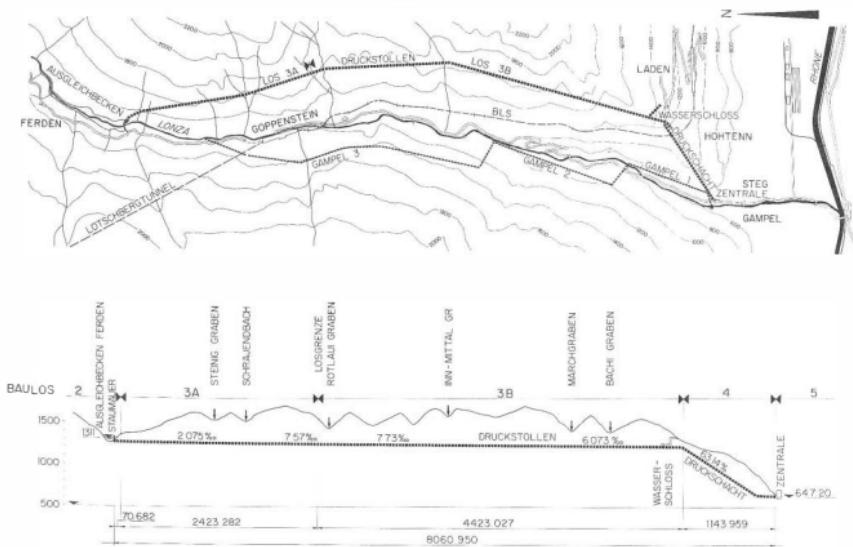


Bild Nr. 1 Längenprofil KW Lütschen



Bild Nr. 2 Geologische - "Zeichnungen"



Bild Nr. 3 Geologische - "Zeichnungen"

1.3 Vortriebe im Druckstollen (Bild Balkendiagramm, Nr. 4)

Wie sieht nun der eigentliche Arbeitsablauf bei einer von mechanisierten Stollenbaustellen aus. Als representatives Beispiel habe ich wahlweise zwei Arbeitswochen einer Baustelle aufgezeichnet. Der grösste Arbeitsanteil entfällt hierbei auf den eigentlichen Bohrbetrieb, wobei ein Prozentsatz von 60 % - 65 % für die effektive Bohrzeit als gutes Resultat zu bezeichnen ist. Etwa 20 - 25 % der Arbeitszeit entfallen auf den Unterhalt der Maschine, Kopf- und Meisselkontrollen und Meisselwechsel. Weitere 10 % der Arbeitszeit entfallen für Arbeiten an den Hilfsinstallationen, wie Gleise, Ventilationen, el. Energieversorgung, Vermessung usw., welche alle einen teilweisen Unterbruch der Bohrarbeiten bedingen. Der noch verbleibende Rest des Arbeitstages wird für den Schichtwechsel; d.h. das Ein- und Ausfahren der Belegschaften benötigt.

Beim Durchtönen des Druckstollens wurden auf den Baustellen mittlere Vortriebsleistungen von 250 - 300 (- 350) m³ pro Monat erreicht, was umgerechnet einem täglichen mittleren Vortrieb von 10 - 14 (- 16) m³ gleichkommt. Selbstverständlich wurden auch vereinzelt höhere Spitzenwerte verzeichnet, welche jedoch auch wieder durch Ausfalltage z.B. bei grösseren Reparaturen kompensiert wurden. Der Andruck der Meissel variierte von 9 bis 11 t. Auf beiden Baustellen wurde während insgesamt 25 Arbeitsmonaten am Ausbruch des Hauptstollens gearbeitet.

1.4 Vortrieb im Schrägschacht

Beim Ausbruch des Schachtes wurde eine mittlere Leistung von über 10 m / Arbeitstag erreicht, was für den Schachtbau als sehr gutes Resultat zu werten ist. Der Andruck pro Meissel betrug um die 9 t. Der ganze Schrägschacht wurde in der kurzen Zeit von 20 Wochen durchtönt.

2. ALLGEMEINE WIRTSCHAFTLICHKEITSBETRACHTUNGEN

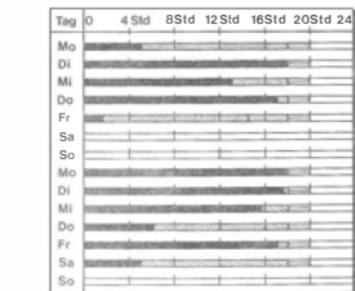
Welches sind nun die Umstände, welche den maschinellen Stollenausbruch im wirtschaftlichen Sinne zum Erfolg verholfen haben?

Es gilt hierbei vorweg festzuhalten, dass der maschinelle Stollen-Ausbruch eingerechnet die dazu benötigten Installationen pro m Ausbruchsmaterial teurer, im günstigsten Fall gleich teuer, wie der konventionelle Ausbruch mittels Sprengstoff zu stehen kommt.

(s. Bild Profil, Nr. 5) Größere Einsparungen bei den Baukosten können dank profiliertem Ausbruch durch den Wegfall des Überprofilaustrucks und durch Wegfall des dafür benötigten Überprofilbetons bei den Verkleidungsarbeiten erzielt werden. Am Beispiel des gepanzerten Druckschachtes beträgt die Einsparung an Betonkubatur über 50 % des beim konventionellen Ausbruch benötigten Betonmenge. Ebenso sind dank dem sprengungsfreien und damit störungsfreieren Ausbruch weniger Felsicherungen, Einbauten und auch weniger oder gar keine Injektionen notwendig. (s. Bild Nr. 6) Dies lässt sich anhand der Abbildungen veranschaulichen, indem die längs der Stollenaxe schleifend und ungünstig verlaufenden Klüfte bei konventionellen Ausbrüchen erheblich aufwendigere Felsicherungen bedingt hätten. Es sind vor allem diese aufgeführten Hauptpunkte und zusätzlich die dadurch bedingten programmierten Einsparungen, welche dem maschinellen Vortrieb in seiner Gesamtwirtschaftlichkeit gegenüber dem konventionellen Vortrieb zu Erfolg verhelfen.

Selbstverständlich darf aus diesen Ausführungen nicht der Schluss gezogen werden, dass ein maschineller Ausbruch in jedem Fall wirtschaftlich sei. Vielmehr müssen hierfür noch die folgenden wichtigsten Bedingungen erfüllt sein:

- Die aufzufahrende Strecke muss die relativ hohen Transport- und Montagekosten eines maschinellen Einsatzes rechtfertigen. Es bleibt hierbei zu erwähnen, dass das Gewicht der ganzen Maschinenanlage z.B. für 3 m Durchmesser, um die 100 t beträgt.



- EFF. BOHRZEIT
- MEISSELWECHSEL UND UNTERHALT MASCHINE
- ARBEITEN AN HILFSINSTALLATIONEN, VERMESSUNG, WELCHE DIE EINSTELLUNG DES BOHRBETRIEBES ERFORDERN
- EIN-AUSFAHRTZET DER SCHICHT

Bild Nr. 4 Balkendiagramm - Bohrtage

- Die Strecke muss bohrbar sein, d.h. nicht allzuviel gebräche Zonen aufweisen, welche zum Beispiel das kostspielige Stellen von Einbubogen direkt hinter dem Bohrkopf bzw. über der Maschine bedingen würden
- Eine Maschine mit einem Ausbruchsdurchmesser nahe dem gewünschten Profil muss verfügbar sein.

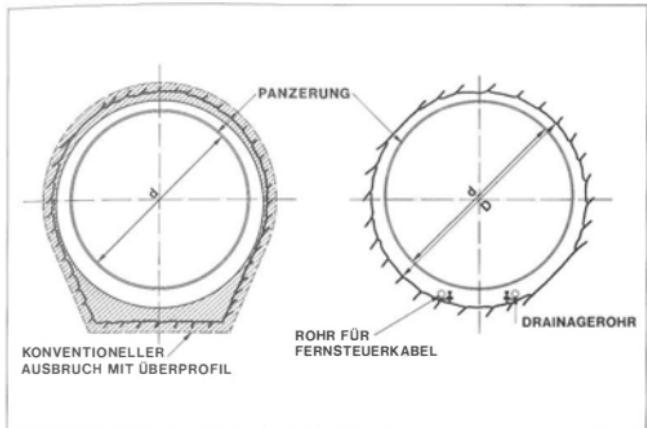


Bild Nr. 5 Gegenüberstellung konventionelle - und gebohrte Profile



Bild Nr. 6 Kluft + Felsicherungen

Adresse des Verfassers:

Felix Aemmer
dipl. Bau-ing. ETH/SIA
in Firma Motor-Columbus
Ingenieurunternehmung AG
5401 Baden

LES TRAVAUX D'AMÉLIORATION DE LA ROUTE DU SIMPLON

Par A. Schmidt, Sion

Il ne conviendrait pas de parler des travaux d'amélioration de la route du Simplon sans replacer brièvement dans son cadre historique cette importante liaison Suisse-Italie.

La construction de la voie romaine à travers le Simplon remonte à l'an 196 avant Jésus-Christ. Il s'agissait de rendre possible les relations commerciales qui se révélerent actives durant toute l'époque romaine.

En 1634, le Seigneur Gaspar de Stockalper obtint de Milan des priviléges qui lui permirent d'organiser par le Simplon le transport des marchandises et des lettres.

C'est en juin 1800, peu après la victoire de Marengo, que Bonaparte va décider du sort du passage du Simplon. Il saisit le rôle capital que pourrait jouer une liaison stratégique et décide de rendre praticable pour les canons le chemin depuis Brigue à Domodossola.

Les travaux commencèrent en 1801. Ils furent confiés à Nicolas Céard, Ingénieur en chef du Département du Léman. Considérables pour l'époque, ils occupèrent 5'000 ouvriers, coûtèrent 7 millions et durèrent jusqu'en automne 1805.

Cette liaison, géographiquement privilégiée, devint rapidement une importante voie d'échanges commerciaux.

Au début du siècle, deux courses postales journalières dans chaque direction utilisaient un total de 150 chevaux.

Dès 1906, le tunnel ferroviaire du Simplon fut ouvert à l'exploitation. Le nombre des voyageurs par le col diminua considérablement. Il reprit en 1920 lorsque le véhicule à moteur commença à remplacer la diligence.

Le rapide développement du trafic automobile obligea en 1950 l'Etat du Valais à entreprendre des travaux d'amélioration du tracé, de revêtement de la chaussée sur 7 m de largeur ainsi que la construction de 300 m de ponts et de 800 m de galeries de protection contre les avalanches dans les gorges de Gondo. Ces premiers travaux d'amélioration coûtèrent 20 millions.

En 1960, la route du Simplon fut englobée dans le réseau des routes nationales en classe III et les travaux de son amélioration furent, dès ce moment, subventionnés à 92 %. Ceci permit de planifier des travaux d'amélioration adaptés au développement du trafic et au rôle dévolu à cette intéressante liaison à travers les Alpes.

I. TRACÉ DE LA ROUTE

Le tracé général actuel de la route est, dans ses grandes lignes, celui adopté par l'ingénieur Céard. Il peut être brièvement décrit comme suit :

De Brigue (altitude 680 m) on monte en rive droite de la Salzina vers Ried-Brigue et on atteint, après avoir traversé la forêt de Riädewald, le passage forcé de Schallberg (1300 m)



Cette montée très raide est suivie d'un palier longeant la rive droite de la vallée du Ganter. Dès le passage de ce torrent, la montée reprend et deux lacets conduisent à Bériscal (1520 m). De là, en franchissant les torrents Fronbach et Durstbach, on atteint la région de Rotwald, Kapf et Schallbett. Des galeries de protection contre les avalanches et un tunnel joignent Schallbett au Col du Simplon (2005 m).

Sur le versant sud, à flanc coteau des pentes du Hübschhorn, on descend du Col sur Engiloch. On passe en rive droite du Krummbach, longe le palier d'Engen et on arrive au très pittoresque village de Simplon (1470 m). Plus bas, la route atteint Gabi après avoir fait un grand lacet dans le fond du Laggintal. Elle entre ensuite dans la gorge de Gondo, passe à Alte Kaserne et suit la Doveria jusqu'à la frontière italienne (800 m).

Lorsque les travaux seront achevés, la route ira de Gamsen à Gondo et aura 46 km. Excepté faite pour les lacets, le rayon minimum des courbes sera de 200 m, la pente maximum aura 7,3 % et la largeur de la chaussée sera de 7,50 m. Sur quelques tronçons totalisant 3 km, la largeur de la chaussée atteindra 10,5 m par adjonction d'une voie lente à la montée.

Par rapport au tracé actuel, la route améliorée comportera 4 tronçons entièrement nouveaux, soit :

- quatre km de raccordement entre Gamsen et la route actuelle du Simplon en amont de Brigue,
- huit km entre Ried-Brigue et Schallberg pour supprimer le difficile et redouté tracé actuel,
- le franchissement de la vallée du Ganter permettant d'abandonner 3 km de route exposés aux chutes de pierres,
- l'évitement de Simplon-Village, grâce à un tronçon de 3,3 km de route en rive gauche du Krummbach

Le tableau N° 1 renseigne sur les longueurs de route déjà améliorées et sur celles restant à corriger ou à construire.

Au stade final, les tunnels, ponts et galeries de protection contre les avalanches totalisent plus de 12 km correspondant au quart de la longueur totale de la route.

2. GÉOLOGIE ET SOLS DE FONDATION

De façon schématique, situons brièvement le contexte géologique dans lequel se place la route Brigue - Gondo.

Au départ de Brigue, on observe une grosse épaisseur de Trias et un puissant complexe de Lias formé de schistes noirs. La terrasse de Ried-Brigue est en relation avec le glacier d'Aletsch. La route emprunte cette terrasse et traverse, jusqu'au-delà de Schallberg, des schistes lustrés liassiques souvent disloqués, voire démolis.

Dès Eisten, en rive droite de la vallée du Ganter, la route entre dans une nouvelle unité tectonique, la nappe du Monte Leone qui, avec les nappes du Lebendum et de l'Antigorio forme le groupe des nappes du Simplon. Ce groupe s'étend d'Eisten jusqu'à l'aval de Gondo. Il se caractérise par des roches métamorphiques, notamment des gneiss, orthogneiss et des schistes. La nappe du Monte Leone est surmontée entre Bériscal et Engiloch sur le versant sud, par la nappe du Saint-Bernard qui contient principalement des gneiss et des micaschistes à grenats.

A partir d'Engiloch et toujours dans la nappe du Monte Leone, on passe dans le gneiss à 2 mycas. Au-dessous d'Engen, la route croise un éboulement datant de 1901 et contourne, jusqu'à Simpon-Village, les éperrons morainiques du glacier de Rossboden.

De Gabi à Gondo, on traverse le cristallin du Lebendum jusqu'à Alte Kaserne et on entre ensuite dans le gneiss d'Antigorio qui se poursuit au-delà de la frontière.

Après avoir posé cette brève base géologique, examinons les diverses sortes rencontrées:

a) Roches en place

Ces roches se sont révélées le plus souvent altérées sur plusieurs mètres et disloquées avec une tendance au renversement vers la vallée.

Nous avons eu quelques surprises provenant de la transformation locale de l'allure générale des roches par l'érosion glaciaire ou par l'existence d'anfractuosités cachées sous la moraine ou les éboulis. Les zones de contact entre moraine et rocher en place ont souvent dû être explorées très soigneusement. Il a fallu éviter de placer des fondations d'ouvrages à proximité de la roche lorsque la pente de cette dernière était importante et que la présence de zones peu homogènes pouvait créer des risques de glissement. Dans ces cas, les excavations ont été franchement amenées jusque dans la roche.



ROUTE N°9 GAMSEN - SIMPLON - GONDO

TABLEAU DES LONGUEURS

ETAT A FIN 1974 (chantiers en cours compris)

Routie cantonale : réalisée jusqu'à fin 1959	19,0 km
Routie nationale : réalisée dès 1960	20,7 km
	39,7 km

Comportant :	8 tunnels	1,587 km
	28 ponts	3,403 km
	26 galeries	5,324 km
	<u>10,314 km</u>	

RESTE A EXECUTER

Passage du Krummbach (pont 618 m)	0,7 km
Traversée du Ganter (pont 678 m)	1,6 km
Tronçon Gamser - route actuelle	4,0 km
	<u>6,3 km</u>

Comportant :	6 ponts	<u>1,897 km</u>
--------------	---------	-----------------

AU STADE FINAL

Longueur totale Gamser - Simplon - Gondo	<u>46,0 km</u>	
Comportant :	8 tunnels	1,587 km
	34 ponts	5,300 km
	26 galeries	5,324 km
	<u>12,211 km (26,5 %)</u>	

Avril 1975

Tableau N° 1

Vers Schallberg et dans la gorge de Gondo, nous avons dû ancrer deux volumineux massifs rocheux dominant la route.

b) Eboulis

Très nombreux sur la route du Simplon, ils reposent sur la moraine ou sur la roche en place. Ils sont exempts de gros blocs et secs.

Dans les zones à fortes pentes, les excavations d'ouvrages furent exécutées en bonne saison par petits tronçons alternés afin d'éviter toute amorce de glissement. A l'exception de ceux de la région de Schallbett, les éboulis ont constitué un sol de fondation de qualité suffisante.

c) Moraine

Les manifestations glaciaires se traduisent par la présence de nombreuses moraines entre Brigue et Gondo.

Le nouveau tracé montant dans la forêt de Riederwald au-dessus de Ried-Brigue s'appuie sur une moraine généralement compacte et de très bonne qualité. Nous avons cependant rencontré des zones médiocres où il a fallu ancrer les ouvrages sur pieux. Deux tunnels pratiqués dans cette moraine n'ont pas présenté de difficultés particulières.

Vers Schallbett, la moraine a joué un rôle important pour la correction de la route. Il a fallu en effet, pour des raisons de tracé, élargir ou déplacer la route vers le vide tout en prévoyant d'importantes galeries de protection contre les avalanches. Nous savions que la roche se trouvait sous une épaisse moraine de fond et une couverture d'environ 10 m d'éboulement formée de gneiss et micaschistes décomposés.

Ces éboulements formaient un terrain insuffisant pour les fondations des ouvrages. Une campagne de sondages géoélectriques a été entreprise dans toute la zone. Elle a confirmé l'épaisseur de 10 à 12 m de la couche d'éboulement et a montré la bonne tenue de la moraine sous-jacente où les fondations d'ouvrages ont pu être implantées.

3. OUVRAGES D'ART

1. Ponts et viaducs

Ces ouvrages dont les longueurs varient entre 20 et 700 m ont tous pu être fondés sur la roche en place ou la moraine compacte. Dans 3 cas seulement il a fallu recourir aux pieux allant jusqu'au rocher. Les fondations des 3,4 km d'ouvrage exécutés à ce jour sont classiques.

Le sol de fondation du viaduc de Sidegge en aval de Eggen a été étudié par sismique-réfraction et au moyen de sondages de reconnaissance. Ce viaduc franchit sur 300 m un coteau à très forte pente transversale où le rocher est situé sous 4 à 15 m d'éboulement. La pente du rocher est sensiblement parallèle à celle du coteau et des risques de glissement potentiel existent. Il a fallu combiner l'ouvrage avec un important mur de soutènement réalisé par gradins à partir du haut et fortement ancré au moyen de tirants de 55 et 170 tonnes.

2. Murs de soutènement

En montagne, l'amélioration d'un tracé de route n'est pas sans incidences sérieuses sur la stabilité du terrain dans les régions à fortes pentes transversales.

Nous avons rencontré à cet égard de fréquentes difficultés qui ont, pour la plupart, été résolues en travaillant rapidement en petites sections alternées dans la bonne saison.

Selon nos expériences, nous préférions en général planter la route vers l'extérieur et construire des ouvrages d'art plutôt que d'entamer trop profondément des terrains dont la stabilité est précaire.

Parmi les divers murs construits, il faut signaler les importants ouvrages ancrés de Bérisal, Mittebach, Sidegge et Bru en face de Simplon-Village.

3. Galeries de protection contre les avalanches

Pour assurer la sécurité au moment où les avalanches se produisent et éviter des frais élevés de déblaiement de neige, nous avons réalisé 26 ouvrages. Les implantations et les longueurs ont été décidées sur la base des observations locales et après consultation des services forestiers ainsi que des spécialistes de l'Institut du Weissflujoch-Davos. Les études poussées de cet Institut ont été très précieuses pour fixer les diverses caractéristiques des avalanches et, partant, la statique des ouvrages.

Pour les fondations des galeries, nous avons rencontré des terrains difficiles sur les rampes nord dans les régions de Mittebach et Schallbett. Nous avons dû réaliser des puits profonds, havés par tranches successives jusqu'à parfois près de 30 mètres et traverser des éboulis souvent très mouillés. Ceci nous a obligés à réaliser le blindage ou le bétonnage quasi continu des puits.

Par ailleurs, plusieurs galeries ont été ancrées soit au moyen de simples barres scellées, soit avec des tirants précontraints.

Au sujet des diverses formes données aux galeries, elles résultent de la topographie, des charges très variables qui peuvent les solliciter et aussi, dans une grande mesure, du fait que les constructions se sont étaillées sur de nombreuses années depuis 1956.

4. Tunnels

Ces ouvrages sont au nombre de 8. La section excavée est de 85 m² en moyenne.

Trois tunnels ont été réalisés en roche de qualité satisfaisante. Trois autres, soit ceux de Schallbett et Kapf ont rencontré une roche de qualité médiocre. La calotte a cependant pu être excavée en pleine section grâce à des cintres placés immédiatement après les volées.

Les tunnels de Gesteria et de Bächwald situés au-dessus de Ried-Brigue traversent, sous une couverture maximale de 22 m, des moraines de fortes pentes transversales. Ils mesurent 110 et 115 m. La moraine compacte rencontrée s'est révélée de tenue meil-

leure que ce qui était prévu et les sévères conditions imposant le bétonnage des divers anneaux immédiatement après leur excavation ont pu être sensiblement atténues. Des contrôles et mesures faits durant les travaux par l'Institut pour la construction des routes et souterrains de l'École Polytechnique Fédérale de Zurich ont permis de réduire les quantités d'armature initialement prévues pour les anneaux du revêtement intérieur.

4. COÛT DE L'OUVRAGE

Les dépenses engagées à ce jour depuis 1950 pour améliorer la route du Simplon, achats de terrains compris, s'élèvent à 170 millions (voir tableau N° 2). Il reste à engager encore 80 millions environ (prix 1975). Du côté italien par contre et malheureusement, il n'y a pas eu d'effort correspondant.

Avant de terminer, je dois rappeler que les travaux d'amélioration ont été menés tout en assurant le passage du trafic, très important en été. Il s'agit là d'une sujexion que l'on aurait tort de sous-estimer. Elle exige une grande somme de patience de la part des gens du chantier et entraîne des dépenses non négligeables. Quant à l'attitude de certains voyageurs ou vacanciers, elle nous a souvent laissés songeurs.

Cette rapide esquisse aura j'espère montré l'empreinte qu'a voulu marquer notre génération sur une voie de communication déjà chargée d'histoire et appelée à jouer encore un rôle considérable dans l'Europe de demain.

ROUTE N° GAMSEN - SIMPLON - GONDÖ COUT DE L'OUVRAGE (achats terrains compris)

ETAT A FIN 1974

Réalisé jusqu'à fin 1959	20 Mio
Réalisé de 1960 à 1968	36 "
de 1969 à 1974	114 "
	170 Mio

PREVU POUR ACHEVEMENT

Pour 1975	19 Mio
Dès 1976 :	
- passage du Krummbach	5 Mio
- vallée du Ganter	16 "
- Gamsen-route actuelle	40 "
	61 Mio
	80 Mio
	80 Mio

Avril 1975

COUT DE L'OUVRAGE 250 Mio

Tableau N° 2

Adresse de l'auteur :

André Schmidt
Ingénieur civil EPFL
1950 Sion

HANGSICHERUNG AM SÜDPORTAL DES SCHALLBERGTUNNELS

Von R. Schnyder, Brig und B.J. Brugman, Bern

Die neue Linienführung der N 9 über den Simplon brachte es mit sich, dass am Südportal des Schallbergtunnels, beim Zusammentreffen der neuen mit der alten Strasse, eine geologisch schwierige Zone zu durchqueren war.

Die Einfahrt des im Herbst 1970 durchstossenen Tunnels war vor Schneeanhäufungen, Steinschlag, Erd- und Felsrutschungen durch eine Galerie zu schützen und für die Strasse war eine sichere Durchquerung des Hanges zu finden.

Die Fundationsverhältnisse für die Galerie waren – aus dem oberflächlichen Befund zu schliessen – nicht günstig. Zur Abklärung, ob möglicherweise in tieferen Zonen bessere Verhältnisse ange troffen werden konnten, wurde die Firma Geotest mit der Durchführung von seismischen Geschwindigkeitsmessungen beauftragt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeiten lagen aber deutlich unterhalb von Werten, die aufgrund vergleichbarer Gesteinsinformationen hätten erwartet werden können. Dies ließ auf einen durchgehend lockeren Verbund schliessen. Die Sicherheit für das Bauwerk und die Strasse konnte somit erst gewährleistet werden, wenn der Hang vorher durch eine umfassende Sicherung stabilisiert wurde.

Anzeichen, die in die gleiche Richtung deuteten, waren die wiederholten Abbrüche des Strassenrandes an dieser Stelle in den vergangenen Jahrzehnten.

GEOLOGIE UND PETROGRAPHIE

Das Schallbergegebiet gehört zu der Bündnerschieferserie und besteht aus stark geschichteten, glimmerreichen Kalkschiefern. In der schwächsten Zone, im tektonisch stark beanspruchten Kingrabens, kann der Anteil des Glimmers bis 50 % der Stein gefalteten, zum Teil stark gelockerten Felsmasse ausmachen. Beidseitig an diesen Graben schliessen wieder fester gelagerte, bessere Kalkschichten an.

Bei einigen Felsproben mit weisslichen Linsen bestand Verdacht auf Gips/Anhydrit. Die Untersuchung des Petrographischen Instituts der Universität Bern ergab jedoch, dass es sich bei dem fraglichen Material um eine stark beanspruchte, zerquetschte Quarz-Abart handelte und dass Gips/Anhydrit nur in unbedeutenden Mengen vorhanden war. Die lockere Schichtung weist eine gewisse Durchlässigkeit auf, und es erfolgt ein niederschlagsabhängiger Wasserzuschub.

Das ganze Gebiet wurde übrigens schon vor 30 Jahren eingehenden geologischen Studien unterworfen, als ein Projekt bestand, die instabile Zone des Kingrabens mit einer Bogenbrücke zu überspannen.

FELSVERHALTEN

Es ist einleuchtend, dass ein Glimmerschiefer bei einer solchen Felskonfiguration stark zu Bewegungen tendiert. Insbesondere bei einer Störung der luftseitigen Stützung neigt der Fels zu Auflösungserscheinungen, welche zu Rutschungen führen, wobei das Felsmaterial in kleinste Teile zerfällt und rieselfähig wird. Solche Rutschungen traten denn auch zu Beginn der Bauarbeiten mehrmals auf. Sie erschweren nicht nur die Bauausführung, sondern gefährdeten in hohem Mass die Arbeiterschaft.

Nach einem erneuten grossen Rutsch im November 1972 wurden folgende Massnahmen vorgeschlagen und durchgeführt:

1. Eine konzentrierte, provisorische Verankerung von 450 t oberhalb der Hauptanrisszone, senkrecht zur Hangneigung.
2. Eine Ueberprüfung der Stabilität der Felsböschung, wofür
3. Geotechnische Kennwerte zu bestimmen waren
4. Die Errichtung eines Überwachungsdispositifs, um einen besseren Aufschluss über das Felsverhalten zu bekommen.

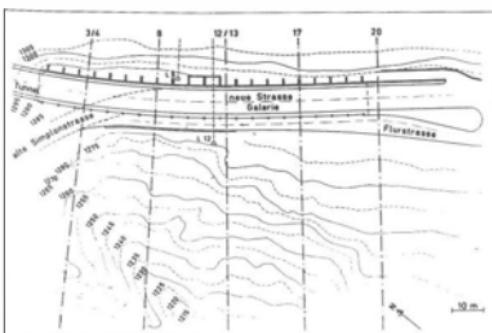


Bild 1:

Uebersicht. Neben den 5 Berechnungsquerschnitten sind mit den Bezeichnungen L 9 und L 12 die beiden Extensometer angegeben.



Bild 2: Die Baustelle im Herbst 1972 nach dem Niedergang eines Rutschens

Die provisorische Verankerung sollte die Gefährdung des Arbeitsplatzes verringern und die Fortführung der Bauarbeiten ermöglichen. Sie erwies sich als erfolgreich, denn es traten in dieser Zone keine weiteren Rutschungen mehr auf.

GEOTECHNISCHE KENNWERTE

Die ausgeführten Laborversuche ergaben folgende geotechnische Kennwerte:

Glimmer- Schiefer	Glimmerschiefer mit ev. Gips/Anhydrit	Kalk- schiefer
----------------------	---	-------------------

Raumgewicht	γ	2.68	-	- g/cm³
Wassergehalt	W	1.6	-	- %
Reibungswiderstand (auf Schichtung unter einer Normalspannung $\delta_N = 14 \text{ kg/cm}^2$)				
- Scherparameter	c	1.0	1.0	0.2 kg/cm²
	φ	24	13	30 °
- Kohäsion	c'_0	1 - 11	-	- kg/cm²

Es ist dabei insbesondere auf die grosse Streuung der Kohäsion hinzuweisen

Den weiteren, rechnerischen Stabilitätsuntersuchungen wurden dann die folgenden, mittleren Kennwerte zu Grund gelegt:

$$\gamma = 2.7 \text{ g/cm}^3$$

$$\varphi = 28^\circ$$

$$c'_0 = 0.7 \text{ kg/cm}^2$$

STABILITÄTSUNTERSUCHUNG

Die Stabilitätsuntersuchung wurde nach der Methode von Fellenius, unter Benützung eines von Herrn Locher aufgestellten Rechnungsprogramms, durchgeführt. Auf die Berücksichtigung einer seitlichen Abstützung der einzelnen Segmente wurde im Hinblick auf das Verhältnis Länge/Höhe von ca. 3 für den Böschungsteil oberhalb der Strasse und die geringe Schubübertragungsfähigkeit verzichtet

Im Gleit- und Rutschzustand ist das Material praktisch ohne Verbund (Bild 2) und gleicht eher einem Bodenart, weshalb für das Rechenmodell bodenmechanische Gleitvorstellungen herangezogen wurden.

Im Grundriss (Bild 1) ist aus dem Verlauf der Höhenlinien die Lage mehrerer Gräben ersichtlich, die einen Hinweis geben auf die Störungszonen. Im weiteren sind die fünf Berechnungsquer schnitte angegeben.

Die Resultate der Stabilitätsrechnung für den Böschungsteil oberhalb der Strasse sind für den Berechnungsquerschnitt 12/13 im Bild 3 dargestellt. Die Rechnung erfolgte für Kreissegmente durch die kreisförmigen Fundamentecke.

Zur Bestimmung des ungünstigsten Profiles wurden die Kreisradien in üblicher Art variiert. Die Mittelpunkte sind im Raster durch Kreuze bezeichnet. Darin sind auch die ermittelten Gleitsicherheiten zu den einzelnen Kreissegmenten graphisch aufgetragen, wobei die ausgezogenen Linien deren Verteilung in der vertikalen y-Richtung und die gestrichelten Linien die ähnliche Verteilung in der x-Richtung angeben.

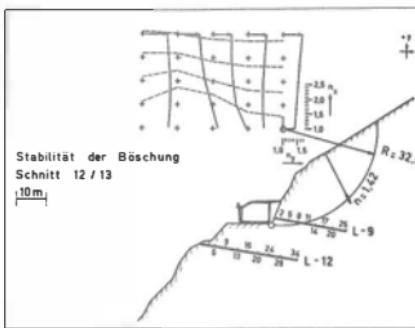


Bild 3: Verteilung der Sicherheit n in horizontaler und vertikaler Richtung für den Böschungsteil oberhalb der Strasse im Querschnitt 12/13. Alle Gleitkreise gehen durch einen Festpunkt am Böschungsfuss.

Aus dem Verlauf dieser Sicherheitsverteilung ist das ungünstigste Kreisprofil direkt bestimmbar. Die ermittelte Sicherheit von $n = 1.42$ ergibt sich für den Fall, wo die Kohäsion voll berücksichtigt ist. Wird nun aber eine solche Kohäsion durch irgend einen Vorgang, z.B. durch Auflösungerscheinungen, unwirksam, ist keine genügende Stabilität mehr vorhanden. Es sind somit Massnahmen erforderlich, die eine Beibehaltung der Kohäsion gewährleisten, respektive die Auflösungerscheinungen verunmöglichen. Im vorliegenden Fall würde dafür die Felsverankerung gewählt

Nach der Untersuchung der Böschungsstabilität stellte sich – im Hinblick auf den als kritisch erachteten Einfluss der Kohäsion – die Frage nach der Stabilität des Gesamthanges. Es hat keinen Sinn, ein Bauwerk mit erhöhter Sicherheit auf einem Untergrund abzustellen, der keine gleichwertige Sicherheit aufweist

Für den Gesamthang wurde eine ähnliche Untersuchung nach den gleichen Kriterien und nach der gleichen Methode wie für den oberen Böschungsteil durchgeführt. Bild 4 zeigt die Resultate für den gleichen Querschnitt 12/13. Die Kreisprofile wurden bei dieser Untersuchung einerseits durch den gleichen Raster der Mittelpunkte, anderseits durch eine untere Tangentenbegrenzung bestimmt. Im Gegensatz zu der vorhergehenden Darstellung wurden die Sicherheiten nicht zu den Mittelpunkten, sondern zu den Tangentenpunkten aufgezeichnet. Das angegebene Kreisprofil stellt in diesem Querschnitt den ungünstigsten Fall unter voller Berücksichtigung der Kohäsion dar. Unter gleichen Annahmen ergibt sich daraus, dass die Stabilität des Gesamthanges geringer ist als diejenige für den oberen Böschungsteil allein. Es darf aber damit gerechnet werden, dass die Kohäsion im grösseren Felstiefen schwerer abgebaut wird und eher höher ist. Auch kann bei den vorliegenden Dimensionenverhältnissen für den Gesamthang eine teilweise Kraftableitung angenommen werden.

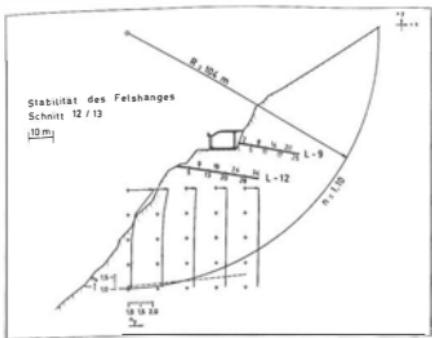


Bild 4: Stabilität des Gesamthanges im Querschnitt 12/13. Die Gleitkreise sind durch eine untere Tangente begrenzt. Die Verteilung der Sicherheit n ist in den Tangentenpunkten aufgezeichnet.

AUSGEFÜHRTE FELSANKER

Die quantitative Bearbeitung führte zu folgendem, im jetzigen Zeitpunkt grösstenteils ausgeführten Projekt:

Für die Sicherung des Hangteils oberhalb der Strasse waren insgesamt 174 vorgespannte Felsanker von 65, 90, 130 und 160 t mit einer Gesamtkraft von 22000 t erforderlich. Die Gleitsicherheit des ungünstigsten Kreises durch den Fusspunkt der Böschung beträgt nun nach der Sanierung, ohne Berücksichtigung der Kohäsion, mindestens 1.2. Die Ankerlängen variieren zwischen 15 und 28 m. Die Hafftstrecken wurden in jenen Zonen angeordnet, wo – ohne Berücksichtigung der Kohäsion – noch eine Gleitsicherheit von $n = 1.0$ vorhanden ist. Durch das Aufbringen der Verankerungskräfte wird der Kohäsionsauflösung entgegengewirkt, so dass die effektiv vorhandenen Sicherheiten zwischen den Grenzwerten liegen dürfen, die mit und ohne Berücksichtigung der Kohäsion ermittelt wurden.

Unterhalb des Festpunktes erfolgte lediglich eine Abstützung des Strassenkörpers. 50 Felsanker von 90 und 130 t mit einer Gesamtkraft von etwa über 5000 t sichern die Böschungs-Randspannungen aus den Auflagerkräften des Bauwerks. Die Ankerlängen in diesem Teil (24 – 30 m) wurden nach den gleichen Überlegungen bestimmt wie im obigen Hangteil.

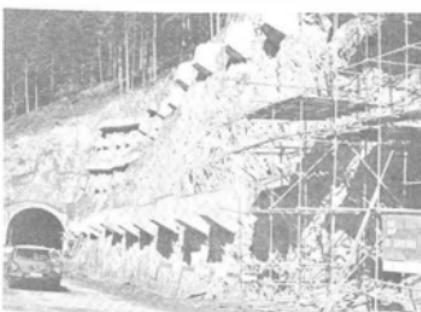


Bild 5: Ankerblöcke im Böschungsteil oberhalb der Strasse.

Zur Ausführung gelangten Felsanker des Systems SIF-TM, deren besondere Eigenschaften hier besonders vorteilhaft zur Geltung kamen:

- Das nach dem Bohren versetzte Rohr verhindert weitgehend eine Belastung des Kabels aus kleinen Querbewegungen und bietet einen gewissen Korrosionsschutz.
- Die Verankerung des Rohres mit dem umgebenden Felsbereich erfolgt mit Hilfe von Schlitzen, die aussen durch Gummimanschetten abgedeckt sind, welche ein Zurückfließen des Injektionsgutes verhindern. Nachbohrungen sind nicht notwendig und der Injektionsdruck kann nach Bedarf gesteigert werden.
- Bei diesem Verfahren besteht die Möglichkeit, und es wurde hier davon Gebrauch gemacht, die Felsqualität bis zur Oberfläche zu verbessern: die gleichen Schlitze wie bei der Verankerungsstrecke werden in etwas grösseren Abständen auf der ganzen Länge des Rohres angeordnet. Somit kann der Fels an jeder beliebigen Stelle mit dem gewünschten Druck injiziert werden.

Die verwendeten Litzen-Kabel wurden von der Firma Précontrainte geliefert und versetzt. Für die beiden letzten Serien standen neu entwickelten Anker mit einzeln umhüllten Litzen zur Verfügung, die keiner Sekundärinjektion mehr bedürfen und als Freispielanker wirken.

Sämtliche Anker wurden in mindestens 2 Phasen gespannt. Durch dosiertes Aufbringen der Kräfte konnte die Reaktion des Hanges abgewartet und kontrolliert werden.

Nachstehend folgt eine kurze Zusammenstellung der ausgeführten Hangsicherungsarbeiten:

Bohrungen	4650 m ³
Anzahl Felsanker	224 Stk
Total Ankerkraft	27000 t
Maximale Ankerkraft pro m ³ Strasse	330 t
Mittlere Ankerkraft pro m ² Strasse	200 t
Injektionen	173 t
Gerüstrohre	3 x 5000 m ³
Kosten	ca. 1.4 Mio Fr.

Es braucht nicht speziell darauf hingewiesen zu werden, dass diese Arbeiten unter äusserst schwierigen und unangenehmen, teilweise sogar gefährlichen Bedingungen ausgeführt werden mussten, dass sie aber glücklicherweise ohne Unfall abgeschlossen werden konnten.

ÜBERWACHUNGSDISPOSITIV

Zur Überwachung der Böschung und zur Kontrolle der ausgeführten Sicherungsarbeiten wurden eine Anzahl weiterer Anordnungen getroffen:

1. Einzelne Felsanker wurden für die Überwachung des kraftmässigen Verhaltens als Freispielanker konzipiert.
2. Zwei Extensometer wurden eingebaut zur Feststellung der Böschungsbewegungen sowie zur Kontrolle der Reaktionen des Felsanges auf bauliche Massnahmen.
3. Bei zwei Versuchsantern mit extrem kurzen Verankerungsstrecken wurden die effektiv wirksamen Haftspannungen durch einen Ausziehversuch ermittelt.

Der Extensometer erlaubt die Messung der axialen Deformation, die durch Spannungsumlagerungen, Verschiebungen und dergleichen in den zu beobachtenden Zonen auftreten. In das Bohrloch wird das Ende des Instruments mit den 8 Messhorizonten versetzt und injiziert, so dass die einzelnen Horizonte mit dem sie umgebenden Felsbereich fest verbunden sind. An der Felsenoberfläche

wird des Messkopf angebracht, und darin werden die von den Fixpunkten herkommenden parallel geführten Drähte mit Blattfedern verbunden. Die Blattfederkrümmung als Mass für die Bewegung wird bei diesem System mechanisch mit einer Messuhr abgelesen. Wäre eine dauernde Zugänglichkeit nicht möglich, müsste auf ein System mit Fernübertragung zurückgegriffen werden.



Bild 6: Ansicht des Hanges während der Bohrarbeiten im mittleren Abschnitt.

In unserem Fall wurde je ein Extensometer oberhalb (L 9) und unterhalb (L 12) der Strasse von 25, resp. 34 m Länge versetzt. Die Bohrlöcher wurden als Rotationskernbohrungen ausgeführt, womit man Aufschlüsse über die Felsqualität im ganzen überwachten Bereich erhielt.

MESSRESULTATE

Die Resultate werden bei den Bewegungsmessungen sowohl in *Bewegungskurven* als auch in *Zeitkurven* aufgezeichnet.

Im Bild 7 sind die Bewegungskurven für beide Messstellen dargestellt: Links im Bild sind schematisch die Ankerlängen im Bereich der Messstellen angegeben. Die Bewegungen sind auf den tiefsten Messpunkt bezogen, der nun für die Betrachtung als fest angenommen wird. Die Bewegungen in axialer Richtung der Bohrung sind quer zum jeweiligen Messpunkt aufgezeichnet und die diesbezüglichen Punkte miteinander verbunden. Bei einer derartigen Kurvenlinie in der gezeigten Anordnung bedeuten die nach links unten geneigten Kurventeile eine expansive Bewegung.

Als *ausgezogene Linie* ist die Bewegung seit dem Messbeginn dargestellt; sie vermittelst somit den heutigen Stand als eine Art Summenlinie. Gestrichelt dagegen ist die Bewegungsänderung, die zwischen den beiden letzten Messungen aufgetreten ist, dargestellt.

Die im Bild 8 dargestellten Bewegungskurven zeigen den Einfluss der Sprengungen für den bergseitigen Fundamentauftauch. Im oberen Diagramm L 9 ist die Empfindlichkeit der Felsmasse, resp. der Böschungsgeometrie auf solche Sprengungen deutlich ersichtlich. Die gestrichelte Linie zeigt eine relativ bedeutende Expansion (ca. 2 mm) im Bereich von 0 - 5 m Tiefe. Ueber die Tiefe von 17 m hinaus zeigt sich – in der Kontraktion im Bereich der Ankerhaftstrecke – die Kraftübertragung durch die Anker im Fels. Dieser Bewegungsmechanismus ist nur den Sprengungen zuzuschreiben

Natürgemäß sind die Auswirkungen der Sprengungen bei der Messstelle L 12 (unterhalb der Strasse) weniger ausgeprägt. Der in der ausgezogenen Linie ersichtliche Kontraktionszustand wurde anlässlich der Vorspannung der in der Nähe liegenden Felsanker erreicht und deutet darauf hin, dass in diesem Felsbereich bereits eine wesentliche Auflockerung stattgefunden hat.

Das letzte Bild zeigt den *zeitlichen Verlauf* der Bewegungen der Felsoberfläche bei den beiden Messstellen.

In der Horizontalen ist die Zeitachse aufgetragen, welche sich auf den Beginn der Messungen im Dezember 1972 bezieht. Expansive Bewegungen sind nach unten, kontraktive Bewegungen nach oben aufgetragen.

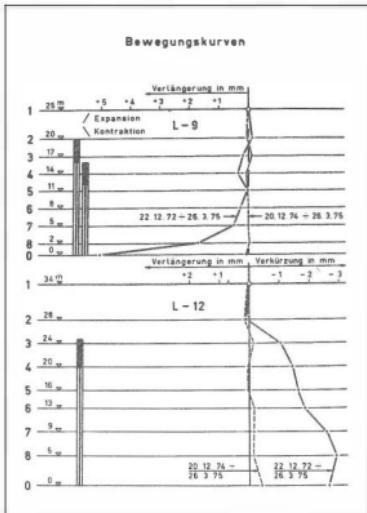


Bild 7: Bewegungskurven für die beiden Extensometer L 9 oberhalb und L 12 unterhalb der Strasse.

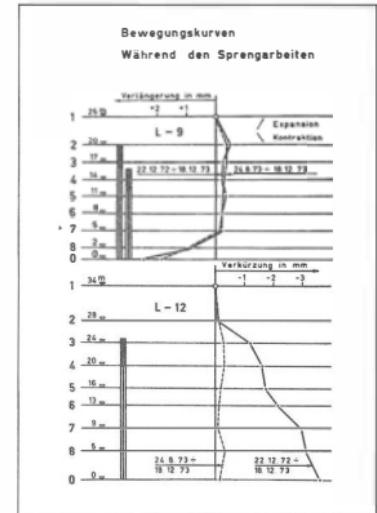


Bild 8: Bewegungskurven im Verlauf der Sprengarbeiten für die bergseitigen Fundamente.

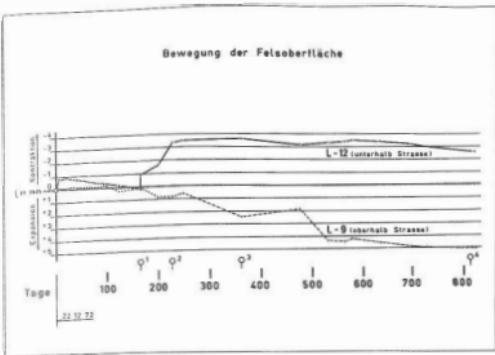


Bild 9. Zeitkurven. Aufgezeichnet ist die Bewegung der Felsoberfläche gegenüber dem als fest angenommenen innersten Punkt.

Der Bewegungsverlauf der Felsoberfläche bei der unteren Messtelle (ausgezogene Linie) zeigt die anfängliche, gleichmässige Expansionsbewegung bis zur Aufbringung der Vorspannung in der Nähe dieses Extensometers (Punkt 1). Diese Krafteinleitung hatte eine beträchtliche Kontraktion zur Folge, die bis zur vorletzten Messung anähernd voll beibehalten blieb. Die leichte Expansion, festgestellt bei der letzten Messung Ende März 1975, dürfte mit den vorangegangenen, schweren Schneefällen sowie der dadurch verursachten Durchnässe zusammenhängen (Punkt 4).

Das Verhalten der oberen Messtelle ist etwas verschieden, wie aus der gestrichelten Linie ersichtlich ist. Das anfänglich stabile Verhalten dürfte eine Folge der provisorischen Rutschstabilisierung sein, welche in der Nähe der Messtelle erfolgte. Die Expansionsüberlagerung entwickelt sich parallel zu den fortschreitenden Bauarbeiten und beschleunigt sich infolge der Sprengungen für den bergseitigen Fundamentaushub (Punkt 2 und 3) merklich. Nach 530 Tagen ist eine zunehmende Stabilisierung der Bewegungen festzustellen, was mit dem neuen, durch die Verankerung herbeigeführten Gleichgewicht, zu erklären ist.

Aus den Messresultaten kann gefolgert werden, dass die durch die Verankerung bezeichnete Stabilisierung der Böschung allmählich erreicht wird. Daraus, dass die Bewegungen zwar langsam abklingen, aber noch nicht aufgehört haben, kann auch geschlossen werden, dass keine Ueberdimensionierung vorliegt.

Im Interesse der Gesamtsicherheit wäre es jetzt wertvoll und erwünscht, das Überwachungsdispositiv bis in grössere Tiefen zu erweitern, da die Stabilität des Vollprofils doch ziemlich gering ist und die Messungen auch anzeigen, dass sich der beeinflusste Bereich bis über die Verankerungszone hinaus erstrecken dürfte.

Adresse der Verfasser:

R. Schnyder, dipl. Bauing. ETH
Ingenieurbüro Walder AG
Bahnhofstr. 10
3900 Brig

B.J. Brugman, dipl. Bauing. ETH
Terrexpert AG
Stauffacherstr. 130
3014 Bern

UEBERQUERUNG DES GANTERBACHES

Von Ch. Schaefer, Zürich

GEOTECHNISCHE UNTERSUCHUNGEN

Im Rahmen der Korrektion der Simplonstrasse als Teilstück der N 9 stellt der Abschnitt Gantertal besondere geotechnische und bautechnische Probleme. Das Baudepartement des Kantons Wallis, Abteilung Nationalstrassen, hat deshalb zur Abklärung der Ganterüberquerung bereits vor 10 Jahren mit systematischen geotechnischen Untersuchungen begonnen.

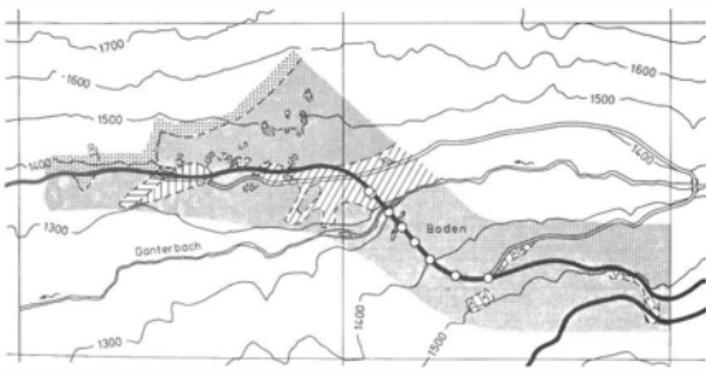
Zur Prüfung gelangten dabei zwei Varianten für die Linienführung. Die eine als Tunnel in der rechten Talfanke verbunden mit einem Druckläng in der Nähe der bestehenden "Napoleonsbrücke", die andere als längere und hoch über dem Talboden sich schwingende Brücke, mit 2 Träger-Varianten EGGETTLI und BODEN. Die Untersuchungen sind insoweit nicht abgeschlossen, weil langfristige Deformationsmessungen weitergeführt werden. Es handelt sich dabei sowohl um die geodätische Vermessung von Kontrollpunkten vorwiegend an der linken Talfanke wie auch um Bewegungsmessungen in der Tiefe mittels Extensometern und Deflectometern, die in einer Anzahl Sondierbohrungen versetzt wurden.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik wurde bereits 1968 beauftragt, beratend mitzuwirken, wobei ihm folgende Aufgaben zugewiesen wurden:

- Aufstellen der Untersuchungsprojekte, Versuchsart und Methode, Programm und Kostenvoranschlag,
- Mitwirkung bei der Überwachung der Untersuchungsarbeiten,
- Untersuchung von Bodenproben im Labor,
- Mitwirkung bei der geologisch – petrographischen Interpretation der Aufschlüsse,
- Periodische Berichterstattung über die Ergebnisse und den Stand der Untersuchungen,
- Abfassen eines Schlussberichtes der – im Falle positiver Untersuchungsergebnisse – im wesentlichen konkrete Vorschläge für die Gründung der Brücke darlegen soll.

Die älteren wie auch die neueren *Oberflächen-geologischen Karterungen* (E. Fardel/Prof. A. Streckeisen/J. Kramers) haben gezeigt, dass der linke Talhang des Ganterbaches als Sackungsgebiet zu bezeichnen ist.

Zur Erkundung des Aufbaues und der Beschaffenheit des Untergrundes, ferner zur Abklärung der Hang-Grundwasserverhältnisse sowie von Bewegungsmass und -richtung des Hangmaterials wurden im Auftrag und unter der Leitung des Baudepartementes



Legende :

	Talboden, Gehangeschutt, Schuttkegel, Moräne		Trias		Gerulichter Fels
	Bundnerschiefer (Liss)		Gantergneis		Schemotatische Grenze
	Eistengneis		Berisal - Serie	○	Sondierbohrungen

Fig. 1 Geologische Karte, Variante Brücke

des Kariston Wallis, Abteilung Nationalstrassen, seit 1966 *geoelektrische* und *refraktions - seismische* Untersuchungen an 3, bzw. 7 Profilen durchgeführt. In 2 Bohrkampagnen, 1967 im Brückenträgertyp EGGETTLI und 1970 im Tracé BODEN, wurden insgesamt 15 Sondierbohrungen von 50 bis 72 m Tiefe ausgeführt. Ende 1973 und anfangs 1974 wurden 2 Sondierstellen vorgetrieben. Im oberen Stollen wurden mehrere Plattenbelastungen vorgenommen.

Insgesamt wurden 98 Bodenproben entnommen. Es handelt sich durchwegs um Bohrkerne, da die Art des Bodens die Entnahme ungestörter Proben nicht zulässt.

Diese umfangreichen Untersuchungen haben es ermöglicht, den Aufbau der Schichten, die Materialart und die Kornzusammensetzung, sowie die weiteren Eigenschaften der Lockergesteinsmasse und der Felsunterlage zu ermitteln.

Die geodätischen Hangbeobachtungen erfassen seit 1969/70 die Bewegungen von 18 Geländepunkten, grösstenteils identisch mit den Mündungen der Sondierstellen. Daraus konnten die Grösse und die Richtung, sowie die Geschwindigkeit der Bewegungen der Hangoberfläche ermittelt werden. Die Beobachtung wurde immer mit demselben Präzisionstheodolit WILD T2 durchgeführt, im 2 bis 3 monatigen Rhythmus, insgesamt 28 Mal bis heute. 6 Beobachtungspfeiler liegen entlang der alten Simplonstrasse und 2 in der Nähe des Ganterbaches.

Die meisten Punkte haben sich in den 6 Beobachtungsjahren um 1 bis 2 cm hangabwärts verschoben. Eine grössere Verschiebung konnte lediglich bei den beiden Punkten 14° und 14' mit 5, resp. 4,5 cm im Laufe des Jahres 1974 festgestellt werden. Die grosse Verschiebung von 7 cm des Punktes 2 im ersten Jahr ruht vom starken Angraben des Hanges her.

Die Genauigkeit der Lagebestimmung (im Vorwärtseinschnitt), d.h. der Lagefehler beträgt im Mittel: ± 3 mm in Hangrichtung, bzw. ± 1.5 mm quer zum Hang.

Über die Verformungen des Hanges in der Tiefe geben die seit 1970 in 5 Sondierbohrungen des Brückenträgers "BODEN" installierten 3 Extensometer (SBI, 2A; 5A) und 2 Deflektometer (SB2 und 5), System TERRAMETRICS-BEVAC, Aufschluss.

Auskleidungen mit Plastikrohren von $\varnothing 65$ mm, die in 6 Sondierbohrungen der ersten Kampagne 1967 im Tracé EGGETTLI vorstehen, wurden und mittels EASTMANN-Klimometer vermessen wurden, haben leider keine auswertbaren Resultate ergeben.

Ende 1973 und anfangs 1974 wurden zwei Sondierstellen in Angriff genommen. Der tieferliegende (H1, Kote 1310 m ü.M.) muss nach 7,5 m Vortrieb wegen Einsturz neu angesetzt werden. Nach rund 14 m im neuen Tracé musste auch dieser aufgegeben werden, wegen zu grossen Verformungen des Einbaus.

Fig. 2

Übersicht der geotechnischen
Untersuchungen
1966 bis 1974

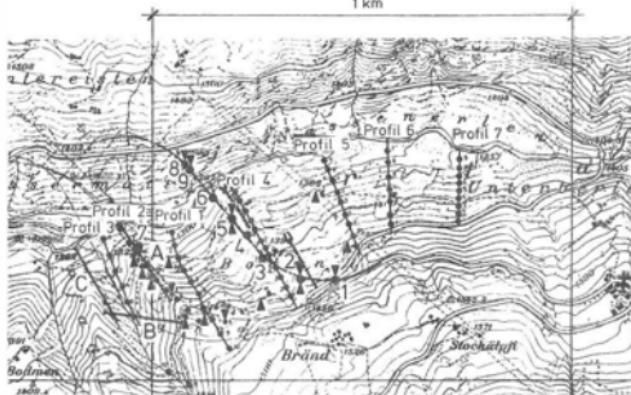
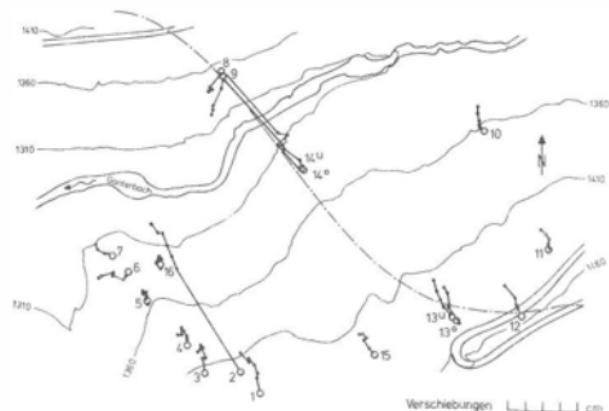


Fig. 3

Geodätische Verschiebungsmessungen
1969 - 1974



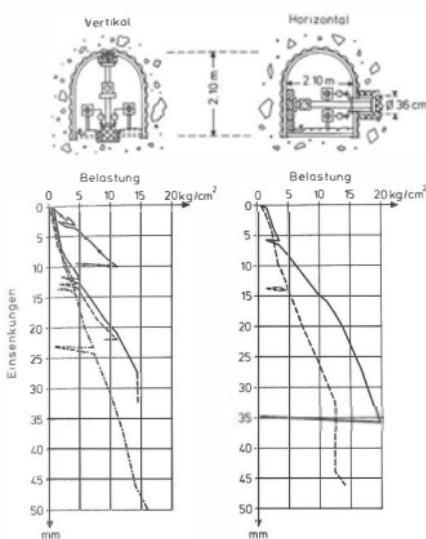
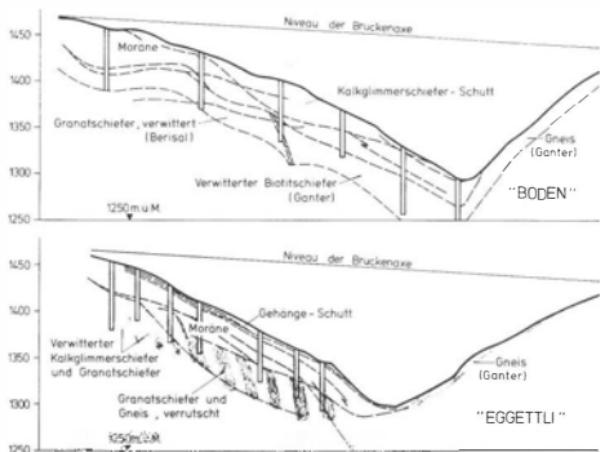


Fig. 4 Plattenversuche im Sondierstollen H2

Fig. 5 Geologisches Längenprofil im Brückentracé Variante "BODEN" und "EGGETTLI"



Der obere Sondierstollen H₂, auf Kote 1392,3 m ü.M. angesetzt, konnte bis zu rund 57 m vorgetrieben werden. Als dann traten auch hier Senkungen von mehreren Dezimetern der Einbauhöhen ein, die das Einstellen der Arbeiten zur Folge hatten.

In diesem Stollen wurde Plattenversuche durchgeführt und zwar 4 in vertikaler und 2 in horizontaler Richtung. Der Durchmesser der starren Platten betrug D = 36 cm bei den horizontalen (unter Berücksichtigung der Mörtelschicht), bzw. 38 cm bei den vertikalen Versuchen. Daraus konnten Angaben über die Zusammendrückungseigenschaften des Hangmaterials bei Erst- und Wiederbelastung, ferner über die Scherfestigkeit durch Steigerung der Belastung bis zur Überwindung der Tragfähigkeit gewonnen werden.

Fassen wir die Ergebnisse all dieser Untersuchungen zusammen, so gelangen wir zu folgenden Feststellungen:

Die linke **Tafelwand**, ein altes und umfangreiches Rutschgebiet, bestehend aus kalkglimmerschiefrigen Felstrümmern (schistes lustrés) und Moräne – in der Tiefe, metamorpher Gneis der Ganter- und Berisalserie –, befindet sich in prekärem Gleichgewicht. Die Grenze zwischen Lockergestein und dem „gesunden“ unverwitterten Fel_s ist nur schwer feststellbar und konnte mit Ausnahme der Bohrung im Talboden nirgends direkt nachgewiesen werden. Die Mächtigkeit der Lockergesteinsmasse ist beträchtlich und liegt über 70 m.

Das Lockergestein weist eine grobkörnige Granulometrie auf, wobei im Verbund häufig sehr grosse Blöcke in feiner glimmerschiefer Matrix eingebettet vorkommen. Die einzelnen Einheiten „Kalkglimmerschiefer“/„Moräne“/„Schutt“ können nur schwer im Profil stratigraphisch gegliedert werden. Einzig die petrographische Zusammensetzung und das spezifische Gewicht lassen sie unterscheiden. Die komplexen nacheiszeitlichen Umlagerungen haben sie vermischt und verzahnt.

Die Hangwasserverhältnisse sind nur ungenau erfassbar. Sie sind jedoch für die Beurteilung der Bewegungserscheinungen von besonderer Bedeutung. Die Beobachtung des Wasserandrangens in den Sondierstollen lässt beachtliche jahreszeitliche Schwankungen im Hangwasserregime feststellen. Die Ergiebigkeit im Stollen H₂ schwankt z.B. zwischen 0,4 und 2 l/s/m. Sie war praktisch nicht abhängig von der Länge des Stollens. Die Beobachtung von 6 Hangquellen im Gebiet BODEN seit 1973, bestätigt die Jahreszeitliche- und witterungsabhängigkeit der Wasserergiebigkeit. Bei der grössten Quelle (Nr 6) variiert sie z.B. zwischen 1,4 l/s im Winter und 10 l/s im Juli.

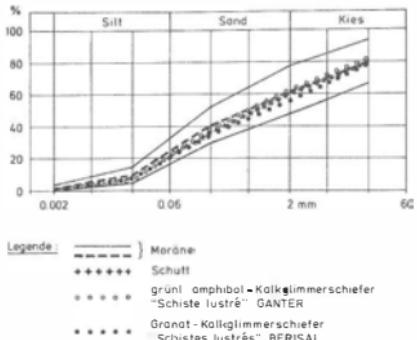


Fig. 6 Typische Kornverteilungskurven der Lockergesteine (Bohrkerne), linke Talflanke

Die Hangoberfläche bewegt sich langsam in der Fallrichtung mit einer Geschwindigkeit von 5 bis 6 Millimetern im Mittel pro Jahr, mit zeitweiligen größeren Beträgen von einigen cm pro Jahr. In der Tiefe sind z.T. etwas größere Deformationen gemessen worden.

Die Fundationen einer Brücke von rund 650 m Länge mit geneigter Fahrbahn, deren Nivelliete ca. 150 m über der Talsohle verläuft, verlangt hohe Pfeiler. Die Konstruktion ist somit auf Verschiebungen der Fundation wenig empfindlich. Sie ist auch sehr elastisch. Die infolge Temperaturunterschieden entstehende Dilatation beträgt allenfalls mehrere Zentimeter. Die Pfeilerlasten für Spannweiten um 100 m erreichen 2000 bis 3000 t. Die festgelagerte, gesunde Moräne, die sich in 12 bis 15 m Tiefe in der Axe "BODEN" befindet, ist in der Lage, diese Lasten zu übernehmen. Die Sohlpressungen sollten dabei 5 bis 6 kg/cm² nicht übersteigen. Um den Hang zu entlasten, soll der Gründungsschacht als Hohlkörper ausgebildet werden. Da der ganze Hang in Be-

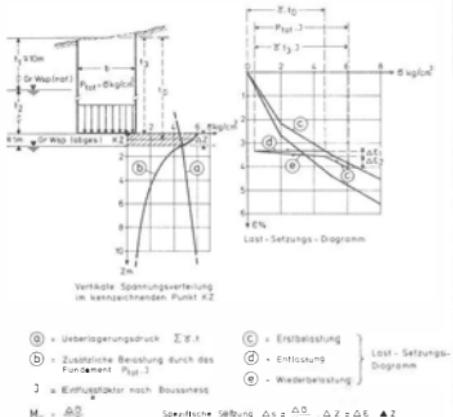


Fig. 7 Setzungserhalten eines tief-fundierten Schachtes

wegung ist, wäre es sinnlos, die Pfeiler abschirmen zu wollen, denn die Gründung folgt der Verschiebung. Aus diesem Grund müssen Nachstellvorrichtungen sowohl bei den Pfeilern wie bei den Widerlagern vorgesehen werden.

Die Zusammendrückungsmoduli M_E sind von der Größenordnung von $M_E = 300 \text{ kg/cm}^2$ für die Erstbelastung, bzw. $M_E' = 1000 - 2000 \text{ kg/cm}^2$ für die Wiederbelastung.

Der Einfluss einer Tieflegung der Fundationskote mittels Schacht auf das Setzungserhalten ist in folgender Figur (7) dargestellt.

Die linke Talflanke kann ferner durch Entwässerungen saniert werden, sei es mittels Stollen oder Subhorizontalbohrungen.

Der rechte **Talhang** ist durch anstehenden Fels (Zweiglimmerschiefer) gefolgt von Gneis der Ganter- und Eistenserie gebildet. Die Schichten liegen gegen den Berg. Die Schuttüberdeckung beträgt nur einige Meter. Sie weist beachtliche Kriechbewegungen von der Größenordnung von Zentimetern im Jahr auf. Der gesunde Fels, auf dem die Pfeiler und das rechte Widerlager gegründet werden können, liegt in 8 bis 10 m Tiefe. Es wurde kein Wasser festgestellt. Auf diesem Ufer ist es zweckmäßig, die Pfeiler vom kriechenden Hangschutt abzuschirmen. Die Stabilität beider Talflanken kann durch Verbauung des Ganterbaches erhöht werden.

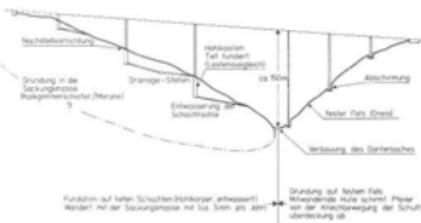


Fig. 8 Gründungskonzept für die Brückenpfeiler

Vom geotechnischen Standpunkt aus erlauben folgende Feststellungen, die Gründung einer Brücke zur Überquerung des Ganterbaches zu befürworten:

1. Die Bewegungen der linken Talflanke sind reell sowohl an der Geländeoberfläche wie in der Tiefe jedoch langsam und von geringem Ausmass.
2. Durch Sanierungsmaßnahmen ist es möglich, die Standsicherheiten beider Talhänge wesentlich zu erhöhen.
3. Die alte Sackungsmasse der linken Talflanke wurde in den letzten 170 Jahren nicht mehr aktiviert.
4. Die in baulich erreichbaren Tiefen vorhandenen Gesteinsschichten sind in der Lage, die Pfeilerlasten zu übernehmen.
5. Die Abmessungen des Bauwerks sind derart, dass die Konstruktion genügend elastisch ist, um wenig empfindlich auf Setzungen und Verschiebungen zu sein. Sie muss derart konzipiert sein, dass eine periodische Nachstellung möglich ist.

Das letzte Bild illustriert das hier umrissene Gründungskonzept für die Brückenpfeiler

Adresse des Verfassers:

Ch. Schaefer, dipl. Bauing
Sekretärin IGB
Gloriast. 39
8006 Zürich

CONSOLIDATION DE L'ÉPERON ROCHEUX DE BAJI-KRACHEN

Par G. Lombardi, Locarno

1. INTRODUCTION

J'ai le plaisir de vous exposer brièvement les travaux de consolidation de l'éperon rocheux de Baji-Krachen sur la rampe sud du Simplon près de Gondo.

En effet, le Département des Travaux Publics du Canton du Valais a bien voulu charger notre bureau d'étudier le problème de la stabilité de ce massif rocheux pendant et après les travaux d'élargissement de la route nationale à cet endroit. Je le remercie de la confiance qu'il a bien voulu nous témoigner.

Les travaux réalisés rentrent dans le cadre général de l'aménagement de la route du Simplon dont vous avez déjà été entretenus aujourd'hui.

Dans la région qui nous intéresse, le tracé de la route est fixé vers l'ouest par la position d'une galerie, vers l'est par celle d'un ouvrage d'art, de sorte qu'entre ces deux points le tracé routier

venait entailler fortement le pied de l'escarpement rocheux dit justement du Baji-Krachen.

La photographie N° 1 montre la situation avant l'exécution des travaux.

On note l'étroitesse de la route existante et l'escarpement des parois rocheuses au-dessus de celle-ci.

La même situation ressort de la figure N° 2.

En raison de la troisième voie lente prévue au projet, la clausée dans la zone intéressée a une largeur totale d'environ 12 m et, pour des raisons de tracé, se trouve entièrement à l'extérieur de l'emprise de l'ancienne route.

Par endroits il faut donc entailler le pied de la falaise d'environ 15 m. Celle-ci, presque verticale, a une hauteur de 40 à 50 m et continue vers le haut avec une pente de l'ordre de 45°.

Il y a lieu de signaler, en passant, la présence de failles verticales bien visibles en surface repérées sur la figure en deux endroits par le chiffre (6).

En outre on a indiqué par le contour (5) l'éperon rocheux d'une longueur de 60 m, dont la stabilité pouvait être compromise par l'exécution des travaux.

Pour des raisons évidentes, les travaux d'excavation et de consolidation devaient se faire sans interrompre le trafic sur la route si ce n'est pour de très courtes périodes.

2. DÉFINITION DU PROBLÈME

Le début des travaux, sous la forme de quelques petits minages réalisés vers la fin de 1968, mettait en évidence les conditions précaires de stabilité de la masse rocheuse que nous avons définie. On décida alors d'examiner de plus près la situation et d'étudier diverses solutions pour la réalisation des excavations nécessaires.

La figure N° 3 reproduit le profil géologique tel qu'il a pu être établi à la fin des travaux par le Bureau d'études géologiques de Monsieur Norbert à Lausanne et qui tient donc compte des investigations préliminaires, des résultats des sondages indiqués sur la figure et des constatations faites durant la réalisation des travaux de construction.

Le rapport géologique nous indique que "le rocher en question est formé de gneiss granitiques très durs, mais découpés en compartiments par différents systèmes de fractures dont certaines sont dangereusement situées et orientées à l'égard de la stabilité du massif".

L'étude géologique fait apparaître trois systèmes de fracturation principaux que l'on retrouve dans la figure N° 3, c'est-à-dire : Un premier système (*I*) orienté vers l'aval, dont le pendage est de 35 à 45°; c'est évidemment ce système qui peut être à l'origine de glissements vers l'aval.

Un système subvertical (*II*), particulièrement développé en un endroit, en arrière de la falaise, où il détermine une zone déprimée très prononcée. En raison des tractions qui se forment dans la



Fig. 1 N° 9 Simplon Baji-Krachen - Etat au printemps 1969

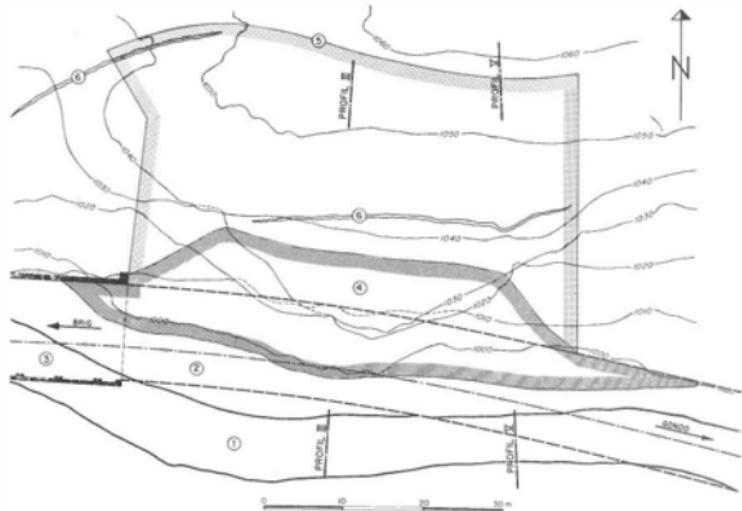


Fig. 2 N9 Simplon, Baji-Krachen; Situation été 1969

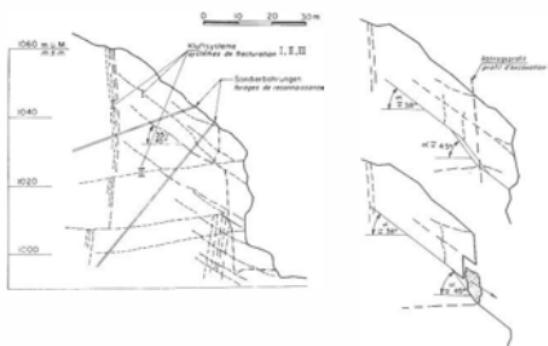


Fig. 3 N9 Simplon, Baji-Krachen;
Profil géologique typique

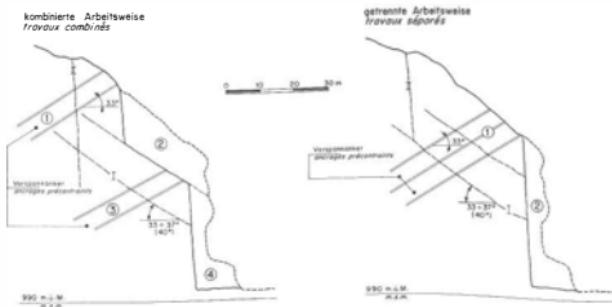


Fig. 4 N9 Simplon, Baji-Krachen;
Etude des variantes / Stabilité globale et excavation

masse rocheuse sous l'effet de la gravité ce système, caractérisé par une ouverture importante des fractures, joue un rôle très défavorable. Il a en effet désolidarisé du massif toute la partie inférieure de l'éperon.

Le système subhorizontal (III), avec un pendage apparemment de 0 à 10° vers l'amont, ne présente pas de danger direct, mais contribue à la formation de hors-profits de long de la falaise.

Les systèmes de fissuration relevés par le géologue s'inscrivent clairement dans la morphologie du massif rocheux.

Je saisais cette occasion pour attirer votre attention sur un phénomène intéressant, qui a pu être constaté sur ce chantier, mais qui a une signification assez générale.

Le pendage d'ensemble du premier système de fissuration oscille autour de 35° à 45° vers laval.

Cette situation est schématisée sur la partie droite de la figure 3 pour une certaine faille dont le pendage varie en fait entre 38° et 45°. Si l'on considère l'ensemble du bloc supérieur du massif, il est évident que c'est la pente de 38° qui sera déterminante pour sa stabilité. En effet nous avons à faire avec un corps assez rigide qui repose sur ce plan. Dans ce cas la partie plus raide de la fissure, qui a un pendage de 45°, aura tendance à s'ouvrir lors de tout mouvement vers laval. En fait, on a pu observer de nombreuses fissures ouvertes qui dénotent ce pendage alors que les tronçons moins inclinés des fissures étaient fermés et supportaient seuls le poids de la roche.

Si, ainsi que cela est montré dans le coin inférieur droit de la figure, on procède à une excavation le long de la falaise, il y aura des blocs qui devront alors s'appuyer sur la partie plus inclinée de la fissure et de ce fait se trouveront dans de nettes conditions d'instabilité.

Cette constatation nous permet de dire que, selon le cas, c'est la pente minimale, moyenne ou bien maximale d'une certaine fissure qui sera déterminante; il ne suffit pas de connaître la pente moyenne mais il faudra toujours tenir compte de la dispersion des pendages et les mettre en relation avec celle des angles de frottement qui souvent dénotent, eux aussi, des paliers inférieurs, moyens et supérieurs comme on le verra par la suite.

Le problème étant ainsi posé, qui consiste à garantir la stabilité de la falaise pendant et après les travaux d'excavation, on a pu étudier diverses variantes pour la réalisation des travaux.

Dans la figure N° 4 la première variante indiquée à gauche prévoit l'exécution des travaux en quatre étapes.

Première étape: ancrage de la partie supérieure du massif,

Deuxième étape: excavation d'une importante zone de rocher pour réduire la hauteur de la falaise au droit de la route,

Troisième étape: ancrage du gradin inférieur,

Quatrième étape: excavation de la partie inférieure de la falaise.

Cette solution a été écartée en raison du volume considérable des excavations, de la difficulté de trouver une décharge adéquate pour celles-ci, de la plus grande sollicitation de la route lors des minages et en raison aussi des délais d'exécution plus importants dus à l'alternance de divers types de travaux.

La deuxième solution, qui a été retenue pour exécution et qui est représentée à droite de la même figure, prévoit deux étapes essentiellement de travaux, c'est-à-dire :

Première étape: ancrage, par câbles précontraints, de tout le massif,

Deuxième étape: excavation de la falaise avec travaux de consolidation locale de la paroi.

Cette variante permettait de séparer clairement les travaux d'excavation des travaux d'ancrage au moins pour ce qui concerne les ancrages principaux dans la partie supérieure du massif.

Pour procéder aux calculs de stabilité il était nécessaire d'avoir des indications fiables sur les angles de frottement dans les fissures principales.

Certes, l'examen de la situation naturelle et, le fait que la paroi était malgré tout en équilibre, permettaient de déduire que les angles de frottement dans le système de fissures I devaient être de l'ordre de 40°; un contrôle expérimental direct s'imposait néanmoins.

Pour cette raison la maison Terrexpert de Berne a été chargée de procéder à un certain nombre d'essais de cisaillement sur des échantillons prélevés au travers de fissures naturelles préexistantes.

La figure N° 5 montre les résultats d'un tel essai. Il s'agit d'un cisaillement multiple effectué dans les deux sens sur un même échantillon, mais avec des forces normales différentes. Le graphique indique la valeur de la force de cisaillement en tonnes resp. celle de la contrainte correspondante en kg/cm² en fonction de la force resp. de la contrainte normale.

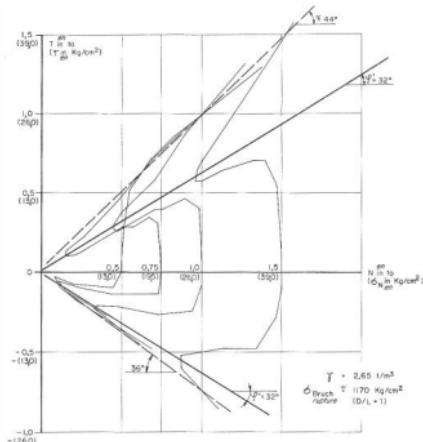


Fig. 5 N° 5 Simplon, Baji-Krachen - Essai de cisaillement,
Forage 103, 10,70 - 11,20 m - Essai N° 38243/1
Surface = 38,4 cm²

Les courbes des divers mouvements mettent en évidence un seuil qui correspond à un angle de frottement de l'ordre de 32° très bien caractérisé, et cela tant pour le mouvement dans un sens comme dans le sens inverse. Une fois ce seuil dépassé on note une augmentation de la résistance au frottement jusqu'à un angle de 44° dans une direction et de 36° dans l'autre. On a donc à faire avec un phénomène que l'on pourrait qualifier d'"écrissement", ce qui signifie d'ailleurs que ces valeurs élevées de l'angle de frottement ne sont atteintes qu'après un déplacement d'une certaine ampleur d'un bloc par rapport à l'autre. Une certaine déformation du massif est donc nécessaire pour mobiliser cette résistance supplémentaire. Ce fait est confirmé par l'observation du massif rocheux. On constate en effet qu'il est en équilibre, mais qu'il ne l'est qu'après avoir subi des déformations d'une certaine ampleur qui ont justement provoqué l'ouverture des fissures dont le pendage est le plus élevé.

Nous constatons, dans ce cas, une concordance très intéressante et réjouissante entre les observations faites sur place et les essais sur échantillons.

Comme il fallait s'y attendre pour une roche de ce type et pour des discontinuités nettement définies, on ne constate à l'essai de cisaillement aucune cohésion dans la surface soumise au glissement.

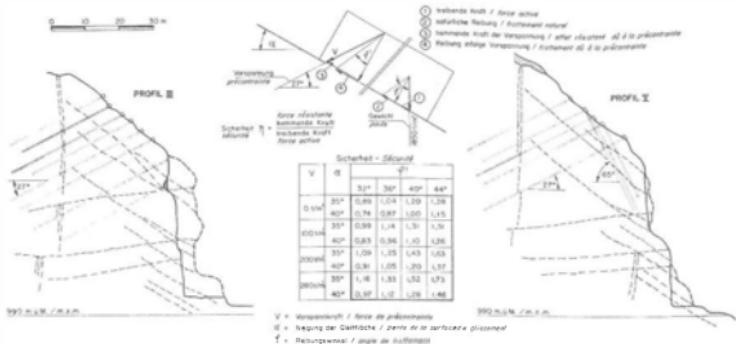


Fig. 6 N9 Simplon, Baji-Krachen – Amélioration de la stabilité globale

3. CALCULS DE STABILITÉ

Sur la base de ces données on a procédé à des simples calculs de stabilité au glissement. Dans la figure N° 6 on en expose les résultats d'une série de calculs.

Tout d'abord une étude d'optimisation nous a indiqué que la direction la plus favorable des câbles de précontrainte était celle qui formait un angle de 27° avec l'horizontale. On a donc choisi cette direction pour tous les ancrages principaux. L'étude de diverses discontinuités a permis de fixer la longueur nécessaire de ceux-ci. En particulier on a pu exclure la possibilité d'un glissement profond qui passerait en-dessous de la route existante. Dans le petit tableau central de la figure 6 on a indiqué les résultats des calculs pour des valeurs de la précontrainte de 0, 100, 200 et 280 tonnes par mètre de falaise ainsi que des pentages de 35°, resp. 40° et des angles de frottement de 32°, 36°, 40° et 44°. Il se confirme tout d'abord que sans précontrainte l'équilibre n'est évidemment possible qu'avec des angles de frottement au moins égaux aux pentages. Au fur et à mesure que l'on augmente la précontrainte la sécurité s'améliore, mais on constate que même avec une précontrainte élevée de 280 t/m on n'aura qu'une sécurité de 1,16 pour un pentage de 35° avec un angle de frottement de 32°. Ceci signifie qu'une telle précontrainte est nécessaire si l'on veut éviter tout mouvement même petit de l'éperon.

Par contre par rapport à une situation de rupture qui pré suppose des mouvements plus importants la sécurité serait plus grande, de l'ordre, par exemple, de 1,3 puisque l'on peut espérer mobiliser des angles de frottement plus grands.

Cette constatation nous amène donc, pour les roches de ce type, à distinguer une première limite de sécurité envers de petits mouvements, et un deuxième coefficient de sécurité, plus élevé, envers la rupture, c'est-à-dire lors de mouvements plus importants.

Notons encore que l'on n'a pas considéré dans les calculs l'effet d'une soupression car la perméabilité du massif assez disloqué permet de croire à un effet de drainage suffisant.

Il serait intéressant à cet endroit de discuter de la valeur numérique du coefficient de sécurité à admettre dans des cas comme celui qui nous occupe.

Heureusement jusqu'à ce jour, aucune norme n'existe derrière laquelle l'auteur du projet pourrait se retrancher; il doit donc assumer une certaine responsabilité.

Par ailleurs une norme SIA sur les ancrages est en préparation, qui vise s'occupera également de cette question mais qui, à mon avis, justifie quelques réserves.

Une première démarche pourrait être celle qui postulerait le même coefficient de stabilité après excavation que dans l'état naturel du massif préexistant.

Ce n'est toutefois pas un point de vue défendable dans des cas où le coefficient de sécurité naturel est faible, car le même éboulement sera, ou une faute professionnelle grave, ou un phénomène naturel, dit de force majeure, selon qu'un ingénieur aura passé par là ou non.

Il faut donc fixer, pour le massif consolidé, un coefficient de sécurité supérieur à celui de l'état naturel avant les travaux. On se rend alors rapidement compte qu'il faut tout de suite de très grandes forces d'ancrage si l'on veut augmenter sensiblement ce coefficient.

En effet, dans le cas qui nous occupe, l'application de 280 tonnes de précontrainte par mètre de route augmente le coefficient de sécurité seulement d'environ 0,3.

Si l'on admet, ce qui semble bien être le cas, que dans l'état naturel le massif se trouvait en équilibre limite, on arrive à un coefficient de sécurité de 1,3. Or il faut considérer que dans nos calculs on n'a pas encore tenu compte de l'effet d'une accélération sismique. Si on devait la considérer, on verrait que le coefficient de sécurité se réduirait peut-être à 1,2.

En effet dans un massif naturel susceptible de supporter avant la rupture des déformations relativement importantes, l'énergie sismique peut être absorbée par le frottement qui a lieu dans les diverses surfaces de discontinuité. Nous avons à faire à un corps à trottinement interne qui possède donc un fort coefficient d'amortissement. Une fois ancré, le massif perd en grande partie cette propriété et les forces sismiques se transmettent aux ancrages qui représentent un élément relativement rigide. En d'autres mots un massif ancré doit supporter les efforts sismiques sans que des déplacements non réversibles qui absorbent l'énergie puissent avoir lieu le long des fissures.

Il n'est pas de mon propos de discuter cette question plus en détail, mais je crois qu'il faut bien réfléchir avant de définir, et éventuellement d'imposer, d'une façon schématique des coefficients de sécurité pour des cas comme celui qui nous intéresse. Les conséquences économiques pourraient en effet être extrêmement onéreuses.

Dans la partie gauche de la même figure N° 6 on a dessiné la disposition normale des ancrages valable par exemple pour le profil III, tandis qu'à droite on voit leur disposition dans le profil V. Outre les ancrages normaux on a dû dans ce cas prévoir des ancrages pratiquement perpendiculaires aux premiers dont la fonction est de suspendre à la zone ancrée des blocs qui menaçaient de glisser même à l'état naturel. Dans cette section l'excavation qu'il faut réaliser est minime, mais il était impossible d'ancrer le massif depuis la paroi. Le risque d'accidents lors des travaux aurait été excessif.

La figure N° 7 nous indique la disposition en plan du système d'ancrage; marqués par un carré noir, on note les 9 ancrages insérées par rapport au système normal.

Les ancrages indiqués par un cercle noir sont ceux qui ont été posés dans les perforations de sondage.

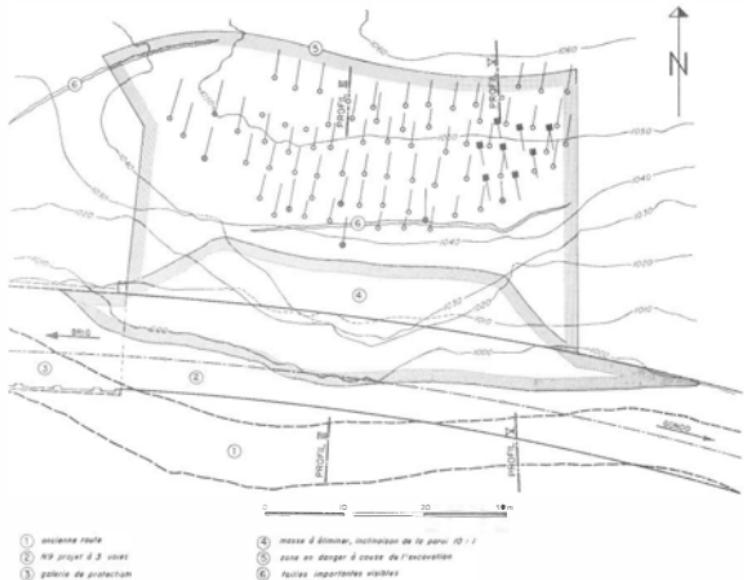


Fig. 7 N9 Simplon, Baji-Krachen - Situation avec des ancrages 140 to pour l'amélioration de la stabilité globale, 10.000 to au total

4 TRAVAUX DE CONSTRUCTION

Etant donné les difficultés d'accès, on a dû installer un câble blondin pour desservir le chantier.

La pose des ancrages précontraints a débuté au printemps 1971. Dans la photographie 8 on aperçoit les blocs qui forment la tête des câbles d'ancre de 140 tonnes

L'exécution des travaux d'excavation a eu lieu par étapes depuis le mois de septembre 1971 jusqu'à la fin de l'année 1972 avec naturellement une interruption pendant l'hiver.



Fig. 8 N9 Simplon Baji-Krachen - Vue des blocs d'ancre de 140 t.

La subdivision de l'excavation ressort de la figure N° 9. En fait on a effectué 6 minages par gradins successifs dont la hauteur moyenne était de l'ordre de 6 mètres et 8 minages de moindre importance de hauteur moyenne de 3 m seulement. A quatre reprises il a fallu monter des échafaudages, ancrer et gunitier la paroi excavée. Dans une certaine zone on a dû bétonner des piliers de soutienement. A cet endroit il y avait une accumulation de discontinuités, en particulier de fissures des systèmes I et III.

L'essentiel des travaux a été réalisé pendant les deux saisons 1971 et 1972 tandis que des travaux préparatoires avaient été effectués en 1970. Les travaux de finition l'ont été en 1973.

La première série d'ancrages dans la partie supérieure du massif a comporté la pose de 69 ancrages de 140 tonnes et de 6 ancrages de 80 tonnes dans les perforations de sondage.

Pendant l'excavation il a été nécessaire d'assurer la partie frontale de la falaise avec 6 ancrages de 80 tonnes, 3 de 110 et 1 de 140; en outre du côté Gondo on a posé les 8 ancrages de 110 tonnes déjà mentionnés pour accrocher des blocs de roche à la zone consolidée. On a employé également un certain nombre d'ancrages type Perfo.

Alors que les travaux d'ancre n'ont causé aucune difficulté, l'excavation a représenté un travail très délicat et dangereux étant donné la nécessité d'alterner les travaux de minage avec le montage des échafaudages, la pose des ancrages, le clouage et le gunitage de la surface excavée.

On voit dans les photographies 10 et 11 une étape intermédiaire des travaux ainsi que la situation finale.

Les travaux de perforation ont été adjudiqués à la maison SHF-Groutbohr de Renens. Les ancrages sont du type VSL de Précontraintes SA. Les travaux de génie civil ont été réalisés par l'entreprise Caldard qui faisait partie du Consortium Figenin. Pour les travaux de gunitage étaient responsables Sika-Bau, Lausanne et Laich, Locarno.

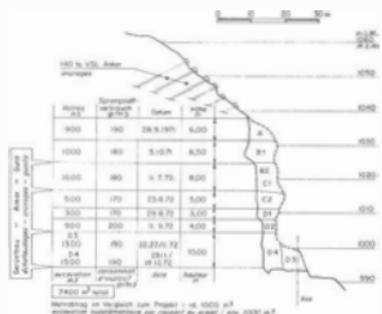


Fig. 9 N9 Simplon, Baji-Krachen - Etapes d'excavation

Le câble blondin a été mis à disposition par la maison Wyssen de Reichenbach.

Il y a lieu de mentionner que grâce au grand soin apporté à l'exécution des travaux par toutes les entreprises intéressées aucun accident ne s'est produit sur le chantier malgré les conditions fort difficiles et dangereuses rencontrées.

5. MESURES DE CONTRÔLE

Pendant l'exécution des travaux de nombreuses mesures de contrôle ont été entreprises.

Il s'agissait d'abord d'un réseau géodésique étendu réalisé par le bureau Pastorelli de Lugano qui a mis en évidence certains mouvements d'importants blocs de rocher lors des minages.

Notons qu'étant donné l'étroitesse de la vallée et les phénomènes de réfraction optique, les mesures géodésiques étaient particulièrement délicates à réaliser.

Les mouvements ont pu être également prouvés à l'aide de mesures micrométriques réalisées sur un certain nombre de fissures. Les plus grands mouvements notés pendant l'exécution des travaux ont été de 20 mm dans le sens horizontal et d'environ 15 mm dans le sens vertical; ce qui correspond à une direction inclinée à 37° environ.



Fig. 10 N9 Simplon Baji-Krachen - Situation après le deuxième minage



Fig. 11 N9 Simplon Baji-Krachen Mai 1973
Paroi du rocher peu avant la fin des travaux

On retrouve donc bien toujours le même phénomène de glissement le long de plans de système N° 1.

Il y a lieu de noter que les déplacements n'ont eu lieu que lors des minages, ce qui démontre bien que l'équilibre naturel était à la limite et que les accélérations dues aux volées suffisaient pour provoquer certains mouvements irréversibles. Ce fait confirme à nouveau que l'énergie de vibration a été absorbée par les frottements dans les discontinuités puisque l'on n'est pas arrivé à de véritables éboulements.

Pendant l'exécution des travaux et à titre de sécurité on a installé un appareil sismographique enregistreur dans le but de détecter d'éventuelles secousses liées à des mouvements susceptibles de compromettre la sécurité des ouvriers.

En fait on n'a jamais enregistré de phénomènes dangereux dans les intervalles entre les minages.

Malgré les bons résultats obtenus, il sera opportun de contrôler encore pendant quelque temps le massif rocheux pour mettre en évidence à temps d'éventuelles futures déformations de la masse rocheuse.

6. CONCLUSIONS

Si le problème du glissement d'un bloc de rocher sur un plan incliné est en fait un des problèmes de mécanique les plus simples qui soient, l'étude concrète de la stabilité de massifs rocheux, tel que celui qui nous occupe, est loin d'être aussi facile.

La définition des surfaces de glissement, la détermination des angles de frottement à prendre en compte, le choix du système d'ancrage et surtout les coefficients de sécurité à admettre pendant et après les travaux, soulèvent de très nombreuses questions, qui sont loin d'être définitivement résolues.

Il est donc opportun d'étudier avec attention et esprit critique chaque cas qui se présente, plutôt que de fixer des règles impératives auxquelles les projets devraient se tenir et qui risqueraient d'être inutilement onéreuses.

Je vous remercie de votre aimable attention.

Adresse de l'auteur :

Dr Ing. G. Lombardi
Via A. Ciseri 3
6601 Locarno (Suisse)