

J. Stahl

Problèmes d'injections

Conférences tenues à la 6^e Assemblée générale le 9 juin 1961 à Saas-Grund/VS

Injektionsprobleme

Vorträge, gehalten am 9. Juni 1961 anlässlich der 6. Hauptversammlung
in Saas-Grund/VS

Nr. 46

Überreicht durch die
Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik
Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations

Offert par la

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.		Nr.	
1 1957 vergriffen	P. Siedek Praktische Erfahrungen in der Frostforschung in Deutschland	14 1958 vergriffen	D. Bonnard et E. Recordon Les fondations des chaussées. Les problèmes de la portance et de la résistance au gel
2 1957 vergriffen	J. Zeller und H. Zeindler Vertikale Sanddrains, eine Methode zur Konsolidierung wenig durchlässiger, setzungsempfindlicher Böden		D. Bonnard, R. Desponts et E. Recordon Influence du gel sur la stabilité des voies ferrées. Constatations faites sur le réseau des Chemins de fer fédéraux — Mesures préconisées pour y porter remède
3 1957 vergriffen	Ch. Schaefer Zur Wahl von Dammprofilen bei Staudämmen	15 1958 vergriffen	G. Schnitter und J. Zeller Geotechnische Untersuchung des Untergrundes für den Staudamm Göschenenalp
4 1957 vergriffen	W. Eggenberger, J. Zeller und G. Mugglin Staudamm Göschenenalp Als Nr. 4a auch in italienischer Sprache erschienen	16 1958 vergriffen	W. Schaad Praktische Anwendung der Elektro-Osmose im Gebiete des Grundbaues
5 1957 vergriffen	A. von Moos Dimensionierung der Straßen bezüglich Sicherheit gegen Frost	17 1959 vergriffen	A. von Moos und H. Fuhr Geotechnische Probleme der neuen Walensee-Talstraße im Gebiete der Linthebene
6 1957 vergriffen	B. Gilg et M. Gavard Calcul de la perméabilité par des essais d'eau dans les sondages en alluvions		A. E. Süßtrunk Schwingungsmessungen. Untersuchungen über das dynamische Verhalten des Straßendamms bei ungünstigen Baugrundverhältnissen
7 1957 vergriffen	Ch. Schaefer und M. Halder Versuche über mechanische Grabenverdichtung in Einigen/Thun	18 1959 vergriffen	G. Schnitter Aufbau der Straße
8 1957 vergriffen	A. Wackernagel Erddammbauten in Indien und Pakistan	19 1959 vergriffen	J. Huder und M. Groebli Die Entnahme von ungestörten Bodenproben
9 1959 vergriffen	Problèmes géotechniques dans le Val-de-Travers. Conférences tenues à la 2e Assemblée générale le 26 avril 1957 à Neuchâtel R. Ruckli: Eröffnungsansprache. — R. Haefeli: Die Pfahlfundation des Viaduktes von Travers. — R. Haefeli: Die Rutschung von Rosières. — E. Wegmann: Le cadre naturel des glissements de terrain du Val-de-Travers. — D. Bonnard et P. Schinz: Reprise en sousœuvre du pont de Travers et construction des murs de berge. — D. Bonnard et P. Schinz: Viaduc du Crêt de l'Anneau (paraîtra plus tard). — J. E. Bonjour: Du compactage des matériaux routiers	20 1959 vergriffen	H. Zeindler Das Feldlaboratorium auf der Damm-Baustelle Göschenenalp
10 1958 vergriffen	Schweizerische Beiträge und Kurzreferate zum 4. Internationalen Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik, London, 1957 Kurzreferate, gehalten am 8. November 1957 anlässlich der Herbsttagung in Olten: A. v. Moos: Bericht über die Tagung in London. — J. E. Recordon: Les propriétés fondamentales des sols et leur mesure. — H. J. Lang: Mechanische Eigenschaften der Böden. — A. von Moos: Technik der Felduntersuchungen und der Probeentnahme. — H. B. de Cérenville: Les fondations en général. — U. G. Peter: Pfähle und Pfahlfundationen am Londoner Erdbaukongress. — M. Stähel: Straßen und Flugpisten. — Ch. Schaefer: Erddruck auf Bauwerke und Tunnels. — G. Schnitter: Erddämme, Böschungen und Einschnitte. — A. Wackernagel: Fundationsmethoden und Untersuchungsgeräte in England. — W. Groebli: Exkursion nach Schottland, Beiträge: R. Haefeli und H. B. Fehlmann: Messung der Zusammendrückbarkeit in situ mit Hilfe eines Modellpfahles. — E. J. Recordon: Détermination des caractéristiques des terres nécessaires au calcul des fondations sur sols élastiques. — E. Egolf, F. Germann und W. Schaad: Die Anwendung der flexiblen Betonbauweise im Straßenbau. — R. Schiltknecht und H. Bickel: Kontrollmessungen am Staudamm Castletto. — J. Zeller und R. Wullimann: Scherversuche an Stützkörpermaterialien des Staudamms Göschenenalp. — J. Zeller und H. Zeindler: Einbauversuche mit grobblöckigem Stützkörpermaterial des Staudamms Göschenenalp	21 1960 vergriffen	La construction du tunnel de Donnerbühl à Berne R. Desponts: Construction d'un tunnel ferroviaire par la méthode du bouclier. — D. Bonnard/E. Recordon: Etude expérimentale de la poussée des terres sur le tunnel de Donnerbühl. — F. Panchaud/O. J. Rescher: Etude sur modèle par photoélasticité de la résistance d'une section type du tunnel de Donnerbühl. — P. Kipfer/H. Wanzenried: Calcul statique et fabrication des voussoirs. — H. Ruppener: La construction du tunnel de Donnerbühl par la méthode du bouclier
11 1958 vergriffen	G. Schnitter und J. Zeller Sickerströmungen als Folge von Staupiegelschwankungen in Erddämmen J. Zeller und A. Schneller Einige bodenmechanische Eigenschaften künstlich verdichteter Lockergesteine	22 1960 vergriffen	Flachgründungen. Vorträge, gehalten am 14. November 1958 anlässlich der Herbsttagung in Lausanne Ch. Schaefer: Considérations géotechniques relatives aux fondations sur radiers. — A. von Moos: Geologische Voraussetzungen bei der Erstellung von Flachgründungen, erläutert an einigen Beispielen. — A. E. Süßtrunk: Geophysikalische Methoden als Hilfsmittel bei der Untersuchung von Fundationsproblemen. — H. Muhs, DEGEBO, Berlin: Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen. — H. B. de Cérenville: Tassemens d'un grand radier au bord d'un lac. — R. Henauer: Erfahrungen des projektiellenden Ingenieurs bei Flachgründungen anhand einiger Beispiele. — H. Eichenberger: Einige Beispiele von Flachfundationen aus der Praxis. — J. C. Ott: Fondation de l'Hôtel du Rhône, Genève, tassemens calculés et tassemens mesurés. — W. Schaad: Baugrund und Fundationserfahrungen beim Wohnturm Hirzenbach in Zürich 11
12 1958 vergriffen	H. Jäckli Die geologischen Verhältnisse bei Andelfingen. Fundationsprobleme im glazial vorbelasteten und eistektonisch stark gestörten Baugrund	23 1960 vergriffen	Bodenmechanische und bautechnische Probleme der Ausgleichsbecken. Vorträge, gehalten am 12. Juni 1959 anlässlich der 4. Hauptversammlung in Sierre G. Schnitter: Ausgleichsbäcken. — W. O. Rüegg: Asphalt-Dichtungsbeläge für Ausgleichsbecken. — J.-C. Ott: Expériences faites au cours de la construction des bassins de compensation d'Éggen et du Bergli. — W. Kahl: Die Ausgleichsbecken Wanna und Safien-Platz der Kraftwerksguppe Zervreila. — A. Robert: Le bassin de compensation de Motec, son projet et sa réalisation. — W. Lepori: Das Ausgleichsbecken Vissoie der Kraftwerke Gougra AG
13 1958 vergriffen	F. Kobold Geodätische Methoden zur Bestimmung von Geländebewegungen und von Deformationen an Bauwerken	24 1960 vergriffen	E. Meyer-Peter und G. Schnitter Übersicht über die Entwicklung der Hydraulik und der Bodenmechanik G. A. Mugglin Entwicklung der Einbaumethoden und Installationen bei Erddämmen

Fortsetzung siehe 3. Umschlagseite

Problèmes d'injections

Conférences tenues à la 6^e Assemblée générale le 9 juin 1961 à Saas-Grund VS

Injektionsprobleme

Vorträge, gehalten am 9. Juni 1961 anlässlich der 6. Hauptversammlung in Saas-Grund VS

Table des matières — Inhaltsverzeichnis

H. Cambefort:

L'injection et ses problèmes

R. Barbedette:

Percement des galeries en terrain difficile, méthode des injections à l'avancement

Kurt Boesch:

Injektionen im Fels

K.-A. Fern et W.-H. Montgomery:

Quelques applications du coulis chimique AM-9

Alexandre Verrey:

L'aménagement hydro-électrique de Mattmark

Bernhard Gilg:

Das Kraftwerk Mattmark — Das Projekt des Dichtungsschirmes unter dem Staudamm Mattmark

Ch. E. Blatter:

Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark

L'INJECTION ET SES PROBLÈMES¹

par H. CAMBEFORT, ingénieur civil de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Professeur à l'Ecole spéciale des Travaux publics. Directeur technique de SOLETANCHE

L'injection utilisée comme procédé de construction a pour but d'étancher ou de consolider les corps solides porcux et perméables tels que les roches fissurées, les sables et graviers ou alluvions et les maçonneries défectueuses.

Pour arriver à ce résultat, on remplit les vides du milieu avec un produit liquide qui se solidifie plus ou moins dans le temps. On recherche une solidification plus poussée pour une consolidation que pour un étanchement.

Ce liquide est appelé coulis. Pour le faire pénétrer, on l'envoie sous pression dans des forages qui traversent les vides à injecter.

Intérêt des injections

Suivant l'implantation des forages, on réalise des écrans étanches ou des massifs injectés plus ou moins importants.

La figure 1 montre par exemple un *écran d'étanchéité* réalisé autour du barrage-vôûte de la Chaudanne, sur le Verdon, en France. La disposition des forages, qui est très variable, dépend de l'orientation des fissures du rocher et des possibilités d'implantation.

Dans les alluvions, les forages sont en général verticaux, et sauf exception les écrans étanches comportent au moins deux lignes de forages parallèles. A Scré-Ponçon, sur la Durance, la partie supérieure de la cou-

pure (fig. 2) a nécessité une douzaine de lignes pour que l'écoulement à travers l'écran et au contact du noyau du barrage ait un gradient relativement faible et fixé à priori par les ingénieurs-conseils.

Les injections ne servent pas que pour les barrages. C'est ainsi que pour l'exécution du tunnel routier de Dartford, passant sous la Tamise dans les environs de Londres, le tunnel pilote de 3.60 m de diamètre foncé à l'air comprimé a traversé une couche alluvionnaire de sables et graviers occasionnant des fuites d'air de 80 m³/min. Après l'exécution par injection de deux écrans étanches encadrant le futur tunnel (fig. 3), on a pu foncer celui-ci en 9 m de diamètre avec des fuites de seulement 13 m³/min, alors que celles-ci auraient dû être d'environ 150 m³/min.

Pour la Centrale thermique de Strasbourg, l'injection des alluvions du Rhin a permis de réaliser un fond étanche à une enceinte de palplanches (fig. 4 et 5). La fouille a alors été creusée à sec et les bétons réalisés dans d'excellentes conditions. Une étude économique faite par E.D.F. après l'exécution des travaux a montré que cette solution avait été nettement plus économique que celles qui prévoyaient un fond en béton coulé sous

¹ Cette conférence a été prononcée à l'assemblée générale de la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondation, à Saas-Grund, les 9 et 10 juin 1961.

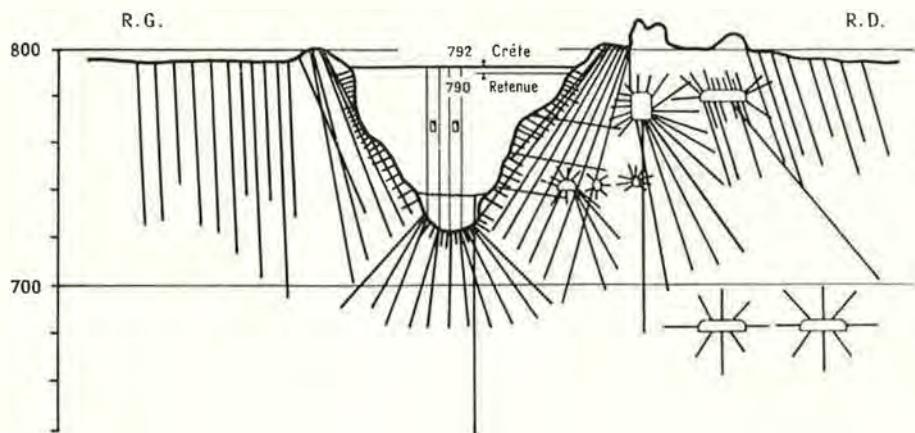


Fig. 1.

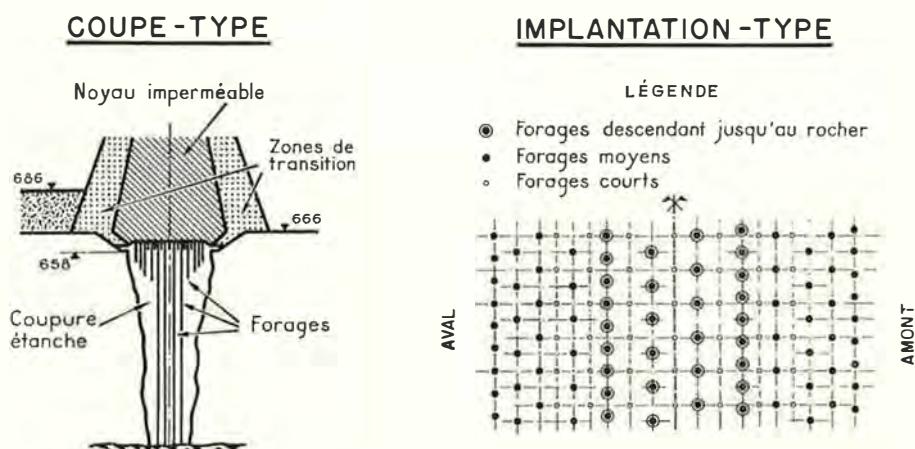


Fig. 2.

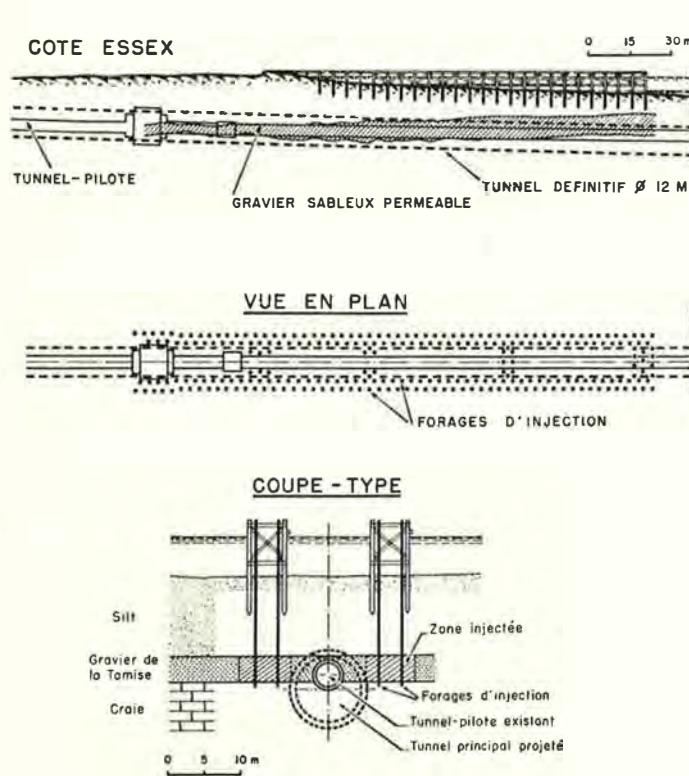


Fig. 3.

l'eau. Cette constatation est très intéressante, car elle va à l'encontre de l'opinion assez bien établie qui veut que les travaux réalisés par injections conduisent toujours à des dépassements de crédits.

Enfin, pour en terminer avec les écrans étanches, signalons les fouilles des Usines du Rhin, en Alsace, pour lesquelles on a réalisé des cuvettes étanches (fig. 6). C'est à Fessenheim que, pour la première fois, on a osé faire un fond étanche. Le débit d'épuisement de ces cuvettes était voisin de 100 l/sec, alors que dans les fouilles des écluses, beaucoup moins profondes, on pompait de 2 à 4 m³/sec.

La *consolidation* par injection est beaucoup plus rare que l'étanchement. Nous rappellerons, pour mémoire, la consolidation de l'épaule rive droite du barrage-voûte de Castillon, sur le Verdon, de 100 m de haut. Ce barrage, dont l'exécution avait été retardée pendant vingt ans à cause de la mauvaise qualité de cet appui, a pu, après ces injections, être mis en eau avec succès.

FOUILLE DE LA CHEMINÉE

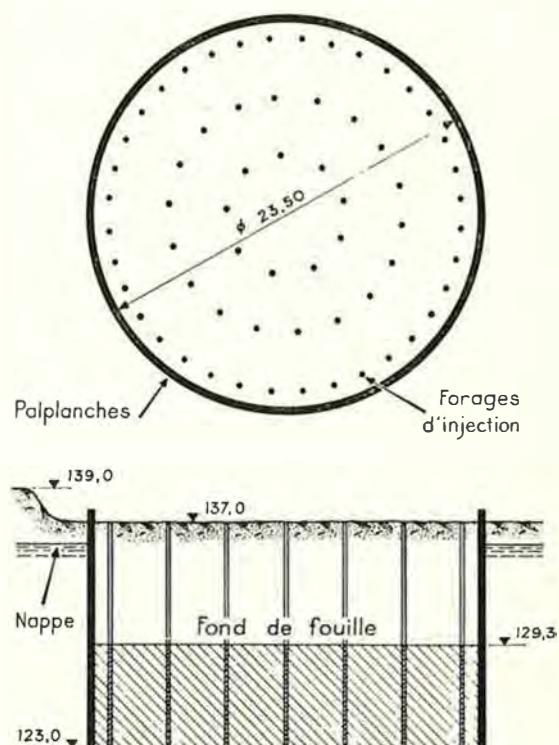


Fig. 4.



Fig. 5.

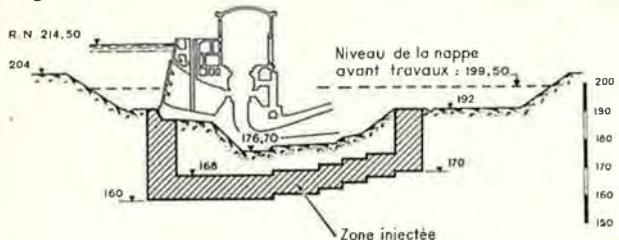


Fig. 6.

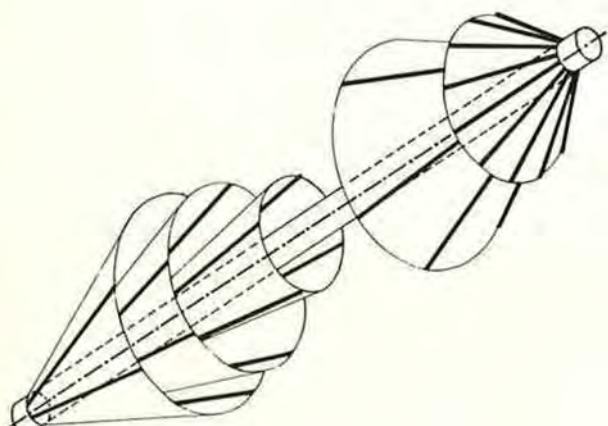


Fig. 8.

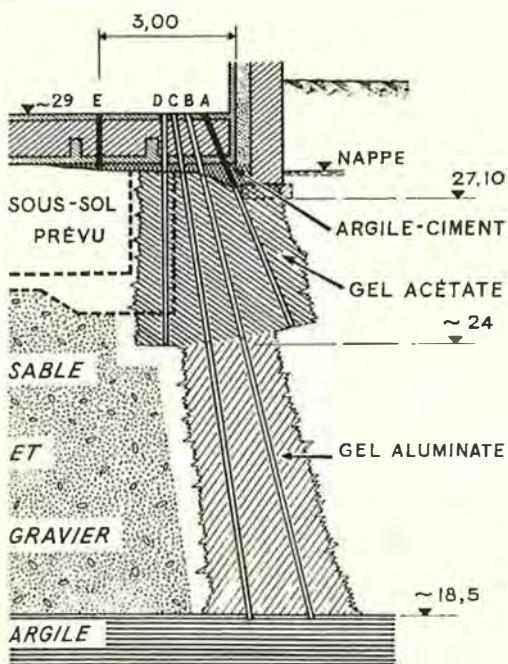


Fig. 9.

Un autre cas de consolidation, beaucoup plus modeste, est celui de la fondation de la pile rive gauche du pont suspendu de Boussens, sur la Garonne (fig. 7). Au dernier moment, alors que rien ne permettait de le prévoir, on a découvert une caverne de plusieurs mètres cubes juste à l'aplomb de cette pile. Après l'avoir nettoyée puis plus ou moins bien remplie de béton, des injections de ciment ont consolidé ce mauvais rocher, rendant ainsi superflus les dispositifs de redressement du pylône qui avaient été prévus.

Nous ne parlerons pas de la consolidation des mauvais rochers traversés par les galeries. Un autre exposé lui est consacré. Signalons que les premiers travaux de ce genre ont été faits en Italie dans la galerie du lac d'Idro, puis en Algérie pour la galerie d'Acif-el-Ham-mam. Les forages sont alors disposés en auréoles, ou plutôt en faisceaux (fig. 8).

Les sables et graviers constituant en général un très bon terrain de fondation, on ne prévoit leur consolidation que dans des cas bien particuliers. C'est par exemple le cas de la réalisation d'une fouille descendant en dessous des fondations des constructions voisines.

L'exécution de la fouille du poste de transformation du métro, située rue Monttessuy, en plein Paris, correspond à ce genre de travaux (fig. 9 et 10). La partie profonde du traitement correspond à un simple étanchement avec un gel au silicate ordinaire. Au contraire, la partie supérieure a été consolidée par l'injection d'un gel dur à l'acétate. Il est intéressant de remarquer que l'injection des alluvions n'impose pas obligatoirement des forages verticaux. Cependant toutes les fois que c'est possible, il vaut mieux éviter les forages trop inclinés.

Méthodes d'injection

Les méthodes d'injection diffèrent suivant qu'il s'agit d'injecter une roche fissurée ou un massif alluvionnaire. Deux causes en sont la raison :

— dans une roche fissurée, même très fortement, on peut toujours réaliser un forage à découvert, ne serait-ce



Fig. 10.

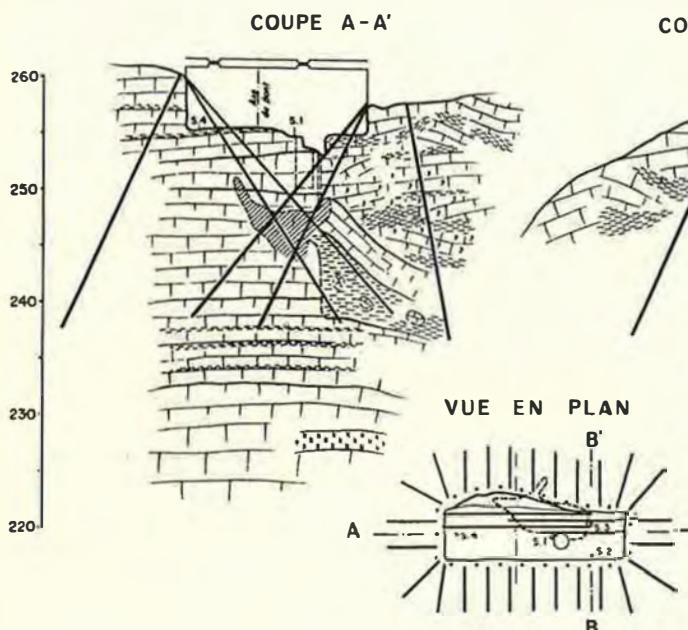


Fig. 7.

Fig. 11.

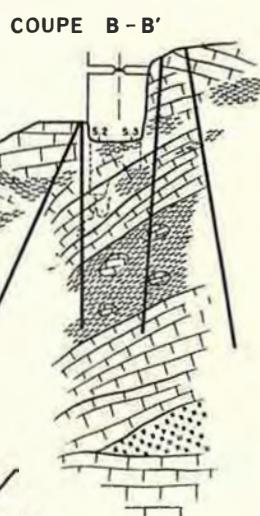
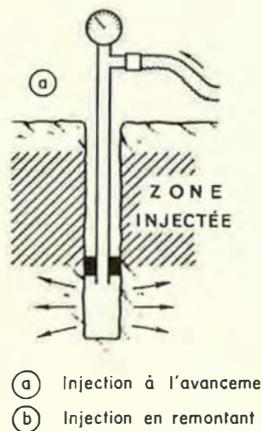


Fig. 12.

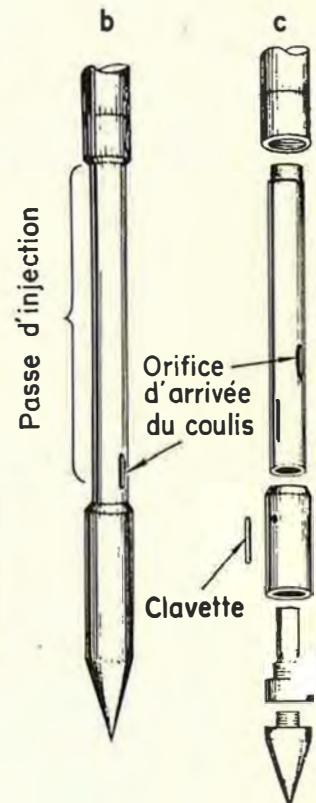


Fig. 13.

que sur un ou deux mètres de long, alors que cela est très difficile dans les sables et graviers ;

— d'autre part, les vides à remplir ne sont pas les mêmes. Alors que l'on peut estimer qu'une fissure a une ouverture sensiblement constante, les vides des sols pulvérulents sont très tourmentés et successivement grands et petits. Les mêmes coulis ne peuvent pas être utilisés.

C'est cette différence dans la forme des vides qui fait que l'injection des alluvions est totalement différente de celle des roches fissurées. On ne l'a d'ailleurs résolu d'une manière économique que très longtemps après celle des fissures.

Forages

Les forages se tenant à découvert dans le *rocher*, il est possible de mettre en place des obturateurs, afin de limiter l'injection à des passes de 3 à 5 m de long. Injecter le forage sur toute sa longueur à la fois est une mauvaise opération, car on ne peut pas adapter la composition du coulis à la dimension des fissures, indiquées par un essai d'eau préliminaire.

On peut ainsi injecter à l'avancement ou en remontant (fig. 11).

Dans le premier cas, on peut à la rigueur disposer toujours l'obturateur en tête du forage, puisque seule la dernière passe perforée n'a pas été injectée. Mais l'injection en remontant ne peut se faire que si la roche n'est pas trop fissurée. Sinon l'obturateur est court-circuité par le coulis et cimenté dans le forage.

Les deux méthodes donnent pratiquement le même résultat. L'injection en remontant présente cependant un très grand avantage économique, car elle permet de séparer les chantiers de perforation et d'injection.

Dans les *alluvions*, les forages doivent être obligatoirement tubés. Différentes méthodes sont possibles :

Pour les injections superficielles, toujours très difficiles à réaliser, on bat au marteau des pointes d'injection très rapprochées les unes des autres (fig. 12). L'injection se fait en retirant la pointe.

On peut aussi réaliser un forage tubé et procéder à l'injection après avoir remonté le tubage par fractions successives de 20 à 30 cm de long (fig. 13).

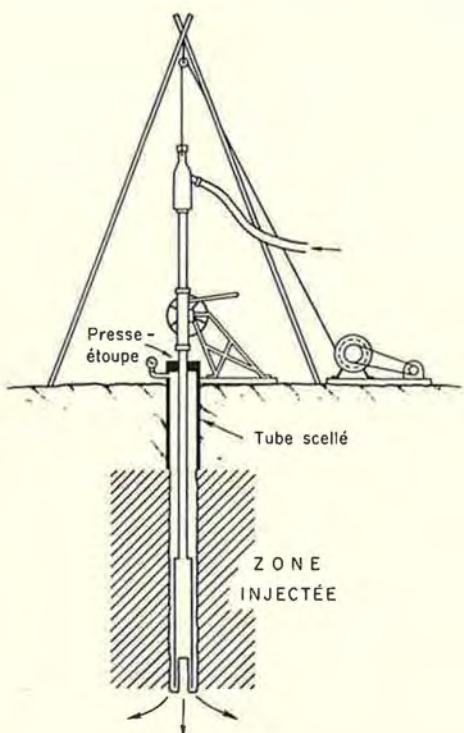


Fig. 14.

On peut également, ce qui est avantageux lorsqu'il y a de gros blocs, faire un forage à la rotation avec un carottier à peine plus gros que les tiges (fig. 14). Après avoir perforé une petite longueur, on remonte un peu le carottier et l'on injecte. Puis on recommence.

La meilleure solution consiste, sans aucun doute, à réaliser le forage sur toute sa longueur et à y sceller un tube à manchettes (fig. 15). Nous n'insisterons pas sur les avantages de cette méthode, décrite par ailleurs de très nombreuses fois.

Coulis

Il existe à l'heure actuelle une très grande variété de coulis, et tout l'art de l'injecteur consiste à savoir choisir convenablement le type de coulis le mieux adapté pour obtenir le résultat recherché sans compromettre l'économie du projet. Ce n'est pas toujours facile.

Les grandes classes de coulis sont indiquées par le tableau suivant :

Dénomination	Composition
Coulis instables	Suspension de ciment dans l'eau (+ éventuellement sable fin)
Coulis stables	Eau-ciment-argile colloïdale (+ éventuellement sable fin) (leur décantation est négligeable) Argile traitée
Produits chimiques	Silicate de soude + réactif donnant un gel Produits hydrocarbonés (pour mémoire) Résines organiques

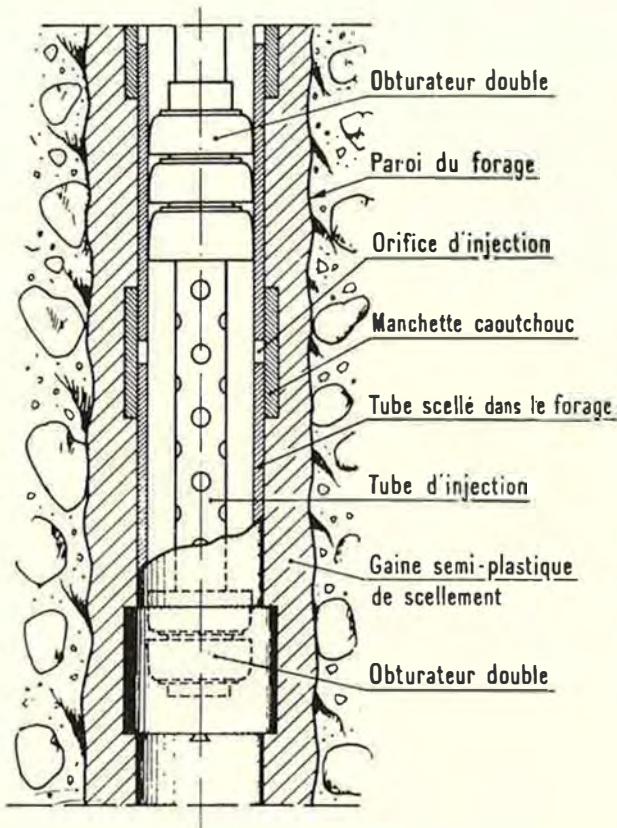


Fig. 15.

Les *coulis instables* ne permettent de faire que du remblayage hydraulique. Ce sont eux qui sont utilisés pour l'injection des fissures. Quand celles-ci sont très fines, ce qui est indiqué par les faibles absorptions de l'essai d'eau préliminaire, on injecte des coulis très dilués : $\frac{C}{E} = \frac{1}{10}$, par exemple. A cet égard, il est intéressant de noter que les cimentations de puits de mines faites vers 1925 étaient commencées avec des coulis dilués au 1/50. A l'heure actuelle, on a abandonné ces très faibles dilutions. C'est sans doute un tort, si l'on se place au point de vue technique pure.

A l'autre extrémité de l'échelle des concentrations, on utilise les coulis à 1/1, ou à la rigueur à 1,5/1. Si ces forts dosages ne suffisent pas, il faut changer de nature de coulis, en commençant par des coulis stables.

Pour ces coulis instables, la pression d'injection a une très grande importance, car c'est elle qui, en ouvrant les fissures, favorise l'injection. Nous reviendrons plus loin sur ce point.

Sauf cas vraiment très exceptionnels et difficilement prévisibles, ces coulis ne conviennent pas pour injecter les sables et graviers. Si les grains de ceux-ci sont trop fins, inférieurs à 1 ou 2 mm par exemple, le ciment ne pénètre pas dans les vides, et s'ils sont plus gros il se dépose tout de suite, en donnant à l'injection un rayon d'action ridiculement faible (fig. 16).

Les *coulis stables* sont, par suite de leur absence de sédimentation pendant la durée de l'injection, de véritables fluides que l'on pourrait pomper indéfiniment si la prise du ciment, augmentant leur viscosité, ne faisait croître abusivement la pression d'injection.

Avec eux, il faut toujours limiter à priori les quantités injectées. On peut le faire sans crainte, car leur

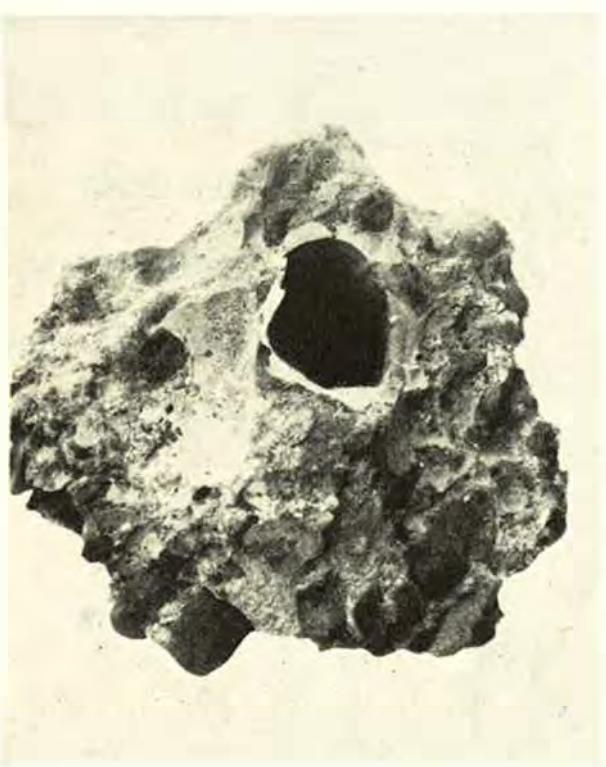


Fig. 16.



Fig. 18.

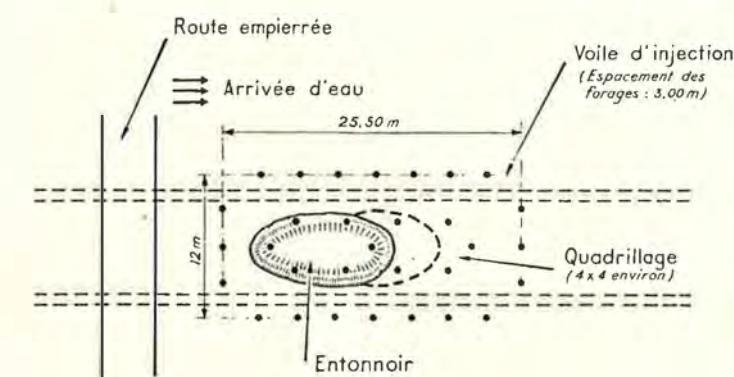
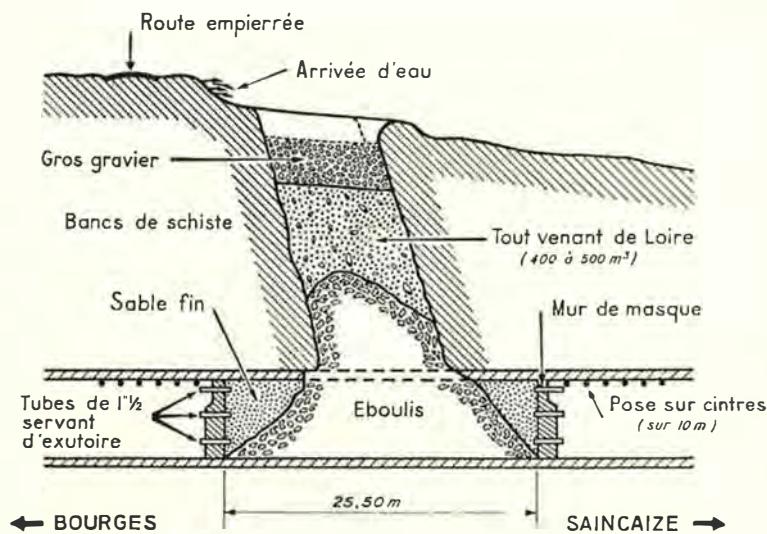


Fig. 17.

sédimentation étant presque négligeable, leur eau de constitution est mobilisée par la prise du ciment.

Leur pression d'injection dépend de la perméabilité du sol ou de l'ouverture des fissures, de leur viscosité et du débit.

Contrairement à ce qui se passe dans l'injection des coulis instables, la valeur de cette pression est sans influence sur la qualité du résultat. Cependant, si elle est trop forte on risque des claquages, véritables fissures artificielles, d'abord verticaux puis horizontaux. Nous y reviendrons.

Ce sont ces coulis qui ont permis l'injection économique des sables et graviers et qui sont maintenant utilisés pour l'obturation des grosses fissures. Dans ce dernier cas, il convient de faire suivre ce premier traitement par une injection de coulis instable qui permet un remplissage des petits vides produits par la sédimentation des coulis stables, et un clavage en pression du rocher.

C'est également grâce à eux que l'on peut facilement « cimenter » les blocs produits par un éboulement et qu'il convient d'excaver. C'est ainsi qu'ont été traités plusieurs éboulements de vieux tunnels en France (fig. 17-18 et 19).

Les argiles traitées constituent le coulis de transition entre les coulis stables et les produits chimiques, lorsque le traitement assure la déflocculation des argiles (dans ce cas, la composition du coulis est protégée par un brevet).



Fig. 19.

C'est ainsi qu'avec de la bentonite, les plus gros grains ne dépassent pas quelques microns. Ils sont donc comparables aux gouttelettes des fines émulsions de bitume. Ces coulis présentent à l'état final une rigidité faible mais suffisante, alors que le bitume n'en a pas.

Si la défloction n'est pas assurée, ces argiles traitées sont plus voisines des coulis argile-ciment que des produits chimiques.

Dans les *produits chimiques*, nous ne parlerons pas de produits hydrocarbonés, qui ne sont pratiquement jamais utilisés. Par contre, les gels obtenus à partir d'un silicate de soude et d'un réactif ont été depuis fort longtemps les seuls produits chimiques utilisés.

Jusqu'à 1940 environ, c'étaient les seuls coulis qui permettaient d'injecter les alluvions. C'était une solution onéreuse.

Pour les étanchements, on faisait appel aux gels plastiques. Le coulis comportait un mélange de silicate et de réactif dosés de manière telle que la transformation en gel se fasse au bout d'un temps donné parfaitement réglable à l'avance. Ces coulis ont fait l'objet de nombreux brevets : Lemaire et Dumont, Gayrard, Rodio, etc. C'est à Rodio que revient le mérite d'avoir utilisé ces gels d'une manière vraiment industrielle.

Pour les consolidations, on injectait d'abord le silicate de soude puis un réactif, qui provoquaient la formation instantanée d'un gel dur. Ce sont les brevets Joosten et François. Ce procédé nécessite des forages très rapprochés : 0,60 m à 1 m, car par suite de la réaction instantanée le rayon d'action de l'injection est très petit. Il semble cependant que François n'aït jamais utilisé son gel pour la consolidation des sables et graviers.

VARIATION DE LA VISCOSITÉ EN COURS DE PRISE

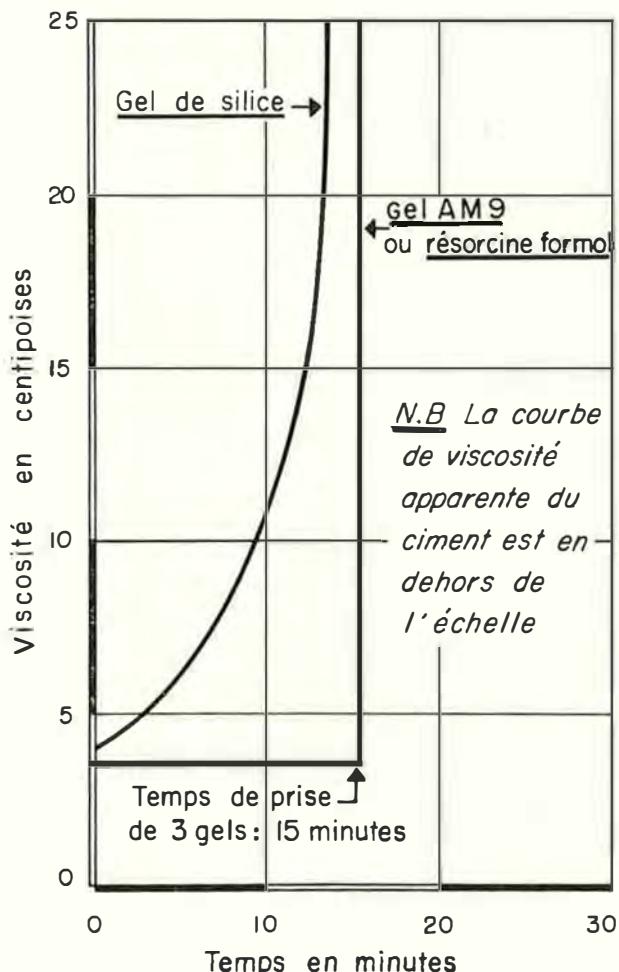


Fig. 20.

Depuis quelques années, divers procédés permettent l'obtention d'un gel dur en injectant à la fois silicate et réactif, comme pour un gel plastique. C'est un très grand avantage, car on peut ainsi conserver l'écartement habituel des forages, c'est-à-dire 2 à 3 m environ.

Il convient de signaler que tous les coulis faisant intervenir du silicate de soude sont extrêmement sensibles à la composition chimique de celui-ci, qui varie d'un pays à l'autre. Il n'y a donc pas de formule de coulis passe-partout.

Malgré leur apparence, les coulis à base de silicate ne sont pas des liquides au même titre que l'eau, par exemple. Dès le mélange du silicate et du réactif, la viscosité augmente, pour conduire à un coulis ininjetable parce que trop visqueux bien avant que la transformation en gel se produise. En outre, ils contiennent des micelles colloïdales qui, quoique fort petites, interdisent la pénétration de ces coulis dans des sols très fins, comme les limons.

Seules les *résines organiques* ont une viscosité égale à 1,5 à 2 fois celle de l'eau, rigoureusement constante jusqu'à la polymérisation (fig. 20). On peut dire que tous les sols dans lesquels l'eau circule tant soit peu sont injectables aux résines. C'est une question d'implantation de forages, de méthode et de patience.

Pour qu'une résine organique puisse servir de coulis

d'injection, il faut qu'elle puisse se polymériser à la température ordinaire, à l'abri de l'air et en présence d'eau. En outre, si l'on veut injecter des milieux calcaires, il vaut mieux qu'elle ne soit pas acide.

Malgré les très nombreux brevets pris dans ce domaine, les conditions précédentes limitent actuellement à trois les résines utilisables et effectivement utilisées en injection.

Ce sont :

- l'AM 9, qui est une acrylamide ;
- la résorcine-formol ;
- l'urée-formol.

Ce classement correspond au prix des coulis. L'AM 9 se situe aux environs de 4000 NF le m³ et l'urée-formol à 600 NF. Ceci explique pourquoi, malgré leurs qualités remarquables, les résines ne sont utilisées que quand on ne peut pas faire autrement.

Ces résines, par leurs propriétés distinctes, ont des domaines d'application différents.

L'AM 9 donne un produit presque totalement élastique. Une éprouvette de ce coulis après polymérisation se raccourcit de 30 % d'une manière parfaitement élastique avant de se rompre.

La résorcine-formol peut, suivant sa dilution, donner des produits dont la résistance à l'écrasement varie de quelques dizaines de grammes par cm² à quelques dizaines de kilos par cm². Le prix du coulis diminue évidemment lorsque la dilution augmente.

L'urée-formol fournit les plus fortes résistances, mais comme il s'agit d'un coulis acide, on ne peut pas l'utiliser facilement pour l'injection de tous les sols.

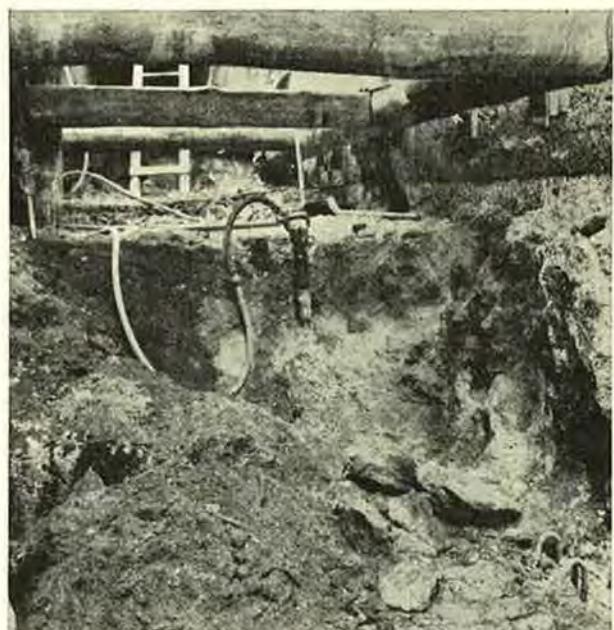


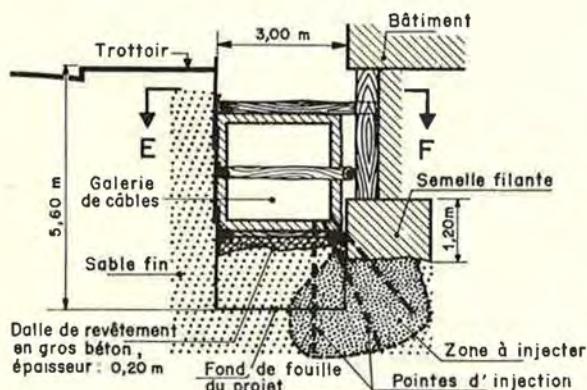
Fig. 22.

Par suite de leur prix de revient très élevé, ces résines n'ont encore été utilisées que pour des travaux très spéciaux.

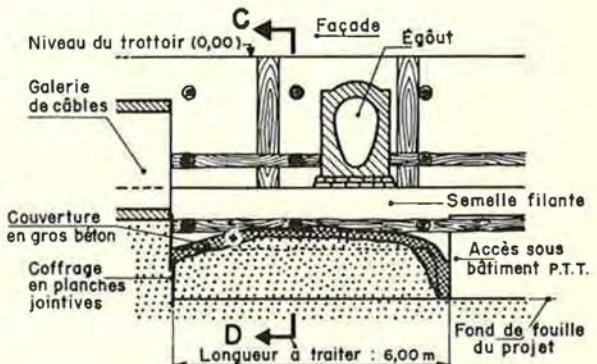
C'est ainsi que l'on a injecté les sables très fins servant de fondations à l'immeuble des PTT de la rue Pastourelle, à Paris, pour permettre le passage d'une galerie (fig. 21 et 22).

De même un puits d'accès de l'Emissaire Nord-Est

COUPE C D



COUPE A B



COUPE E F

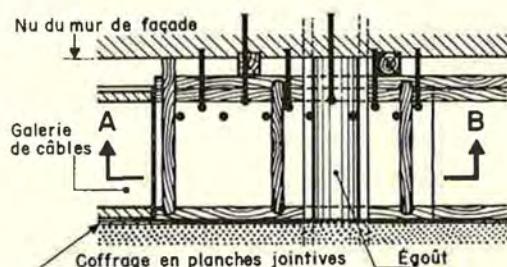
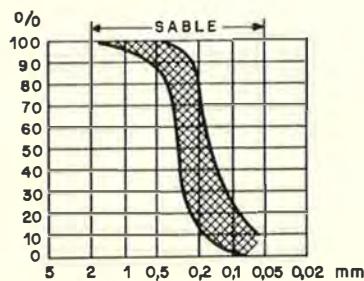


Fig. 21.

de Paris, dans lequel des renards avaient complètement désorganisé le sous-sol, a pu être repris avec succès après l'injection aux résines de la couche de sable de Beauchamp qui avait été le siège de ces désordres (fig. 23).

Malgré leur fluidité, ces coulis ne peuvent pas être injectés n'importe comment, et en particulier à gros débit, si l'on ne veut pas claquer le terrain. Il serait alors inutile de faire appel à des coulis aussi nobles et surtout aussi onéreux.

* * *

Après cette rapide vue d'ensemble, nous allons revenir sur deux points particulièrement importants. Ce sont :

- la pression d'injection des coulis instables ;
- les claquages.

Pression d'injection des coulis instables

Toutes les fois qu'une injection de ciment est à faire dans une roche fissurée, se pose la question de savoir jusqu'à quelle pression on peut aller, et on assiste souvent à un véritable marchandage de kg/cm^2 entre le maître de l'œuvre et l'entrepreneur spécialiste.

Il n'y a pas et il ne peut pas y avoir de règles absolues, puisque c'est le rocher qui commande. Aussi est-il nécessaire de connaître un certain nombre de faits pour essayer d'avoir une opinion.

Tout d'abord, consultons les anciens.

A. François signale en 1923, pour la remise en service des puits de mines détruits à la fin de la première Guerre mondiale, l'utilisation de pressions d'injection élevées que l'on n'oserait pas appliquer actuellement dans les travaux publics.

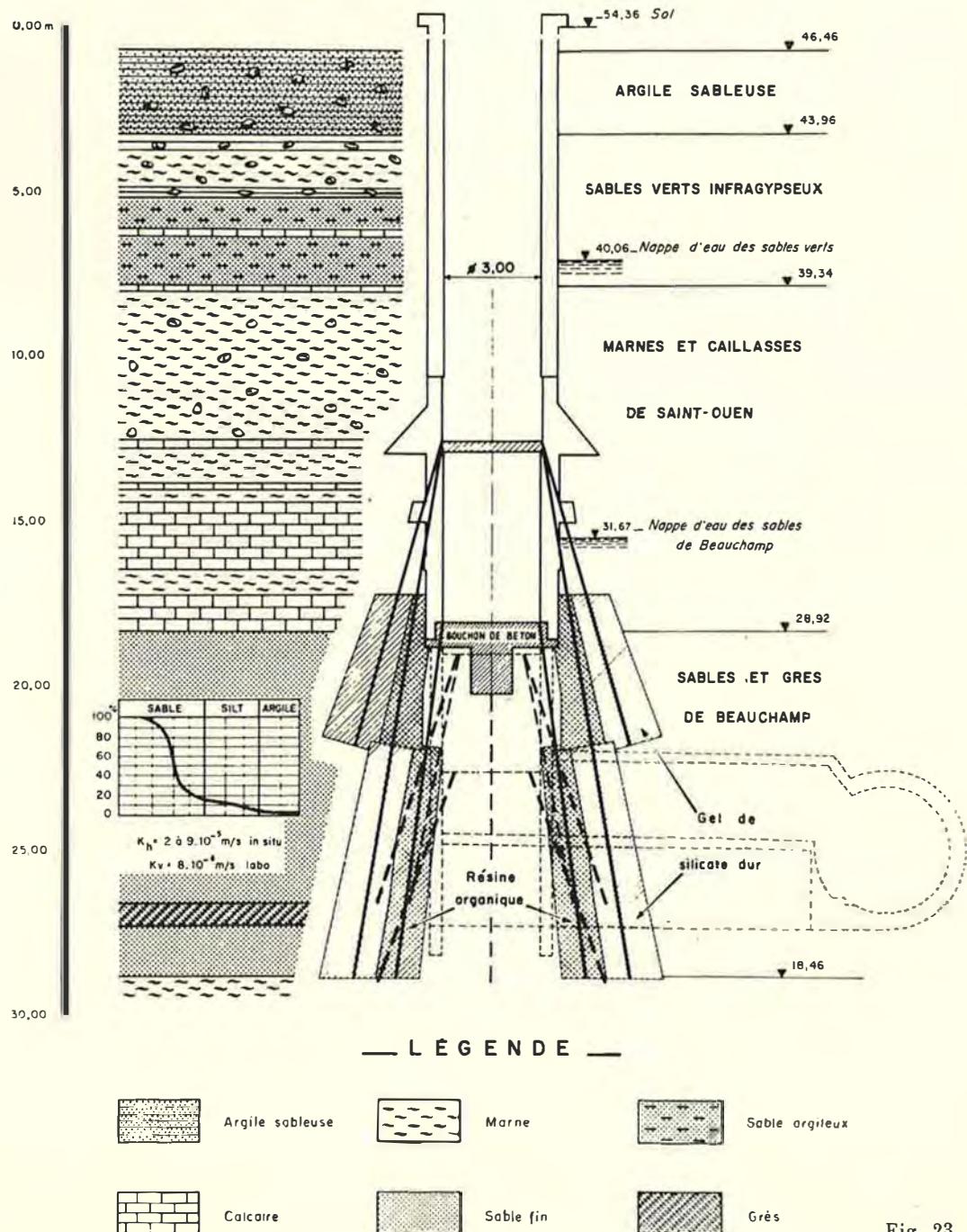


Fig. 23.

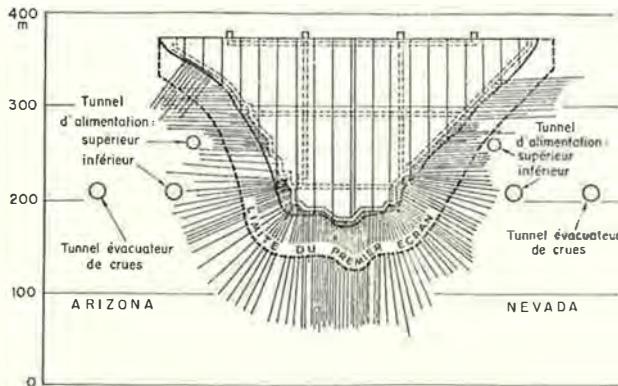


Fig. 24.

C'est ainsi qu'au puits n° 11 des mines de Lens, dont le cuvelage détruit au droit des horizons aquifères était constitué par des pièces de chêne jointives de 12 à 20 cm d'épaisseur, on a injecté jusqu'à 40 kg/cm². Les forages situés sur deux cercles concentriques au puits se trouvaient à 4 m et 6,50 m du cuvelage. Lorsque l'injection se faisait au droit des brèches du cuvelage, on a simplement limité les pertes de coulis. Au moment du dénoyage du puits, les terrains ne donnaient plus d'eau.

F. Arguillère, en 1927, précise :

« ... Le rôle joué par les hautes pressions d'injection est assez clair et constitue une caractéristique physique du procédé. Ces pressions sont poussées jusqu'à 80 et 90 kg. Elles facilitent, lors de la prise, l'expulsion de l'eau en excès, l'eau de cristallisation subsistant seule, et constituent un correctif aux erreurs possibles de dosage. Elles augmentent l'adhérence du dépôt aux terrains mêmes sales et contribuent à éviter le danger d'une prise en magma plus ou moins boueux. Elles élargissent des fissures trop étroites, y font pénétrer et y poussent plus loin le lait de ciment. Enfin, elles arrivent à créer dans le terrain, en suivant grossièrement les plans de ses diaclases de nouvelles fractures, revêtues d'une fine pellicule imperméable, formant un réseau anastomosé au travers duquel la circulation d'eau sera limitée par de fortes pertes de charge... »

Le professeur Lugeon dit, dans son livre *Barrage et Géologie* (1933) :

« ... On utilisait anciennement, et il y a peu de temps encore, des cloches à air comprimé pour envoyer la laitance. On était donc dépendant de la pression des compresseurs du chantier et on ne dépassait guère une charge de 10 kg au cm². Ce système a été remplacé par la pompe à ciment, qui permet une injection continue, ce qui est essentiel, et à haute pression, ce qui est capital, pouvant atteindre jusqu'à 50 kg et plus.

Il n'y a que dans les phases supérieures des roches à stratification horizontale que l'on ne cherchera pas à atteindre de si hautes charges, de crainte de soulever des bancs rocheux, mais pour toute autre roche il n'y a rien à redouter... »

Plus près de nous, P. Lévéque a fait, dans les années voisines de 1950, toute une série d'essais systématiques au Maroc, et, ce qui est très important, il est allé voir le résultat. Il s'agit d'injections peu profondes.

La première fois, la pression de refus a été fixée à 15 kg/cm² dans des grès arkosiques plus ou moins altérés. Il a pu faire alors les observations suivantes :

- le ciment se trouve dans des fissures sensiblement verticales. Les plans de stratification subhorizontaux ne sont pratiquement pas injectés ;
- dans une fissure aboutissant à un forage, la granulométrie du ciment déposé est sensiblement constante sur 25 à 40 cm, puis elle devient plus fine avec un rétrécissement correspondant de la fissure, pour finir par un dépôt pulvérulent ;

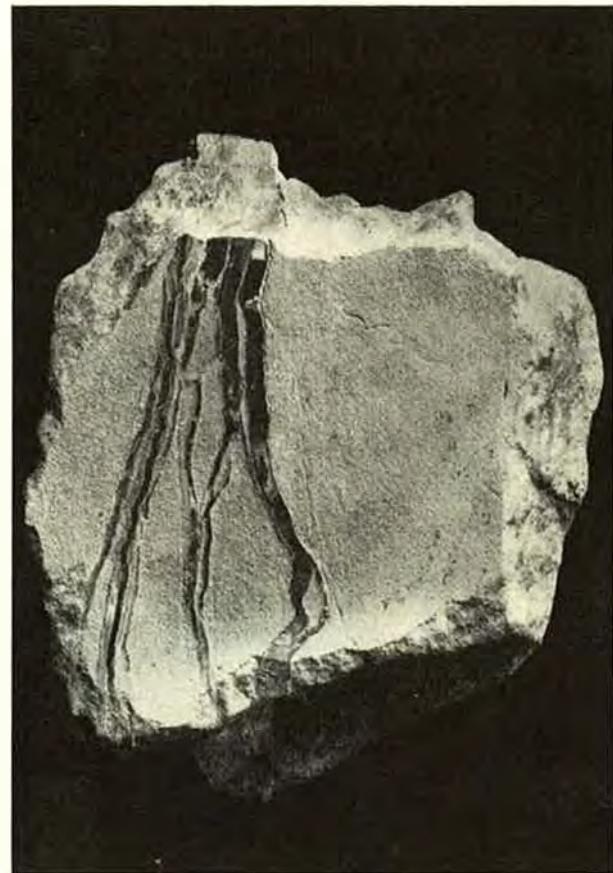


Fig. 25.

— certaines fissures sont tapissées d'un dépôt pulvérulent laissant un vide entre les deux parois, avec quelques points isolés de grains de ciment les réunissant.

Dans un second essai organisé à proximité du précédent, la pression a été poussée jusqu'à 100-110 kg/cm². Les forages, de 7 m de long, étaient exécutés à partir d'une petite tranchée peu profonde.

Cette fois, la galerie de visite a montré que :

— même les fissures de 0,5 mm d'épaisseur étaient remplies par un ciment compact, rayant le verre ;
— on ne trouvait plus, comme dans le premier essai, des dépôts pulvérulents. Le ciment était partout bien soudé aux parois des fissures et ses différentes fractions granulométriques n'étaient pas différenciables.

Au cours d'un troisième essai, réalisé dans une superposition de lentilles, de sables limoneux et de conglomérats à galets quartziteux ou gréseux, essai dans lequel la pression d'injection a été poussée jusqu'à 90 kg/cm², P. Lévéque a remarqué en particulier que :

— l'épaisseur d'une fissure injectée est maximale au voisinage d'un forage. Elle diminue en s'éloignant ;
— le terrain est injecté suivant les plans de séparation des masses lenticulaires de sable limoneux et de conglomérats. Ces plans sont parallèles au pendage général. Mais il existe aussi des cheminements perpendiculaires au pendage et passant au contact de gros galets de quartzite.

Ces différentes observations permettent de dire que :

— la qualité du ciment déposé dans les fissures augmente avec la pression d'injection ;
— la pression du coulis ouvre les fissures, et au voisinage du forage plus fortement qu'au loin. Ceci est conforme à la théorie ;

- malgré l'opinion du professeur Lugeon, l'injection à très forte pression des couches superficielles d'une roche dont les plans de stratification sont sensiblement parallèles à la surface du sol, ne provoque pas forcément des désordres. Dans le premier essai, ces plans n'ont pas été injectés ;
- les fissures injectées perpendiculaires au pendage général sont des claquages dont nous parlerons plus loin.

De nombreux travaux ont été réalisés en France et sans doute à l'étranger en utilisant des pressions très élevées. Nous prendrons un seul exemple, c'est celui de la consolidation du rocher autour de la conduite forcée de la Chute de Montpezat.

Après avoir collé au rocher les bétons du revêtement au moyen de forages pénétrant de seulement 20 cm dans le rocher, on les a approfondis de 2 à 4 m puis on les a injectés jusqu'à 100 kg/cm^2 .

Il n'en est résulté aucun désordre et les mesures faites par la suite ont montré que le module d'élasticité du rocher avait été augmenté d'environ 50 %.

Il ne faut cependant pas croire que les injections sont toujours sans danger. D'une manière presque générale, on peut dire que des injections sous un barrage en soulèvent toujours une partie. Mais contrairement à ce que l'on pourrait croire, ce ne sont pas les pressions les plus élevées qui sont les plus dangereuses.

Ainsi le barrage à voûtes multiples du Messrourch, en Algérie, est fondé sur des dolomies karstifiées, dans lesquelles se trouvent par endroits de très grandes lentilles d'argile. Il était admis que les injections pouvaient être poussées jusqu'à 35 kg/cm^2 . Il ne s'est jamais rien passé d'extraordinaire quand cette pression était atteinte. Par contre, des fissures dans les maçonneries ont été créées avec des pressions de l'ordre de 5 kg/cm^2 . Une étude du phénomène a montré que dans ces cas-là la passe injectée traversait une lentille d'argile. Cette dernière était claqué par l'injection sur une grande surface horizontale et il suffisait d'une faible pression du coulis pour former un vérin colossal.

Au cours de ces travaux, on a pu observer un phénomène remarquable : avec une pression d'injection très basse, on constate la formation d'une fissure verticale dans une voûte. L'injection est immédiatement arrêtée. Mais cela n'empêche pas la fissure de s'ouvrir. Elle atteint environ 10 mm à la surface du sol, puis elle se referme pour redevenir filiforme.

On peut penser que le coulis s'est accumulé dans une cavité due à la compressibilité de l'argile jusqu'au

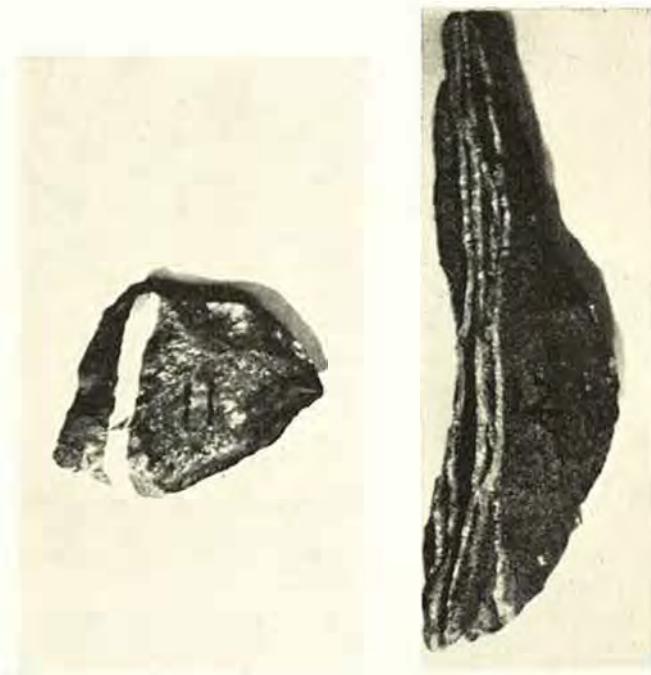


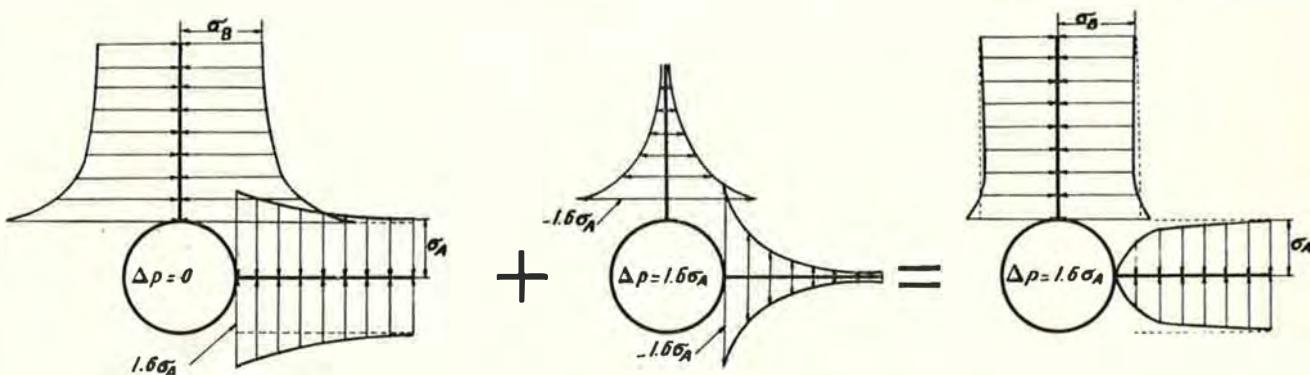
Fig. 26.

moment où un claquage horizontal s'est amorcé. C'est alors qu'on a arrêté l'injection. Mais l'argile jouant le rôle d'accumulateur hydraulique a chassé le coulis de la poche dans le claquage. La fissure amorcée s'est alors ouverte puis le claquage s'étendant au loin, la pression a baissé et la fissure s'est refermée.

Si l'on veut injecter correctement les fissures, de tels incidents sont inévitables. Utiliser à priori des pressions très basses pour être sûr de ne rien désorganiser ne permet pas de faire du bon travail.

C'est ainsi que l'écran d'étanchéité du Boulder Dam injecté suivant les spécifications américaines, c'est-à-dire à basse pression et en arrêtant l'injection dès qu'une résurgence se manifeste, a dû être entièrement refait après la première mise en eau, car les fuites à travers le rocher interdisaient toute exploitation de l'usine (fig. 24). On en a profité pour approfondir les forages.

Cette grande différence dans la profondeur des deux écrans provient de ce qu'aux Etats-Unis on ne fait pas d'essais Lugeon pour déterminer les horizons à injecter. La profondeur du premier voile avait été fixée à priori,



Contraintes après exécution d'un forage dans un massif supportant les contraintes principales σ_A et σ_B

Contraintes dues à une surpression égale à $1,6 \sigma_A$ dans le forage

Contraintes totales

Fig. 27.

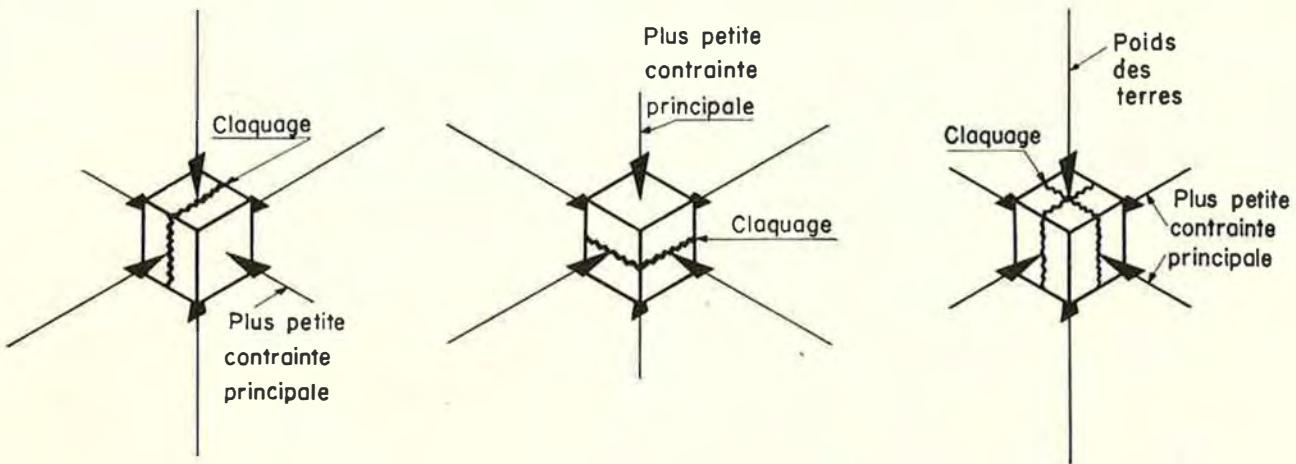


Fig. 28.

et celle du second à partie de la qualité du rocher estimée d'après l'aspect des carottes.

On peut aussi penser que c'est à cause des très faibles pressions d'injection qu'il est possible de trouver aux Etats-Unis un assez grand nombre de voiles d'étanchéité dont l'efficacité est douteuse.

Claquages

Les claquages ou encore coups de sabre sont de véritables fissures artificielles remplies de coulis.

L'attention a été attirée sur eux par l'observation des fouilles faites dans des alluvions injectées. Mais ils ne se produisent pas uniquement dans ces sols. On les trouve assez fréquemment dans les roches tendres, moins souvent dans les roches dures (fig. 25 et 26).

Ce sont M. K. Hubbert et D. G. Willis (1957) qui, en faisant l'étude de la fracturation hydraulique des puits de pétrole, ont montré comment ces claquages pouvaient se produire.

L'observation des résultats obtenus dans plusieurs champs pétrolifères et la considération des contraintes régnant sur les parois d'un forage creusé dans un massif soumis à un système de contraintes uniformes (fig. 27) ont conduit ces auteurs à penser que les claquages se faisaient toujours perpendiculairement à la plus petite contrainte principale sollicitant le terrain (fig. 28).

Pour vérifier cette hypothèse, ils ont confectionné des blocs de gélatine soumis à différents systèmes de contrainte. L'injection d'un lait de plâtre, par un forage central, a toujours donné des claquages perpendiculaires à la plus petite contrainte principale.

Ils sont même arrivés à fissurer perpendiculairement à la stratification des blocs constitués par une superposition de couches dures et de couches très molles de gélatine, alors qu'on aurait pu penser que le claquage aurait dû se faire uniquement dans les couches molles.

Les essais confirment donc l'hypothèse sur l'orientation des claquages. Il ne semble pas qu'on puisse la mettre en doute.

Il faut donc connaître les contraintes sollicitant un massif pour pouvoir évaluer à l'avance l'orientation des claquages et la pression à laquelle ils se forment.

En général on ne fait pas une telle recherche, mais il y a des cas où de simples considérations permettront d'avoir une idée sur l'orientation des claquages.

Un exemple remarquable de claquage de roches ten-

dres est fourni par l'écran d'étanchéité rive gauche du barrage de Bou Hanifia, en Algérie.

Cet écran vertical a été exécuté à partir de deux galeries de travail disposées l'une au-dessus de l'autre, aux cotes 300 et 255 environ. En plus, il se trouve situé approximativement dans le plan médian de la croupe formant l'appui rive gauche du barrage. Cette disposition, due en grande partie au hasard, est très importante, car on peut penser que les plus petites contraintes sollicitant le massif sont perpendiculaires à ce plan.

Les injections ont été faites au ciment dans un complexe marno-gréseux. Les forages étaient espacés de 2,50 m et les passes d'injection avaient 3 à 4 m de long. Afin d'examiner les résultats obtenus dans un horizon plus particulièrement grésable, on a réuni par un puits les deux galeries de travail. L'emplacement du puits a été choisi entre deux forages, en sorte qu'il les découvre sur toute leur hauteur.

On a remarqué sur les parois du puits que l'injection a claquée le terrain suivant des plans verticaux situés dans le plan de l'écran (fig. 29). Ces claquages sont extrêmement nombreux et plus ou moins longs. Certains sont relativement épais, d'autres ramifiés (fig. 30).

Que les couches soient sableuses, gréseuses ou marneuses, elles sont traversées

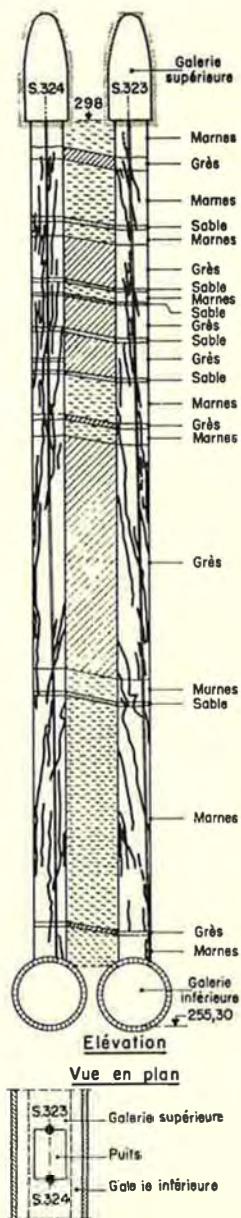


Fig. 29

par les mêmes claquages qui se propagent sans aucune discontinuité. Il s'agit donc bien de claquages et non de fines fissures élargies par l'injection. Leur répartition, ainsi que l'allure tourmentée de certains d'entre eux, confirment ce point de vue.

Il faut dire que leur formation a été favorisée par l'injection simultanée de plusieurs forages voisins les uns des autres. Mais ce mode opératoire n'explique pas tout, car également appliqué sur l'autre rive il n'a pas donné les mêmes résultats, puisque les rares claquages observés avaient des directions quelconques.

Dans les roches dures, on peut aussi observer des claquages, surtout quand on creuse une galerie pour laquelle on a injecté des forages à l'avancement (fig. 31). Mais ils sont en général moins abondants que ceux obtenus dans les roches tendres.

Des claquages extrêmement nombreux se produisent également lors de l'injection des sables et graviers. On peut même penser que très souvent l'efficacité du voile n'est presque due qu'à eux. En effet, dans ce cas-là, les contrôles locaux ne donnent pas une grande diminution de la perméabilité, alors que le contrôle global effectué au moment de la mise en service de l'ouvrage montre que le traitement a été satisfaisant.

Si l'on pense qu'à une profondeur donnée la poussée du massif sur un plan vertical est de beaucoup inférieure au poids du massif à ce même niveau, on voit que les premiers claquages ne peuvent se faire que suivant des plans verticaux. Ils peuvent d'ailleurs se propager jusqu'à la surface du sol.

Au fur et à mesure de leur formation, ils resserrent le terrain et il arrive un moment où c'est la contrainte verticale qui devient la contrainte minimale. Il se forme alors des claquages horizontaux et l'injection a simplement pour effet de soulever le sol.

Une conséquence très importante de tout ceci est que, si l'on veut imprégner tous les vides d'un sol alluvionnaire avec des coulis, il faut :

- que le coulis puisse bien pénétrer dans ces vides ;
- que la pression d'injection ou encore son débit ne soient pas trop élevés, sinon on ne peut que claquer le terrain.

Alors que la première condition est évidente, il n'en est pas de même de la seconde. Beaucoup d'injecteurs l'ignorent. Alors, pour avoir des prix bas, ils injectent avec des débits élevés et ils font du mauvais travail. C'est dommage, car c'est ainsi qu'on discrédite un procédé qui par ailleurs a toute sa valeur.

BIBLIOGRAPHIE

- F. ARGUILLÈRE : *Cimentation des grès vosgiens*. Revue de l'Industrie minérale, 1^{er} novembre 1927.
A. FRANÇOIS : *Sur les travaux miniers exécutés par les procédés de la cimentation et de la silicatisation*. Revue industrielle des Mines, 15 juillet 1923. Congrès scientifique de



Fig. 30.



Fig. 31.

l'Association des ingénieurs de l'Ecole de Liège (Section des Mines).

P. LÉVÈQUE : *Géologie appliquée aux Grands Travaux du Maroc. Etude de quelques emplacements de barrage*. Service géologique du Maroc. Fasc. II. Notes et Mémoires, n° 98. Rabat, 1954.

— *Contribution à l'étude du cheminement de divers coulis d'injection*. Bulletin de la Société géologique de France, 6^e Série, Tome 7, Fasc. 7. Paris, 1957.

M. LUGEON : *Barrage et géologie*. Dunod, Paris, 1933.

H. VAN MASSENGOVE : *Les applications des procédés de cimentation François au fonçage de puits, réparation de cuvelages et tracé des galeries en terrains aquifères*. Congrès international des Mines de la Métallurgie et de la Géologie appliquée. Liège, 1930.

Percement des galeries en terrain difficile, méthode des injections à l'avancement

Par M. R. Barbedette, Sondages, Injections, Forages S. A., Bussigny-Lausanne¹⁾

DK 624.191.22:624.138.24

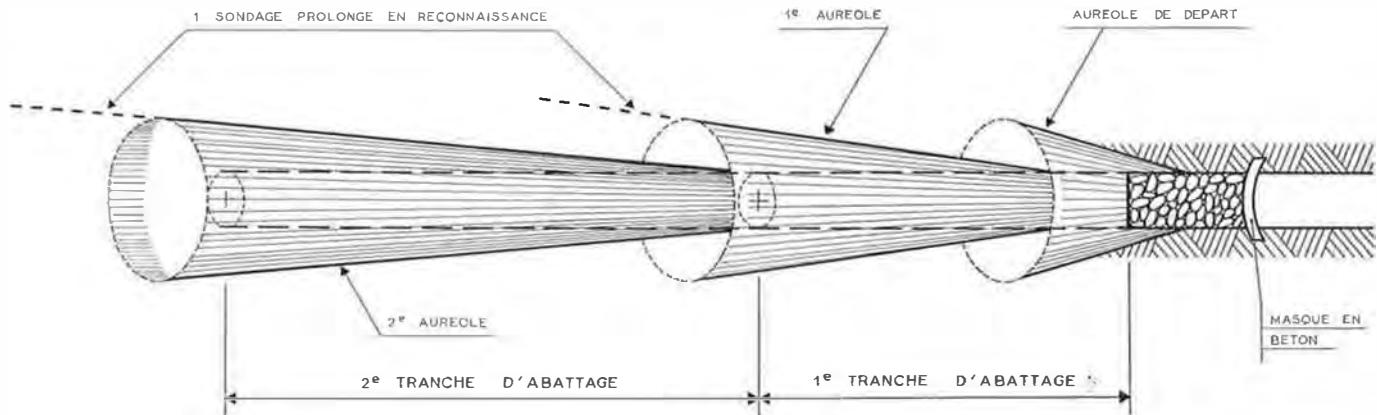


Fig. 1. Schéma de principe des injections à l'avancement

La méthode du traitement du terrain par injections à l'avancement consiste à réaliser à l'avance autour de l'excavation à exécuter une zone de protection à l'intérieur de laquelle le percement de la galerie pourra être exécuté dans de meilleures conditions que s'il s'effectuait dans un terrain qui serait resté dans son état naturel. Cette méthode peut s'appliquer à des cas variés, parfois très différents; mais cette application exige chaque fois une adaptation spéciale nécessitant un très minutieux travail de reconnaissance, d'études et d'essais.

Le traitement peut parfois être exécuté à partir de la surface du sol — c'est de cette manière que S.I.F. S.A. a pu procéder en 1953, pour effectuer le traitement qui a permis de reprendre et poursuivre l'exécution de la partie terminale de la galerie de fuite de l'Usine des Clées. Mais en général, on est contraint de partir de la galerie elle-même à l'aide de forages partant du front d'attaque; dans ce cas, les forages sont habituellement disposés selon les génératrices de troncs de cône (appelés aussi souvent «auréoles») s'emboitant les uns dans les autres (Fig. 1).

Les forages eux-mêmes sont généralement injectés à l'avancement, par tranches successives, au besoin avec reforage.

Une fois une longueur de terrain traitée, il faut arrêter le chantier de forage et d'injection, le démonter et reprendre l'avancement de la galerie. Si la zone de mauvais terrain dépasse la longueur qu'il est possible de traiter en une seule fois, il faudra procéder par tronçons successifs ou phases en faisant alterner traitement et dérochement, ce qui conduit à des installations et démontages de chantier et à des ruptures de cadence, dont vous imaginez aisément les inconvénients. C'est pourquoi il y a le plus

grand intérêt à réduire le plus possible le nombre des phases en augmentant au maximum la longueur de chaque tronçon. Malheureusement, cette augmentation entraîne des sujétions plus ou moins rapidement prohibitives selon les cas, de sorte que la détermination de la longueur optimum résulte d'un compromis entre de nombreux facteurs.

Il est rare que le démarrage du traitement puisse se faire en terrain nu; l'établissement d'un masque est généralement nécessaire, soit parce que la galerie a débouché brusquement dans le mauvais terrain, soit parce que la nature elle-même de ce terrain et du traitement l'exige; il est alors aussi généralement nécessaire de réaliser le revêtement en amont du masque et de procéder à des injections soignées de bourrage et de clavage de ces ouvrages; pour les phases suivantes, la nécessité des masques et revêtement est un cas d'espèce, comme nous le verrons dans les exemples suivants.

Comme je l'ai signalé, la méthode des injections à l'avancement peut s'appliquer à des cas très variés; je me permettrai de donner trois exemples très caractéristiques et très différents: le premier et le troisième peuvent être considérés comme des cas extrêmes, et le second comme un cas intermédiaire; ces différents travaux ont été réalisés par le groupe des Entreprises P. Bachy, de Paris.

1. Galerie d'aménée d'Afouer

Cette galerie fait partie de l'aménagement de l'Oued el Abid, Maroc. Elle présente le cas typique de terrain de

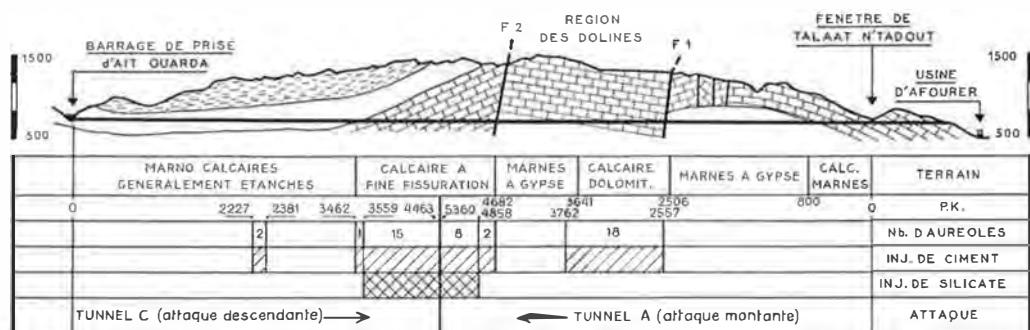


Fig. 2. Coupe 1:90 000 suivant l'axe de la galerie Ait Ouarda—Afouer

1) Conférence faite à la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondation lors de sa 6^e assemblée générale, Saas-Grund, le 9 juin 1961



Fig. 3. Galerie Ait Ouarda—Afourer, venues d'eau au PK 2557 de l'attaque A. Photo J. Belin

bonne tenue générale, mais baigné par une nappe atteignant 150 m au-dessus du niveau de la galerie. Le tronçon amont de l'ouvrage traverse, sans fenêtre intermédiaire, un massif calcaire et marno-calcaire, sur 10 km environ (Fig. 2).

Le traitement a eu ici essentiellement un but d'étanchement; les dispositions ont varié selon les conditions locales: auréoles simples, de 3 ou 4 forages seulement, d'une centaine de mètres de longueur pour l'attaque aval, avec injections de ciment pur; auréoles généralement doubles, plus courtes, totalisant une douzaine de forages, avec injections combinées de ciment et de silicate pour l'attaque amont. La bonne tenue générale de la roche permit de réaliser sans masque les reprises successives. Le traitement fut appliqué sur près de 3 km sur les 10 km de la galerie; perçement en section de 30 m² (Fig. 3).

C'était la première fois que la méthode était appliquée à une si grande échelle et venait ainsi s'inscrire au rang des grands procédés de Génie-Civil; il en résulta une amélioration considérable des cadences de perçement et de bétonnage ainsi que de la sécurité.

2. Galerie d'aménée de Roselend

Les conditions étaient tout autres pour la traversée de l'accident géologique de la Grande Combe par la galerie d'aménée de Roselend (cf. SBZ 1959, p. 563), galerie également de 30 m² au perçement. Là, on était en présence d'un terrain de très mauvaise tenue, pour la plupart boulant, et baignant dans une nappe de 150 à 200 m au-dessus du niveau de la galerie. Il s'agissait d'une bande sédimentaire (houiller, trias et lias) laminée entre deux épontes cristallines distantes d'environ 80 mètres, et constituée pour sa plus grande partie par des quartzites et calcaires finement broyés et boulants.

La figure 4 représente les dispositions d'ensemble des reconnaissances (galeries et sondages) et du traitement réalisé. Ce traitement et le perçement furent effectués en deux tronçons d'une quarantaine de mètres de longueur comportant chacun 6 auréoles principales d'environ 80 forages en moyenne injectés par silicatisation-cimentation combinées. Un masque fortement ferraillé fut nécessaire pour chacun des deux tronçons.

Je me permets d'attirer l'attention sur le fait qu'il n'y avait là pas d'autre méthode pratiquement applicable.

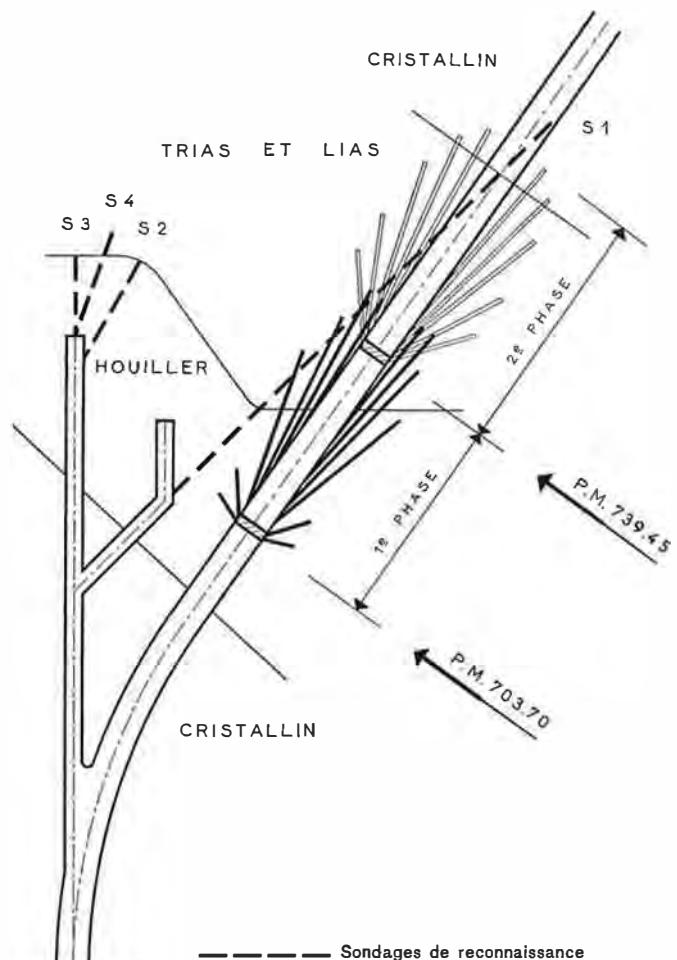


Fig. 4. Galerie de Roselend, accident de la Grande Combe, coupe horizontale

Les chiffres moyens suivants traduisent bien la différence énorme entre les deux exemples précédents: ciment et argile consommés par mètre linéaire de galerie: 1,5 à 2 t à Afourer, 25 t à la Grande Combe; gel de silice 6 m³ (dans les zones ayant nécessité du silicate) à Afourer; 100 m³ à la Grande Combe.

3. Galerie de perçement du Lac naturel d'Issarlès (Aménagement de Montpezat, France, voir SBZ 1956, p. 670)

Ce cas est assez original et peut être considéré comme un cas intermédiaire. Le terrain (granitique) de qualité variable et la proximité du Lac dont le niveau atteignait 50 m au-dessus de la galerie, nécessitèrent des traitements à l'avancement en quatre tronçons, assurant à la fois l'étanchement et la consolidation; le nombre d'auréoles varia de 2 à 5 par tronçon, la longueur de ceux-ci étant de 20 à 25 m; injection de coulis argile-ciment avec, parfois, silicatisation préalable; deux masques furent nécessaires (Fig. 5).

Dans ce dernier exemple, la méthode était en compétition avec des procédés classiques; elle fut choisie en raison de l'économie financière et du gain de délai qu'elle procurait, mais aussi en raison de la sécurité, facteur si important quand on entreprend le perçement d'un lac. On mesurera la précision de l'opération par le fait que le rameau terminal de perçement a pu s'approcher à 2,50 m de la paroi baignée par le lac (Fig. 6).

* Je désirerais attirer l'attention sur quelques points particuliers très importants: D'abord, chaque cas est un cas d'espèce qui demande une étude et une adaptation spéciales. C'est vrai pour les travaux publics en général, c'est encore plus vrai pour le traitement du terrain préalablement au perçement. Non seulement on ne rencontre jamais deux fois le même terrain, dans les mêmes conditions hydrogéolo-

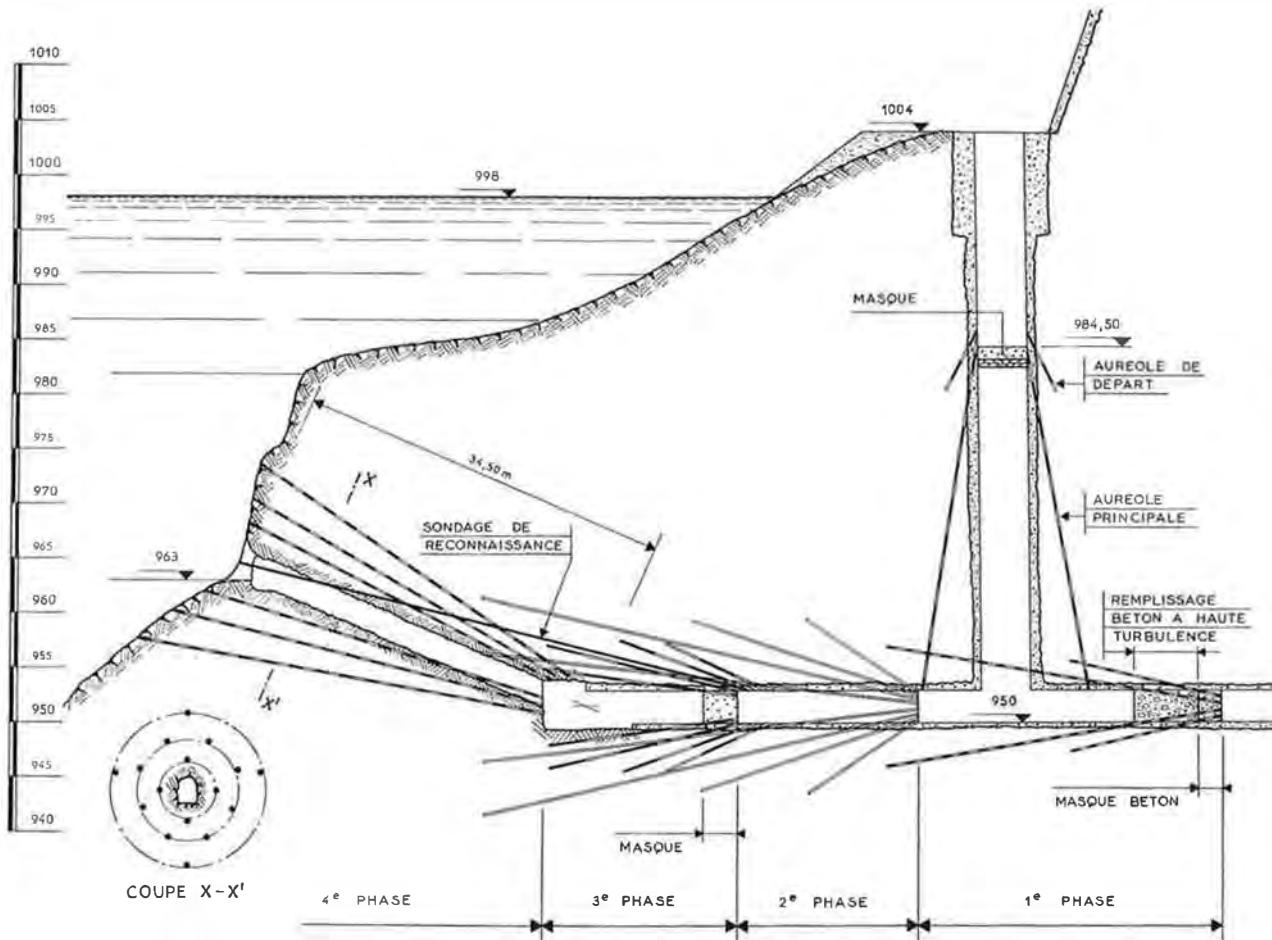


Fig. 5. Lac d'Issarlès, galerie de percement. Coupe longitudinale 1:700, montrant l'ensemble des travaux de cimentation

giques, mais encore tout le contexte — qui a une grande influence sur la méthode utilisée — varie à chaque fois: diamètre de la galerie, délais, longueur des terrains à traiter, possibilité de plusieurs attaques, etc....

Il faut donc se garder des généralisations hâtives et des extrapolations hardies.

Je voudrais aussi rappeler l'intérêt des reconnaissances et études préalables poussées dans ce domaine. Rien ne risque d'être aussi catastrophique, tant du point de vue humain, que du point de vue financier ou des délais, qu'une galerie qui percute un accident géologique inattendu. Vous connaissez certainement l'exemple d'une galerie qui, récemment, a été remblayée sur 3 km par une arrivée de 'able boulant! Ailleurs des aménagements complets, terminés, ont attendu longtemps qu'une galerie franchisse une difficulté qui n'avait pas été prévue.

Cela aurait pu être le cas de l'Aménagement de Roselend si E.D.F. n'avait pas eu la sagesse, bien avant l'appel d'offres pour l'exécution des travaux, de pousser une galerie de reconnaissance en direction de l'accident triasique dit de la «Grande Combe» que les études géologiques préliminaires avaient laissé prévoir. Puis de reconnaître cet accident par sondages à partir de cette galerie de reconnaissance; l'appel d'offres pour l'exécution de la galerie a ainsi pu être lancé en prévoyant la nature et l'importance de l'accident à traverser et même la méthode spéciale de traitement destinée à permettre le percement dans cette zone, méthode mise au point avec le spécialiste lors de la reconnaissance. En définitive, tout s'est passé selon les prévisions et la traversée de cet accident géologique n'a pas amené un jour de retard sur les délais initialement prévus. Il n'en aurait certainement pas été de même si la galerie avait rencontré cet accident de façon inattendue!

Le cas d'Issarlès est également frappant; les reconnaissances y ont joué aussi un rôle primordial, d'abord en permettant de déterminer la zone la plus favorable au débouché, ensuite en donnant les éléments nécessaires pour le choix de la méthode et l'étude détaillée de cette dernière.

Un autre point mérite quelques développements. Pour la traversée de l'accident de la Grande Combe, à Roselend, c'est l'Entreprise spécialiste d'injections ayant fait le traitement préalable du terrain, qui a également exécuté le dérochement dans la zone mauvaise; il ne s'agit pas là



Fig. 6. Galerie de percement du lac d'Issarlès. Rameau incliné de percement avant sautage (distance du lac 2,5 à 3,8 m). Photo H. Baranger

d'une concurrence déloyale envers l'Entreprise Générale, dont le Spécialiste était d'ailleurs sous-traitant. Mais il est des cas où l'intérêt de tout le monde (Maître de l'Oeuvre, Entrepreneur Général) est de confier au spécialiste qui a réalisé le traitement l'exécution du percement. Bien sûr sous le contrôle, l'autorité et avec les conseils de l'Entrepreneur Général et sans doute aussi avec une partie de ses moyens. Pourquoi? Les raisons peuvent en être de divers ordres:

Dans le cas de terrains très difficiles, je pense que le Spécialiste et ses équipes qui ont reconnu, foré et traité le terrain ont finalement une connaissance plus approfondie que quiconque de ce terrain; cette connaissance a une très grande importance lors des opérations de percement; par ailleurs, toujours dans les cas délicats, on évite ainsi un partage de responsabilités génératrice de difficultés en cas d'incidents ou d'accidents; enfin, lorsqu'il est nécessaire de procéder

en plusieurs tronçons, on résoud ainsi élégamment le problème souvent difficile du réemploi des équipes alternativement arrêtées à chaque reprise.

Bibliographie:

- V. Bauzil et A. Desgigot, La plaine du Tadla, «Travaux», février 1955.
R. Giguët, F. Auroy, H. André et R. Barbedette, Le Percement du Lac d'Issarlès, «Travaux», mars 1954.
J.-P. Lajeat et M. Court, Aménagement hydro-électrique de Roselend — Traversée de l'accident de la Grande Combe, «Construction», juillet 1959.
R. Barbedette et A. Pautre, Percement de galeries en terrain difficile, Méthode des injections à l'avancement, «Le Monde Souterrain», avril 1959.
L'Entreprise Bachy a en outre fait éditer une plaquette sur la traversée de l'accident de la Grand Combe par la galerie d'aménée de Roselend.

Adresse de l'auteur: R. Barbedette, Ingénieur, S. I. F., place Pépinet 4, Lausanne.

REVUE POLYTECHNIQUE SUISSE

Tiré à part de la 79^e année, N° 41, 12 octobre 1961

Imprimé par Offset + Buchdruck S. A., Zurich

Injektionen im Fels

Von **Kurt Böesch**, Dipl. Ing. ETH, in Fa. Stump Bohr AG, Spezialarbeiten des Tiefbaus,
Zürich

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 80. Jahrgang, Heft 1 vom 4. Januar 1962

Druck Offset und Buchdruck AG, Zürich

Injektionen im Fels

DK 624.138.24

Von Kurt Boesch, Dipl. Ing. ETH, in Fa. Stump Bohr AG, Spezialarbeiten des Tiefbaus, Zürich¹⁾

Unter dieser Bezeichnung verstehen wir, im Gegensatz zu der Poreninjektion im Lockergestein, das Füllen und Verpressen von Hohlräumen und Klüften in Fels, Beton und Mauerwerk. Das Ziel der Injektion kann eine Abdichtung oder Verfestigung des betreffenden Mediums oder auch eine Kombination der beiden Aufgaben sein.

Vor Inangriffnahme einer Injektionsaufgabe sind durch Voruntersuchungen folgende Hauptpunkte abzuklären: die Wasserdurchlässigkeit und die Art der Hohlräume des zu injizierenden Gesteins, die Lage, Anzahl und Tiefe der notwendigen Injektionsbohrungen und die Art des Injektionsmittels.

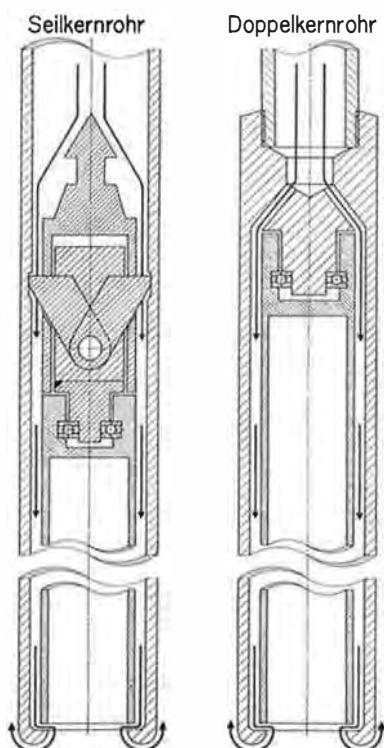


Bild 1. Kernbohrrohre, Schemaskizzen

fernzuhalten, nämlich den Spülstrom und die Rotationsbewegung, um damit die Bildung eines zusammenhängenden Kerns zu fördern. Die bei den Sondierbohrungen gewonnenen Kerne geben wertvolle Unterlagen über Schichtung und Klüftigkeit; dagegen bildet die Kern-Ausbeute bzw. das Mass des Kernverlustes absolut keinen Maßstab für die Injektionsbedürftigkeit des betreffenden Gesteins, im Gegenteil, Kernausbeute und Injektionsbedürftigkeit stehen zueinander oft im umgekehrten Verhältnis.

Das bewährte Mittel zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit eines Gesteins bildet der Wasseraabpressversuch im Bohrloch. Durch Einbau von Einfach- oder Doppelkolben können systematisch die Bohrlöcher in Abschnitten geprüft und Verluststrecken lokalisiert werden. Besondere Bedeutung

hat dabei das von Prof. Lugeon aufgestellte Kriterium des Verlustes von 1 l/min/m bei 10 atü: Gestein mit kleineren Verlusten bei Wasseraabpressungen gilt im allgemeinen als nicht mehr injektionsbedürftig. Bei grossen Stauhöhen wird der massgebende Druck auf 20 oder sogar 30 atü erhöht. Bei der Beurteilung der Injektionsmöglichkeit eines Felsuntergrundes darf aber nicht nur auf die Resultate der Abpressversuche abgestellt werden; ebenso wichtig ist die Abklärung der Ausmasse und Eigenschaften der zu injizierenden Hohlräume und Klüfte. Um das für den betreffenden Fall beste Injektionsmittel wählen zu können, müssen die Kluftweiten bekannt sein und Aufschlüsse darüber vorliegen, ob die Klüfte sauber oder z. B. mit Lehm verschmiert sind.

Neben diesen Untersuchungen bestehen heute neue Methoden zur Prüfung des Felsuntergrundes — in Löchern von über 86 mm Durchmesser z. B. die Bohrlochfernsehsonde von Dr. Müller, Salzburg, ferner die geoelektrischen Messungen im Bohrloch sowie ganz grosskalibrige Bohrungen (Durchmesser bis 1 m) zur direkten Besichtigung der Felsstruktur.

Zur Planung von grossen Injektionsarbeiten sollte auf Injektionsversuche im betreffenden Felsuntergrund nicht verzichtet werden. Dabei sind nicht nur einzelne, verteilte Bohrungen zu verpressen, sondern eine ganze Lochgruppe ist systematisch in einzelnen Phasen zu behandeln.

Die Mitwirkung des Geologen bei allen diesen Voruntersuchungen sollte selbstverständlich sein.

Im folgenden soll kurz auf die einzelnen Elemente einer Injektion im Fels eingegangen werden: Das Erstellen der Injektionslöcher, das Injektionsgut, die Geräte und die Verpresstechnik.

Erstellen der Injektionslöcher

Hierfür kommen, bei einem Lochdurchmesser von im allgemeinen 35 bis 50 mm, folgende drei Bohrverfahren in Frage: die Schlagbohrung mit dem pneumatischen Bohrhammer, das drehende Vollbohren und die Kernbohrung. Jedes der drei Verfahren hat seine typischen Hauptanwendungsgebiete. Tabelle 1 gibt eine gedrängte Gegenüberstellung der erwähnten Bohrsysteme mit ihren Vor- und Nachteilen.

Bei den Injektionsschürzen unter Staumauern ist in schweizerischen Verhältnissen die Rotationskernbohrung mit Bohr-Durchmesser 46 mm infolge der in den letzten Jahren erzielten Fortschritte bei der Konstruktion der Bohrgeräte und der Fabrikation von Diamantkronen vorherrschend geworden.

Schnelldrehende Bohrmaschinen von 600 bis 1000 U/min (Bild 2) mit automatischem, hydraulischem oder mechanischem Vorschub haben die alten, langsam drehenden Geräte mit Handvorschub verdrängt. Auch in der Herstellung der Bohrkronen ist die Entwicklung bedeutend: für Kronen in weicherem Gestein stehen heute Hartmetallprismen hoher Qualität zur Verfügung, und für Arbeiten in hartem Gestein hat die Industrie neue Typen maschinell hergestellter Diamantkronen hervorgebracht. In diesen Kronen sind Diamantkörner, -splitter oder Diamantstaub in einer Speziallegierung eingesintert. Durch Variation der Diamantqualität, -grösse und -konzentration und durch Anpassung der Eigenschaften der Bindemasse kann den verschiedensten Anforderungen hinsichtlich Gestein und Bohrgerät entsprochen werden.

¹⁾ Vortrag, gehalten an der 6. Hauptversammlung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 9. Juni 1961 in Saas-Grund.

Tabelle 1. Bohrverfahren für Injektionslöcher im Fels, Gegenüberstellung

	Schlagbohrung	Drehbohrung mit Vollkrone	Kernbohrung
Bohrtiefe	beschränkt (max. 40 m tief)	beliebig	beliebig
Abhängigkeit vom Gestein	in weichem und bröckeligem Gestein: Gefahr von Verklemmungen	in hartem Gestein: geringe Fortschritte	sehr anpassungsfähig
Bohrkosten	relativ gering	relativ gering	höher als bei 1 und 2
Spülverhältnisse	ungünstig	mässig	sehr gut
Abweichungen aus der Richtung	ab 20 m Tiefe gross	beträchtlich	gering
Eigenschaften des gebohrten Loches	Loch unrund, oft etwas körnisch, Wandungen nicht glatt	Loch rund, glatte Wandungen	Loch rund, glatte Wandungen
Eigenschaften hinsichtlich Injektionsvorgang	Inj. im allg. nur von oben nach unten möglich, Klüfte sind evtl. verschmiert	Inj. auch von unten nach oben möglich	Inj. auch von unten nach oben möglich Saubere Klüfte
Geologische Untersuchungsmöglichkeit	kein Übergang auf Kernbohrung möglich	Übergang auf Kernbohrung möglich	sehr gut

Injektionsgut

Bei der Wahl des Injektionsgutes geht es primär um die Frage: Abdichtung oder Verfestigung. Stehen die Festigkeitseigenschaften im Vordergrund, scheiden von vornherein eine Anzahl von Injektionsmitteln aus, welche hauptsächlich nur dichtende Wirkung haben.

Als Injektionsgut für Kluftinjektionen nimmt die Zementsuspension den ersten Platz ein. Zement ergibt nicht nur eine vorzügliche Dichtung, sondern erfüllt auch hinsichtlich Festigkeit alle Ansprüche. Bekanntlich wird der Zement für die Injektion in mehr oder weniger Wasser aufgeschlämmt. Das Wasser bildet bei der Verpressung das Transportmittel und befördert die Zementkörner bei genügender Strömungsgeschwindigkeit in die Kluftsysteme. Die Strömungsgeschwindigkeit nimmt dabei mit fortschreitender Entfernung ab bis schliesslich ein Grenzwert erreicht wird, bei dem der Zement aus dem Wasser ausfällt und sich an der Kluftwand ablagert. Durch weiteren Nachschub entsteht in der Kluft ein Aufbau von Zementkörnern, durch den das überschüssige Wasser abfiltriert. Für die Wirkung und Reichweite der Injektionen sind dabei u. a. die Fließfähigkeit und die Sedimentationsfestigkeit der Suspension massgebend.

Das Mass der Fließfähigkeit hängt natürlich in erster Linie vom Wasseranteil ab. Daneben können die Fließeigenschaften einer Zementsuspension entscheidend beeinflusst werden durch Zusatzmittel, welche Zusammenballungen ver-

hindern und die Dispersion verbessern, sowie durch Verwendung schnelldrehender Mischpumpen, die eine hochdisperse Suspension aufbereiten.

Auch zur Erhöhung der Sedimentationsfestigkeit — die Suspension soll sich auf ihrem Weg möglichst wenig entmischen — werden Zusätze beigegeben, vor allem Ton, Bentonit und Spezialzusatzmittel. Man hat es dabei in der Hand, die Suspension weniger oder mehr zu stabilisieren — auch soweit, dass überhaupt keine Wasserabscheidung mehr erfolgt. Es ist aber zu betonen, dass auch hier das Mischgerät eine ausschlaggebende Rolle spielt, denn nur in einer schnelldrehenden Mischpumpe kann die notwendige innige Durchmischung erreicht werden, die notwendig ist, um die Zusätze voll wirksam werden zu lassen.

Infolge der Grösse des Zementkornes ist die Anwendungsmöglichkeit der Zementsuspension bei feineren Klüften jedoch bald erschöpft. Klüfte mit Weiten unter rd. $1/5$ mm können nicht mehr mit normalem Zement verpresst werden. Für diese Fälle ist der Zement zu verfeinern. Im Handel steht u. a. Kolloidzement zur Verfügung, der allerdings verhältnismässig teuer ist. Daneben besteht aber heute auch die Möglichkeit der Aufbereitung von Portlandzement in modernen Spezialgeräten auf der Injektionsbaustelle. Durch Zirkulation der Aufschämmung in Kolloidmühlen oder schnelldrehenden Spezialpumpen können annähernd gleiche Feinheitsgrade erzielt werden wie bei Kolloidzement. Die



Bild 2. Schnelldrehende Rotationskernbohrmaschine mit hydraulischem Vorschub



Bild 3. Injektionszentrale für Zementinjektionen

Leistungen dieser Aufbereitung sind allerdings meist nicht gross. Auch für die Injektion dieser kolloidalen Suspension ist es dringend zu empfehlen, Spezialzusätze als Antikoagulatoren beizugeben.

Bei noch feineren Klüftchen und Spalten, wo auch Fein- oder Kolloidzement nicht mehr eindringen kann, muss auf die Injektion von Lösungen übergegangen werden. Meist handelt es sich um Silikatgele.

Schliesslich sind noch die Injektionsmittel für den entgegengesetzten Fall, für die Füllung von Hohlräumen, zu erwähnen. Anders als bei der Kluftinjektion, wo das überschüssige Wasser abfiltrert, werden für diese Aufgabe Suspensionen benötigt, die eine möglichst kleine oder keine Wasserabscheidung aufweisen. In diesem Sinne kommen u. a. hauptsächlich folgende Injektionsmittel zur Anwendung: Zement-Mörtel, stabilisierte Zement-Suspensionen, Zement-Ton-Gemische, thixotropes Tongel. Nötigenfalls ist durch Beigabe von Stopfmitteln oder Füllstoffen (Cellulose, Sägemehl, Sand usw.) eine erste Grobdichtung herbeizuführen. Es muss aber hier, wie zu Beginn dieses Abschnittes, nochmals betont werden, dass auch bei der Hohlräumfüllung für die Wahl des Injektionsmittels zuerst Klarheit über den Zweck der Injektion — Abdichtung oder Verfestigung —

bestehen muss. Je nachdem kommt das eine oder andere der oben erwähnten Injektionsmittel in Frage. Bei eindeutigen Verfestigungsaufgaben wird z. B. reines Tongel ausser Betracht fallen.

Injektionsgeräte

Von diesen ist, was die Mischer betrifft, im vorhergehenden Abschnitt schon mehrfach die Rede gewesen. Wir haben dabei auf die außerordentliche Bedeutung der Hochleistungsmischer und Dispergiergeräte hingewiesen. An moderne Injektionspumpen, auf deren verschiedene Typen wir hier nicht näher eingehen, werden hauptsächlich zwei Anforderungen gestellt: erstens Kontinuität des Einpressvorganges, d. h. das Injektionsgut muss gleichmässig und nicht schubweise gefördert werden, und zweitens gute Regulierbarkeit der Injektionsgeschwindigkeit und des Einpressdruckes. Hydraulische oder pneumatische Antriebe, sowie stufenlose Getriebe tragen dazu bei, vor allem in der Endphase einer Injektion, eine ganz kleine Injektionsgeschwindigkeit einzustellen und damit plötzliche, grosse Druckanstiege und zu frühe Injektionsbeendigung zu vermeiden.

Wesentliche Fortschritte sind in jüngster Zeit auch bei der Einrichtung von Injektionszentralen gemacht worden.

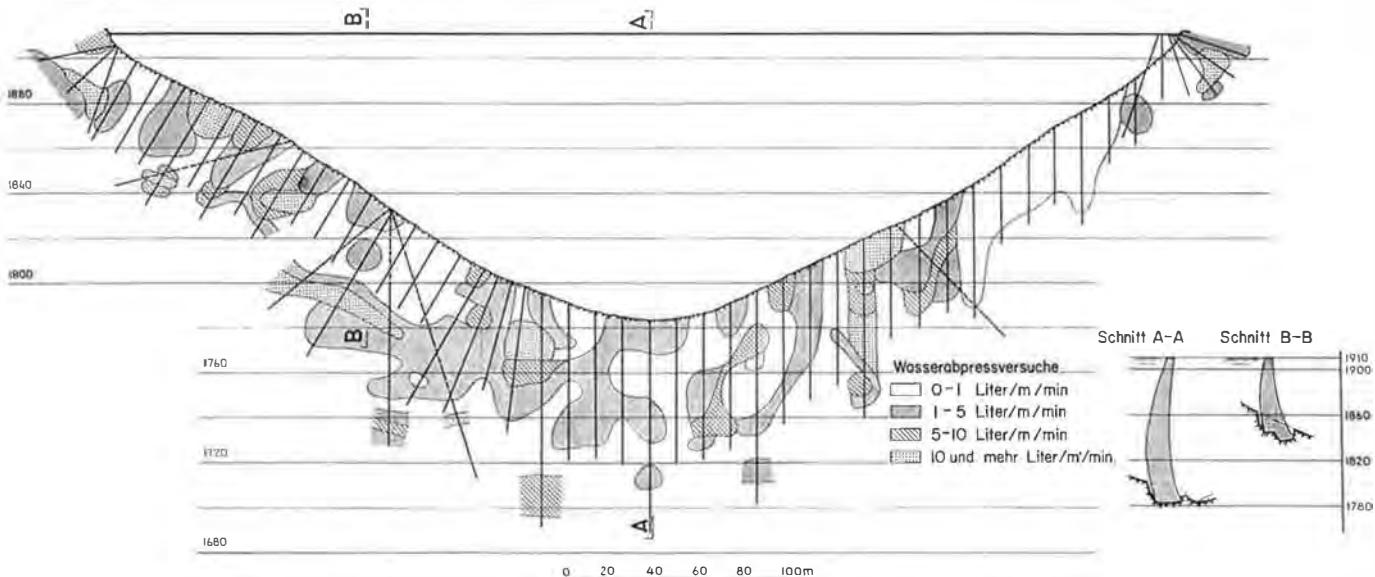


Bild 4. Staumauer Nalps. Felsdurchlässigkeit gemäss Wasseraabpressversuchen in den Injektionsbohrungen der ersten und zweiten Phase vor Ausführung der Injektion

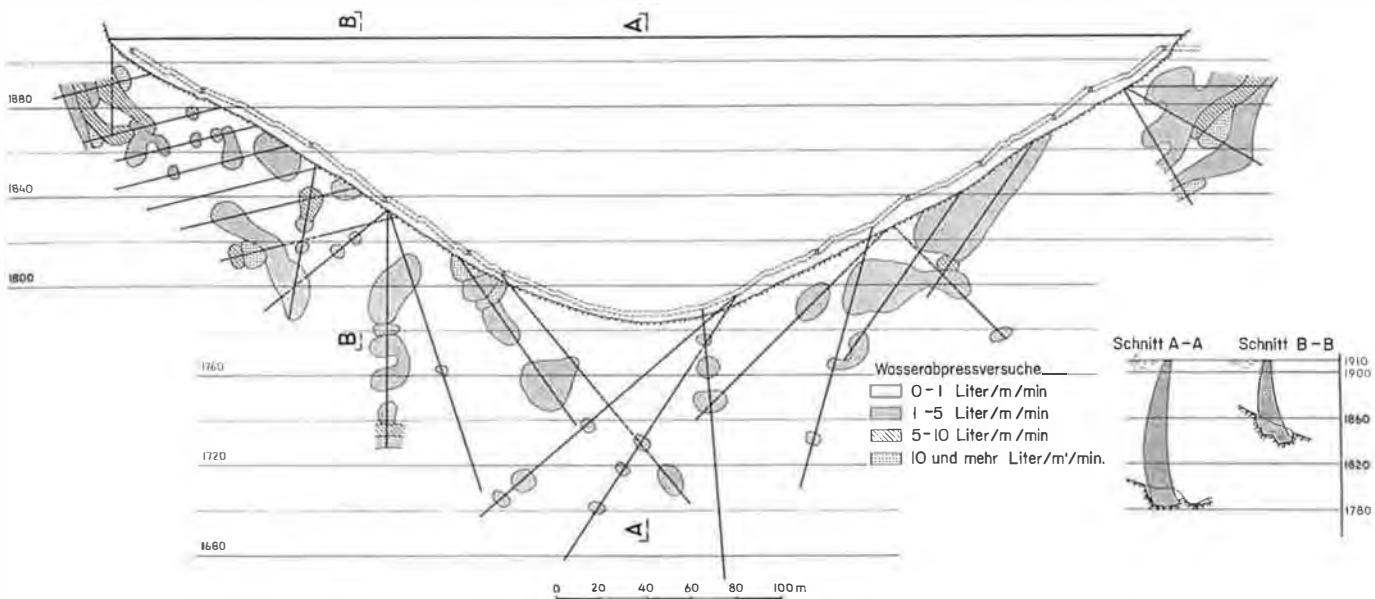


Bild 5. Staumauer Nalps. Felsdurchlässigkeit gemäss Wasseraabpressversuchen in den Kontrollbohrungen nach Injektion der Bohrungen von Bild 4. In der Folge wurden weitere Ergänzungsinjektionen angeordnet

Diese werden heute meist als automatische Anlagen eingerichtet, d. h. das Abwägen und Beschicken der Mischer mit Zement und Wasser, der Mischprozess usw. erfolgen automatisch durch Steuerung von einem Kommandopult aus (Bild 3). Diese Lösung bringt nicht nur Arbeitseinsparung, sondern trägt auch wesentlich zur Qualitätsverbesserung des Injektionsgutes bei.

Injektionstechnik

Die Injektion der Bohrlöcher im Fels kann grundsätzlich auf zwei verschiedene Arten erfolgen: Stufenweise entweder von unten nach oben oder von oben nach unten. Bei guten Felsverhältnissen wird das Vorgehen von unten nach oben das Normale sein. Dabei wird das Bohrloch bis auf seine endgültige Tiefe niedergebracht und nachher durch Einbau eines Injektionskolbens in Sektionen von 3 bis 7 m von unten nach oben verpresst. In Gesteinen, die beim Bohren zu Nachfall neigen oder in Verhältnissen, wo z. B. die oberflächennahen Felspartien ihre Schichtung oder ihrer besonderen Struktur wegen Gefahr laufen, durch den Injektionsdruck abgehoben zu werden, ist der Injektionsvorgang von oben nach unten vorzuziehen. Die Arbeit besteht dabei in einem Wechsel von Bohren, Injizieren, Nachbohren.

Die anzuwendenden Injektionsdrücke schwanken in weiten Grenzen: von wenigen atü bis auf 100 atü. Jeder Fall muss deshalb in bezug auf Aufgabe, Stauhöhe, Felsqualität, Art der Hohlräume, Sicherheit der Decke u. a. m. gesondert untersucht werden. Während der Injektion ist der Druckverlauf ständig zu kontrollieren, um allfällige Aufspaltungen des Untergrundes festzustellen und um die Zusammensetzung des Injektionsgutes laufend der Aufnahmefähigkeit des Felsens anzupassen. Entscheidend wird die Druckbeobachtung in der Endphase des Injektionsvorganges. Die Verpressung muss unbedingt unter steigendem Druck abgeschlossen werden. Viele Misserfolge haben ihre Ursache in vorzeitiger Beendigung der Verpressung, z. B. Abbruch in dem Zeitpunkt, in welchem der vorgeschriebene max. Druck eben knapp erreicht worden ist, ohne dass mit ganz langsamer Injektionsgeschwindigkeit darauf beharrt und weitere Druckanstiegstendenz abgewartet wird. Es ist deshalb zu empfehlen, das Vorgehen in der Endphase der Injektion durch Vorschriften zu regeln, z. B. derart, dass festgelegt wird, die Injektion sei erst dann abzubrechen, wenn beim vorgesehenen Maximaldruck in x Minuten nur noch y Liter Injektionsgut aufgenommen wird. Voraussetzung dafür sind gut regulierfähige Injektionspumpen.

Anwendungsgebiete

Unter den Hauptanwendungsgebieten der Injektionen in Fels spielen die Abdichtungsarbeiten bei Staumauern und -Dämmen die grösste Rolle (Bild 6). Bei den sogenannten *Tiefenschirmen*, die der Abdichtung des Felsuntergrundes des Stauwerkes dienen, handelt es sich um Objekte, die sehr grosse Ausmasse annehmen können — mehrere zehntausend bis hunderttausende Quadratmeter Schirmfläche — vor allem dann, wenn der Injektionsschleier weit in die Flanken der Sperrstelle hineingezogen werden muss. Der Abstand der

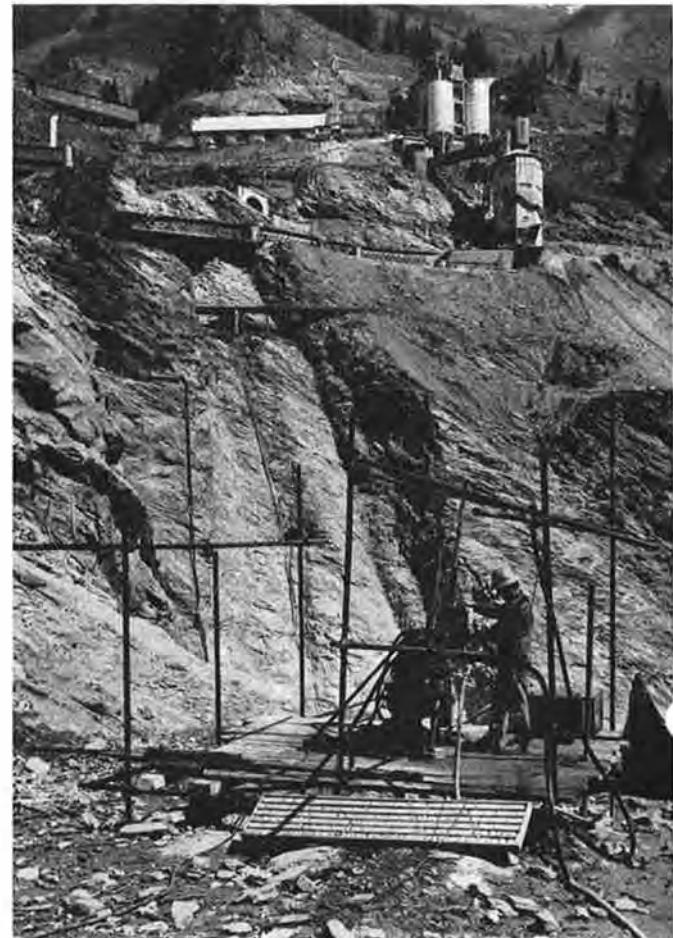


Bild 6. Bohrmaschine im Einsatz an der linken Talflanke der Staumauer Luzzone

Bohrlöcher beträgt je nach Fels im allgemeinen zwischen 3 und 6 m, in extremen Fällen 1 bis 10 m. Die Tiefe der Injektionslöcher, für welche bei der Projektierung auf Grund der Stauhöhe und der Sondierergebnisse im allgemeinen eine minimale und maximale Annahme gemacht wird, muss im Laufe der Arbeitsausführung auf Grund der Ergebnisse der Wasserabpressversuche festgelegt werden. Durch etappenweises Vorgehen in der Reihenfolge der Injektionslöcher — zuerst ein weitmaschiges Netz von Orientierungsbohrungen, nachher Injektionslöcher mit grossen Abständen (10 bis 16 Meter) und schliesslich Einfügen von Zwischenlöchern — kann der Fortschritt der Abdichtungsarbeit laufend festgestellt werden (Bild 4). Um aber die Wirksamkeit des Injektionsschirmes eindeutig zu prüfen, ist das Abteufen von Kontrollbohrungen mit Wasserverlustmessungen unerlässlich. Es ist zu empfehlen, die Kontrollbohrungen nach einem gewissen Schema anzurichten, um systematisch die ganze

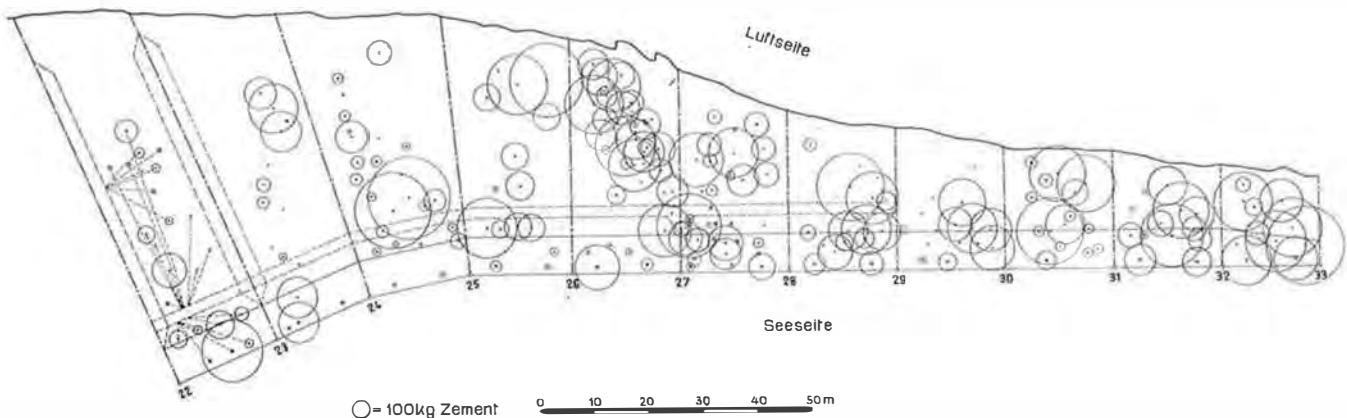


Bild 7. Staumauer Albigna. Kontaktinjektionen der Blöcke 22 bis 32

Ausdehnung des Injektionsschirmes prüfen zu können (Bild 5). Oft erfolgt die Disposition der Kontrolllöcher zu sehr nach Gefühl, was die Gefahr mit sich bringt, dass gewisse Partien des Dichtungsschleiers ohne ausreichende Kontrolle bleiben.

Ein weiteres Glied in der Abdichtung des Staumauer-Untergrundes bilden die *Kontakt- und Konsolidierungs-Injektionen*. Durch ein dichtes Netz von 10 bis 30 m tiefen Bohrungen, die regelmässig über die Fundamentfläche verteilt sind und die bei klüftigen Felsspartien noch durch zusätzliche Löcher ergänzt werden, erfolgt die Abdichtung der unter dem Staumauerfundament, bzw. unter dem Dammkern liegenden obersten Felsspartie (Bild 7). Der Ausdruck «Kontaktinjektion» hat bei Staumauern viel von seiner ursprünglichen Bedeutung verloren, da die Kontaktzone Fels-Beton heute meist so gut ist, dass sie kaum Injektionsgut aufnimmt. Die Bedeutung dieser Injektionen liegt deshalb vor allem in der Behandlung des Fundamentfelsens, der durch die Ausarbeiten oder durch Entspannung in seinem Gefüge gestört sein könnte.

Für die Verpressung des Felsuntergrundes der Staumauern dient fast durchwegs Zementsuspension. Das Mischungsverhältnis Zement : Wasser wird dabei in weiten Grenzen variiert und schwankt zwischen 1 : 10 bis über 1 : 1. Für die Behandlung des Injektionsgutes, die Zusatzmittel, die Technik usw. gelten die Ausführungen der früheren Abschnitte.

Im Rahmen des Kraftwerkbaues haben die Injektionen bei *Kavernen* und *Stollen* grosse Bedeutung erlangt. Meist handelt es sich dabei um zwei getrennte Aufgaben: Erstens die Verpressung des Raumes zwischen Scheitel und Fels, d. h. eine Hohlräumfüllung mit niedrigem Druck, und zweitens die Injektion des den Stollen umgebenden Felssmantels in einer Tiefe von einigen Metern mit hohem Druck, d. h. eine Kluftinjektion. Während es früher üblich war, die Mischer und Injektionspumpen direkt im Stollen aufzustellen und laufend mit fortschreitender Arbeit zu versetzen und am jeweiligen Standort mit Zement zu versorgen, ist das bei den heutigen gedrängten Bauprogrammen meist nicht mehr möglich. Die Injektionszentrale muss deshalb vor dem Stollenportal aufgestellt und das aufbereitete Injektionsgut durch Leitungen an die Verbrauchsstellen im Stollen gepresst werden. Bei Hochdruckinjektionen übernimmt eine im Stollen eingesetzte Sekundärpumpe das Injektionsgemisch und presst es in die Injektionslöcher. Bei den Niederdruck-Scheitelfüllungen kann meist direkt von der Zentrale her in die Löcher gepumpt werden. Dank der früher erwähnten Kolloidalmischer können nicht nur Leitungslängen von bis 2000 Meter angewendet, sondern auch Mörtelmischungen mit einem Zement/Sand-Gewichtsverhältnis von bis 1 : 3 bei kleinem Wassergehalt auf diese Distanzen gefördert werden.

Als bedeutendes Teilgebiet der Injektionen im Festgestein ist die *Verpressung von Betonfugen*, im besonderen Staumauerfugen (Bild 8) und von Ankern, speziell Vorspannankern, zu erwähnen. Wir haben diese miteinander aufgeführt, weil beide in gleicher Weise dicht abgeschlossene Hohlräume darstellen. Die Staumauerfuge ist allseitig von Fugenbändern oder Blechen dicht umschlossen und hat eine Weite

von höchstens einigen Millimetern. Es wäre erwünscht, die Füllung dieses Hohlräumes in einer einzigen Etappe durchführen zu können. Zu diesem Zweck müsste eine Zementsuspension ohne Wasserabscheidung und mit kleinem Wassergehalt verpresst werden. Wie wir oben gesehen haben, lässt sich eine solche Mischung ohne Schwierigkeiten aufbereiten. Bei deren Verpressung in die engen Blockfugen ergeben sich jedoch Schwierigkeiten dadurch, dass trotz reichlicher Vorspülung mit Wasser, die Betonflächen dem Injektionsgut rasch so viel Wasser entziehen, dass die Suspension auf ihrem Weg in der Fuge zu zäh wird und sich zu wenig ausbreitet. Man zieht es deshalb vor, wasserreichere und nicht volumenbeständige Zementsuspensionen in die Fugen zu injizieren und den Vorgang mehrere Male zu wiederholen, bis die Fuge ganz gefüllt ist. Zu diesem Zwecke wird ein Leitungssystem mit Injektionsventilen eingebaut, die eine beliebige Anzahl Nachinjektionen ermöglichen. Bei der Injektion der Vorspannanker hingegen muss der Vorgang in einer Phase abgeschlossen werden können. Hier kommt in geeignetem Mischungsverhältnis und unter Beigabe von besonderen Zusatzmitteln ein volumenbeständiger oder während des Abbindens sogar noch etwas expandierender Mörtel mit kleinem Wassergehalt zur Anwendung.

Ein weiteres grosses Anwendungsgebiet für Injektionen im Festgestein bilden die Konsolidationen von altem Mauerwerk und porösem Beton, auf die hier jedoch nicht näher eingegangen werden kann.

*

Es ist in diesem Zusammenhang angebracht, noch kurz auf die Art der *Ausschreibung und Abrechnung* von Zementinjektionen einzugehen. Früher war es allgemein üblich, die Injektionsarbeit pro Tonne injizierten Zementes zu vergüten, unabhängig davon, ob viel oder wenig Zement aufgenommen wurde. Dabei kam dieser Modus auch in Fällen zur Anwendung, bei denen gar keine Unterlagen über die mutmassliche Injektionsaufnahme vorhanden waren. Eine seriöse Preis-

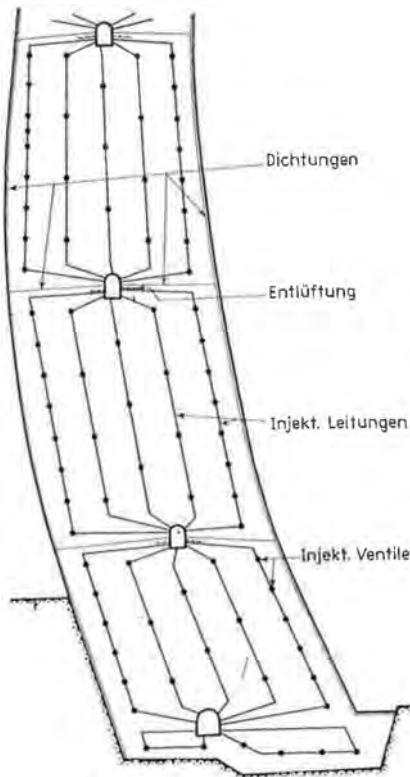


Bild 8. Injektionsschema einer Staumauerfuge

Tabelle 2. Bohr- und Injektionsaufwand von Tiefenschirmen einiger Staumauern

	Grösste Höhe der Mauer m	Gesteinsart	Injektions-schirm m ²	m ¹ Bohrloch pro m ² Schirmfläche	kg Zement pro m' Bohrloch	kg Zement pro m ² Schirmfläche	Bohrkosten	Injektions-kosten
I	150	Gneis	30 000	0,25	350	88	0 20 40 60 80 100%	
II	153	Kalk	92 000	0,23	75	18		
III	112	Granit	72 000	0,15	230	34		
IV	43	Glimmer-Schiefer	16 500	0,19	45	9		
V	60	Granit/Gneis	6 100	0,54	60	31		
VI	130	Gneis	19 000	0,43	45	20		

berechnung war unter diesen Umständen unmöglich, und für eine sorgfältige Injektionsausführung bestand in Fällen kleiner Zementaufnahmen wenig Gewähr. Man sollte deshalb die Entschädigung pro t Zement nur für Injektionsaufgaben anwenden, bei denen einerseits auf Grund von Voruntersuchungen oder dgl. einigermassen sichere mittlere Verbrauchsannahmen getroffen werden können und bei denen anderseits nicht mit zu kleinen Injektionsaufnahmen gerechnet werden muss. Auch die «Verbesserung» des obigen Abrechnungsmodus durch Vergütung pro Kubikmeter Injektionsgut (Zement + Wasser) vermag die Unsicherheit in der Kalkulation nicht zu beseitigen. Wohl wird die Förderleistung durch Miteinbeziehen des Transportwassers besser erfasst, aber die grundsätzlichen Nachteile des ungestaffelten Tonnen-Preises bleiben (Tabelle 2).

Wir haben im Abschnitt «Injektionstechnik» gesehen, wie wichtig die kleine Injektionsgeschwindigkeit und das

ausdauernde Beharren auf dem Injektionsdruck bei kleinen Zementaufnahmen und in der Endphase einer Injektion sind. Es ist deshalb anzustreben, den Verrechnungsmodus für die Injektionsarbeit diesen technischen Forderungen anzupassen. Dies kann auf zwei Arten geschehen: durch Vergütung der Betriebsstunden der Injektionspumpen oder durch Staffelung des t-Preises entsprechend verschiedenen, abgestuften Zement-Aufnahmen pro m' eines Injektionsloches. Diese letztgenannte Methode wird in vielen Fällen, besonders auch bei grossen Injektionsschirmen unter Staumauern, mit gutem Erfolg angewendet. Die Verrechnung von Pumpenstunden ist dagegen eher bei kleineren Arbeiten, oder bei Verpressungen mit voraussichtlich kleiner Zementaufnahme, bei Fugeninjektionen oder dergleichen, angebracht.

Adresse des Verfassers: *K. Boesch*, dipl. Ing., Humrigenstrasse Nr. 3, Feldmeilen.

QUELQUES APPLICATIONS DU COULIS CHIMIQUE AM-9

par K.-A. FERN et W.-H. MONTGOMERY¹

Au cours d'études aux laboratoires sur coulis chimique pour la stabilisation des sols, les chercheurs de Cyanamid découvrirent qu'une solution liquide contenant de l'acrylamide et de la méthylène-bisacrylamide se transforme en une substance gélatineuse, rigide, insoluble, ressemblant au caoutchouc, par l'addition du produit catalytique « redox ». On s'aperçut aussi que le temps s'écoulant entre le moment où le produit catalytique est ajouté jusqu'au commencement de la prise du coulis était contrôlable et reproduisible. De plus, la viscosité du mélange liquide des deux produits chimiques est presque celle de l'eau jusqu'au moment de la prise. Après un vaste et long programme de développement, le mélange d'acrylamide et de méthylène-bisacrylamide fut introduit dans la technique de l'ingénieur civil comme coulis chimique de faible viscosité. Ce produit est actuellement sur le point d'être lancé sur le marché à échelle mondiale sous le nom de « coulis chimique AM-9 ». Son utilisation dans un programme de stabilisation bien étudié offre au génie civil une méthode sûre et économique pour établir des voiliés

d'étanchéité en économisant du temps et des investigations en laboratoire.

Les caractéristiques du produit AM-9 et celles des sols stabilisés avec ce coulis sont mentionnées ci-après, sous forme de table (fig. 1).

- Le coulis est composé d'une seule solution ; il est injecté au moyen d'une seule lance d'injection.
- Le coulis, sous forme de solution, a presque la même viscosité que l'eau jusqu'au moment de la prise.
- Le temps nécessaire pour arriver à sa prise est contrôlable et reproduisible.
- La résistance limite est atteinte en quelques minutes après le commencement de la prise.
- La prise du coulis se fait aussi bien dans l'eau courante que dans l'eau souterraine très minéralisée.
- Le coulis solidifié est permanent pour des applications effectuées au-dessous de la nappe aquifère et dans des zones humides.
- Le coefficient de Darcy pour un coulis solidifié de 10 % est approximativement 10^{-10} cm/sec.
- Aucune synthèse n'a été observée dans des terrains traités à l'AM-9.
- Des supports devront être prévus lorsque de grandes surfaces traitées à l'AM-9 seront exposées aux intempéries.

¹ Conférence tenue en juin 1961, à la réunion de la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondation, à Saas-Fee (VS).

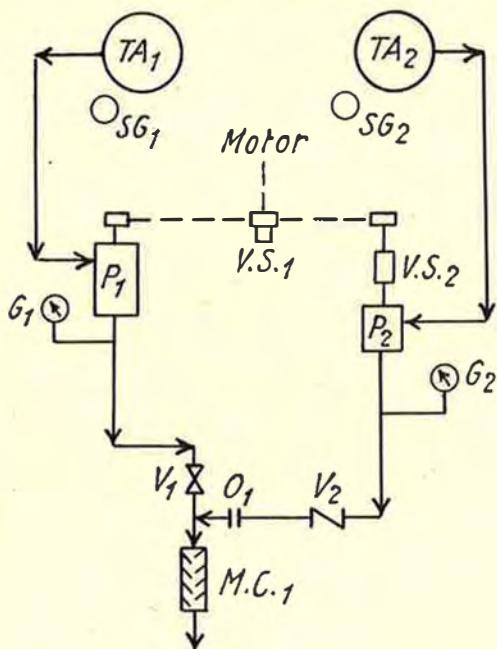


Fig. 2. — Schéma d'un équipement de pompes.

TA₁ bac à mélanger du coulis chimique AM-9 et du produit catalytique DMAPN
TA₂ bac à mélanger du persulfure d'ammonium
SG indicateur à vue
P₁ et P₂ pompes
V.S.₁ et V.S.₂ réglages de vitesse
G₁ et G₂ manomètres
V₁ et V₂ soupapes
O₁ orifice
M.C.₁ bac à mélanger
 De TA₁ à M.C., les conduites doivent être en aluminium, en acier 316, en caoutchouc ou en plastique
 De TA₂ à V₁, les conduites peuvent être en acier doux, en aluminium, en acier 316, en caoutchouc ou en plastique

Les injections à l'AM-9 nécessitent un équipement de pompes simple et facilement contrôlable, comme le montre le schéma, figure 2. Dans le bac TA₁, une solution liquide est préparée contenant de l'AM-9 et une composante du système catalytique DMAPN (diméthylaminopropionitrile) et parfois du potassium ferricyanide (KFe), dont la fonction est de ralentir la réaction chimique. Le personnel qui mélange les produits chimiques est normalement protégé par des habits spéciaux.

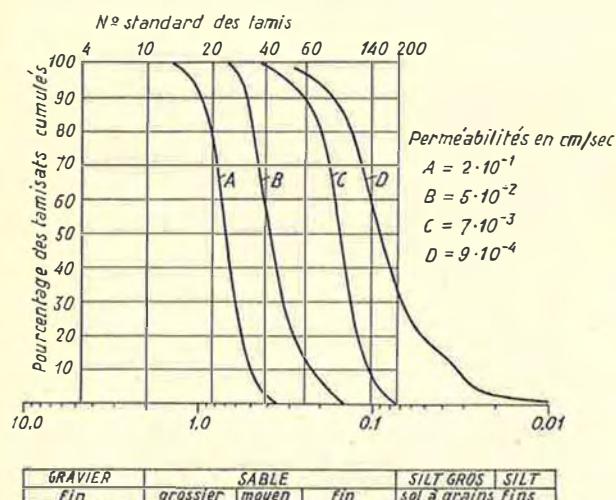


Fig. 4. — Courbes granulométriques des sables utilisés pour les essais en laboratoire.

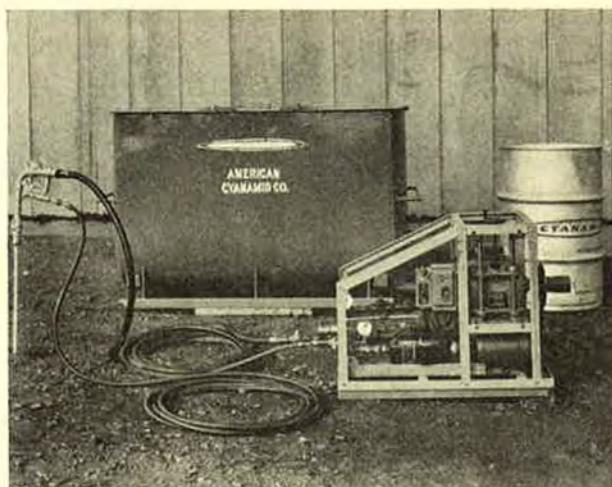


Fig. 3. — Equipement typique pour l'injection de l'AM-9.

ciaux. Dans le bac TA₂ du persulphure d'ammonium (AP) est dissous dans l'eau. P₁ et P₂ pompent les deux solutions dans un bac dans lequel le mélange se fait dans les proportions de 5-20 unités de volume du produit AM-9 avec du réactif DMAPN pour une unité de volume de AP, selon le temps voulu pour la prise. La figure 3 montre en photo un équipement typique de pompes. On peut se procurer les plans pour construire un pareil équipement de pompes auprès de S.A. Cyanamid.

Avant de passer en revue les applications de l'AM-9, il est désirable de présenter quelques résultats des essais en laboratoire qui ont permis de recommander l'AM-9 pour les projets de construction sur une vaste échelle. Ce travail a été effectué par M. R. H. Karol, ingénieur spécialisé, qui dirige les recherches en mécanique des sols de Cyanamid. Il est l'auteur de l'ouvrage *Soils and Soils Engineering*, publié par Prentice-Hall. Pour ces essais en laboratoire, des couches composées de différents sables dont les courbes granulométriques sont présentées dans la figure 4 ont été placées dans un bac à injections en bois. Le procédé pour ces injections est illustré en schéma dans la figure 6. Les injections ont été exécutées avec un coulis contenant 10 % de AM-9, avec un temps de prise de 1 1/2 minute. La lance à injection a été introduite jusqu'au fond du bac et le coulis a été injecté à raison de 200 cm³ par minute. La lance a été retirée de 2,5 cm toutes les 30 secondes.

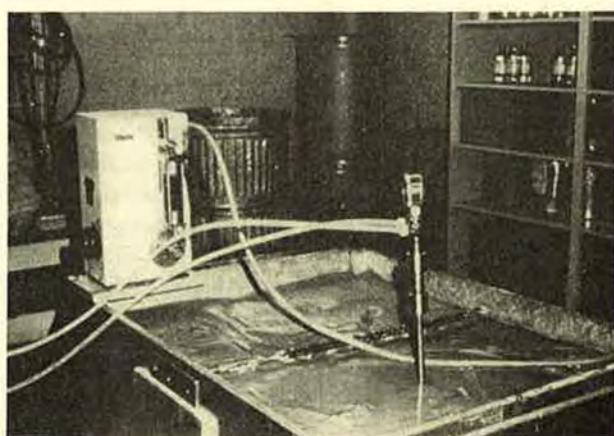


Fig. 5. — Bac à injection au laboratoire.

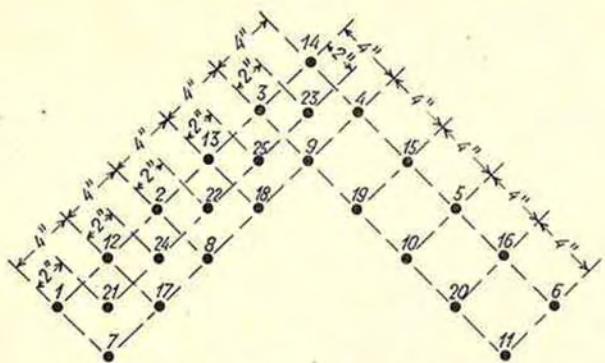


Fig. 6. — Schéma des injections en laboratoire dans le bac d'essai.

Une coupe transversale typique d'une seule injection dans la partie droite du modèle est montré dans la figure 7. Comme on s'y attendait, la pénétration minimum s'est produite dans les zones du sable fin et du silt (4). Par contre, la figure 8 montre que la pénétration du coulis dans les zones du sable fin et du silt était complète dans la partie gauche du modèle. Ici, le coulis pénètre dans la partie fine de l'échantillon à cause d'un effet d'étreinte des zones adjacentes stabilisées (4). La connaissance de cet effet explique la conception d'injections avec l'AM-9 employée pour l'étanchement final du voile d'étanchéité du «Rocky Reach Hydroelectric Project».

Ces essais ont également montré que la pénétration la plus uniforme du sol stratifié par une seule injection était obtenue avec un coulis dont le temps de prise est plus court que la moitié du temps pendant lequel la lance à injection est maintenue à un niveau fixe (4). La figure 9 montre deux échantillons qui ont été injectés en pompant 200 cm³ de coulis par minute et en retirant la lance à injection de 2,5 cm toutes les 15 secondes. L'échantillon de droite a été injecté avec un temps de prise de 15 secondes, celui de gauche avec un temps de prise de 6 secondes.

Ces essais ont été approfondis en utilisant une éprouvette de sol avec une stratification plus complexe. De plus, l'échantillon dans le bac a été soumis à une percolation horizontale avec de l'eau à une vitesse de 1 cm par minute, ceci contrairement aux premiers essais qui avaient été effectués sans percolation d'eau. La lance à injection a été retirée de 2,5 cm toutes les 30 secondes. Quatre injections ont été effectuées avec des coulis dont



Fig. 8. --- Echantillon injecté extrait du bac.

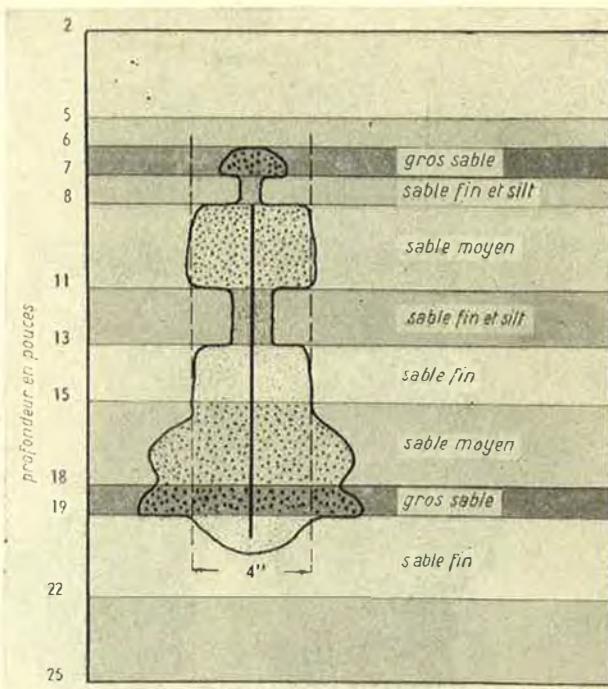


Fig. 7. — Coupe transversale typique d'un point d'injection.

le temps de prise était de 15 secondes, 1 minute, 4 minutes et 10 minutes respectivement (fig. 10). Ces essais confirment les premiers résultats : une pénétration uniforme, illustrée dans la figure 9, est obtenue par un temps de prise très court. De plus, la prise rapide diminue notablement la perte du coulis due à la désaturation dans l'eau souterraine. Les autres coulis ne possèdent pas cette propriété.

L'avantage de la prise rapide, démontré par ces essais, a permis d'effectuer avec beaucoup de succès des projets à grande échelle. Dans un de ces projets, on était en train de faire des travaux d'excavation d'une fouille circulaire d'un diamètre d'environ 20 mètres et d'une profondeur d'environ 18 mètres, en utilisant des palplanches avec des poutres annulaires comme étayage horizontal. Malgré des puits et des puits wellpoints, un grand trou se produisit au bord de la fouille, à l'endroit où des couches de sable et de silt étaient au contact avec une couche d'argile. Dans ces conditions, l'excava-

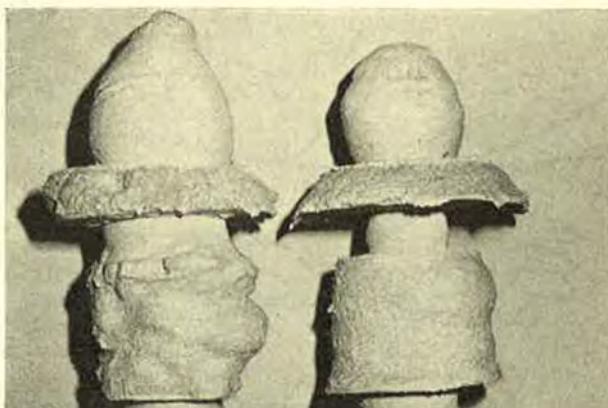


Fig. 9. — Influence du rapport du temps de la prise à la vitesse avec laquelle la lance à injection a été retirée sur la pénétration uniforme du coulis.

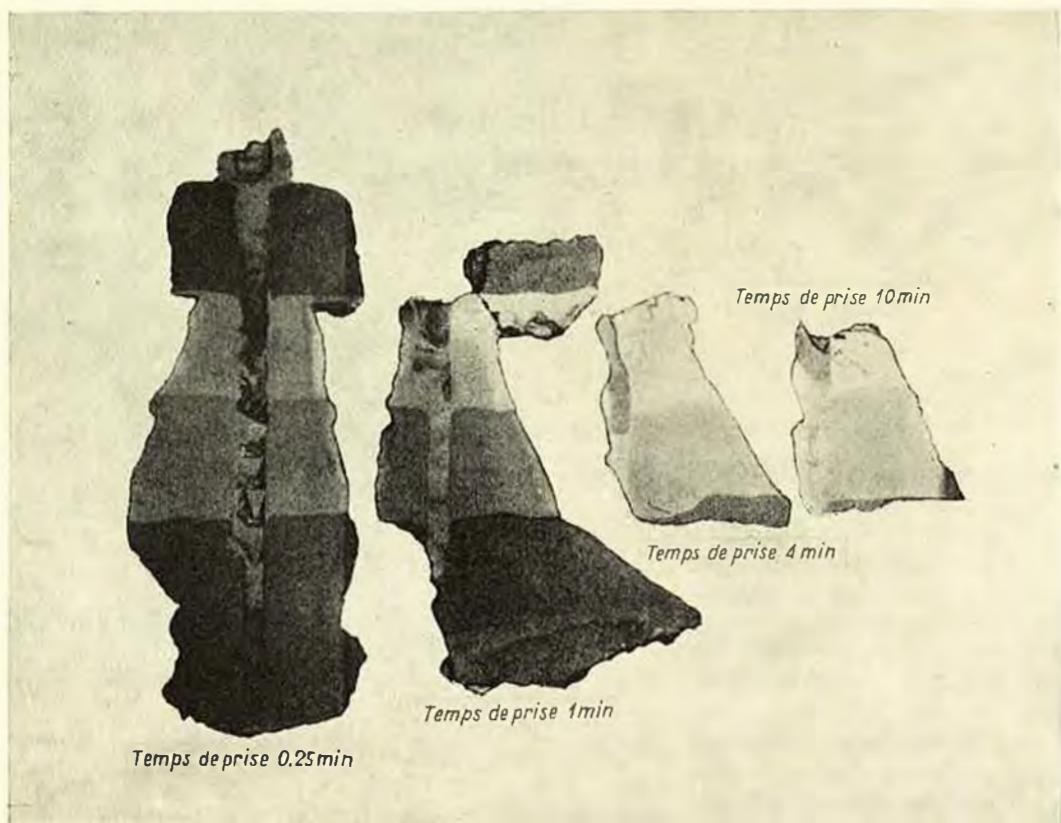


Fig. 10.
Influence du temps de prise sur le volume du sol stabilisé. Essai effectué dans un courant d'eau.

Percolation de l'eau, de gauche à droite, d'une vitesse de 0,017 cm/sec. Injection de AM-9 à 200 cm³/min. La lance a été retirée de 2,54 cm toutes les 30 secondes.

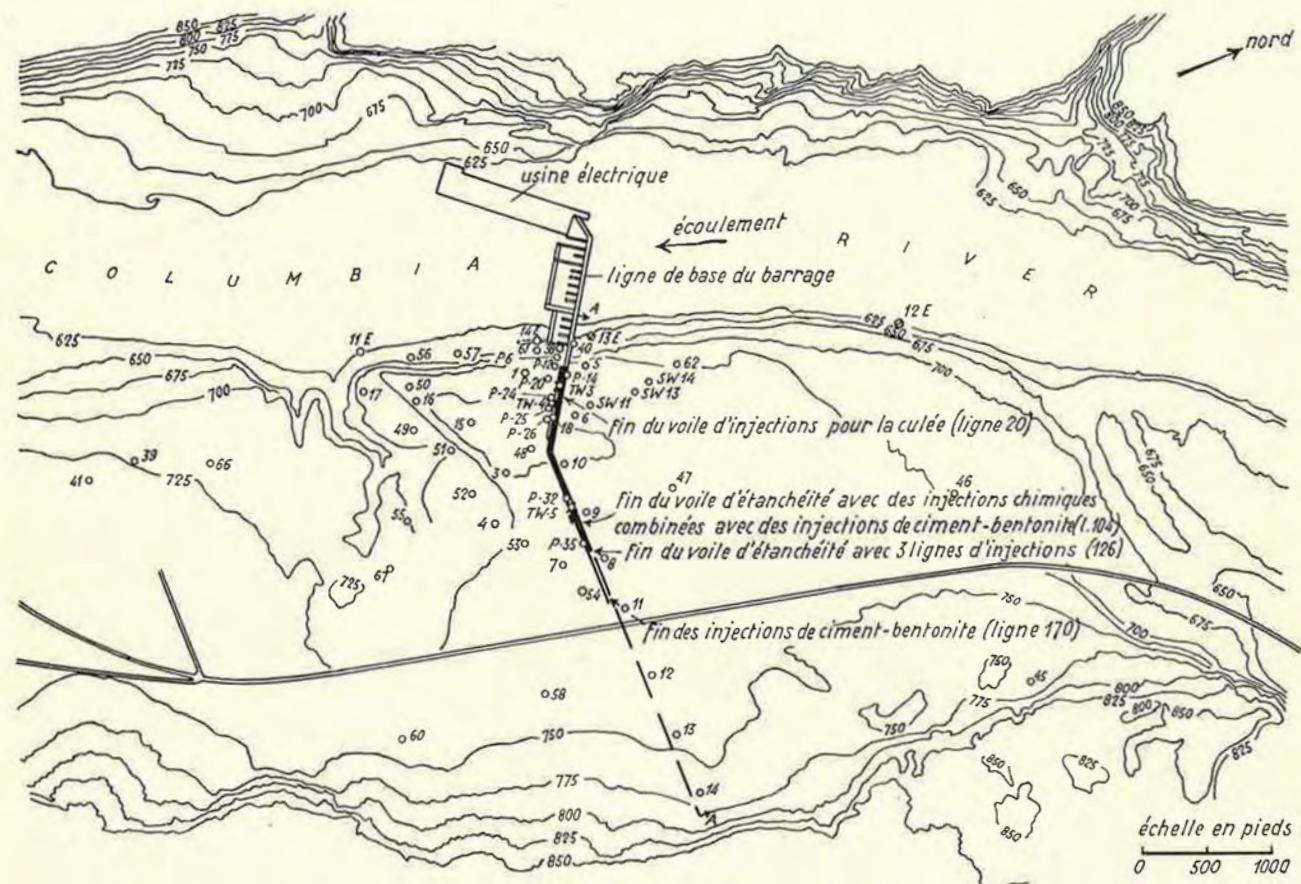


Fig. 11. — Vue d'un plan du Rocky Reach Hydroelectric Project.

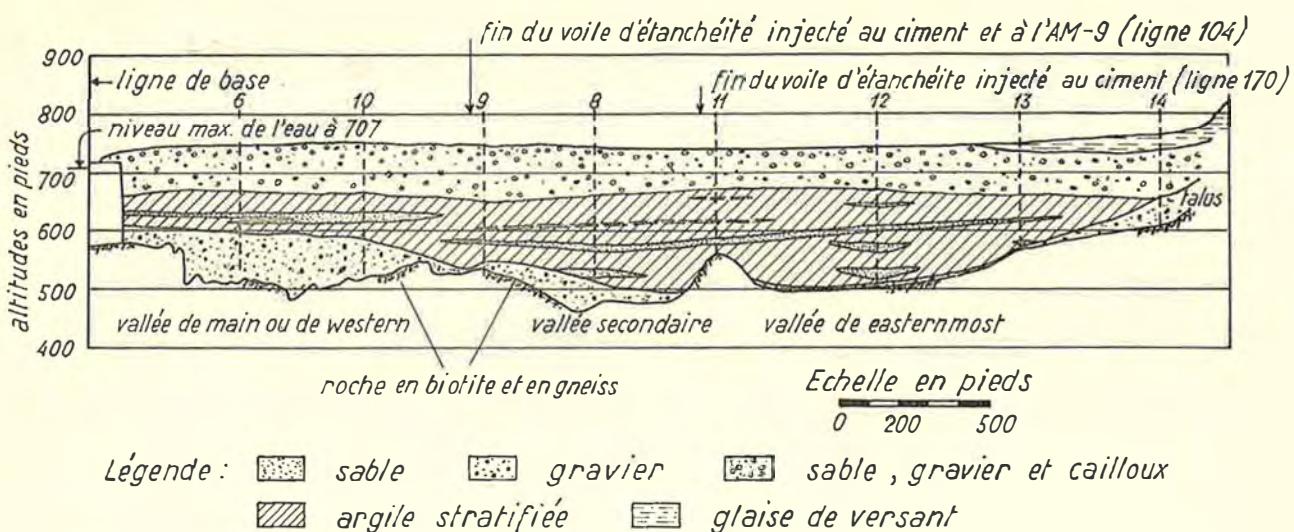


Fig. 12. — Coupe transversale de la terrasse de East Bank.

vation complète de la fouille n'était pas possible. De plus, l'argile normalement consolidée, en conservant sa teneur en eau, a perdu assez de résistance cohésive pour qu'un glissement dans l'argile derrière les palplanches et dans le fond de la fouille puisse se créer. La perte du matériau des couches de sable et de silt a provoqué des cratères à la surface du terrain autour de la fouille. Un mélange de ciment et de bentonite a été injecté depuis la surface du terrain, afin de remplir les crevasses à ce renard. Ensuite, on a injecté du AM-9 également depuis la surface du terrain afin de créer une couche imperméable entre les couches de sable et de silt et celle d'argile. L'injection du AM-9 a été effectuée avec des lances d'injection situées dans deux anneaux concentriques avec une distance de 50 cm d'un point à l'autre. L'anneau intérieur avait une distance radiale de 3 m environ de la fouille. Les points d'injection de l'anneau extérieur ont été placés par rapport à ceux de l'anneau intérieur. Le volume du coulis contenant 7½% d'AM-9 et injecté dans l'anneau intérieur stabilisait dans le sol des cylindres de 60 cm en diamètre et de 1,20 m à 1,50 m de hauteur. Dans l'anneau extérieur, le volume du coulis était suffisant pour créer des cylindres de sol stabilisé d'une hauteur de 120-150 cm et d'un diamètre de 120 cm. Ces injections ont été effectuées en fonçant

la lance à injection jusque dans la couche d'argile et en injectant le AM-9 en retirant la lance. Ce système permettait de créer une zone étanche entre les couches de sable et de silt et la couche d'argile. De plus, ce voile étanche autour de la fouille a surélevé la nappe phréatique et a permis aux puits et aux wellpoints de pomper plus efficacement. Il n'y avait pas assez de piézomètres pour confirmer avec certitude que le voile étanche était continu. Malgré ceci, après avoir injecté, on a enlevé quelques palplanches au fond de la fouille et constaté que le sol était stabilisé. La fouille a été terminée sans autres difficultés.

L'utilisation de l'AM-9 comme étanchement final d'un sol injecté avec du ciment adoptée au Rocky Reach Hydroelectric Project au nord-ouest des Etats-Unis démontre la valeur de l'AM-9 comme coulis pour des sols à granulométrie fine. Le projet et la construction de ce voile d'étanchéité ont été exécutés par M. W. F. Swiger of Stone & Webster Engineering Corporation, qui l'a décrit dans le *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, April 1961 (7), sous le titre « Design and Construction of Grouted Cutoff — Rocky Reach Hydroelectric Project ». Une étude approfondie du voile d'étanchéité a fait l'objet d'une thèse du capi-

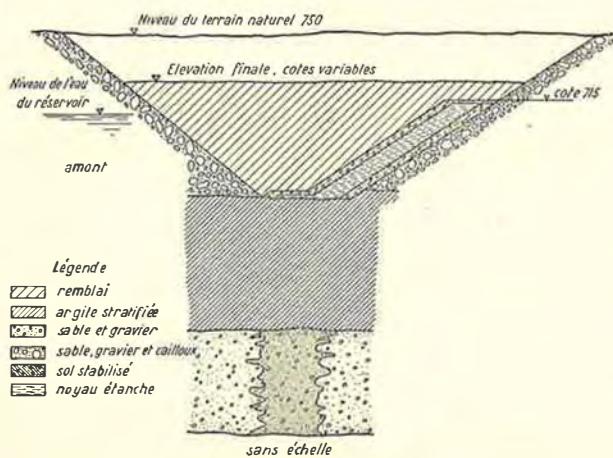
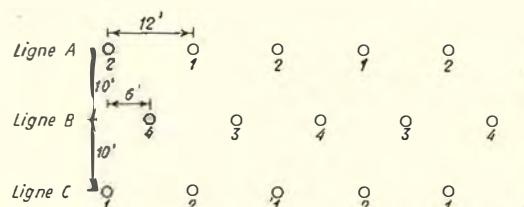


Fig. 13. — Coupe transversale du voile d'étanchéité.



- Trou Nos 1 injectés en premier lieu
- Trou Nos 2 injectés avec un retard de 2 tranches sur Nos 1
- Trou Nos 3 injectés avec un retard de 2 tranches sur Nos 2
- Trou Nos 4 injectés avec un retard de 2 tranches sur Nos 3

Fig. 14. — Schéma général des injections de ciment.

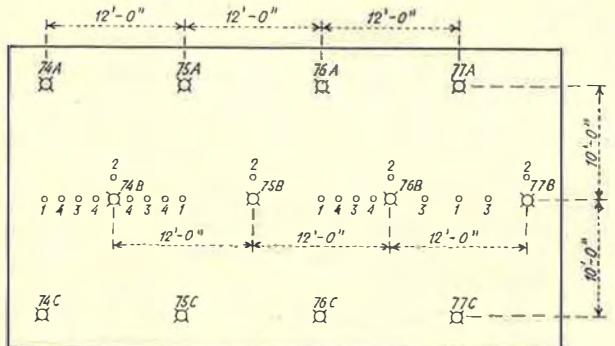


Fig. 15. — Schéma général des injections chimiques.
□ forage d'injection au ciment ○ forage d'injection chimique
les chiffres donnent l'ordre dans lequel les forages et les injections ont été effectués

Fig. 15. — Schéma général des injections chimiques.

taine J. E. Wagner, U.S. Army, Corps of Engineers, dont le titre est *Construction and Performance of the Grouted Cutoff, Rocky Reach Hydroelectric Project*, thèse qui a été présentée au Graduate College of the University of Illinois. L'exposé suivant est basé sur les deux ouvrages de M. Swiger et M. Wagner mentionnés ci-dessus.

La figure 11 montre la vue en plan du barrage et la figure 12 une coupe transversale de la terrasse de la rive gauche. La construction du voile d'étanchéité nécessitait l'enlèvement du gravier supérieur jusqu'aux couches d'argile stratifiées et l'étanchement des couches de sable et de gravier entre l'argile stratifiée et la roche avec des injections. Les injections ont été effectuées à partir des couches d'argile stratifiée. Le projet consistait à établir un voile d'étanchéité d'une largeur minimale de 9,5 mètres et qui s'étend de la culée du barrage jusqu'au point où l'argile stratifiée est au contact avec la roche (fig. 12). Ce voile a une longueur d'environ 600 mètres et un décalage au bout. La figure 13 montre la coupe transversale du voile d'étanchéité complet.

La fonction de ce voile d'étanchéité est différente d'une zone injectée dans la roche. La petite perméabilité de ce voile et le long chemin de percolation doivent éviter en premier lieu la formation d'un renard hydraulique, ensuite diminuer le développement d'une pression interstitielle et en conséquence la possibilité

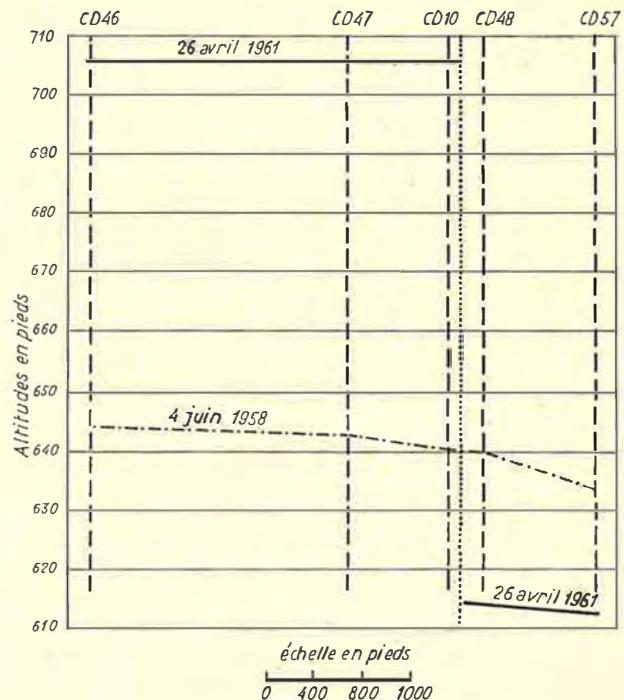
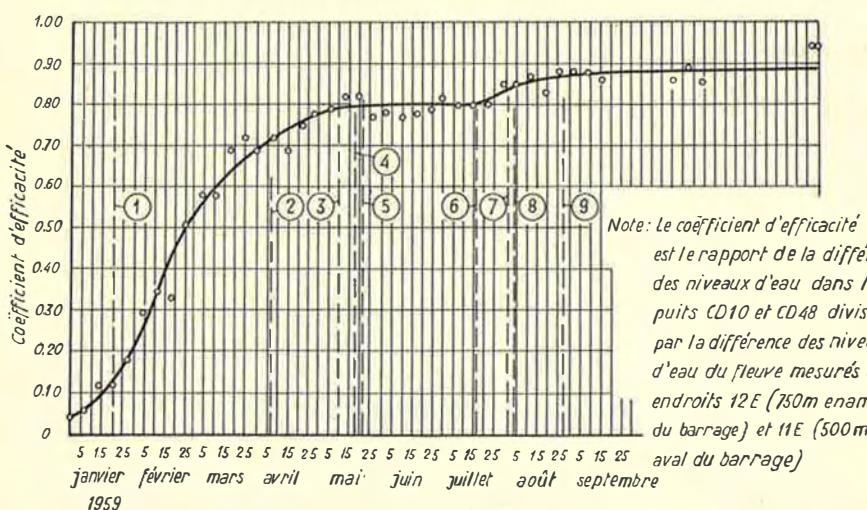


Fig. 16. — Niveaux de la nappe phréatique mesurés dans le gravier.

de glissements au pied du barrage et, finalement, diminuer la perte d'eau due à la percolation souterraine (7).

La figure 14 illustre le schéma pour les injections d'argile-ciment et de bentonite-ciment. Ces trous ont été injectés par passes descendantes de 1,50 m, c'est-à-dire immédiatement après forage. Les trous portant le numéro 1 (fig. 14) des lignes A et B ont été injectés avec 3 m d'avance sur les trous n° 2. Les trous n°s 3 de la ligne B suivaient les trous n°s 2 à une différence de deux passes à 1,50 m en hauteur et les trous n°s 4 suivaient les trous n°s 3 également à une différence de deux passes de 1,50 m. On a modifié ce procédé aux endroits où le gravier et le sable étaient très peu denses. On a également eu grand soin de ne pas dépasser une pression d'injection de 4 atm, en particulier aux endroits où les couches du sable-gravier sont en contact avec



Note: Le coefficient d'efficacité est le rapport de la différence des niveaux d'eau dans les puits CD10 et CD48 divisée par la différence des niveaux d'eau du fleuve mesurés aux endroits 12E (750m en amont du barrage) et 11E (500m en aval du barrage)

Fig. 17. — Efficacité du voile injecté.

- (1) Les premiers trous d'injection effectués entre les puits d'observation
- (2) Réunion de conseil
- (3) Début des travaux d'injection sur la ligne C
- (4) Injections du ciment terminées
- (5) Injections chimiques commencées à la culée
- (6) Injections supplémentaires commencées en dehors de la culée
- (7) Rangée amont terminée
- (8) Ligne C terminée

l'argile stratifiée, ceci afin d'éviter le soulèvement et la rupture de la couche d'argile.

La perméabilité à l'intérieur du voile d'étanchéité a été déterminée à l'aide de la théorie des puits artésiens. Il a été possible de calculer le coefficient de perméabilité en mesurant le niveau de l'eau dans des piézomètres, le volume de l'eau percolée et la largeur de la zone étanche. L'essai a été effectué en remplissant le tubage et en mesurant l'abaissement du niveau de l'eau en fonction du temps. Cet essai a renseigné sur la percolation dans cette zone et a permis d'obtenir le coefficient de perméabilité d'après une famille de courbes dessinée au préalable.

Un essai *in situ*, à un endroit où la présence de couches de sable en forme lenticulaire a rendu les injections très difficile, a démontré que l'AM-9 pénètre dans ces sables et que la stabilisation de ce sol peut être contrôlée parfaitement par ces essais *in situ*.

Les injections de l'AM-9 ont été effectuées dans la ligne B (voir fig. 14) dans de nouveaux trous situés entre les trous d'injection au ciment. Des essais ont

démontré en effet que l'utilisation des trous d'injection au ciment reforés pour injecter le coulis chimique AM-9 n'était pas possible. Les trous ont été forés par tranches de 1,50 m de profondeur et rincés ; la perméabilité de chaque tranche a été déterminée par les essais mentionnés plus haut. Dans les trous où le coefficient de perméabilité était supérieur à $1,5 \cdot 10^{-2}$ cm/sec, la tranche a été injectée avec de la bentonite. Les zones ayant un coefficient de perméabilité entre $0,6 \cdot 10^{-2}$ cm/sec et $1,5 \cdot 10^{-2}$ cm/sec ont été injectées avec un coulis chimique de 7,5 % d'AM-9 à raison de 0,26 l/sec jusqu'à une pression de 2,1 atm. Quand le coefficient de perméabilité était inférieur à $0,6 \cdot 10^{-2}$ cm/sec, on a continué le forage d'une tranche de 1,50 m et effectué l'injection selon le procédé mentionné précédemment. Après le forage de trois tranches d'une profondeur totale de 4,50 m, on a effectué l'injection avec le produit AM-9. Le temps de prise de l'AM-9 a été calculé de façon à permettre à toute la masse de coulis d'arriver à une tranche donnée avant la prise. On a injecté le volume minimum de coulis nécessaire pour remplir les vides

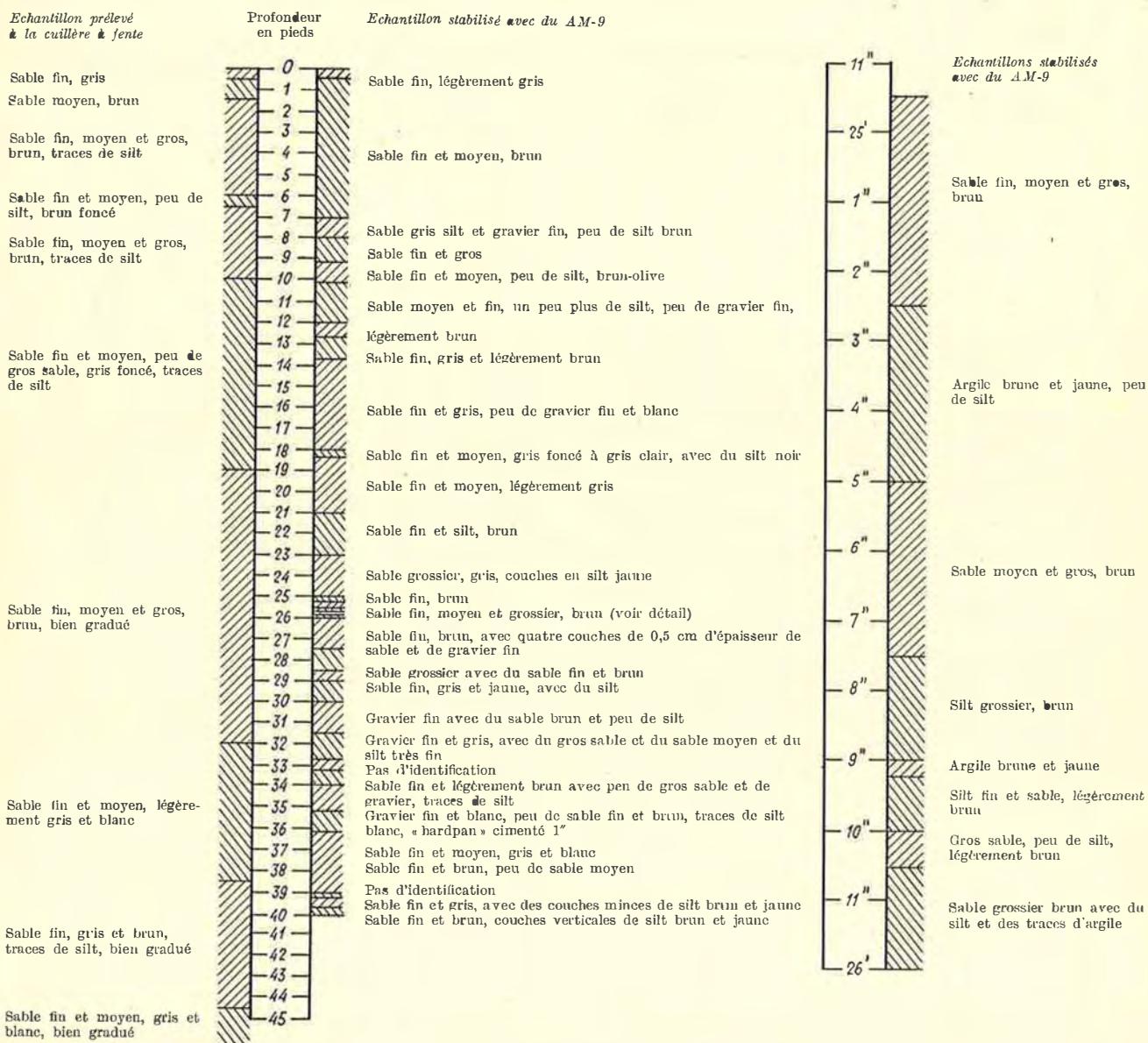


Fig. 18. — Echantillon prélevé à la cuillère à fente des zones stabilisées à l'AM-9 et des zones non stabilisées.

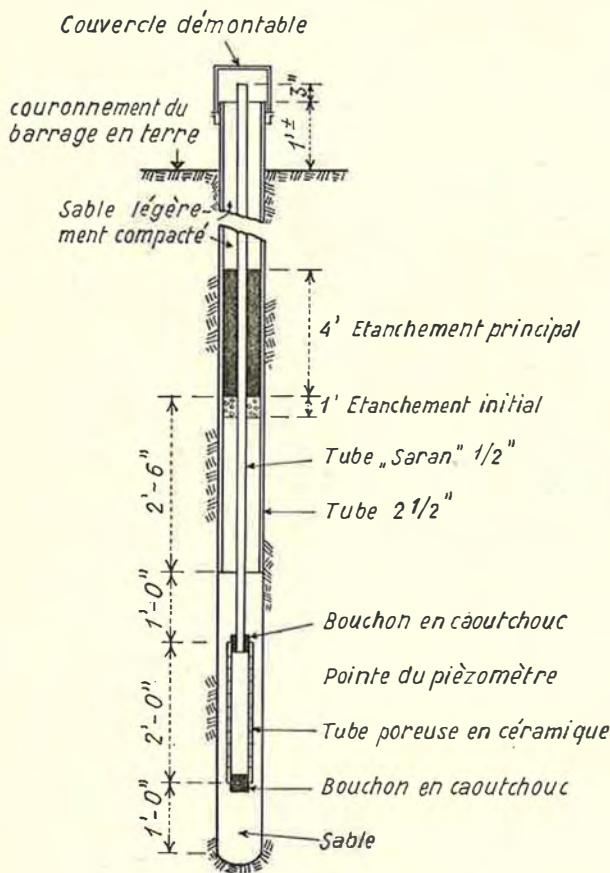


Fig. 19. — Etanchement d'un piézomètre modifié (Casagrande) avec du AM-9.

restants dans une tranche de 3,60 m du voile d'étanchéité, et cela dans l'hypothèse que la porosité du sol était de 38 % et que la distribution d'après les lois de probabilité de Gauss du ciment autour du trou avait un rayon de 4,50 m.

Des trous de contrôle ont été forés entre les trous d'injection n°s 1 (fig. 14). Si le forage de contrôle perdait moins de 75 l par mètre de profondeur (critère porté plus tard à 110 l par mètre) à raison de 0,23 l/sec jusqu'à une pression de 2,1 atm, le trou était considéré comme satisfaisant. Si le volume de 110 l par mètre était dépassé, des trous de contrôle intermédiaires étaient injectés jusqu'à ce que l'absorption soit inférieure à 110 l par mètre. La situation schématique des trous d'injections est illustrée dans la figure 15. A certains endroits, les forages indiquaient une grande perméabilité, bien que le volume du coulis de ciment injecté fût petit. Dans ce cas, trois lignes supplémentaires de trous d'injection ont été utilisées. Celle située le plus à l'amont se trouvait à une distance de 1,20 à 1,80 m du centre du voile d'étanchéité.

A la suite de quelques essais, le temps de la prise a été fixé à 75 % du temps nécessaire pour que la quantité calculée de la masse du coulis chimique soit injectée.

L'efficacité du voile d'étanchéité est illustrée dans la figure 16 ; y sont représentés les niveaux de la nappe phréatique mesurés dans des piézomètres avant et après la construction du voile d'étanchéité.

La figure 17 renseigne sur une méthode plus détaillée pour mesurer l'efficacité du voile d'étanchéité. La courbe représente le coefficient d'efficacité en fonction du temps et montre l'effet des différentes phases des travaux. Le coefficient d'efficacité est le rapport du gradient hydraulique à travers le voile divisé par la différence des niveaux du fleuve en deux endroits définis, situés à l'amont et à l'aval du barrage. On ne peut pas considérer ce coefficient comme mesure absolue de l'efficacité du voile d'étanchéité, et cela à cause du changement de régime d'écoulement de l'eau souterraine dans les terrasses en amont et en aval du barrage.

Voici quelques données statistiques pour le voile d'étanchéité :

Forages d'injection au ciment	554
Forages d'injection chimiques	527
Longueur des trous de forage à rotation :	
A travers des couches d'argile	2 860 m
Dans les couches inférieures de gravier	17 500 m
Volume du coulis de ciment injecté :	
Par mètre de profondeur	3,5 m ³
Total.	30,200 m ³
Volume du coulis chimique injecté :	
Par mètre de profondeur	0,185 m ³
Total.	1 690 m ³

Nous mentionnerons encore quelques autres applications qui intéressent l'ingénieur spécialisé en mécanique des sols :

L'AM-9 a été employé avec succès pour éviter l'effondrement de trous forés en procédant comme suit : le trou lui-même et le terrain avoisinant est traité avec l'AM-9, injecté à travers le tube carottier. Puis on lave la tige et le tube de forage avec un volume d'eau bien déterminé. On enlève facilement le coulis qui reste dans le trou en soulevant et abaissant le tube carottier plusieurs fois. En forant et en injectant alternativement, on arrive à forer à travers des zones peu stables et le danger d'éboulement des parois est réduit au minimum (6).

Un autre usage intéressant de l'AM-9 est son emploi pour obtenir des échantillons du sol avec la méthode de la cuillère à fente. A la figure 18, une comparaison est faite entre les définitions des diverses couches du sol obtenues par la méthode à cuillère à fente conventionnelle et celles obtenues après la stabilisation du sol avec l'AM-9. Les définitions obtenues dans la zone entre 7,60 m (25 pieds) et 7,90 m (26 pieds), montrées dans le détail à part, présentent un intérêt particulier. Avant d'effectuer l'analyse granulométrique, on enlève l'AM-9 par ignition de l'échantillon.

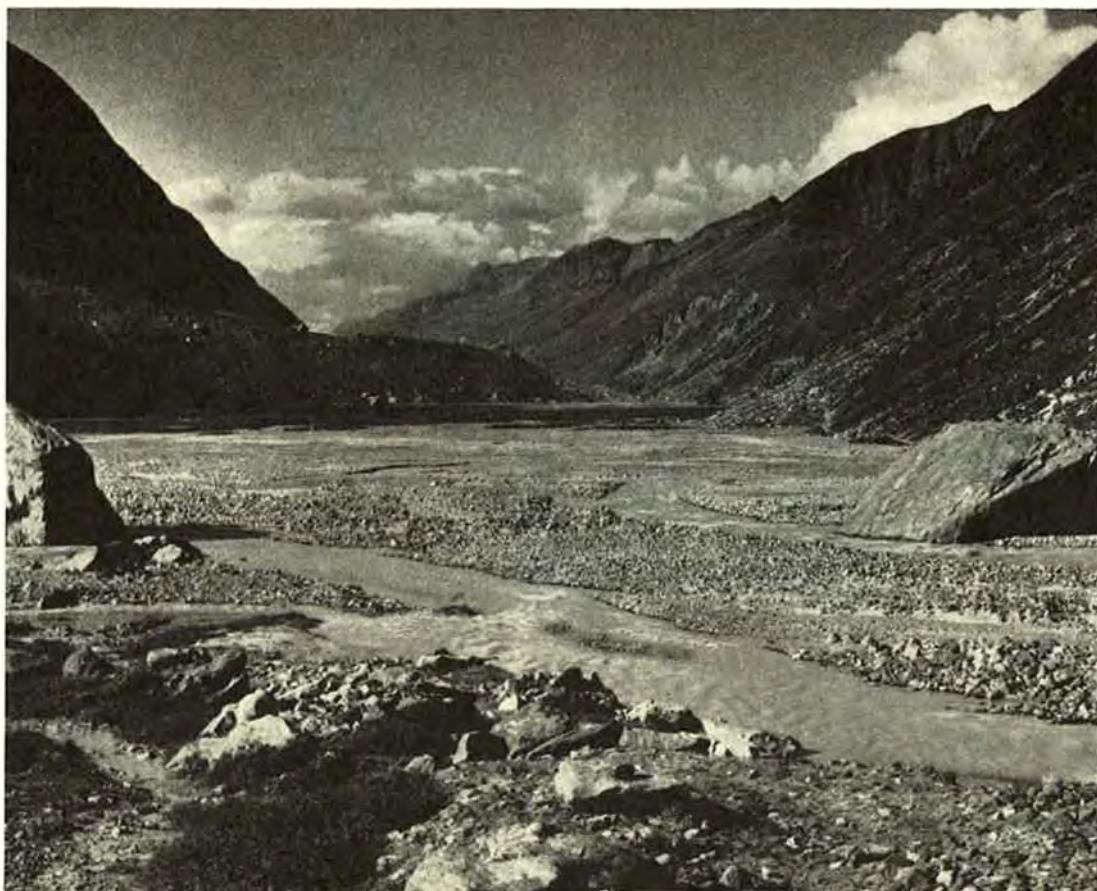
L'AM-9 a été employé avec succès pour l'installation de piézomètres. Le procédé pour étancher avec AM-9 un piézomètre de Casagrande modifié a été décrit par le professeur T. William Lambe, du Massachusetts Institute of Technology, publié dans *Civil Engineering* en avril 1959. La figure 19 montre l'installation typique d'un bouchon d'étanchéité avec l'AM-9, long de 1,20 m dans le piézomètre de Casagrande modifié. Ce procédé est beaucoup plus satisfaisant que le système précédemment employé qui consiste dans la mise en place laborieuse d'un bouchon d'étanchéité avec de la bentonite (3).

Dans cet exposé, nous avons présenté les nombreuses applications du coulis chimique à faible viscosité, dont le temps de prise peut être parfaitement contrôlé et

réglé. Il faut espérer que ces applications en suggéraient d'autres et que le coulis chimique AM-9 — dont les recherches se poursuivent dans les laboratoires de la Cyanamid — permettra à la technique de l'ingénieur civil de trouver d'autres solutions efficaces et économiques du problème, toujours d'actualité, du contrôle de l'écoulement de l'eau dans un sol à granulométrie fine et dans la roche à petites fissures.

BIBLIOGRAPHIE

1. *AM-9 Chemical Grout — Technical Data*. American Cyanamid Co., p. 32.
2. *Ibid.*, p. 50 et seq.
3. KAROL, R. H. : *Use of AM-9* Chemical Grout for Sealing Piezometers*, rapport non publié de l'American Cyanamid Company, avril 1960 ; livrable sur demande.
4. KAROL, R. H. et SWIFT, A. M. : *Symposium on Grouting : Grouting in Flowing Water and Stratified Deposits*.
5. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 87, No. SM2, avril 1961, Rapport No. 2797.
6. KAROL, R. H. : *Short Gel Times with Long Pumping Times*. Rapport non publié de l'American Cyanamid Company, avril 1961 ; livrable sur demande.
7. McBEAN, J. W. et CUNNINGHAM, L. J. : *Canadian Experiences with AM-9* Chemical Grout*. Ninth Annual Drilling Symposium, Pennsylvania State College, octobre 1959.
8. SWIGER, W. F. : *Symposium on Grouting : Design and Construction of Grouted Cutoff — Rocky Reach Hydroelectric Project*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 87, No. SM2, avril 1961, Rapport No. 2796.
9. WAGNER, J. E. : *Construction and Performance of the Grouted Cutoff, Rocky Reach Hydroelectric Project*, United States Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., USA. Miscellaneous Paper No. 2-417, mars 1961.



La plaine de Mattmark vue de l'amont.

L'AMÉNAGEMENT HYDRO-ÉLECTRIQUE DE MATTMARK

par ALEXANDRE VERREY, ingénieur EPUL, Electro-Watt, Zurich

Introduction

La vallée de Saas est située entre le col du Simplon à l'est et Zermatt à l'ouest. Dès 1954, Electro-Watt, Entreprises Électriques et Industrielles S.A., Zurich, s'est intéressée à la mise en valeur des eaux de la Vièze de Saas. Avec Suiselectra, Société suisse d'Electricité et de Traction, Bâle, elle a mis au point le projet d'exécution de l'aménagement hydro-électrique de Mattmark, dont les travaux proprement dits ont commencé en mai 1960.

Situation géographique

La Vièze de Saas prend sa source dans la région du col de Monte Moro, qui avec ses 2850 m offre un passage relativement aisément jusqu'à Macugnaga, dans le val Anzasca. Après 5 km environ, elle traverse la plaine de Mattmark à la cote 2100. Cette plaine a une surface de plus de 1 km²; elle est fermée à l'aval par la moraine de la rive droite du glacier de l'Allalin. De Mattmark,

la Vièze descend en 3 km jusqu'à la cote de Zermeiggern, à l'amont de Saas-Almagell, soit 1730 m. Après 9,5 km, elle atteint Niedergut, peu à l'aval de Saas-Balen, à la cote 1470, soit en pente relativement douce, puis rejoint la Vièze de Zermatt et le plateau d'Ackersand au nord de Stalden, à la cote 700, après 10 km environ de gorges, par places très profondes. D'Ackersand au confluent de la Vièze avec le Rhône, il reste un peu plus de 7 km pour une dénivellation de 50 m. De ce qui précède, on peut conclure que les paliers les plus intéressants sont ceux de Mattmark à Zermeiggern et de Niedergut à Ackersand. Ce dernier palier est déjà utilisé en partie par l'usine au fil de l'eau d'Ackersand I, appartenant aux Forces Motrices d'Aletsch.

Jusqu'à Mattmark, la Vièze de Saas a un bassin versant de 37 km². A Zermeiggern, il est de 65 km², principalement grâce à l'apport des torrents de l'Allalin et du Hohlaub. A Niedergut, il est de 202 km²; la Vièze de Saas a reçu sur rive droite le Furggbach, l'Almagellerbach, le Triftbach et le Fällbach, et sur rive gauche la Vièze de Fee. De Niedergut au confluent

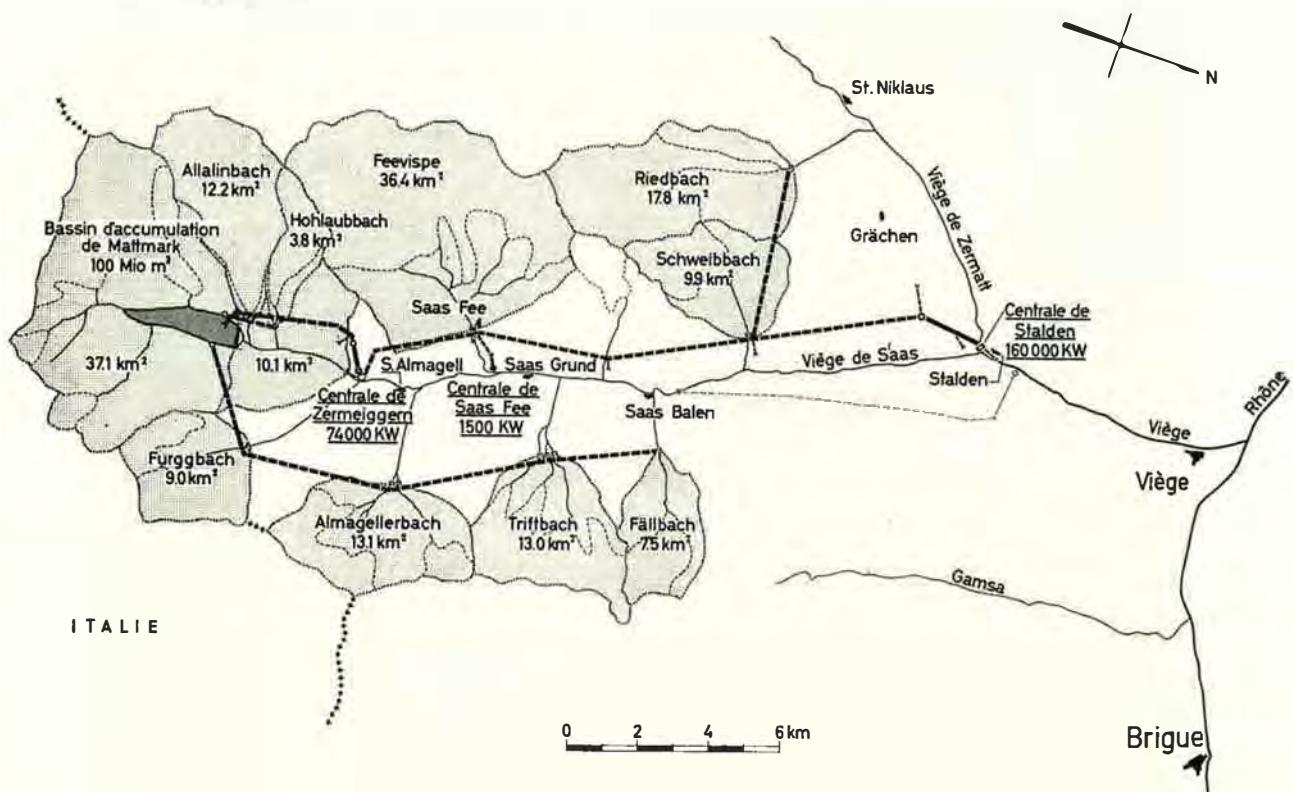


Fig. 1. — Plan de situation.

des deux Vièges, le bassin versant n'augmente que peu, le seul torrent digne d'être mentionné étant le Schweibbach, sur rive gauche.

Problèmes politiques

Comme l'indique la Chronique de la vallée de Saas, les quatre communes de Saas-Balen, Saas-Grund, Saas-Almagell et Saas-Fee formaient depuis le début du XIII^e siècle une seule commune. Les habitants de la plaine du Rhône possédaient beaucoup de terrain dans le haut de la vallée. Le 3 octobre 1300, la commune de Saas a acheté pour 52 livres les alpes de Distel, de Mattmark et d'Eie, à l'amont d'Almagell. L'acte d'achat, écrit en latin, prévoit que le comte de Bladrath cède à titre définitif ses terrains aux gens de Saas. Il n'y met aucune autre condition que celle-ci : aucun des nouveaux propriétaires ne cédera ou ne vendra sa part à quelqu'un du dehors, sous peine de perdre ses droits à titre définitif.

Vers la fin du XIV^e siècle, la commune de Saas se partage en quatre, la région de Mattmark restant propriété commune. Ce que l'on pourrait considérer comme un modeste fait divers a eu une importance capitale pour l'acquisition des concessions. En effet, c'est la crainte de chacune des quatre communes de se voir déchue de ses droits à titre définitif, si elle vendait sa part des eaux et des terrains nécessaires aux ouvrages, qui les a retenues longtemps de s'entendre avec une société hydro-électrique. En 1954, un accord quadripartite, homologué par le Conseil d'Etat et le Grand Conseil du canton du Valais, a permis une entente pour les concessions, Saas-Almagell ayant reçu la juridiction sur l'ensemble de la région de Mattmark.

Climat

En ce qui concerne le climat, la caractéristique la plus frappante du bassin de la Viège de Saas est la forte diminution des précipitations du sud vers le nord.

En effet, alors que les crêtes limitant le bassin vers le sud reçoivent des précipitations voisines du maximum rencontré en Suisse, spécialement dans la région de Sewinenberg et du Schwarzberg-Weisstor, la région du confluent de la Viège de Zermatt et de la Viège de Saas se trouve être parmi les plus arides de toute la Suisse. On peut vraisemblablement expliquer ce phénomène par le fait que les masses humides provenant du sud et du sud-est s'amassent au fond de la vallée de Macugnaga et, guidées par la paroi du Mont-Rose vers le nord, déchargent leur humidité au passage de la chaîne de montagnes formant la frontière entre la Suisse et l'Italie. Elles provoquent d'abondantes précipitations au sud et au nord des crêtes, de telle sorte que l'humidité de ces masses va en décroissant au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la frontière vers le nord. Grächen, par exemple, avec ses 530 mm de précipitations annuelles, est réputé pour sa sécheresse.

Mais les courants humides n'empruntent guère que les flancs de la vallée de Saas, le long de la chaîne des Mischabel ou de celle du Weissmies, ce qui donne au fond même de la vallée jusqu'à Mattmark un climat relativement pauvre en précipitations.

La répartition des chutes de neige et de pluie mérite qu'on s'y arrête quelques instants. Nous retrouvons en effet souvent des précipitations d'une très grande intensité qui peuvent provoquer des hautes eaux catastrophiques. Dans son étude remarquable parue en 1926 sur les précipitations et les écoulements en haute



Fig. 2. — La plaine de Mattmark avec, à l'arrière-plan, le chantier d'injection et la moraine sud de l'Allalin.

montagne et principalement dans la région de Mattmark, Otto Lütschag a longuement décrit une crue qui, à fin septembre 1920, dévasta la région de Zermeggern et de Saas-Almagell. Le 23 septembre, il était tombé jusqu'à 240 mm de pluie en 24 heures. En tout, un débit de 15,5 millions de m^3 s'était écoulé en $2\frac{1}{4}$ jours, ce qui correspond environ à une moyenne de $80 m^3/sec$ pour un bassin versant de $37 km^2$. A titre de comparaison, les précipitations maximums que nous ayons observées ont totalisé 120 mm en 17 heures, le 20 août 1958.

Les débits de crues de la Viège ont été considérablement modifiés à partir de 1926 ; au cours de cette année-là, une galerie de dérivation de 500 m de long en rocher, sur rive droite, a été mise en service à Mattmark pour vidanger de façon continue le lac de Mattmark et éviter qu'un effondrement du glacier de l'Allalin ne vienne obturer l'exutoire de ce lac ; en effet, la langue du glacier de l'Allalin créait à ce moment une accumulation supplémentaire dont la vidange subite pouvait être catastrophique. La Chronique de la vallée de Saas rapporte que le 4 août 1633 une vidange subite du lac de Mattmark a emporté, à Viège seulement, 18 maisons et 6000 arbres. Une seconde vidange a eu lieu en 1680 ; le 4 octobre 1740 tous les ponts sont emportés, sauf celui de Saas-Balen ; le 17 octobre 1772, le lac de Mattmark se vide à nouveau. Les autres crues catastrophiques ne sont pas mises directement en rapport avec le glacier de l'Allalin. Pourtant la Chronique mentionne encore en 1833 une subvention de 200 fr. octroyée par le gouvernement cantonal valaisan pour creuser un chenal dans le glacier.

Depuis 1926 donc, le lac de Mattmark n'a pratiquement plus existé, si ce n'est sporadiquement, au moment des grosses pluies, où la galerie de dérivation n'arrivait pas à évacuer l'ensemble du débit, vu sa capacité assez limitée. Il se formait alors rapidement, dès que le débit dépassait 8 à 10 m^3/sec et engorgait la galerie, un lac d'une certaine importance, pouvant même déborder directement vers le nord en direction du torrent de l'Allalin.

La galerie de dérivation prévue pour les travaux de Mattmark ayant été adjugée en même temps que les injections, il a fallu prévoir l'exécution des travaux du voile d'injection depuis une plate-forme surélevée, pour éviter toute inondation éventuelle des baraquements et des machines.

Débits

Nos études et contrôles de débits se basent sur les mesures du Service fédéral des eaux à Zermeggern et à Viège, sur celles d'un limnigraphie construit en commun avec la Lonza à Niedergut, et sur celles de nos limnigraphes de Saas-Fee, Saas-Grund, Schweiben et Grächen.

Le débit moyen annuel de la Viège à Zermeggern, pour $65 km^2$, est de $3,36 m^3/sec$ ou $51,5 l/sec.km^2$. L'année la plus riche en eau de la période considérée, soit 1922 à 1960, a été 1928, avec 126 %, et la plus pauvre 1955, avec 75 % du débit moyen.

Les hauteurs annuelles d'écoulement captables peuvent être estimées, en année moyenne, à

$1,71 m$ à Mattmark ;

$2,06 m$ dans la région du glacier de l'Allalin.

Elles varient de $0,90 m$ à $0,30 m$ dans le fond de la vallée, de $1,60 m$ à $1,10 m$ du Furggbach au Fällbach, sur rive droite, et de $1,35 m$ à $0,85 m$ de la Viège de Fee au Riedbach, sur rive gauche.

La surface des bassins versants utilisés est de $96 km^2$ pour le palier supérieur, dont $37 km^2$ de bassin versant naturel pour le lac de Mattmark et de $170 km^2$ pour le palier inférieur, avec une glaciation de 45 %.

La quantité d'eau disponible pour l'aménagement hydro-électrique de Mattmark, compte tenu de la dotation de la Viège et des irrigations, est admise à 220 millions de m^3 , dont un peu moins de 150 millions à la hauteur du lac de Mattmark.

Géologie

Les formations rencontrées de l'amont vers l'aval appartiennent aux nappes du Mont-Rose et du Grand-Saint-Bernard. Les principales roches représentées sont



Fig. 3. — Le glacier de l'Allalin à la fin du siècle passé.



Fig. 4. — Le glacier de l'Allalin en mai 1961.

les schistes de Casanna, les gneiss du Mont-Rose, le trias (quartzites, argilites, cargneules, calcaires dolomiques), les schistes lustrés (calcschistes plus ou moins gréseux ou argileux). Les roches prédominantes sont les roches cristallines (schistes de Casanna et gneiss), qui sont excellentes dans l'ensemble. Dans la région de Mattmark, on rencontre des formations de gneiss durs et de prasinites.

La structure est dominée par une forte montée axiale des plis vers le Simplon. Les couches sont dirigées en général vers le nord-est et plongent au nord-ouest. Donc, sur le versant droit de la vallée de Saas et de la partie nord de la vallée de Saint-Nicolas, les couches sont plus ou moins parallèles à la topographie, ce qui a produit autrefois et produit encore actuellement des glissements importants. Les plus remarquables sont tous situés sur rive droite de la vallée de Saas : entre Eienalp et Zermeiggern à l'amont de Saas-Almagell, entre Saas-Grund et Saas-Balen, et à l'aval de ce der-

nier village. Les glissements situés entre Eienalp et Zermeiggern sont encore en mouvement. Il y a lieu également de signaler la région tassée de Grächen, dans la vallée de Saint-Nicolas.

Les versants droits sont donc instables sur une certaine profondeur ; les galeries à prévoir sur rive droite doivent être exécutées à grande profondeur. En revanche, dans les versants gauches, les couches plongent vers l'intérieur de la topographie. Elles sont plus stables et les glissements de masse y sont exceptionnels. Les galeries peuvent y être percées à moins grande profondeur et les fenêtres sont relativement courtes.

Signalons aussi les mauvaises zones de cargneules dans la région du col de Gebidem, au-dessus de Visperterminen, qui auraient pu causer des désagréments si l'on avait retenu l'idée plusieurs fois proposée de faire un projet Mattmark-plaine du Rhône avec une centrale à l'amont de Zermeiggern, une galerie sur rive droite, un bassin de compensation dans le Nanztal au-dessus

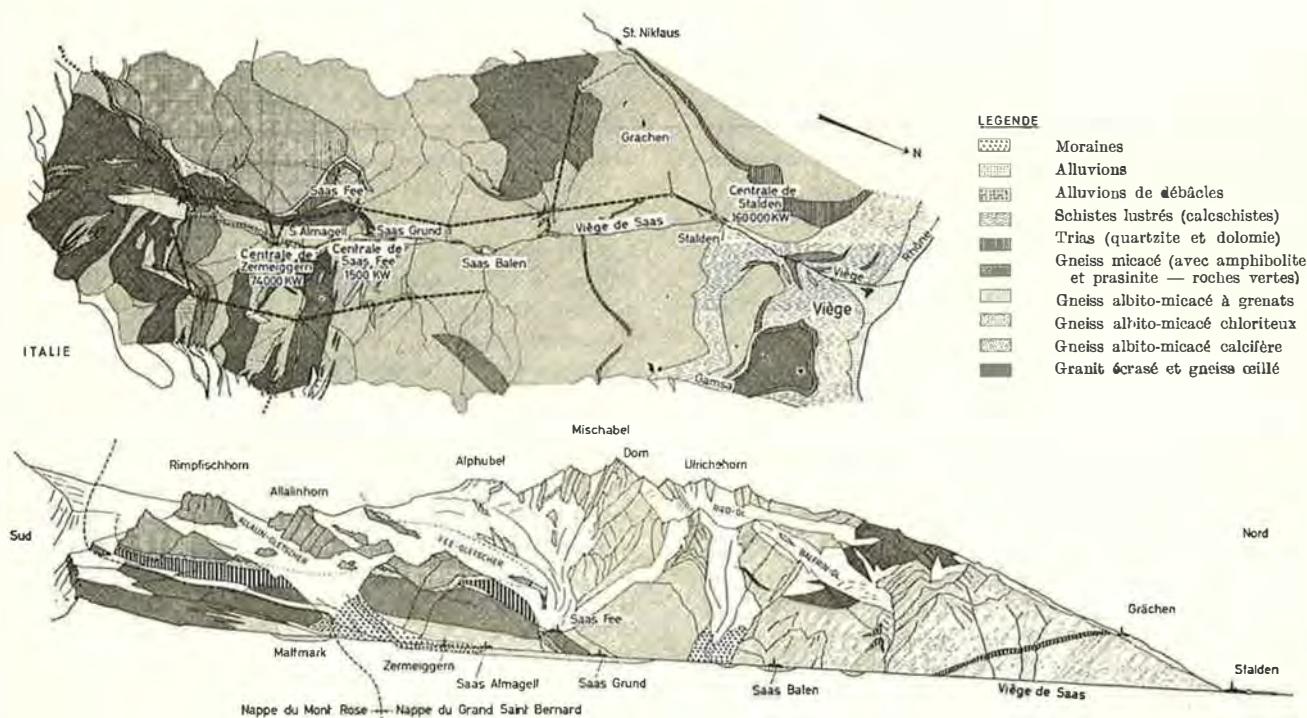


Fig. 5. — Géologie : carte et vue schématique de l'ensemble de l'aménagement.

de Gamsen, et une centrale dans la région d'Eyholz à l'amont de Viège.

De ce qui précède, on peut dessiner les lignes générales du projet : un lac à Mattmark, avec deux galeries d'adduction amenant les débits des bassins versants les plus intéressants, et l'utilisation de la chute maximum avec les galeries d'aménée les moins longues, sur rive gauche de la vallée de Saas. La centrale du palier supérieur devait se trouver sur le territoire de Saas-Almagell, d'après les concessions ; elle a été prévue le plus haut possible, à Zermeiggern, pour gagner de la chute dans le palier inférieur qui utilise, en plus, les eaux de la Viège de Fee, du Schweibbach et du Riedbach. Quant à la centrale du palier inférieur, elle est placée à l'amont et à la hauteur du plateau d'Ackersand, sous le village de Stalden.

Description du projet

Bassin d'accumulation

Le lac de Mattmark aura un volume utile de 100 millions de m³ à la cote maximum de 2197 m. D'une longueur de 3200 m environ, il aura une surface totale de 176 hectares. Le terrain noyé est constitué principalement de parois de rocher, moraine, plaine alluvionnaire, donc de terrains improductifs. Une partie de l'alpage de Distel, de même que le vieil hôtel de Mattmark, seront également recouverts par les eaux.

Le volume de ce lac est inférieur d'environ 30 % au débit moyen que l'on compte capter à la cote 2200, afin que la retenue puisse être remplie même en année sèche. D'ailleurs l'énergie de pointe qu'une telle accumulation permettra de produire en année normale, spécialement en septembre, est très appréciable.

Digue de Mattmark

Le lac sera formé par la digue de Mattmark, d'une hauteur d'environ 115 m, d'une longueur maximum de 780 m, d'une largeur maximum de 373 m et d'un volume total approchant 10 millions de m³. Les projets de barrage poids ou voûte établis initialement se sont tous révélés trop onéreux. Les sondages effectués dans la partie aval de la plaine de Mattmark ont montré en effet que le fond rocheux avait une forme d'auge, dont le point le plus profond se trouvait à 100 m sous le niveau actuel de la plaine. Un barrage en béton aurait donc exigé des excavations et des bétonnages considé-



Fig. 6. — La plaine de Mattmark vue d'avion, avec photo-montage de la digue.

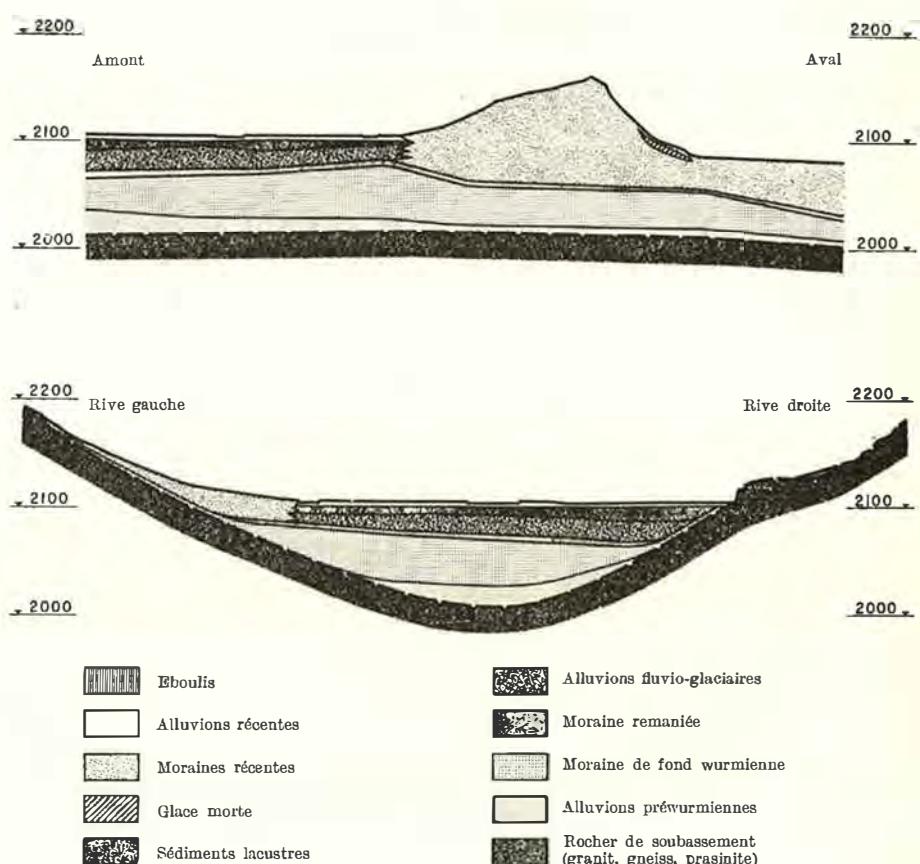


Fig. 7. — Coupes géologiques à l'emplacement de la digue.

rables rien que pour atteindre la cote du plan d'eau minimum.

Aussi la présence des moraines du glacier de l'Allalin a-t-elle orienté immédiatement les recherches en vue de l'érection d'une digue et, depuis 1955, tous les essais nécessaires à l'établissement d'un projet détaillé ont été exécutés.

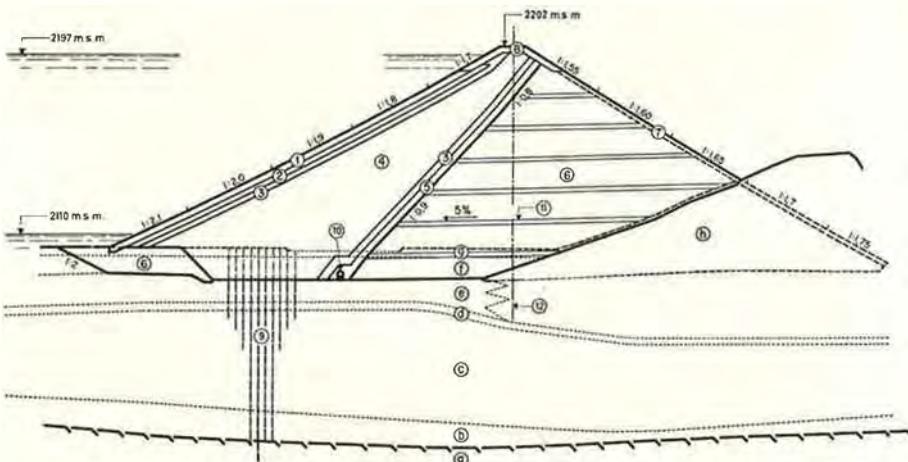


Fig. 8. — Coupe de la digue.

- 1 Gros blocs
- 2 Couche de drainage (côté amont)
- 3 Filtre
- 4 Noyau
- 5 Couche de drainage (côté aval)
- 6 Corps d'appui
- 7 Protection du parement aval
- 8 Couronnement
- 9 Voile d'injection
- 10 Galerie de drainage
- 11 Tapis drainants
- 12 Axe de la digue
- a Rocher (granit, gneiss, prasinite)
- b Alluvions préwurmien
- c Moraine de fond wurmien
- d Moraine remaniée
- e Alluvions fluvio-glaciaires
- f Sédiments lacustres
- g Alluvions récentes
- h Moraines récentes

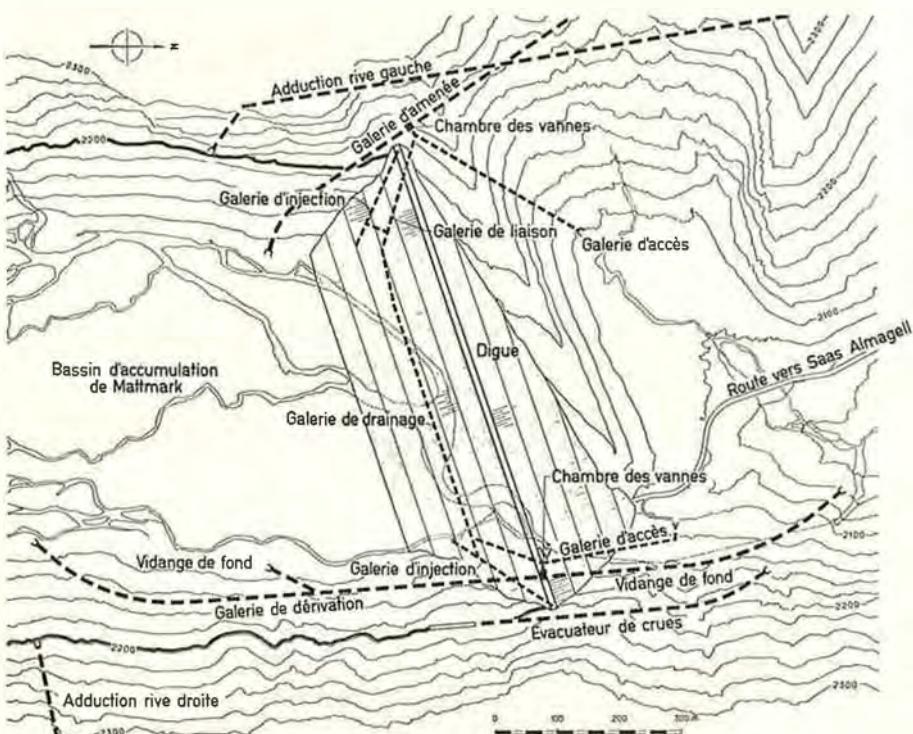


Fig. 9. — Situation de la digue et des ouvrages annexes.

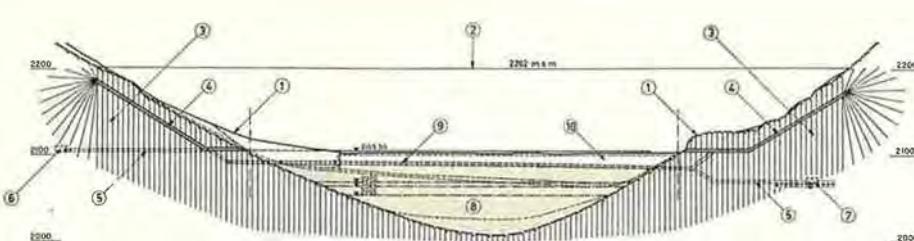


Fig. 10. — Coupe en travers de la vallée, avec le voile d'injection (vue vers l'aval).

- 1 Terrain naturel
- 2 Couronnement de la digue
- 3 Voile d'injection dans flancs de la vallée
- 4 Galeries d'injection
- 5 Galeries de liaison
- 6 Chambre des vannes de la galerie d'aménée
- 7 Chambre des vannes de la vidange de fond
- 8 Zone injectée
- 9 Galerie de drainage
- 10 Zone non injectée, excavée à l'emplacement de la digue

Les essais entrepris ont aussi montré que la stabilité de la moraine sud du glacier de l'Allalin, composée entre autres de gabbro et de serpentine, est en tout point suffisante pour qu'elle soit incorporée dans le corps d'appui d'une digue. Signalons le poids spécifique très élevé des matériaux de ces moraines, qui atteint $3,0 \text{ t/m}^3$. De même, les matériaux que l'on peut prélever dans la moraine aval du glacier de l'Allalin peuvent être utilisés

sans adjonction d'argile pour l'exécution du noyau de la digue ou du corps d'appui. Il y a une possibilité supplémentaire d'excaver des matériaux pour ce corps d'appui dans la moraine du glacier de Schwarzberg ; les matériaux des filtres et des drains peuvent être prélevés dans la retenue et les blocs de rocher ne manquent pas pour les revêtements extérieurs. La plaine de Mattmark sera décapée, à l'emplacement de la digue, sur environ

15 m, pour éviter les ennuis que pourraient provoquer les dépôts lacustres très fins que l'on trouve à cet endroit.

La présence de la moraine amont du glacier de l'Allalin exigeait que le noyau étanche soit incliné pour pouvoir bénéficier au maximum de ce corps d'appui naturel. Ce noyau a fait l'objet d'études très détaillées soit sur place, soit en laboratoire ; un essai de mise en place des matériaux prélevés dans la moraine aval a également été exécuté. Le diamètre maximum des pierres sera de 200 mm. On compte tasser les matériaux au moyen de rouleaux à pneus et obtenir une perméabilité selon Darcy de 10^{-5} cm/sec.

Le corps d'appui sera presque entièrement composé des mêmes matériaux, dont on n'aura toutefois pas sous-trait les blocs plus grands que 200 mm, les blocs maximums admis ayant un diamètre d'environ 800 mm. Un certain nombre de tapis drainants permettront d'évacuer l'eau qui s'infiltrerait dans ce corps d'appui. Les gros blocs qui se trouveront dans la zone aval du corps d'appui seront disposés à la surface de ce corps, pour servir de protection extérieure.

Un filtre et une couche de drainage de 3 m d'épaisseur chacun seront disposés de part et d'autre du noyau, pour le protéger contre un délavement qui pourrait se produire à l'amont lors d'un abaissement rapide du niveau de la retenue, et à l'aval pour permettre l'évacuation de l'eau qui s'infiltrerait dans le noyau et celle qu'amèneraient les tapis drainants. Au pied de ce drainage aval se trouve une galerie de 2.20 m de diamètre. C'est par cette galerie que seront évacuées les eaux d'infiltration vers la vidange de fond. C'est dans cette galerie également que seront posés les câbles et les conduites de transmission des appareils de mesures que l'on placera dans la digue pour mesurer les pressions d'eau interstitielle et la répartition des pressions des matériaux formant la digue.

La protection amont de la digue contre l'effet des vagues ou des abaissements rapides de la retenue sera assurée par une couche de gros blocs, dont le volume maximum sera de 1 m³. Quant au couronnement, dont la cote est située 5 m au-dessus du niveau maximum de la retenue, il sera formé d'une couche de blocs de 3 m d'épaisseur. Ces derniers devront avoir un diamètre supérieur à 800 mm et un volume maximum de 3 m³.

L'axe de la digue a été choisi tel que le prolongement de son parement aval sous la moraine soit au minimum à 20 m du point le plus bas, où se trouvent quelques restes de glace morte provenant du glacier de l'Allalin. Bien que ce glacier se soit actuellement retiré à plusieurs centaines de mètres de ce point et qu'il ne présente momentanément aucun danger, on peut ainsi être certain qu'il ne pourra pas ronger le pied aval théorique de la digue s'il venait à avancer. D'ailleurs la suppression de la moraine nord l'entraînera

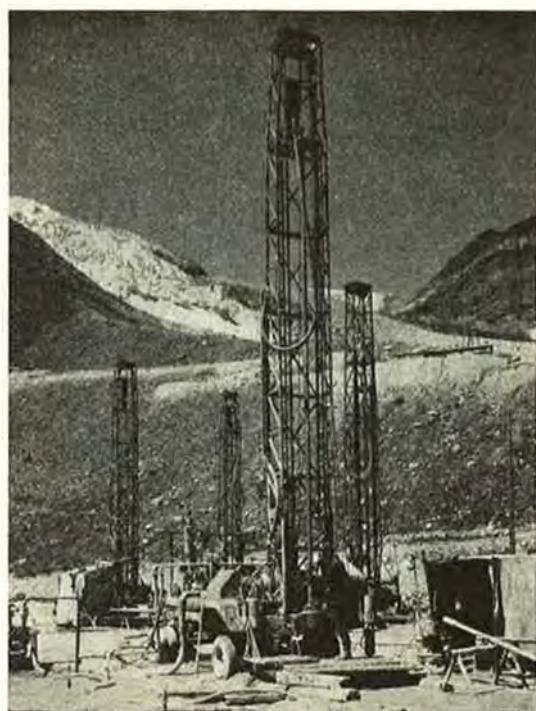


Fig. 11. — Chantier de forage.

probablement à s'étaler davantage vers l'aval, s'il recommençait à croître.

Voile d'injection

Le voile d'injection assure l'étanchéité entre le noyau de la digue et la roche de soubassement. Les couches rencontrées depuis le haut vers le bas à l'emplacement de la digue sont les suivantes :

Alluvions récentes	épaisseur env. 5 m
Sédiments lacustres	» » 15 m
Alluvions fluvio-glaciaires	» » 20 m
Moraine remaniée	» » 5 m
Moraine de fond wurmienne	» » 40 m
Alluvions pré-wurmiennes	» » 15 m

La roche située dans la région de la digue consiste principalement en gneiss, granite et prasinite.

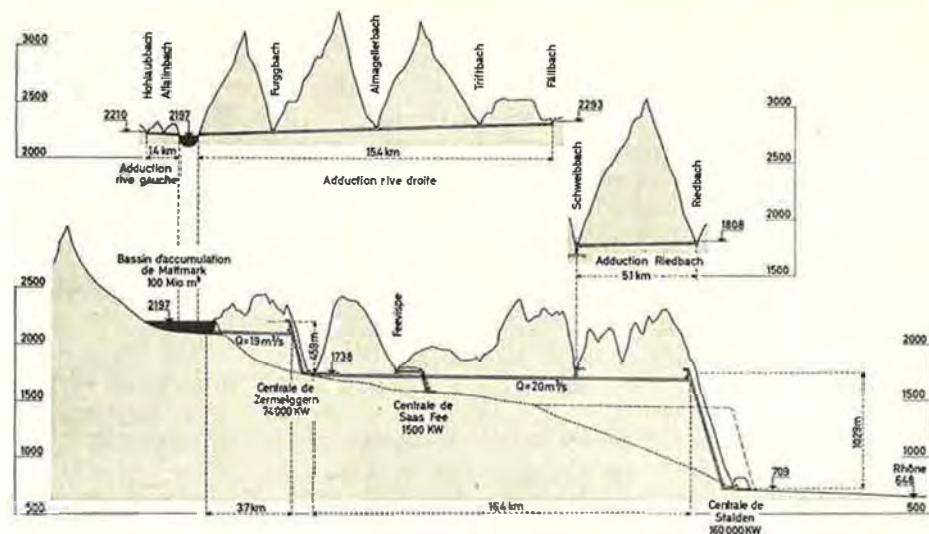


Fig. 12. — Profil en long de l'ensemble de l'aménagement.



Fig. 13. — Prise d'eau de l'usine de Saas-Fee.

Le noyau s'appuyant sur les alluvions fluvio-glaciaires, puisque les alluvions récentes et les sédiments lacustres difficiles à consolider doivent être enlevés, le voile aura une section de 20 000 m². Il sera prolongé par un voile classique en rocher de 65 000 m² dans les flancs et au fond de la vallée.

Le voile d'injection dans les alluvions et la moraine de fond aura une épaisseur de 35 m sous le noyau et de 14 m en son point le plus bas au contact du rocher. Le volume de terrain à injecter est ainsi de l'ordre de 450 000 m³ et le volume de matières injectées pourra atteindre au maximum 250 000 m³ d'argile, de ciment, de bentonite et de produits chimiques. Les injections se font en deux ou trois phases, par 70 000 m de forages. Le coefficient final de perméabilité selon Darcy, qui sera vérifié par une série de forages de contrôle, ne doit pas dépasser 3.10⁻⁵ cm/sec.

Ouvrages annexes de la digue

Les ouvrages annexes de la digue seront les suivants :

L'évacuateur de crues, prévu pour un débit de 150 m³/sec pour une surélévation du niveau du lac de 1 m, ce qui représente, en plus, une rétention dans le lac de près de 2 millions de m³.

Une vidange intermédiaire pour 20 m³/sec, située à 20 m au-dessous du niveau maximum de retenue.

Une vidange de fond pour 50 m³/sec. La galerie de la vidange de fond servira de galerie de dérivation pendant les travaux. L'ouvrage d'entrée de cette dérivation, équipée d'un batardeau, est prévu pour faciliter une certaine rétention, afin que les crues ne puissent pas être plus violentes pendant les travaux qu'elles ne le sont maintenant, lorsque la petite galerie d'évacuation s'engorgé et que le petit lac de Mattmark se forme.

Adductions

L'adduction de la rive gauche captera les débits des torrents du Hohlaub et de l'Allalin. Elle aura une longueur de 1,4 km et une section minimum.

Quant à l'adduction de la rive droite, d'une longueur de 15,4 km et d'une section minimum, elle est prévue

pour le captage des eaux du Fällbach, du Triftbach, de l'Almagellerbach et du Furggbach.

Palier supérieur

Le palier supérieur, ou usine de Zermeggern, sera équipé pour 19 m³/sec, représentant une utilisation de l'ordre de 1600 heures d'hiver. Il comprendra les ouvrages suivants :

Une prise d'eau précédant de 300 m une chambre des vannes équipée de deux vannes papillon.

Une galerie d'amenée de 3,7 km de long et de 2,9 m de diamètre, avec une pression intérieure maximum de 112 m.

Une chambre d'équilibre à double épanouissement.

Un puits blindé de 570 m de long, d'un diamètre de 2,10 m et de 80 % de pente, suivi d'un tronçon de 290 m de long, d'un diamètre de 1,85 m et de 0,5 % de pente.

Une chambre des vannes, équipée de deux vannes sphériques de 1,10 m de diamètre.

Une centrale adossée au flanc gauche de la vallée, située peu à l'amont du hameau de Zermeggern. Deux groupes verticaux, équipés chacun d'une turbine Francis tournant à 750 t/min sous une chute brute maximum de 460 m et d'un alternateur triphasé, développeront chacun une puissance maximum de 37 000 kW.

Un poste de transformation à l'air libre, comprenant deux groupes de trois transformateurs monophasés élévant la tension de 10 à 220 kV et un départ en direction du poste de couplage de Stalden. Il est également prévu un transformateur de réglage pour relier la centrale de Zermeggern au réseau local à 16 kV.

Palier inférieur

Le palier inférieur, ou usine de Stalden, turbinera, en plus des débits provenant de la centrale de Zermeggern, ceux du bassin versant intermédiaire Mattmark-Zermeggern et ceux des bassins de la Viège de Fee, du Schweibbach et du Riedbach, dans la vallée de Saint-Nicolas. Il sera équipé pour 20 m³/sec et comprendra les ouvrages suivants :

Un répartiteur situé immédiatement à l'aval de la centrale de Zermeggern, dans lequel déboucheront les galeries de fuite et l'adduction du bassin versant intermédiaire. Ce répartiteur permettra de court-circuiter, s'il le faut, le bassin de compensation ou de restituer l'eau à la Viège.

Un bassin de compensation d'un volume utile de 100 000 m³, situé en plein air à l'emplacement du hameau de Zermeggern. Ce bassin sera construit au-dessus de la nappe phréatique et formé par une digue d'une hauteur maximum de 14 m recouverte, comme le fond d'ailleurs, de dalles de béton.

Une galerie d'amenée de 16,4 km de long, d'un diamètre de 2,9 m et d'une pression intérieure maximum de 70 m.

Trois prises d'eau, permettant de capter les débits de la Viège de Fee, du Schweibbach et du Riedbach.

Une galerie d'adduction de 5,1 km de long venant du Riedbach.

Une chambre d'équilibre à double épanouissement.

Un puits blindé de 2230 m de long, dont 1660 m avec une pente de 70 % et un diamètre de 2,1 m et 570 m avec une pente de 0,3 % et un diamètre de 2 m.

Une chambre des vannes, équipée de quatre vannes sphériques d'un diamètre de 0,85 m.

Une centrale en grotte située sur rive gauche de la Vièze de Zermatt, à l'amont de Stalden. Cette centrale est équipée de deux groupes à axe horizontal comprenant chacun deux turbines Pelton à un jet tournant à 428 t/min sous une chute brute de 1029 m, et un alternateur triphasé développant une puissance de 80 000 kW. Deux groupes de trois transformateurs monophasés, situés dans des niches immédiatement à l'aval de la salle des machines, élèveront la tension du courant produit de 10 à 220 kV.

Un canal de fuite de 560 m de long, débouchant à l'amont du plateau d'Ackersand.

Un grand poste de couplage 60 et 220 kV, à l'amont des usines existantes de la Lonza, à Ackersand. Ce poste recevra par une ligne aérienne l'énergie de Zermeggern et par câble celle de Stalden. Il sera équipé de départs en direction de la Lonza, du réseau 220 kV valaisan et de la Grande Dixence.

Usine de Saas-Fee

Les problèmes de la dotation de la Vièze à l'amont de Saas-Balen, réglés dans les actes d'homologation des concessions, ont été résolus par la construction d'une petite usine sur le territoire de Saas-Fee. Cette usine utilise les eaux de la Vièze de Fee, captée à l'entrée des gorges de Fee, sur une hauteur de 190 m, avec un débit de 1 m³/sec. Cette usine a déjà été construite et produit de l'énergie depuis le 3 juin 1960 à raison de 6,5 millions de kWh par an.

Devis et production d'énergie

L'ensemble de l'aménagement est devisé à 400 millions de francs. La production nette, c'est-à-dire après restitution de l'énergie perdue par l'usine d'Ackersand I et compte tenu de l'énergie gratuite aux communes concédantes, est de 580 millions de kWh en année moyenne, dont 350 millions ou 60 % en hiver.

Société

La Société des Forces Motrices de Mattmark, qui construit cet aménagement et en a confié le projet et



Fig. 14. — Massif des Mischabel.

la direction des travaux à une communauté d'ingénieurs formée d'Electro-Watt S.A., Zurich, et de Suiselectra S.A., Bâle, est une société de partenaires. Ses actionnaires s'engagent à payer une part des charges annuelles proportionnelle à leur participation au capital-actions ; en contrepartie, ils reçoivent une part correspondante de l'énergie produite.

Participant au capital-actions :

Electro-Watt, Entreprises Electriques et Industrielles S.A.,
Zurich
Electricité de Laufenbourg S.A., Laufenbourg
Forces Motrices Bernoises S.A., Société de Participations,
Berne
Forces Motrices de la Suisse centrale, Lucerne
Lonza, Usines Electriques et Chimiques S.A., Gampel
Société suisse d'Électricité et de Traction, Bâle
Services industriels de la Ville de Sion
Elektrizitätswerk Luzern-Engelberg AG., Lucerne

Etat des travaux et programme

Actuellement, l'ensemble de la partie électromécanique et la presque totalité des travaux de génie civil ont été adjugés. 60 000 m de forages ont été exécutés pour le voile d'injection et 90 000 m³ de coulis ont été injectés. Les installations pour la construction de la digue sont en cours de montage. 18 000 m de galerie ont été excavés ; les travaux de la centrale de Stalden et des puits blindés avancent activement.

Le programme des travaux prévoit la mise en service de l'usine de Stalden pour fin 1964 et celle de Zermeggern pour 1965. L'achèvement complet de l'aménagement doit avoir lieu en 1967.

Das Kraftwerk Mattmark

Projektübersicht von Dr. B. Gilg, dipl. Bau-Ing., Elektro-Watt, Zürich

Einleitung

Im Jahre 1954 wurden auf Grund vereinzelter früherer Studien die Untersuchungen für die Nutzung des Gefälles zwischen Mattmark und dem Rhonetal neu aufgenommen. Ein Studiensyndikat, welchem die *Elektro-Watt* in Zürich und die *Swiselectra* in Basel angehörten, förderte die Vorarbeiten soweit, dass 1959 die *Kraftwerke Mattmark AG.*, Saas-Grund, zum Zwecke der Ausnutzung der Wasserkräfte im Saastal gegründet werden konnte.

Da für die schweizerische Energiewirtschaft die Erzeugung von Winterenergie noch immer im Vordergrund der Interessen steht, ging auch im Saastal die entscheidende Frage nach der Schaffung eines Speicherraumes. Die geeignete Sperrstelle fand sich am Nordende der Mattmarkebene, wo die südliche Seitenmoräne des Allalingletschers bereits den zukünftigen Staudamm vorzeichnet.

Das Wasser der oberen Stufe wird in einer Zentrale beim Weiler Zermeggern oberhalb Saas-Almagell genutzt werden, wobei je nach dem Wasserstand im Stausee ein Gefälle von 372 bis 459 m zu verarbeiten ist. Die Zentrale Zermeggern wird in wasserarmen Jahren fast ausschliesslich im Winter in Betrieb stehen, in normalen oder wasserreichen Jahren dagegen erzeugt sie auch im Sommer Spitzenenergie.

Die untere Stufe zwischen Zermeggern und Stalden nutzt eine Höhendifferenz von 1029 m und erfasst nebst dem bereits in der Zentrale Zermeggern verarbeiteten Wasser die Zuflüsse einiger Seitenbäche wie z.B. der Fee-Vispe, des Schweibbaches und des Riedbaches aus dem Matteringtal. Die Zentrale Stalden wird im Sommer und im Winter gleichmässig in Betrieb stehen und ebenfalls zur Hauptsache Spitzen-Energie liefern.

Im weiteren wird eine Wassermenge von rund 1 m³/s im kleinen Kraftwerk Saas-Fee, dessen installierte Leistung 1500 kW beträgt, verarbeitet und darauf als Dotierwasser in die Vispe zurückgegeben.

Eine 3. Stufe, nämlich diejenige zwischen Stalden und dem Rhonetal, erwies sich nach einer ersten Untersuchung als wenig wirtschaftlich, was in Anbetracht des geringen Gefälles von 50 m auf einer Distanz von 7 km nicht verwunderlich ist. Die entsprechenden Projektierungsarbeiten wurden deshalb vorläufig zurückgestellt.

Die Hauptdaten der drei Kraftwerke sind in Tabelle 1 zusammengestellt (siehe auch Bilder 1 und 2, Seite 2).

Der Stausee und seine Zuleitungen

Das natürliche Einzugsgebiet des Mattmarksees umfasst nur 37 km², der See selber wird aber ein Nutzvolumen von 100 Mio m³ aufweisen. Es werden deshalb mehrere Seitenbäche, die heute unterhalb der Sperrstelle in die Vispe münden, durch Zuleitungsstollen in den Stausee geführt. Auf der linken Talseite handelt es sich um die Abflüsse des Allalin- und des

Hohlaubgletschers, auf der rechten Talseite um den Furggbach, den Almagellerbach, den Trift- und den Fällbach. Das Stollensystem wird eine Totallänge von rund 18 km besitzen. Der Durchmesser der Freispiegelstollen beträgt 2,50 m. Das gesamte Einzugsgebiet des Mattmarksees wird dadurch auf eine Fläche von 96 km² erweitert, wobei fast die Hälfte dieses Gebietes vergletschert ist.

Der Staudamm Mattmark (Bild 3)

Die geologischen und geographischen Gegebenheiten erfordern als wirtschaftlichste Lösung den Bau eines Erd- und Steindamms, welcher mit den Talsperren von Göschenenalp und Marmorera verglichen werden kann. Jedoch weicht das Damm-Projekt insofern von den beiden genannten ab, als der dichte Kern frei von tonigen oder lehmhaltigen Zusätzen ist und dafür ein relativ breites Profil besitzt. Im weitern steht er nicht vertikal, sondern schräg im Damm-Querschnitt. Diese Schräglage bietet den Vorteil, dass die südliche Allalinmoräne soweit als möglich in den Damm einbezogen werden kann. Der Dammkörper benötigt rund 10 Mio m³ Material und gliedert sich von der Wasser- zur Luftseite in die folgenden Zonen: Wasserseitige Blockschüttung, wasserseitige Drainage- und Filterzone, dichter Kern, luftseitige Filter- und Drainagezone, Stützkörper und luftseitige Blockschüttung. Damit auch im Falle eines Hochwassers bei vollem See eine Ueberflutung des Dammes unmöglich ist, wird auf der Höhe des Stauspiegels (Kote 2197) eine 75 m lange Ueberfallkrone mit anschliessendem Entleerungsstollen errichtet.

Stufe Zermeggern

Bei vollem Betrieb gelangt eine Wassermenge von 19 m³/s aus dem Stausee durch einen 4 km langen, auf der linken Talseite befindlichen Druckstollen von 2,9 m Ø und anschliessend durch den 0,8 km langen gepanzerten Schacht

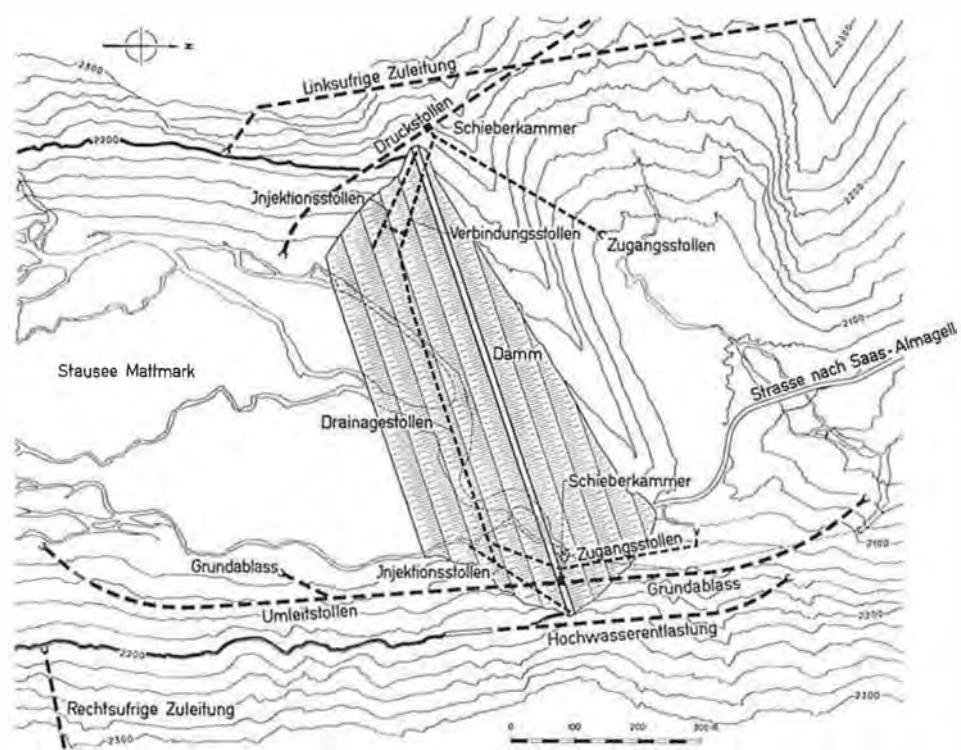


Bild 3. Staudamm Mattmark, Lageplan 1:12 000

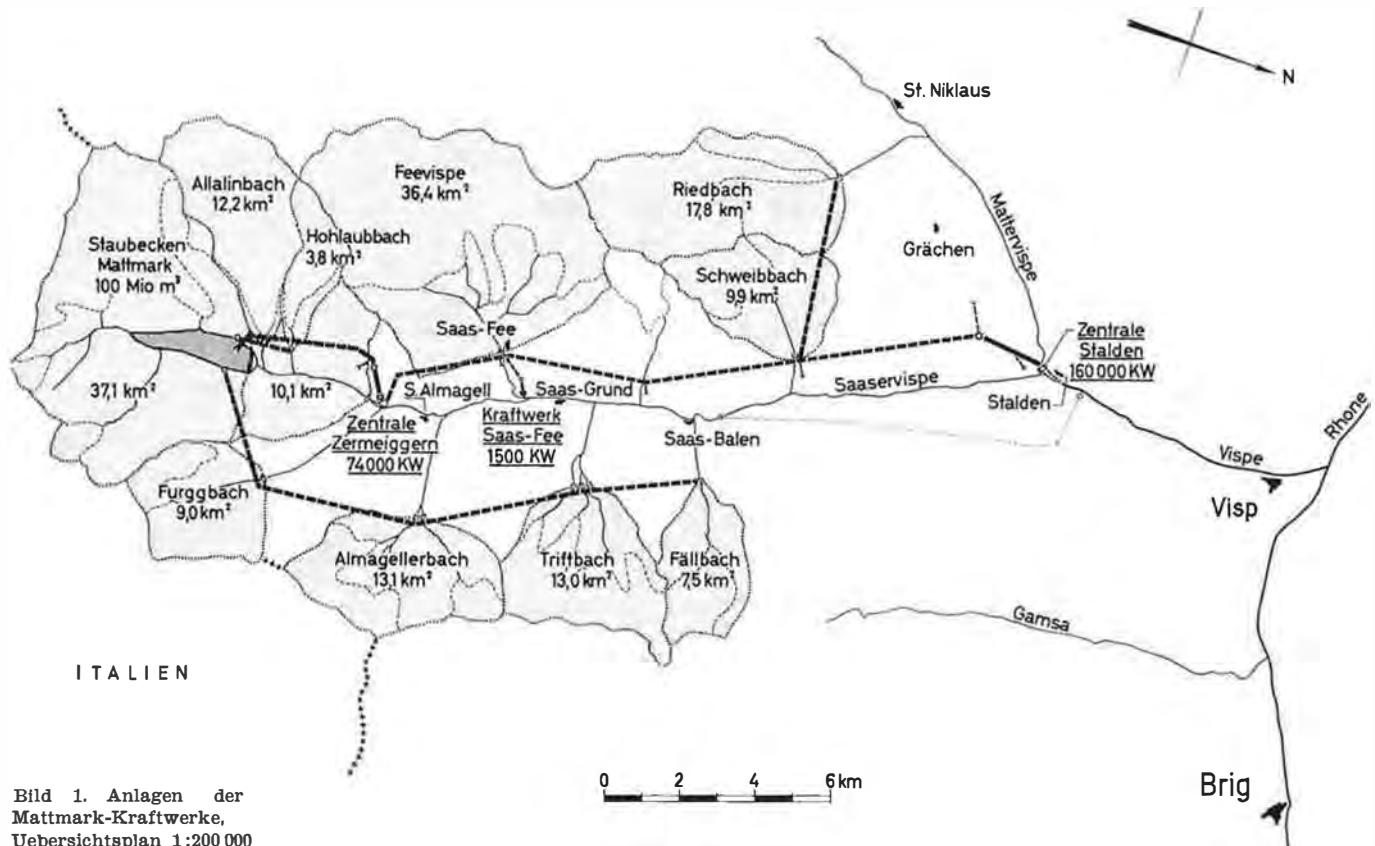


Bild 1. Anlagen der Mattmark-Kraftwerke,
Übersichtsplan 1:200 000

in die Zentrale Zermeiggern, wo zwei Francis-Turbinen je einen Generator von 37 000 kW Leistung antreiben.

Stufe Stalden

Die aus der Zentrale Zermeiggern sowie aus dem Zwischenereinzugsgebiet zufließenden Wassermengen werden in

dem neben der Zentrale liegenden Ausgleichsbecken von 0,1 Mio m³ Inhalt gesammelt; in dieses gelangen auch die in den Druckstollen der unteren Stufe eingeleiteten Wasser der verschiedenen Seitenbäche, wenn die Zentrale Stalden außer Betrieb ist. Eine Wassermenge von 20 m³/s fließt bei Vollbetrieb durch den etwas über 16 km langen Stollen, welcher

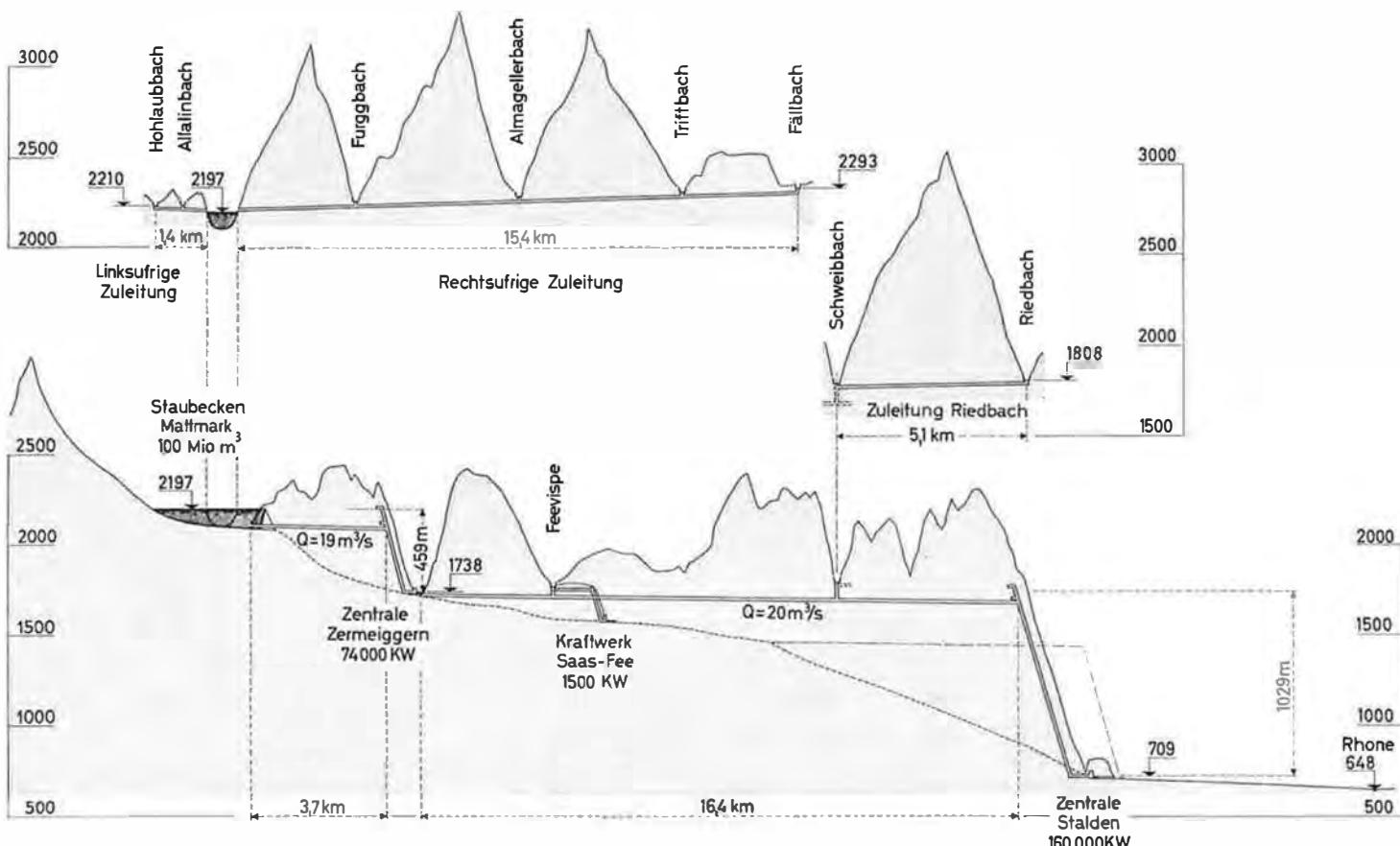


Bild 2. Längenprofile der Mattmark-Kraftwerke. Längen 1:200 000, Höhen 1:40 000

Tabelle 1. Charakteristische Daten der drei Kraftwerkstufen und mögliche Energieproduktion

Kraftwerkstufe		Zermeiggern	Saas-Fee	Stalden
Nutzbare Wassermenge	m ³ /s	19	1	20
Nutzb. Höhendifferenz	m	372÷459	189	1029
Anzahl Generatoren		2	1	2
Anzahl Turbinen		2	1	4
Turbinentyp		Francis	Pelton	Pelton
Generatorleistung	kW	37 000	1500	80 000
Total install. Leistung	kW	74 000	1500	160 000
Zentralenbauart		im Freien	im Freien	Kaverne
Energieproduktion	Sommer	Mio kWh	230	
im Durchschnittsjahr	Winter	Mio kWh	350	
Total		Mio kWh	580	

den selben Durchmesser wie der Druckstollen der oberen Stufe besitzt, und durch den 2,2 km langen Panzerschacht, dessen Durchmesser von 2,25 m auf 2,0 m abnimmt, in die Zentrale

Stalden. Diese ist als Kavernenzentrale ausgebildet und mit zwei Generatoren von je 80 000 kW Leistung ausgerüstet. Durch einen 500 m langen Unterwasserkanal gelangt das genutzte Wasser aus der Zentrale in die Vispe zurück.

Die Freiluftschaltanlage, welche neben der in der Zentrale Stalden erzeugten Energie auch die über eine 220-kV-Leitung von Zermeiggern hergeleitete Energie aufnimmt, liegt oberhalb Ackersand. Von hier aus führt eine 220-kV-Doppelleitung ins Rhonetal.

Energieerzeugung

Die in den drei Zentralen erzeugte elektrische Energie wird in einem normalen Jahr 580 Mio kWh betragen, wovon 60 % auf die Wintermonate entfallen. Im Jahre 1959 betrug die gesamte schweizerische Energieproduktion 18 Mld kWh, die fast ausschliesslich durch Wasserkraftanlagen erzeugt wurden. Sie verteilen sich zu 54 % auf die Sommer- und 46 % auf die Wintermonate. Die Kraftwerke Mattmark werden eine Verbesserung der Winter-Energieversorgung von rund 4 % bewirken.

Adresse des Autors: Ing. Dr. B. Gilg, Elektro-Watt, Zürich

Das Projekt des Dichtungsschirmes unter dem Staudamm Mattmark

Von Dr. B. Gilg, dipl. Bau-Ing., Elektro-Watt, Zürich

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 10. Juni 1961 in Saas-Grund

Der Dichtungsschirm des Staudamms Mattmark bildet, wie Bild 1 deutlich erkennen lässt, mit dem Damm selber eine untrennbare Einheit. Er stellt die direkte Fortsetzung des aus Moränenmaterial geschütteten schießen Kernes dar, dessen Durchlässigkeitsswert k rund 10^{-5} cm/s betragen wird. Die Anschlussbreite des Schirmes beläuft sich mit 35 m auf rund einen Drittel der Dammhöhe und entspricht somit den auf Grund verschiedener Überlegungen in den Vereinigten Staaten aufgestellten Standard-Massen. Die 35 m Schirmbreite erfordert oberflächlich 10 Bohrlochreihen (vgl. Bild 2) im gegenseitigen Abstand von 3,50 m. Nach den bei den Vorversuchen gemachten Erfahrungen darf in Mattmark diese Distanz nicht überschritten werden, sofern der Boden noch einigermassen gleichmässig mit Injektionsgut durchdrungen werden soll. In der Längsrichtung beträgt der Lochabstand 3 m, wobei zwischen zwei benachbarten Reihen die Bohrungen um 1,50 m versetzt werden. Die Einflussfläche einer Bohrung beläuft sich daher auf $10,5 \text{ m}^2$, so dass eine Lücke im Injektionsschirm kaum mehr möglich sein dürfte.

Die Entstehungsgeschichte des heutigen Projektes dauerte 5 Jahre; sie wird im folgenden kurz geschildert. Bild 3 zeigt die Geologie der aufgeschnittenen Mattmark-

ebene, wie sie sich aus den verschiedenartigen Sondierungen ergeben hat. Der denkbar einfache Felsverlauf wurde schon im Herbst 1954 mit einiger Sicherheit geoseismisch und geoelektrisch bestimmt, wobei die seismischen Versuche die Form der Felsswanne ziemlich genau weitergaben, die elektrischen jedoch, durch unterschiedliche Wasserführung im Lockergestein beeinflusst, auf der rechten Talseite eine Felsschlucht vermuten liessen, auf der linken dagegen unter der Südmoräne die Felsoberfläche zu hoch ansetzen. Die vom Jahre 1955 an ausgeführten Sondierbohrungen lieferten sämtliche Grundlagen für die geologische Beurteilung, wobei man anfangs vermutete, dass die ausgedehnte Grundmoräne quasi als dicht angesehen werden könne. Zu dieser Annahme verleitete die geologische und die granulometrische Ähnlichkeit mit der Südmoräne des Allalingletschers, deren Durchlässigkeit im Laboratorium und *in situ* überprüft wurde. Auch die an gestörten Proben aus der Grundmoräne angestellten Oedometerversuche unterstützten die Ansicht, der Injektionsschirm sei nur bis auf die Grundmoräne zu führen. Gegen diese Theorie sprachen freilich die Durchlässigkeitsversuche in den Bohrlöchern selber, und man konnte sich die Diskrepanz der Resultate lange nicht richtig erklären.

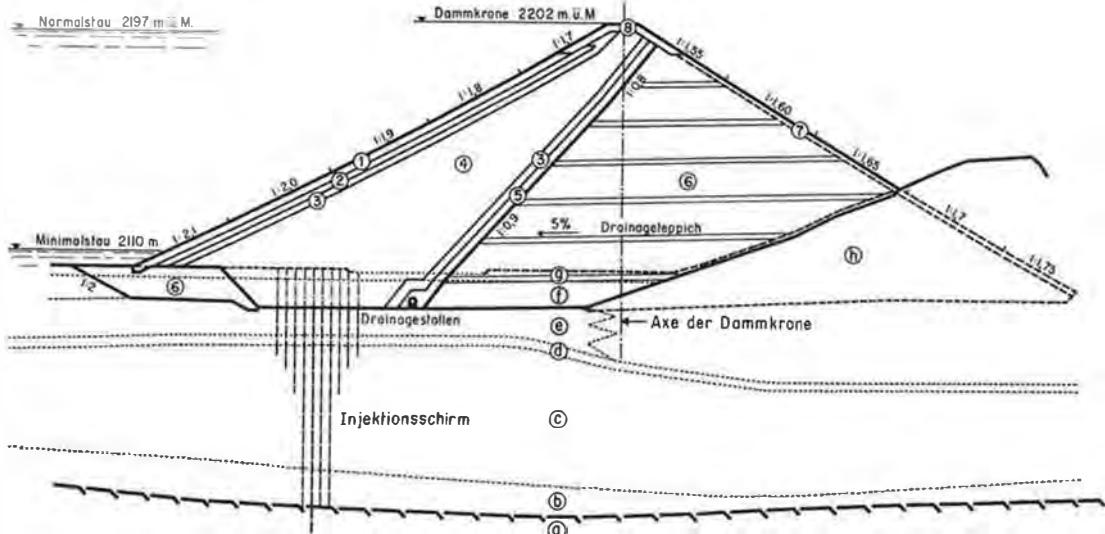


Bild 1. Normalprofil des Staudamms mit anschliessendem Injektionsschirm, Maßstab 1:3000

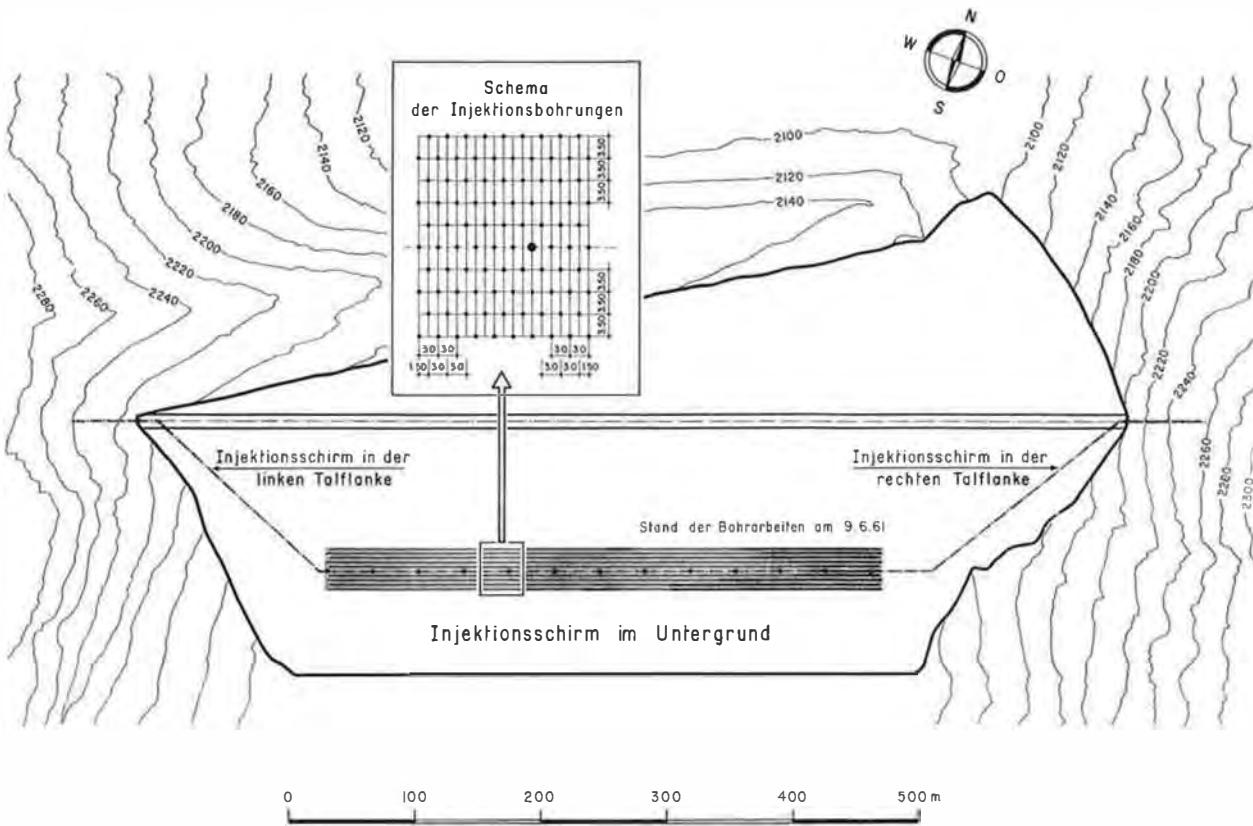


Bild 2. Injektionsschirm. Situation 1:6000 und Schema

Die Beurteilung der über der Grundmoräne liegenden sogenannten fluvioglazialen Alluvionen, welche nach der letzten Eiszeit entstanden sind und im übrigen in der hinteren Mattmarkebene anstehen, war wesentlich leichter, da zwischen der Granulometrie und dem relativ grossen Durchlässigkeitsbeiwert von 10^{-2} bis 10^{-3} cm/s keine wesentlichen Widersprüche bestanden. Die Uebergangszone, d.h. die sogenannte aufgearbeitete Moräne, musste als sehr heterogene Schicht ohnehin für teilweise stark durchlässig gehalten werden. Dagegen wurden die oberflächlichen Sand- und Schwemmschichten, welche zum grössten Teil feine Seeablagerungen darstellen, von Anfang an wegen ihres niedrigen Durchlässigkeitswertes von rd. 10^{-4} cm/s und wegen ihrer Setzungsempfindlichkeit als uninjizierbar und für den Kernanschluss unbrauchbar qualifiziert. Ihre Entfernung war somit gegeben.

Die in einer 2. Etappe nochmals aufgenommene gründliche Untersuchung der Grundmoräne hat die ganze Problematik der Laborversuche an gestörten Proben vor Augen geführt. Wie Bild 4 zeigt, besteht die Grundmoräne natürlich einerseits aus dichten, d.h. seit ihrer Entstehung mehr oder weniger ungestörten Schichten, deren Granulometrie derjenigen der Seitenmoränen des Allalingletschers entspricht. Sie eignen sich, da sie viel Feinmaterial besitzen, besonders gut zur Probenentnahme und weisen k-Werte von 10^{-4} bis 10^{-5} cm/s auf. Andererseits enthält die Moräne aber auch infolge der verschiedenen Gletscherstadien ausgedehnte Schichten mit mehr oder weniger starken Auswaschungen, deren k-Wert über 10^{-1} cm/s liegen kann. Es ist nun leicht, zu beweisen, dass, wenn nur 10 % der durchströmten Fläche einen k-Wert von 10^{-1} cm/s, die übrigen 90 % aber einen solchen von 10^{-5} cm/s besitzen, der mittlere k-Wert 10^{-2} cm/s be-

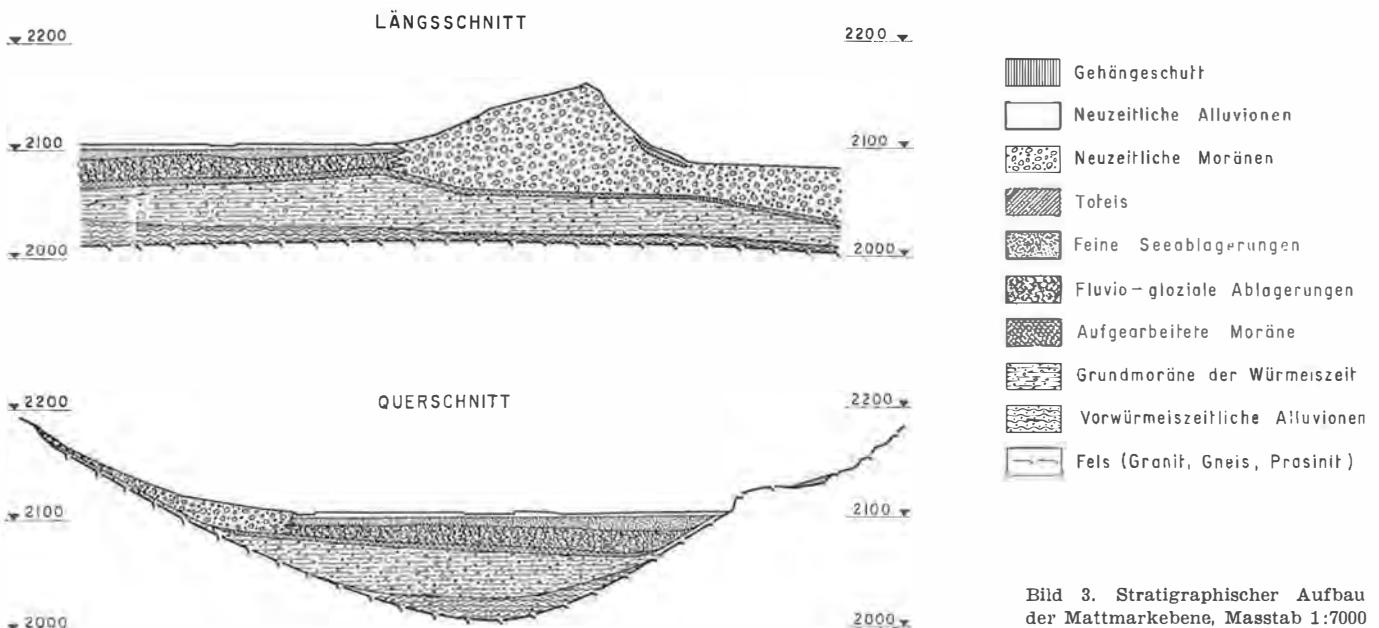


Bild 3. Stratigraphischer Aufbau der Mattmarkebene, Maßstab 1:7000

trägt. Die Laborproben werden aber fast ausschliesslich aus den dichteren Schichten stammen, so dass sie ein völlig falsches Bild geben. Nur die *in situ*-Versuche sind hier repräsentativ.

Bei der Interpretation der *in situ*-Versuche ist es im übrigen weniger wichtig, welche von den verschiedenen Formeln zur Berechnung des k -Wertes angewandt wird, als dass die möglichen Versuchsmängel genau bekannt sind. So gibt z. B. der einfachste, nämlich der sogenannte punktuelle Versuch, bei welchem das Bohrrohr nur um eine kurze Strecke zurückgezogen wird, bevor die Abpressung erfolgt, meist gar keinen punktuellen Wert, da gerade im groben Material das Wasser leicht dem Futterrohr entlang in eine höher liegende durchlässigere Zone fließen kann. Dagegen ergeben die punktuellen Versuche in feinkörnigen oder bereits injizierten Böden brauchbare Resultate und können, da sie rasch durchgeführt sind, in grosser Zahl unternommen werden. Dabei sollte man allerdings berücksichtigen, dass beim Durchlässigkeitsversuch mit Ueberdruck, d. h. beim Absenkversuch, der k -Wert im allgemeinen kleiner ist als beim Versuch mit Unterdruck, also beim Ansteigversuch, weil im ersten Fall eine Art Kolmation, im letzteren eine Art Grundbruch entsteht. Somit müssen stets beide Versuche angeordnet werden, wobei der wahrscheinliche k -Wert als geometrisches Mittel anzunehmen ist, d. h.

$$k = \sqrt{k_{\text{st}} \cdot k_{\text{abs}}}$$

Will man in durchlässigen oder grobblockigen Böden den k -Wert mit einiger Sicherheit erfassen, so bleibt nur der eigentliche Filterversuch. Seine wohl kostspieligste aber sicherste Durchführung ist folgende (Bild 5):

Bohrung mit relativ grossem Durchmesser, z. B. 200 mm bis in die gewünschte Tiefe — Rückzug des Futterrohrs um rd. 50 cm bis 1 m, und Füllen des Hohlraumes mit Lehmzapfen — Durchbohren des Lehmzapfens sowie der darunterliegenden Schicht auf ein bis mehrere Meter mittels kleinem Durchmesser, z. B. 120 mm — Rückzug dieses Rohres unter Auffüllung des Hohlraumes mit Filterkies auf die gewünschte Länge — Versuch. Das Wasser kann jetzt nicht mehr längs des Rohres nach oben dringen!

Aus den verschiedenen Sondierbohrungen ergab sich im übrigen eine Abnahme der groben Blöcke im Untergrund bei zunehmender Entfernung von der südlichen Allalinmoräne. Unmittelbar am Fuss dieser Moräne war der Blockanteil in der Grundmoräne sehr gross. Der Schirm selber liegt in der Zone des Bohrloches 12 (Bild 4), wo dieser Blockanteil bereits geringer ist. Bis in die weiter südlich liegende blockarme Zone konnte der Schirm nicht verlegt werden, da sonst der Damm zu stark talaufwärts hätte verschoben werden müssen.

Sobald nun klar war, dass der alluviale Untergrund eine zu durchlässige Unterlage darstellt, musste eine Dichtung bis auf den im Maximum 100 m tiefen Fels projektiert werden. Ein Totalaushub für den Kernanschluss kam aus Kostengründen nicht in Frage; somit war zum mindesten ein Teil des Untergrundes ohnehin durch ein Spezialverfahren zu behandeln. Beachtet man nun, dass sich bei erfolgreicher Dammschüttung durch das grosse Uebergewicht im Untergrund Setzungen in der Grösse von 1 m ergeben können, so fallen starre Dichtungsschirme wie z. B. Caissons, Schlitzwände oder Pfahlwände ausser Betracht, selbst wenn sie preislich vertretbar wären. Auch der verdichtete Untergrund muss Setzungen ertragen können, so dass nur eine Behandlung mit Injektionen zulässig ist. Die Frage ging also lediglich nach der wirtschaftlichsten Begrenzungslinie zwischen Aushub und Injektionsbereich. Da aber bereits in einem Zeitpunkt gebohrt wird, in welchem der Umleitstollen noch nicht funktioniert, also noch keine Absenkung des Grundwasserspiegels möglich ist, müssen die Bohrgeräte auf der Höhe der Talsohle installiert und die Bohrungen von da aus begonnen werden. Somit ergab sich als wirtschaftlichste Begrenzung prak-

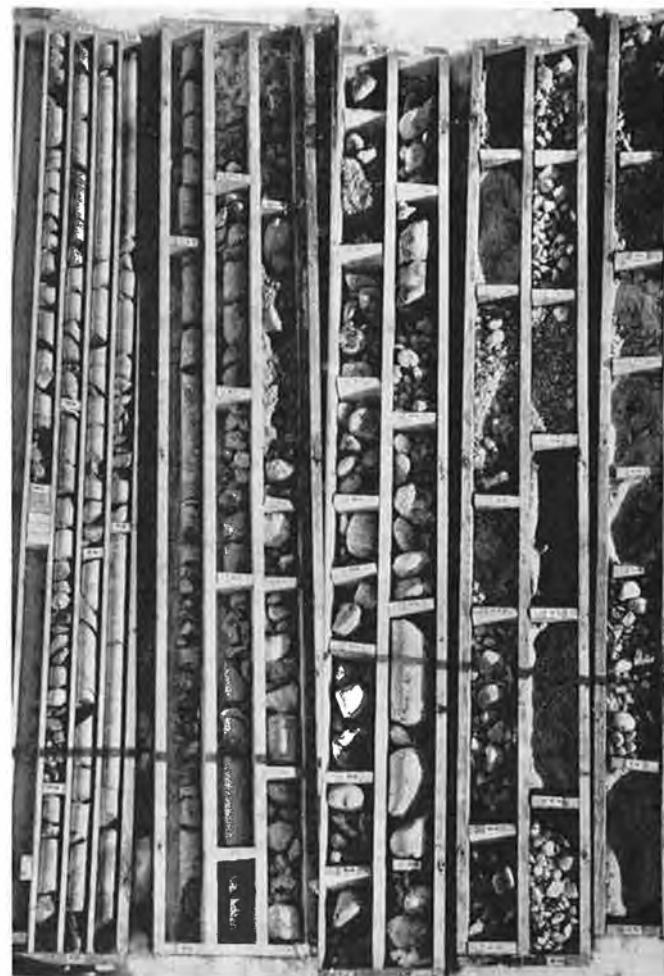


Bild 4. Bodenproben und Bohrkerne eines repräsentativen Bohrloches (Photo Brügger); Zunahme der Tiefe von rechts nach links

tisch die Kote des minimalen Aushubes, wobei der uninjizierte Bereich überdies noch als Auflast für den Gegendruck dient.

Da das Projekt des Mattmark-Schirmes von den bei seinen «Vorgängern» gemachten Erfahrungen beeinflusst wurde, dürfte es von Interesse sein, Vergleiche zwischen den verschiedenen Injektionsschirmen zu ziehen. Bild 6 gibt die Talquerschnitte und Hauptelemente der in Tabelle 1 enthaltenen Anlagen wieder.

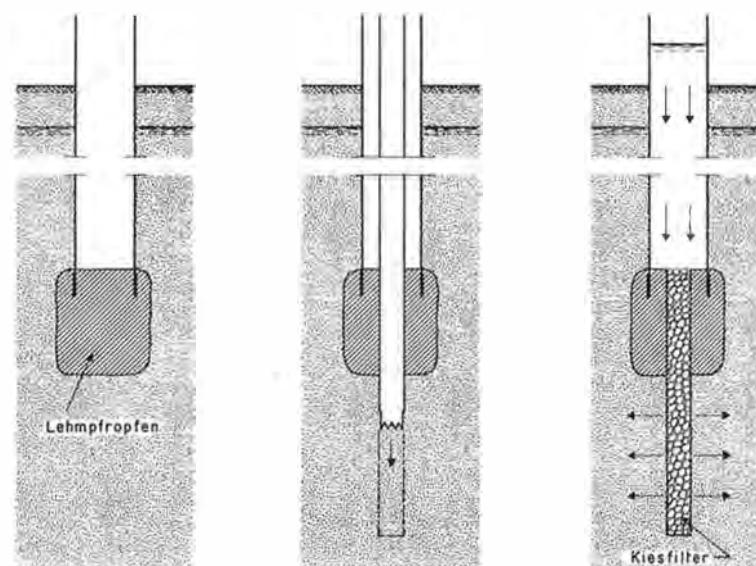


Bild 5. Schema der Anordnung von Durchlässigkeitsversuchen

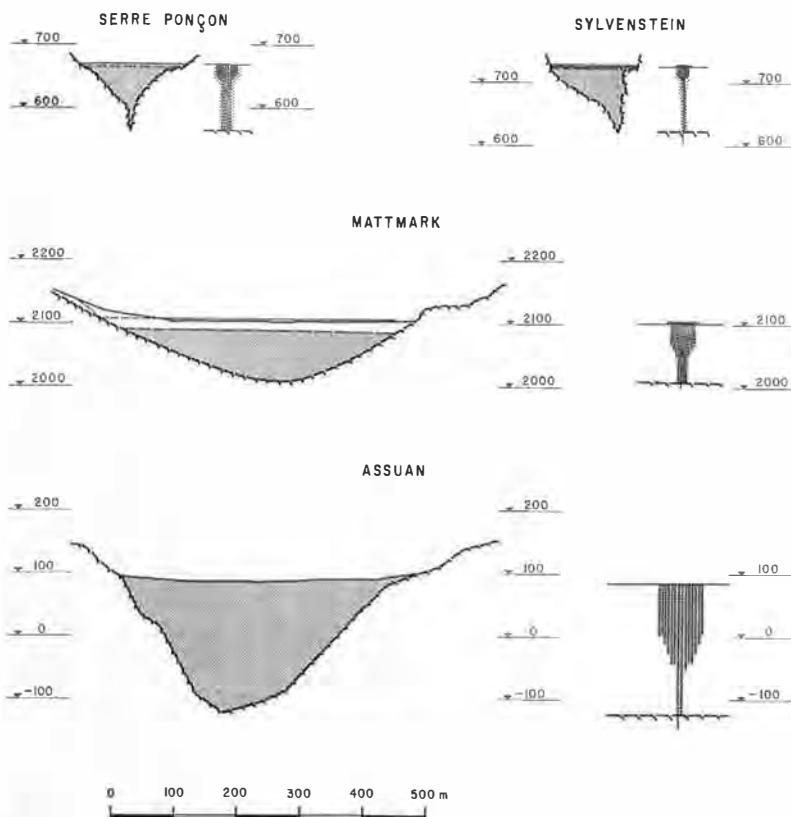


Bild 6. Hauptelemente einiger Injektionsschirme. Maßstab 1:12 000

Tabelle 1. Daten von vier Staudämmen

Damm	Serre-Ponçon	Sylvenstein	Mattmark	Assuan
Land	Frankreich	Deutschland	Schweiz	Aegypten
Fluss	Durance	Isar	Vispe	Nil
Stadium	vollendet	vollendet	im Bau	Projekt
Absperrfläche im Locker-gestein	4 200 m ²	5 200 m ²	20 000 m ²	50 000 m ²
Schirm-volumen	100 000 m ³	73 000 m ³	460 000 m ³	2 Mio m ³
Durchlässigkeiten vor der Injektion	$3 \cdot 10^{-2}$ cm/s (Mittelwert)	$10^{-1} \div 10^{-2}$ cm/s (Fluss-Schotter) $10^{-3} \div 10^{-4}$ cm/s (Sandlinsen)	$10^{-1} \div 10^{-2}$ cm/s (Grundmoräne) $10^{-2} \div 10^{-3}$ cm/s (Schotter)	
Erreichte oder zu erreichende mittl. Dic-tigkeit	$3 \cdot 10^{-5}$ cm/s	10^{-4} cm/s	$3 \cdot 10^{-5}$ cm/s	
Bohrlänge in der Alluvion	17 000 m	10 000 m	71 000 m	

Bild 7 zeigt für die verschiedenen Injektionsschirme die Kornverteilungskurven der Alluvionen sowie die Granulometrien der Injektionsmaterialien. Dabei muss festgehalten werden, dass die Gültigkeit dieser Untergrundgranulometrien stets fraglich ist. Es kann sein, dass in den Flusstälern der Isar und der Durance, wo man sich schon relativ weit vom Ursprung der Gewässer befindet, relativ gleichmässige Untergrundverhältnisse vorherrschen; sehr wahrscheinlich wird es aber auch dort in geringerer Masse ähnlich wie in Mattmark sein, dass nämlich nebst den regelmässigen Ablagerungen extrem feine Partien, d. h. Sandlinsen, unter Umständen sogar Lehmlinsen auftreten, und dass gewisse Partien stark ausgewaschen sind und somit richtige Wasserläufe darstellen.

Nun hat man allgemein bei den Abdichtungsarbeiten festgestellt, dass eine Injektion nur dann gelingt, wenn die Granulometrie der injizierten Mischung wesentlich feiner ist als diejenige des Bodens. Ein Flusschotter mit $k = 10^{-1}$ cm/s,

wie er in Sylvenstein auftritt, kann somit mit einer gewöhnlichen Ton-Zement-Mischung ohne weiteres auf 10^{-4} cm/s gedichtet werden; Sandlinsen von der Durchlässigkeit 10^{-3} cm/s müssen aber unbedingt mit einem feineren Material, d. h. etwa mit Bentonit oder eventuell chemisch behandelt werden und erhalten dann $10^{-4} \div 10^{-6}$ cm/s. Man kann die Wichtigkeit dieses Fakts nicht genug betonen, namentlich auch im Zusammenhang mit der Frage des Injektionsdruckes. Erreicht man nämlich beispielsweise mit einer Ton-Zement-Mischung während der Injektion einen Druck von 30 bis 40 atü, so beweist das gar nicht unbedingt die Dichtigkeit des Terrains, deutet aber mit Sicherheit darauf hin, dass ein Weiterinjizieren mit diesem Gemisch keinen Sinn mehr hat, sondern höchstens zur Anhebung der Alluvion und damit zu deren «inneren Sprengung» führt.

Man kann also zum voraus sagen, dass in einem Injektionsschirm, welcher mit den üblichen Ton-Zement-Gemischen ausgeführt wird — je mehr Zement das Gemisch enthält, um so gröber ist es im übrigen —, unbehandelte Sandlinsen stehen bleiben. Führt man nun zur Kontrolle einen Färbeversuch bei vollem Stausee durch, so kann die Farbe bei 50 m Stau und 10 m Schirmbreite ohne weiteres schon nach 1 bis 2 Tagen auf der Talseite erscheinen, womit aber nicht bewiesen ist, dass die Injektionen mangelhaft ausgeführt sind.

Vergleicht man die Granulometrien von Mattmark mit denjenigen von Sylvenstein und Serre-Ponçon, so stellt man fest, dass es mit dem zur Verfügung stehenden relativ groben Opalinuston nicht möglich sein wird, das relativ feine Mattmarkmaterial ebenso wirksam zu behandeln, wie es bei den beiden andern Schirmen der Fall war. Somit kann der Ton unter Beimischung von mehr oder weniger Zement und Wasserglas höchstens dazu dienen, die ausgewaschenen Partien, vorab der Grundmoräne, zu behandeln, welche im übrigen relativ umfangreich sind und für welche die Vorversuche k -Werte von 10^{-1} cm/s ergaben. Die vorwürmezeitlichen Alluvionen aber und vor allem die mit Sandlinsen durchsetzten Fluss- und Gletscheralluvionen werden erst von den Bentonit-Phosphat-Injektionen erfasst, deren Granulometrie bestimmt wird durch den Feinanteil des Bentonits, welcher 70 % der Körner unter 2μ besitzt. Beim Ton sind es im Mittel rund 30 %.

Da also mit verschiedenen Mischungen, d. h. in verschiedenen Phasen injiziert werden soll, werden sämtliche Bohrlöcher — und darin unterscheidet sich der Schirm von Mattmark wiederum von andern — mit Manschettenrohren für wiederholte Injektionen ausgerüstet. Voraussichtlich werden drei Injektionsdurchgänge wie folgt ausgeführt: ein erster mit rd. 300 kg Ton + 100 kg Zement pro m³ Gemisch, ein zweiter mit Ton und wenig Zement und ein dritter mit rd. 100 kg Bentonit pro m³ Mischung. Kann man auf Grund der Aufnahmen und der erreichten Drücke eine Sättigung des Bodens vermuten, so werden am Rand sowie in der Mitte des Schirmes Kontrollbohrungen und Wasseraufpressversuche durchgeführt. Wo der verlangte k -Wert nicht erreicht ist, wird nachinjiziert und wieder kontrolliert.

Zum Schluss sollen noch einige Überlegungen über die voraussichtliche Absorption oder die Materialaufnahme des Schirmes angestellt werden. Ausgehend von der Tatsache, dass die zu injizierende Bohrlänge 44 000 m beträgt, und von der begründeten Vermutung, dass der Einflussbereich einer Bohrung sich auf 3,5 m \times 3,0 m beläßt, erhalten wir das zu injizierende Erdvolumen — von den Felsinjektionen soll hier nicht gesprochen werden — mit 460 000 m³. Rund ein Drittel dieses Volumens wird in Hohlräumen bestehen, also 160 000 Kubikmeter. Die injizierten Gele bestehen aus Wasser und Festsubstanz und sind beim Erstarren an freier Luft quasi raumbeständig. Im Boden wird

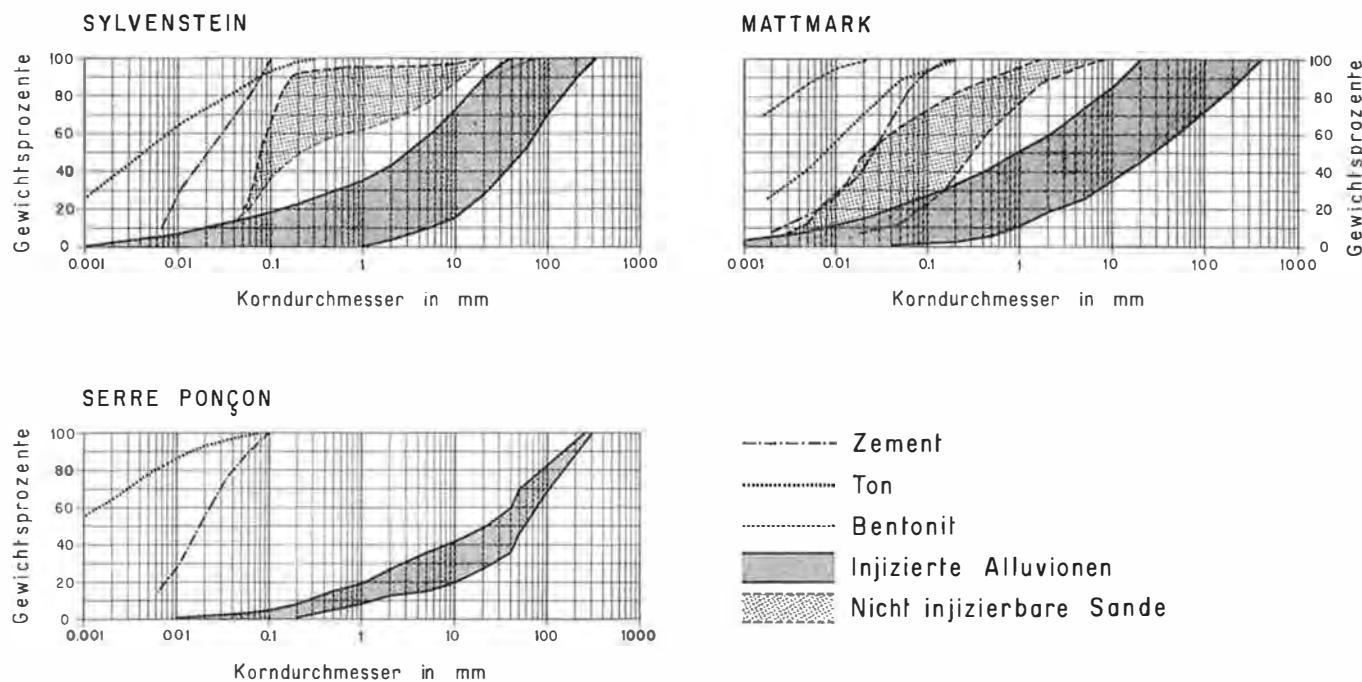


Bild 7. Untergrundgranulometrie und Kornverteilung der Injektionsmaterialien für verschiedene Injektionsschirme

unter den dort herrschenden Drücken wahrscheinlich eine Volumenverminderung auf 80 ÷ 60 % stattfinden, so dass man füglich mit einer Gelmenge von 250 000 m³ rechnen kann; dies entspräche einer Menge von rd. 75 000 t Festsubstanz, oder anders ausgedrückt rd. 165 kg/m³ und zwar 100 kg Ton, 20 kg Zement, 35 kg Bentonit und Chemikalien. Diese Zahlen mögen im ersten Augenblick etwas klein anmuten, wenn man bedenkt, dass die Aufnahmen von Serre-Ponçon 300 kg/m³ überstiegen (240 kg Ton und 110 kg Zement) und auch die von Sylvenstein noch bei 200 kg/m³ lagen (160 kg Ton und 40 kg Zement). Doch zeigen sich gewisse prinzipielle Unterschiede zwischen den verschiedenen Ausführungen. In Serre-Ponçon waren beispielsweise die Zementmengen sehr hoch, d.h. es wurde unter hohen

Drücken ein relativ grobes Material eingepresst, was unbedingt zur Linsenbildung im Boden geführt haben muss. Dadurch hat sich natürlich das Porenvolumen des Bodens vergrössert und deshalb auch die Absorptionsfähigkeit. Im weiteren wurde weder in Serre-Ponçon noch in Sylvenstein mit Bentonit injiziert. Nun ist aber die Quellfähigkeit des Bentonits 2 bis 3 mal grösser als diejenige des Tons, was die Absorption an Festsubstanz nochmals herabsetzt. In diesem Licht gesehen, scheinen die 165 kg/m³ Boden durchaus vernünftig und es dürfte in erster Linie eine Sache der fachkundigen Ausführung sein, mit einem Minimum an Material ein Maximum an Dichtigkeit zu erhalten.

Adresse des Verfassers: Dr. B. Gilg, Elektro-Watt AG, Zürich. Claridenstr. 22, Zürich 2

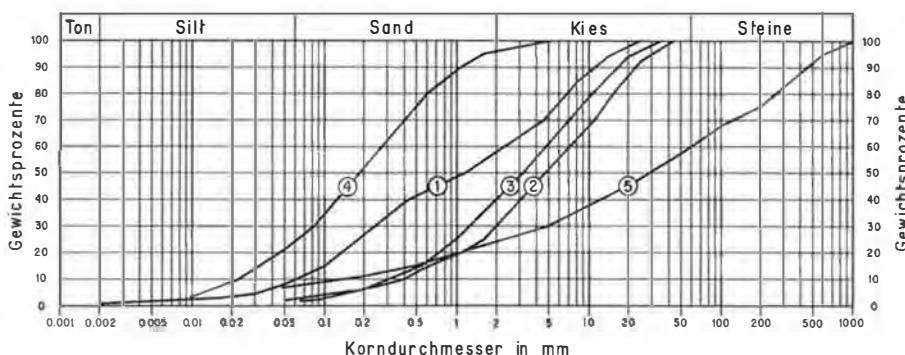


Bild 8 (rechts). Kornverteilung der einzelnen Untergrundschichten der Mattmarkebene [Mittelwerte]

- 1 Vorwürmezeitliche Alluvionen
- 2 Grundmoräne der Würmezeit
- 3 Fluvio-glaziale Ablagerungen
- 4 Feine Seabagslagerungen
- 5 Südliche Seitenmoräne des Allalin-gletschers

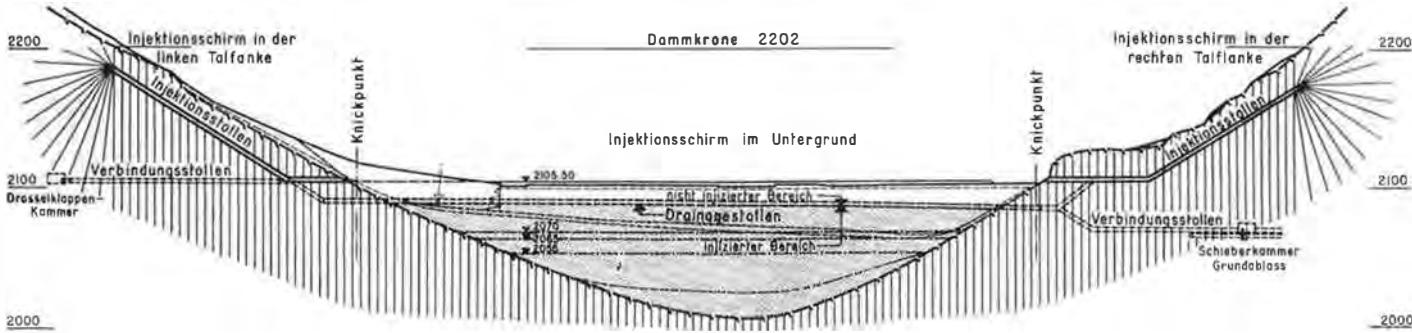


Bild 9. Längsschnitt durch den Injektionsschirm des Staumannes Mattmark, Maßstab 1:5500

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 79. Jahrgang, Heft 35, 31. August 1961

Druck Jean Frey AG., Zürich

Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark

Von Ch. E. Blatter, dipl. Ing., Swissboring, Zürich

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 79. Jahrgang, Heft 42 und 43 vom 19. und 26. Oktober 1961

Druck Jean Frey AG., Zürich

Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark

Von Ch. E. Blatter, dipl. Ing., Direktor der Swissboring, Zürich

DK 624.138

Die Dichtung des Untergrundes der Sperrstelle von Mattmark stellt ein Problem von grossen Ausmassen dar, dessen Lösung eine Reihe von Vorversuchen erforderte. Ausser dem in grossem Maßstab an Ort und Stelle in den Jahren 1957 bis 1959 ausgeführten Injektionsversuch hat die Swissboring ausgedehnte Versuche im Laboratorium unternommen. Zunächst soll hier einiges über die Beschaffung der Injektionsmaterialien gesagt und anschliessend an die Versuche auf die eigentliche Ausführung des Injektionsschleiers eingegangen werden.

1. Ueber Eigenschaften und Vorkommen des Injektionsgutes

Die Forderungen, die an das Injektionsgut gestellt werden, sind: a) gute Verarbeitbarkeit, b) gute Pumpfähigkeit, c) grosse Eindringungsfähigkeit, d) grosse Erosionsbeständigkeit, e) geringe Durchlässigkeit, f) gute Druckfestigkeit. Ausserdem muss das Injektionsgut bis zu einem gewissen Grade plastisch verformbar bleiben, damit es die Bewegungen des Untergrundes, die unter der Dammauflast entstehen, mitmachen kann.

Ueber Injektion von Lockergesteinen liegen heute bereits umfangreiche Erfahrungen vor; man wusste von Anfang an, dass als Hauptkomponente des Injektionsgutes nur Ton in Frage kommen konnte. Da in der Nähe der Baustelle und auch im Rhonetal keine Tonvorkommen zur Verfügung stehen, musste man sich dazu entschliessen, Tongruben ausserhalb des Kts. Wallis zu suchen. Eine Reihe solcher Tonproben aus der ganzen Schweiz wurde in unserem Laboratorium in Wallisellen auf die Verwendung als Injektionsgut untersucht. In der Gegend des Genfersees wären wohl einige Tonvorkommen vorhanden, die ausreichende Massen aufweisen, jedoch handelt es sich um Grubentone mit einem Wassergehalt zwischen 20 und 40 %. Da aber die Distanz bis zur Baustelle ziemlich gross ist, können diese plastischen Tone kaum in Frage kommen. Für Transport und Umschlag eignet sich ein staubförmiges Injektionsgut viel besser. Diese Ueberlegungen haben dazu geführt, dass man für die Tonlieferung die im Moment einzige in der Schweiz vorhandene Fabrikationsstelle von Tonpulver gewählt hat, nämlich die Tonwarenfabrik Holderbank. Dort wird ein mergelartiger Ton aus den Opalinusschichten abgebaut, und es steht eine Aufbereitungsanlage zur Verfügung, die seinerzeit für die Herstellung des Tonpulvers für den Dammkern von Göschenenalp gedient hat. Diese Anlage ist leistungsfähig genug, um eine mittlere tägliche Fördermenge von 250 bis 350 t sicherzustellen.

Der Ton wird in Holderbank von den SBB in Silowagen auf dem Gleis Schinznach—Wildegg nachts übernommen und nach Visp transportiert, wo sich die Umschlaganlage der STAG Staubgut-Trans-

port A. G. befindet. Der Transport vom Bahnhof Visp auf die Baustelle erfolgt in Behältern auf Lastwagen. Dort wird das Tonpulver in die Baustellsilos umgepumpt.

Der Opalinuston von Holderbank weist folgende Kennziffern auf: Fliessgrenze nach Atterberg $W_l = 44$ bis 47% , Rollgrenze nach Atterberg $W_p = 16$ bis 19% , Plastizitätszahl $P = 25$ bis 28 , Kalkgehalt 8 bis 12% .

Die Kornverteilung geht aus Bild 1, Kurve 1, hervor. Es handelt sich um einen nicht sehr fetten Ton, der etwa 30 % kleiner als 2μ enthält, während die Feinsandkomponente in der Grössenordnung von 10 % liegt.

Als zweite wichtige Komponente muss der Zement genannt werden, der allerdings in viel kleinerem Ausmass verwendet, jedoch in gleicher Weise wie das Tonpulver in Silos auf die Baustelle antransportiert wird. Es handelt sich um normalen Portlandzement schweizerischer Herkunft.

Ferner ist Bentonit erforderlich. Er dient zur Aufbereitung der Spülflüssigkeit für die Bohrlöcher und für die Injektionen. Er wird vom Lieferanten SAMIP, Rom, auf der Insel Ponza, westlich von Neapel, gewonnen und aufbereitet, nachher in Säcken per Schiff und Bahn nach Visp

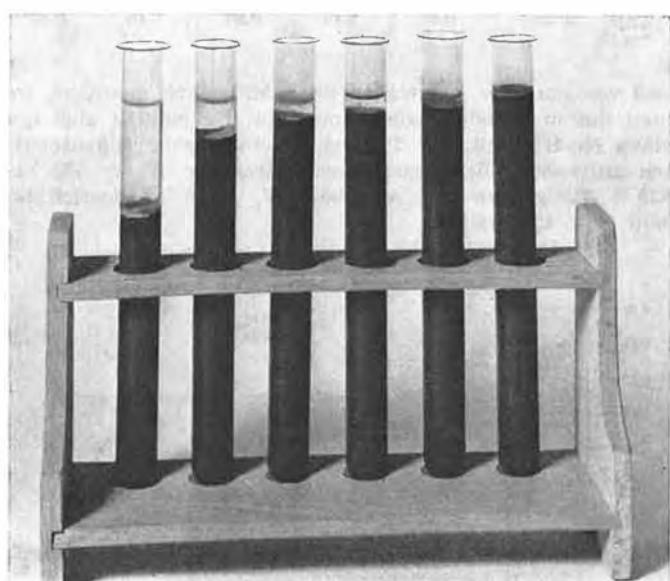
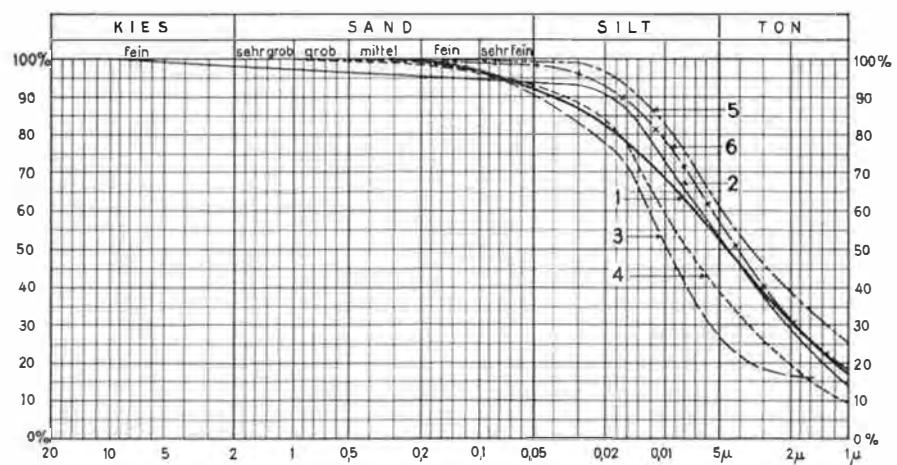


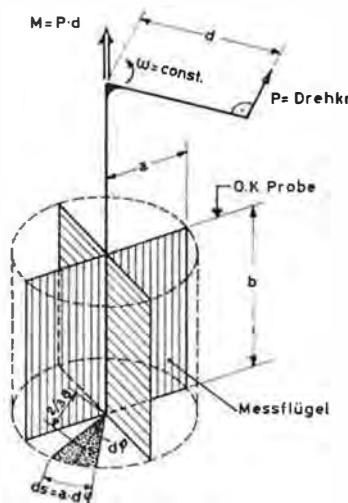
Bild 2. Dekantierungsproben



* Vortrag gehalten anlässlich der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik vom 10. Juni 1961 in Saas-Grund.

Bild 1 (rechts). Kornverteilung von Tonen verschiedener Herkunft

- 1 Pulverton von Holderbank
- 2 Grubenton von Evionnaz/VS
- 3 Grubenton von St. Triphon/VD
- 4 Grubenton von Renens/VD
- 5 Grubenton von Bussigny/VD
- 6 Grubenton von Payerne/VD



Bewegungsgleichung bei $w = \text{const.}$

$$M = P \cdot d$$

$$M = 2 \cdot a \cdot \pi \cdot b \cdot \tau \cdot a + \int_b^{2\pi} \frac{a \cdot a \cdot d\varphi \cdot \tau}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot a = 2 \cdot a^3 \cdot \pi \cdot \tau \cdot (b+a)$$

$$\tau = \frac{M}{2 \cdot a^3 \cdot \pi \cdot (b+a)} = \frac{M}{C} \longrightarrow \tau_{\max} = \frac{M_{\max}}{C}$$

Bild 3. Cohesimeter, Modell der Swissboring

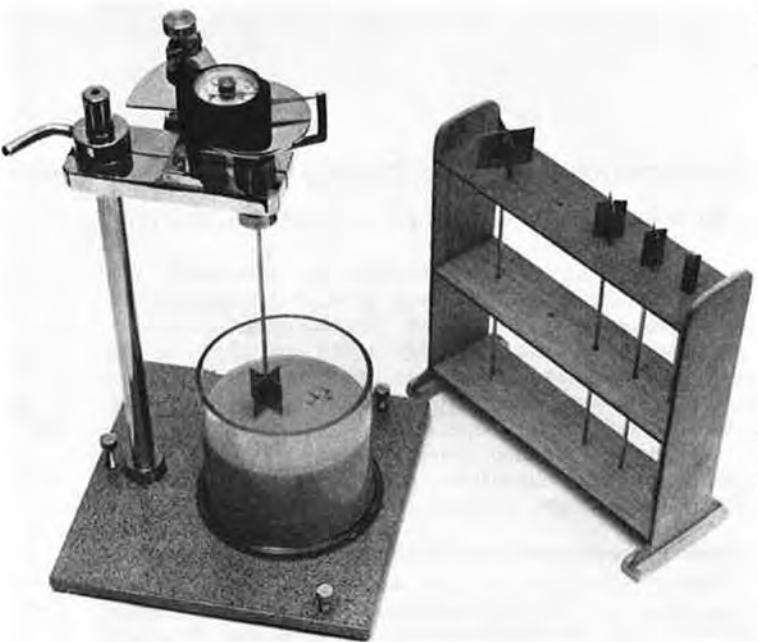


Bild 4. Cohesimeter der Swissboring

Messflügel	1	2	3	4	5
Radius a mm	19,05	13,825	9,975	7,15	5,10
Höhe b mm	30,0	30,0	30,0	30,0	30,0
τ_{\max} 1) g/cm ²	2,5	5,0	10,0	20,0	40,0
τ 2) g/cm ²	0,05	0,10	0,20	0,40	0,80

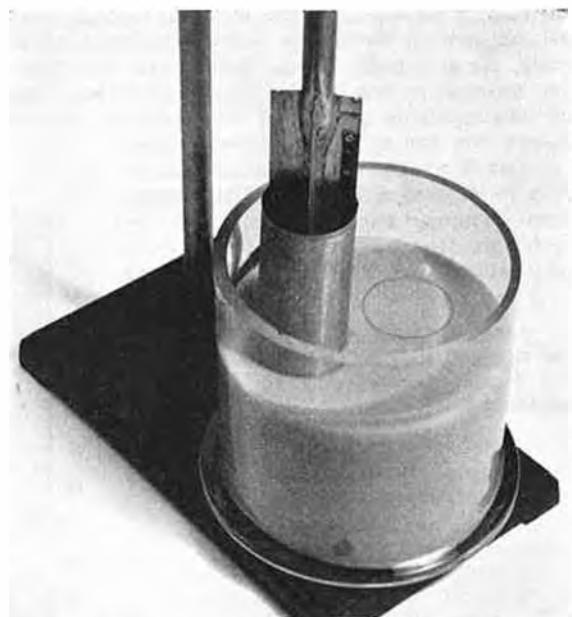
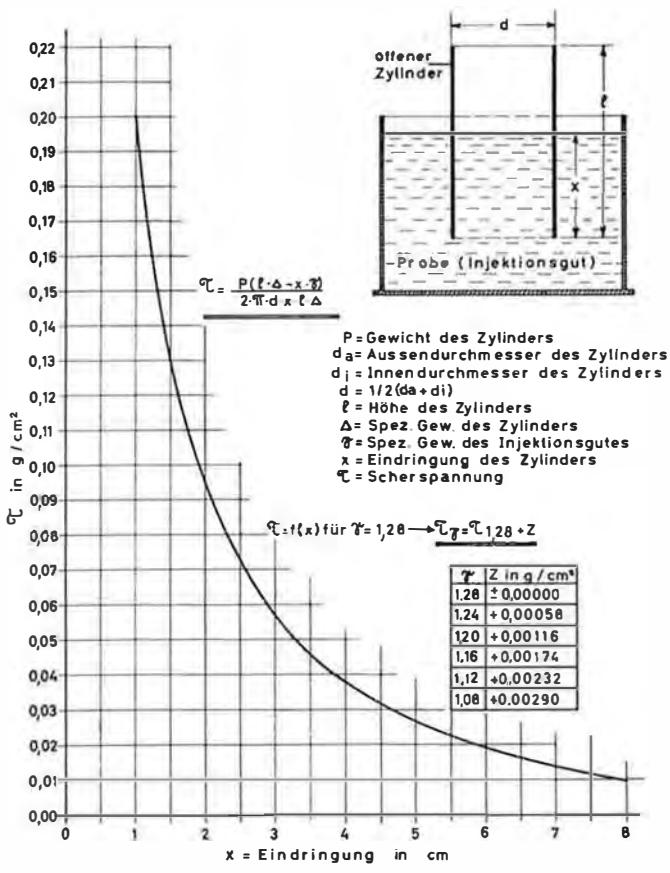
und von dort per Lastwagen nach Mattmark gebracht, wo man ihn in Baustellensilos umpumpt. Es handelt sich um einen Na-Bentonit, der folgende geotechnische Eigenschaften aufweist: Fließgrenze nach Atterberg $W_f = 475$ bis 535 %, Rollgrenze nach Atterberg $W_p = 25$ %, Plastizitätszahl $P = 450$ bis 510.

2. Vorversuche im Laboratorium

Bei der Prüfung der Eigenschaften des Mischgutes im Laboratorium wurde auf die zuerst genannten Forderungen hinsichtlich der Güte des Injektionsgutes größtes Gewicht gelegt. Die Mischung wird im Laboratorium aufbereitet und dabei die verschiedenen Zusätze von Chemikalien derart bestimmt, dass eine möglichst stabile, nicht ausflockende Mischung zustande kommt.

Die Dekantierung soll auf ein Minimum beschränkt werden, so dass die Mischung möglichst volumenbeständig bleibt. Diese Bestimmung ist sehr einfach durchzuführen, indem man eine Mischung vorbereitet, sie dann in einem Reagenzglas beobachtet und die Wasserausscheidung im Laufe der Zeit feststellt (Bild 2). Es ist aber ohne weiteres möglich, Injektionsmischungen herzustellen, die sich unter atmosphärischem Druck nicht mehr absetzen und stabil bleiben.

Für die Pump- und Eindringungsfähigkeit ist die Bestimmung der Viscosität von Bedeutung. Die vorgesehenen Injektionsmischungen sind aber alle bis zu einem gewissen Grade thixotrop, so dass alle Messungen mit Viscosimetern



Bilder 5 und 6. Shearometer Modell AP I

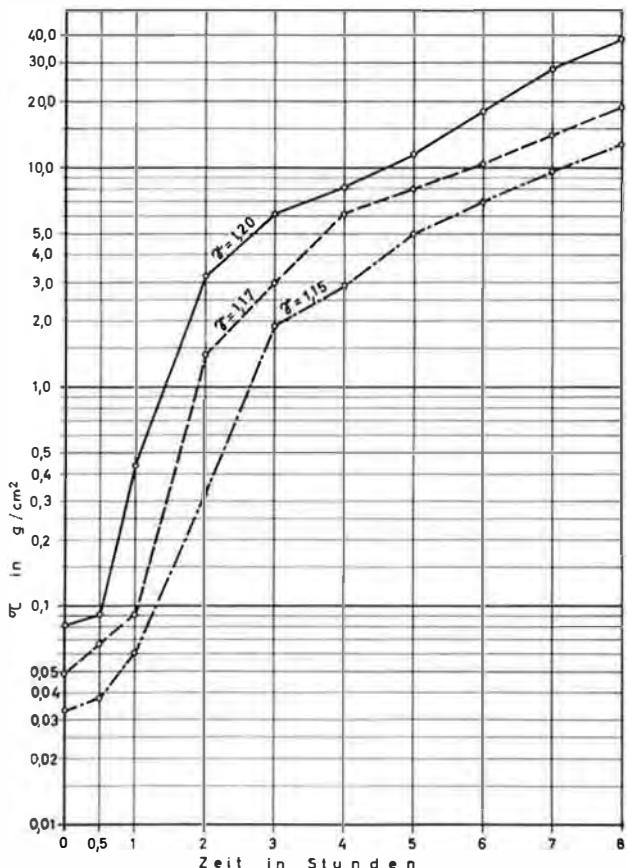


Bild 7. Kohäsion von Tongel, Ton von Holderbank mit einem Zementgehalt von 80 kg/m^3 und einem Silikatgehalt von 2 %

problematisch werden. Die Anwendung von Marsh- und Flowconetrichtern stößt ebenfalls auf Schwierigkeiten, da das Injektionsgut oft infolge der Thixotropie im Ausfluss erstarrt und daher unzulässige Ungenauigkeiten in den Messungen entstehen. Wir ziehen daher vor, im Labor die Steifigkeit und Konsistenz des Injektionsgutes zu bestimmen. Diese Größen verändern sich im Laufe der Zeit verhältnismäßig stark. Sie lassen sich am besten durch die *Kohäsion* charakterisieren. Die sofort nach der Aufbereitung bestimmte Kohäsion des Mischgutes ist für die Pumpfähigkeit und die Eindringungsfähigkeit massgebend; die später festgestellten Werte sind es für die Erosionsfestigkeit und die Dauerhaftigkeit des Injektionsgutes.

Für die Bestimmung der Kohäsion haben wir einen besonderen Apparat, *Cohesimeter* genannt, konstruiert, der auf dem Prinzip der Flügelsonde beruht, Bilder 3 und 4. Früher hatte man auch Scherversuche durchgeführt und zwar in einem dafür angefertigten Apparat aus Plexiglas. Es hat sich aber gezeigt, dass die Werte aus den Flügelmessungen viel genauer sind als diejenigen der Scherversuche.

Das Cohesimeter ist mit verschiedenen Flügeln ausgerüstet, wobei der maximale Messbereich von 2,5 auf 5,0; 10,0; 20,0 und 40,0 g/cm^2 gesteigert werden kann. Für die Messung taucht man den Flügel bis zu seiner Oberkante in das zu untersuchende Material ein, versetzt ihn mit einer Kurbel in gleichmäßige Rotation und liest an einer Messuhr die maximale Scherkraft ab.

Da uns oft auch Kohäsionswerte unter $0,2 \text{ g/cm}^2$ interessieren, hauptsächlich um Mischungen sofort nach der Herstellung zu charakterisieren, haben wir für die Bestimmung ein sogenanntes *Shearometer*, Bilder 5 und 6, verwendet. Dieser Apparat besteht aus einem Zylinder aus leichtem Metall (Elektron), der auf die Oberfläche der Mischung aufgesetzt wird und dann unter seinem Eigengewicht um eine gewisse Strecke einsinkt. Die Reibung und der Auftrieb, die das Gleichgewicht herstellen, dienen zur Berechnung der Kohäsion nach der auf Bild 5 angegebenen Formel.

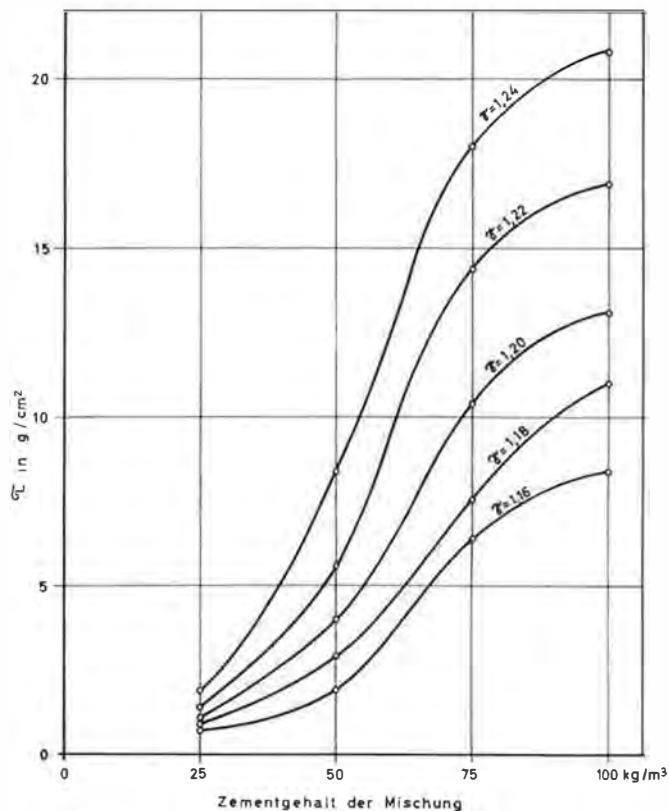


Bild 8. Kohäsion von Tongel im Alter von fünf Stunden, Ton von Holderbank

Mit dem Shearometer und dem Cohesimeter können Zeitkurven der τ -Werte der Mischung von der Aufbereitung bis zum vollkommenen Erhärten vorgenommen werden. Auf Bild 7 sind die Kohäsionswerte in g/cm^2 für verschiedene Tongehalte in Funktion der Zeit aufgetragen. Weiter wurden mit dem Cohesimeter die Werte für Tongele mit verschiedenem Tongehalt und verschiedenem Zementgehalt im Alter von 5 Stunden bestimmt und diese auf Bild 8 aufgetragen. Man sieht, dass die Kohäsion mit steigendem Tongehalt

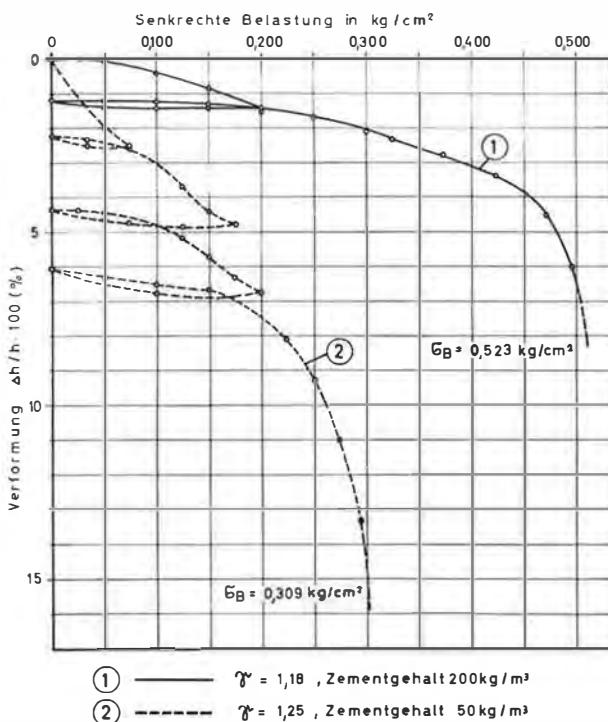


Bild 9. Spannungs-Zusammendrückungs-Diagramm von Tongel mit Ton von Holderbank, Alter 7 Tage

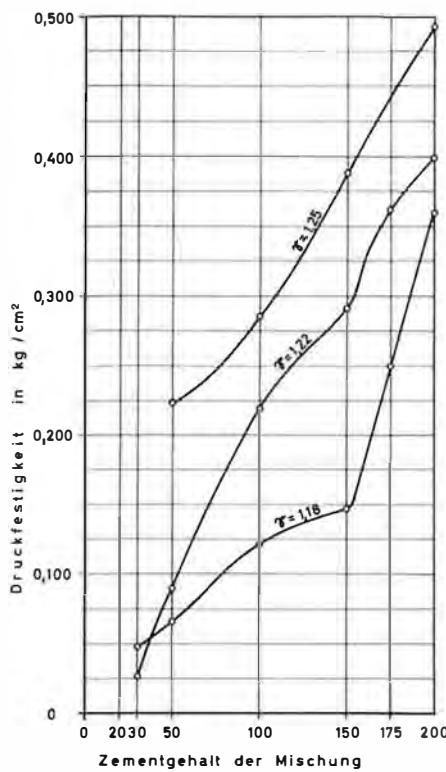


Bild 10 (links). Druckversuch mit Tongel, Ton von Holderbank, Alter 7 Tage

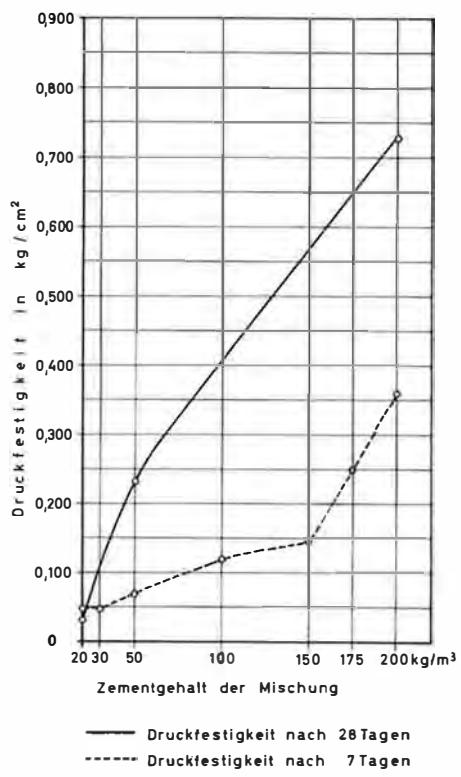


Bild 11 (rechts). Druckversuch mit Tongel, Ton von Holderbank, Raumgewicht der Ton-Wassersuspension $\gamma = 1,18$. Ausgezogene Kurve: Druckfestigkeit nach 28 Tagen; gestrichelte Linie: Druckfestigkeit nach 7 Tagen

zunimmt; dass aber auch bei konstantem Tongehalt die Konsistenz der Mischung zwischen 30 und 80 kg/m³ Zementgehalt stark ansteigt, während bei 100 kg/m³ Zement eine Abflachung auftritt. Die Kurve dürfte bei etwa 120 kg/m³ ein Maximum erreichen.

Die Bestimmung der Kohäsion können wir wie bereits erwähnt nur bis zu einem Wert von 40 g/cm² vornehmen. Die Erhärtung der Proben geht aber noch weiter, so dass die weiteren Konsistenzbestimmungen dann als seitlich unbefinderte Druckversuche erfolgen müssen. Diese Druckversuche werden an kleinen Probezylin dern ausgeführt, die in Formen gegossen und unter Wasser gelagert werden.

Bild 9 zeigt zwei solcher Spannungs-Zusammendrückungsdiagramme. Es handelt sich um eine Probe 1 mit einem Tongehalt $\gamma = 1,18$ und einem Zementgehalt von 200 kg/m³, also eine sehr zementreiche Mischung, und eine Probe 2 mit $\gamma = 1,25$ und einem Zementzusatz von 50 kg/m³, d. h. eine eher tonreiche Probe. Man sieht, dass sich die Proben ähnlich verhalten wie ein plastischer Ton. Mit steigendem Zementgehalt nimmt die Deformierbarkeit ab, mit steigendem Tongehalt hingegen zu.

Auf Bild 10 ist die Druckfestigkeit im Alter von 7 Tagen für Tongehalte $\gamma = 1,18, 1,22$ und $1,25$ aufgetragen. Auch bei diesen Versuchen sieht man sehr deutlich, wie

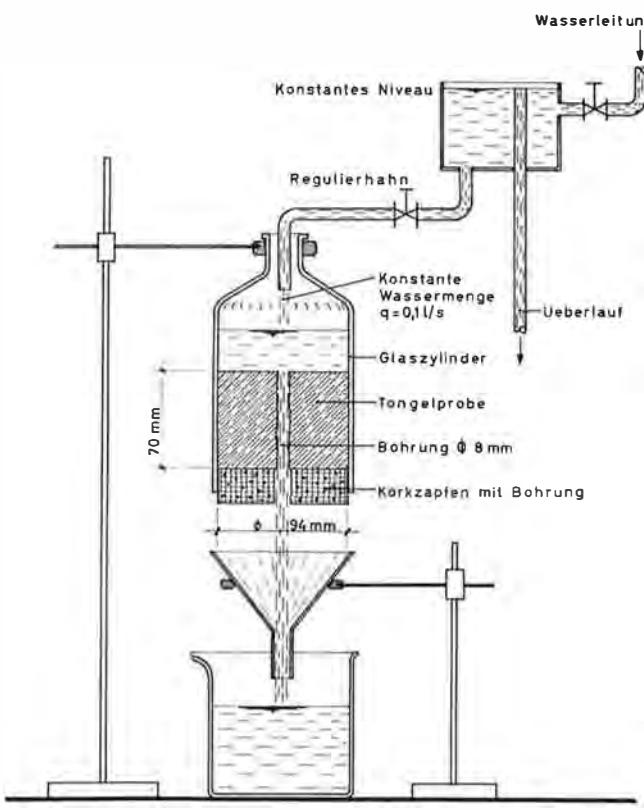


Bild 12. Auswaschversuch mit Tongel, Versuchsanordnung

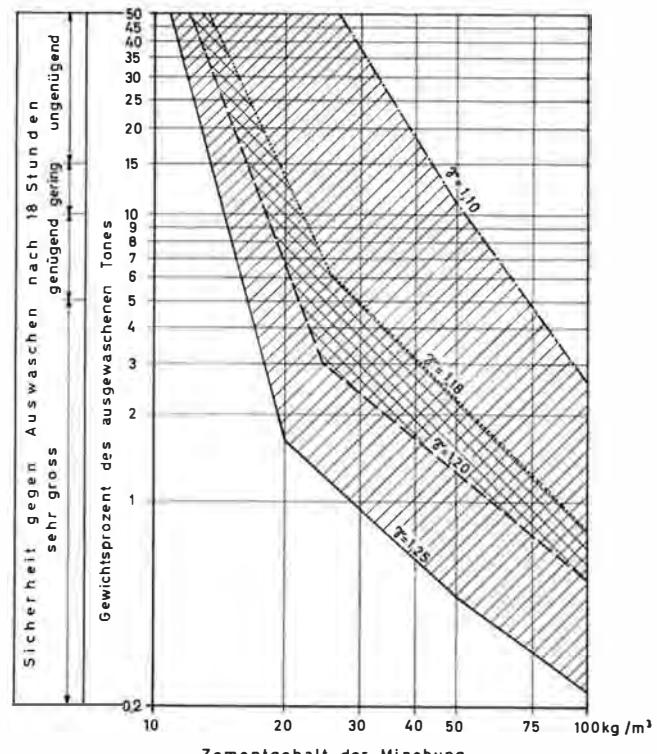


Bild 13. Ergebnisse der Auswaschversuche mit Tongel, Ton von Holderbank

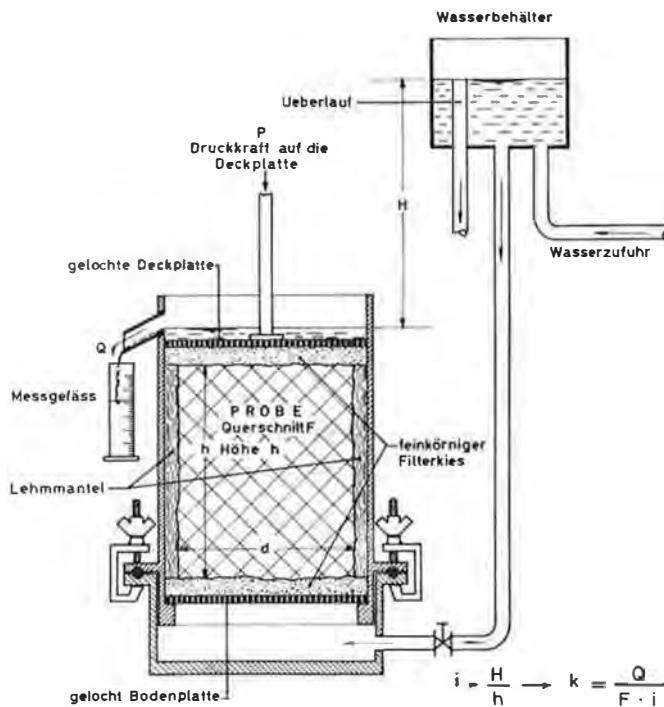


Bild 14. Versuchsanordnung zur Bestimmung der Durchlässigkeit; $i = H/h$, $k = Q/F \cdot i$

die Druckfestigkeit mit steigendem Zementgehalt grösser wird. Die Druckfestigkeiten schwanken etwa zwischen 0,05 und 0,5 kg/cm² nach 7 Tagen. Zum Vergleich ist auf Bild 11 die Druckfestigkeit nach 7 und 28 Tagen aufgetragen. Man sieht daraus, dass sie bei den gebräuchlichen Mischungen im Intervall von 7 auf 28 Tage um mindestens das Doppelte grösser werden. Nach 28 Tagen erreicht man Werte, die zwischen 0,100 und 0,700 kg/cm² liegen.

Neben der mechanischen Festigkeit der Proben spielt die Erosionsfestigkeit eine bedeutende Rolle. Wir haben im Laboratorium das Verhalten der Injektionsmischung gegen Auswaschen im Alter von 18 Stunden untersucht. Die Versuchsanordnung ist auf Bild 12 schematisch dargestellt. Die Injektionsproben, die nach kurzer Zeit gelifizierten, wurden in einen Zylinder von 70 mm Höhe eingebaut, und es wurde in deren Mitte ein Loch von 8 mm Durchmesser gebohrt. Durch diese Oeffnung floss ein Wasserstrahl von 0,1 l/s während einer Stunde durch, was einer anfänglichen Wassergeschwindigkeit von 2 m/s entspricht. Durch Abwiegen der Probe vor und nach dem Durchfluss erhielt man ein Mass für ihre Beständigkeit. Die Auswaschung in % des Gesamtgewichtes ist auf Bild 13 aufgetragen.

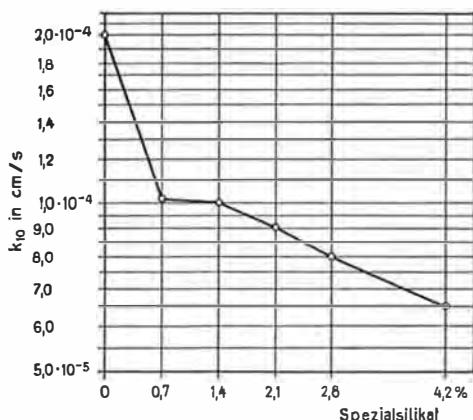


Bild 16. Durchlässigkeit von Injektionsproben mit Tongel bei einem Kiesgerüst von 1 bis 5 mm; $i = 37,5$ in Abhängigkeit des Silikatgehaltes. Ton von Holderbank mit einer Plastizitätszahl 25 bis 28

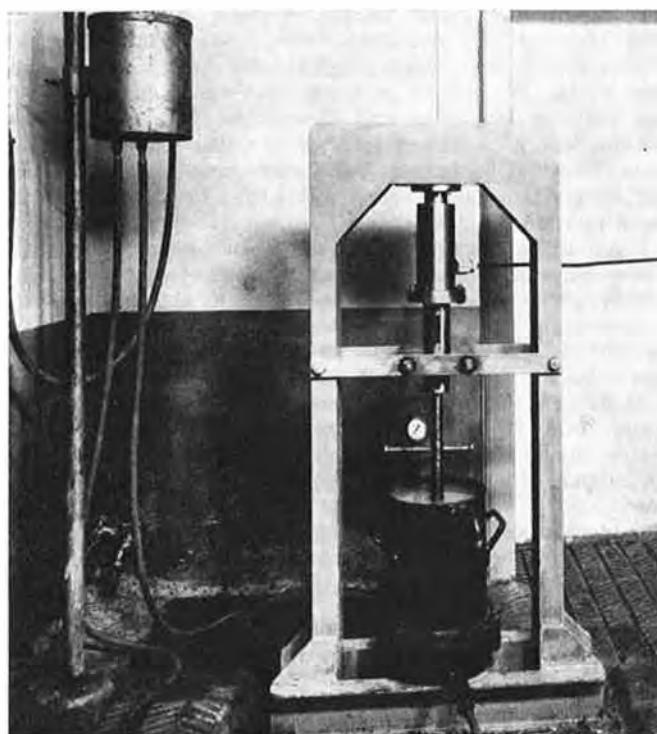


Bild 15. Durchlässigkeitsversuch

Man hat bei diesen Versuchen einerseits Tonsuspensionen mit Raumgewichten von 1,10, 1,18, 1,20 und 1,25 untersucht und anderseits den Zementgehalt der Mischung von 10, 20, 30, 40, 50, 75 bis 100 kg/m³ Mischung ansteigen lassen. Das ausgewaschene Injektionsgut schwankt zwischen 0,75 und 50 %. Wir haben eine Skala aufgestellt, wonach wir unter diesen schweren Versuchsbedingungen eine Auswaschung kleiner als 5 % als grosse Sicherheit gegen Auswaschen bezeichnen, während eine solche von 5 bis 16 % als genügend, 10 bis 15 % als gering und bei Verlusten von mehr als 15 % als ungünstig gilt. Man kann aus diesem Diagramm sofort die Empfindlichkeit gegen Auswaschen feststellen, wobei man ein Kriterium für die verschiedenen Injektionsmischungen in frühem Alter hat. Mit steigendem Alter wird natürlich der Widerstand gegen Erosion grösser.

Als weitere Untersuchung der Injektionsmischungen wurde die Prüfung der Durchlässigkeit vorgenommen. Die Kies- und Sandproben werden in einen Zylinder eingebaut, der vorher mit einem Lehmannmantel ausgekleidet wurde, Bilder 14 und 15. Die Probe wird dann mittels einer Druckplatte und einer hydraulischen Presse belastet und von unten nach oben injiziert. Nach der Injektion kann sie oben und unten gereinigt und mit einer Filterschicht belegt werden, worauf

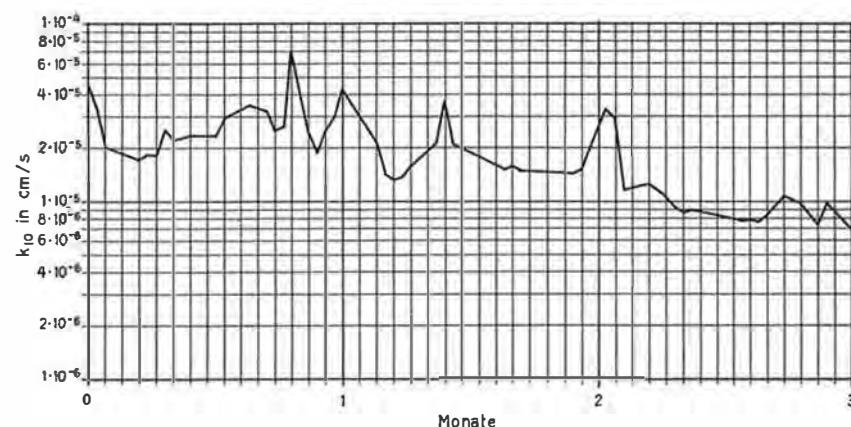


Bild 17. Durchlässigkeit einer Injektionsprobe mit Bentonit bei einem Kiesgerüst 1 bis 2,5 mm; $i = 10$ in Funktion der Zeit. Herkunft des Bentonits: Ponza, Plastizitätszahl 510

der eigentliche Durchlässigkeitsversuch angesetzt wird. Bild 16 zeigt die Resultate einer k -Wertbestimmung in Abhängigkeit des Silikatgehaltes. Sie beziehen sich auf eine Probe, die mit einem Kiesgerüst von 1 bis 5 mm in den Zylinder eingebaut und dann unter ein hydraulisches Gefälle von $i = 37,5$ gesetzt wurde. Die Durchlässigkeit ohne Chemikalzusatz liegt bei $2 \cdot 10^{-4}$ cm/s und sinkt dann mit steigendem Silikatgehalt auf $0,65 \cdot 10^{-4}$ cm/s ab, d. h. sie wird rund dreimal kleiner.

Aehnliche Versuche, wie die eben beschriebenen mit Tonzementmischungen wurden auch mit Bentonitgelen durchgeführt. Von diesen soll hier lediglich ein Durchlässigkeitsversuch an einer Bentonitprobe erwähnt werden. Es handelt sich um eine Probe, die mit einem Grobsandgerüst von 1 bis 2,5 mm in den Zylinder eingesetzt und während 3 Monaten unter einem hydraulischen Gefälle von $i = 10$ stand. Bild 17 zeigt die Kurve der Durchlässigkeit. Im ersten Monat lag sie zwischen 2 und $4 \cdot 10^{-5}$ cm/s und im dritten Monat ist der k -Wert dann unter die Grenze von $1 \cdot 10^{-5}$ cm/s gesunken. Es hat also im Laufe der Zeit eine gewisse Kolmatierung stattgefunden. Bild 18 (s. Seite 15) zeigt eine Probe aus Mattmarkmaterial, die mit gefärbtem Injektionsgut behandelt wurde.

3. Vorversuche auf der Baustelle

Die ersten Sondierungen in der Mattmarkebene wurden im Jahre 1955 ausgeführt und zwar mit einer totalen

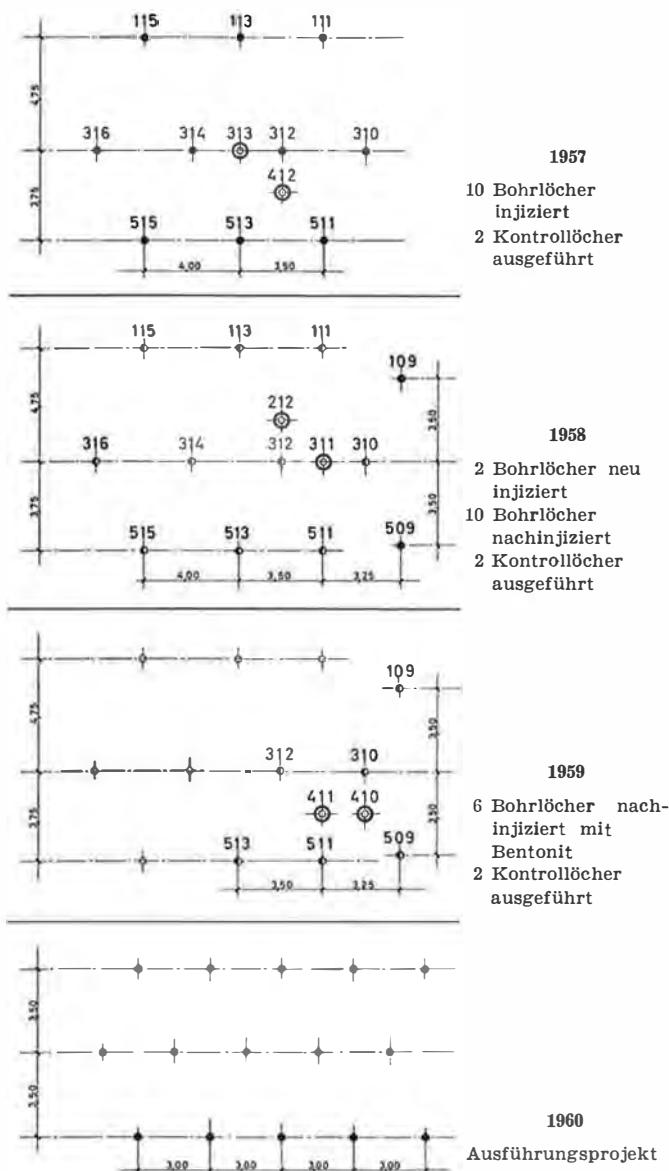


Bild 19. Anordnung der Bohrlöcher für die Injektionsversuche in Mattmark

Länge der Bohrungen von rd. 750 m. 1956 sind weitere rd. 870 m gebohrt werden. Trotzdem mit diesen Sondierungen zahlreiche Aufschlüsse und Kennziffern des Bodens ermittelt werden konnten, wusste man noch nicht, auf welche Art es möglich sein würde, den Boden durch Injektionen abzudichten. Die Injektionsfähigkeit eines Bodens lässt sich nur an Ort und Stelle, nämlich dort wo der natürliche Lagerungszustand herrscht, feststellen. Wie dann die Ausführung der Dichtung an Ort und Stelle erfolgen soll, kann man nur aus einem Injektionsversuch im grossen ableiten.

1957 ist ein solcher Grossversuch in die Wege geleitet worden und zwar an einer Stelle, an welcher der Fels zwischen 70 und 80 m unter der Oberfläche liegt. Dazu waren zehn Bohrlöcher vorgesehen, die in drei Reihen angesetzt waren. Bei der aus Bild 19 ersichtlichen Anordnung der Bohrlöcher ergab sich ein mittlerer Abstand von 4,33 m.

Im Mittel wurde eine Strecke von 55 m oberhalb des Felsens injiziert, und zwar hat man die Bohrungen im Jahre 1957 mit drei Phasen oder Durchgängen behandelt, wobei der Zementgehalt der Injektionsmischung von Durchgang zu Durchgang schrittweise hinuntergesetzt wurde, d. h. man injizierte immer dünnflüssigere Mischungen. Man presste insgesamt 6 m^3 Mischung pro m Bohrloch ein und musste gegen Ende des Sommers feststellen, dass bei dem gewählten Bohrlochabstand hauptsächlich in der oberen Zone der fluvioglazialen Ablagerungen die Füllung der Hohlräume nicht vollkommen war. Es wurden 1957 etwa 1400 t Injektionsgut verarbeitet, und man erreichte damit einen Wert von 150 kg Injektionsgut pro m^3 behandelten Boden.

Am Schluss der Saison wurden in der Mitte des Felsens zwei Kontrollbohrungen Nr. 313 und 412 abgeteuft, deren Resultate jedoch schlecht ausfielen. Die k -Werte betrugen nach der Injektion teilweise nur $3 \cdot 10^{-3}$ cm/s und waren daher ungenügend. Der schlechte Erfolg dieses ersten Injektionsversuches war der ungenügenden Injektionsmenge bei der grossen Bohrlochdistanz zuzuschreiben. Offenbar war dabei die Sättigung nicht erreicht worden.

1958 entschloss man sich, die Injektionen in den zehn vorhandenen Bohrlöchern zu verstärken und das Feld gegen Osten um zwei weitere Bohrlöcher zu vergrössern, wobei man dort darauf ausging, die Distanz zwischen den Bohrlöchern auf 3,50 m zu verkleinern und so einen Abschluss des Versuchsfeldes gegen Osten zu schaffen. Es wurden zwei weitere Injektionsdurchgänge ausgeführt, die nochmals 1125 t Injektionsgut umfassten, so dass die Aufnahme pro m^3 Boden auf 230 kg gesteigert werden konnte. Die im Spätherbst 1958 in der Mitte des Feldes ausgeführten Kontrollbohrungen Nr. 212 und 311 ergaben jedoch auch nur k -Werte von $1 \cdot 10^{-3}$ bis $3 \cdot 10^{-4}$ cm/s. Die Verpressung einer grossen Injektionsmenge von Ton und Zement bei grossem Bohrlochabstand genügte jedoch nicht, um die verlangte Dichtigkeit des Bodens herzustellen.

1959 versuchte man eine Verbesserung des Resultates durch eine Nachinjektion mit Bentonit zu erzielen, und zwar sind dazu die Bohrlöcher Nr. 310, 312, 509, 511 und 513 verwendet worden, die einen gegenseitigen mittleren Abstand von etwa 3,50 m haben. Die nachher ausgeführten Kontrollbohrungen Nr. 410 und 411 fielen dann auch zufriedenstellend aus und ergaben k -Werte, die am Rande des Feldes (410) höchstens bei $4 \cdot 10^{-4}$ und in der Mitte (411) in der Grössenordnung 10^{-4} bis 10^{-5} cm/s lagen. Diese Resultate wurden als genügend erachtet, sie dienten als Grundlage für das Ausführungsprojekt 1960.

4. Ueber die Durchführung der Injektionen in Mattmark

Das Lockergestein, in welchem Bohrungen im Ausmass von 70 000 m auszuführen sind, ist mit Blöcken aller Grössen (bis 5 m Durchmesser) durchsetzt. Es handelt sich um Euphotite, Serpentine, Gneise, Gabbro, granathaltige Amphibolite, chlorithaltige Schiefer und Granite. Darunter befinden sich die härtesten Gesteinsarten, die in den Alpen vorkommen. Während die Schichten der jungen Seeablagerungen und auch die der fluvioglazialen Schichten für die Durchbohrung keine Schwierigkeiten boten, treten bei



Bild 20. Bohrgerät Rotary Failing CFD-1

der Bohrung durch die Moränenzonen mannigfache Erschwerungen auf. Der Bohrfortschritt in den Seeablagerungen und Alluvionen variiert zwischen 50 und 100 m pro Schicht, währenddem in der Moränezone die Leistung auf einige Meter pro Schicht absinkt.

Die Bohrungen werden mit modernen Geräten ausgeführt und zwar sind gegenwärtig fünf Rotarygeräte im Betrieb, nämlich vier Failing-Holemaster auf Anhänger montiert, Bild 20, und ein Keystone-Frank auf Lastwagen aufgebaut, Bild 22. Der Antrieb erfolgt teilweise elektrisch, teilweise mit Verbrennungsmotoren. In Bohrstellung wird die ganze Maschine mit ölhydraulischen Stützen vom Boden abgehoben. Ferner stehen für Kernbohrungen eine Reihe von Rotationskernbohrmaschinen zur Verfügung, die übrigens auch für Felsbohrungen dienen können. Die Durchfahrt des Felsens ist kein Problem, da dieser aus Graniten, Gneisen und Prasiniten zusammengesetzt ist und mit Diamantkronen gut bearbeitet werden kann.



Bild 22. Bohrgerät Rotary Keystone-Frank mit Pumpe

Die Injektionsbohrlöcher im Lockergestein werden in der Regel mit einem Durchmesser von $4\frac{1}{2}$ oder $4\frac{3}{4}$ ", d. h. 12 cm begonnen und müssen mit mindestens 3", d. h. 7,5 cm oberhalb des Felsens beendet werden.

Die Bohrgestänge von $27/8"$ Durchmesser werden durch die Bohrmaschine in Umdrehung gebracht, wobei die Bewegung durch einen Drehtisch übertragen wird. In der Mitte dieses Drehtisches sitzt die Mitnehmerstange, die viereckig ausgebildet ist und so die Drehbewegung des Tisches überträgt, sich aber gleichzeitig auch auf und ab bewegen lässt.

Die Bohrgestänge sind mit Rollenmeisseln ausgerüstet, Bild 21, die drei gehärtete, mit Zähnen besetzte Rollen aufweisen. Diese laufen auf Kugellagern und werden durch das drehende Bohrgestänge in Bewegung gesetzt. Das Gestein wird durch die Zähne der Rollen angegriffen und zerrieben und so die Bohrlochsohle abgearbeitet.

Es ist möglich, mit diesen Rollenmeisseln den anstoßenden Felsen zu durchfahren. In der oberen Zone von Alluvionen werden die Rollenmeissel nur sehr wenig abgenutzt und können 100 und mehr Meter bohren. Die Schwierigkeiten treten erst in der Moränezone auf, wo die Blöcke liegen. Die Zähne der Rollenmeissel nützen sich in diesen Gesteinen sehr rasch ab, und die Meissel werden nach einigen Metern Bohrleistung unbrauchbar. Auch die Vortriebsgeschwindigkeit sinkt dann wie erwähnt auf einige Meter pro Schicht, trotzdem man mit diesen Maschinen einen Anpressdruck des Bohrwerkzeuges bis zu 9 t ausüben kann. Es ist nicht gelungen, einen Rollenmeissel fabrizieren zu lassen, der diesen Anforderungen genügt, und man muss für die Durchfahrung der harten Blöcke zur Kronenbohrung übergehen.

Die Bohrungen werden soweit möglich unverrohrt mit Hilfe von Dickspülung abgeteuft, Bild 23. Die Dickspülung wird von der Pumpe der Rotary-Maschine angesaugt und durch das Bohrgestänge auf die Bohrlochsohle niedergedrückt, steigt dann hoch und fliesst in die dazu

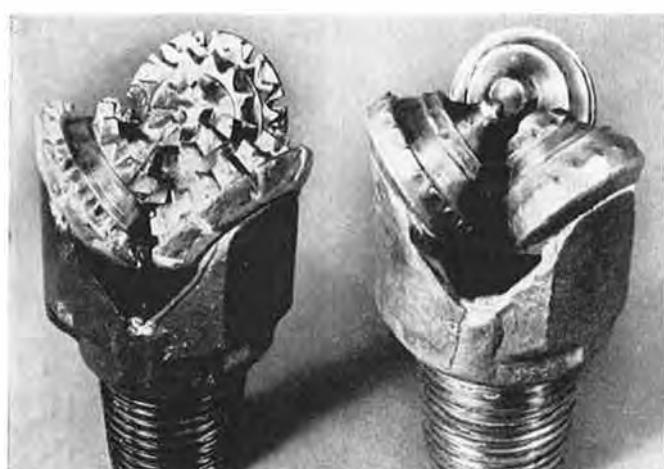


Bild 21. Rollenmeissel, links neu, rechts abgenutzt

Bild 23 (links). Schema der Bohreinrichtung mit Dickspülung

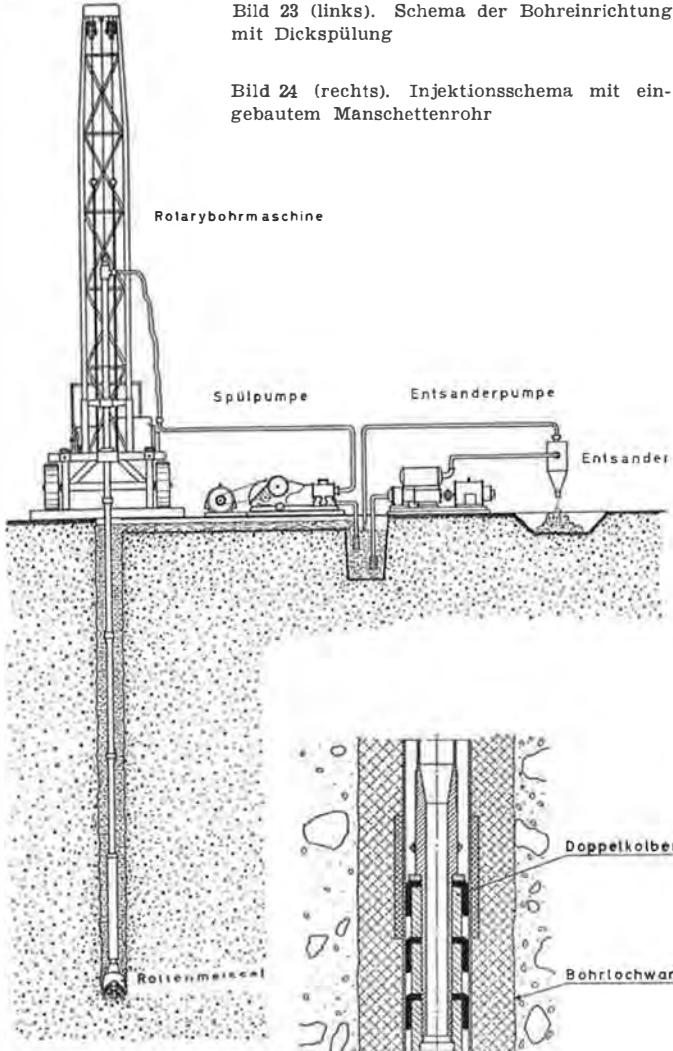
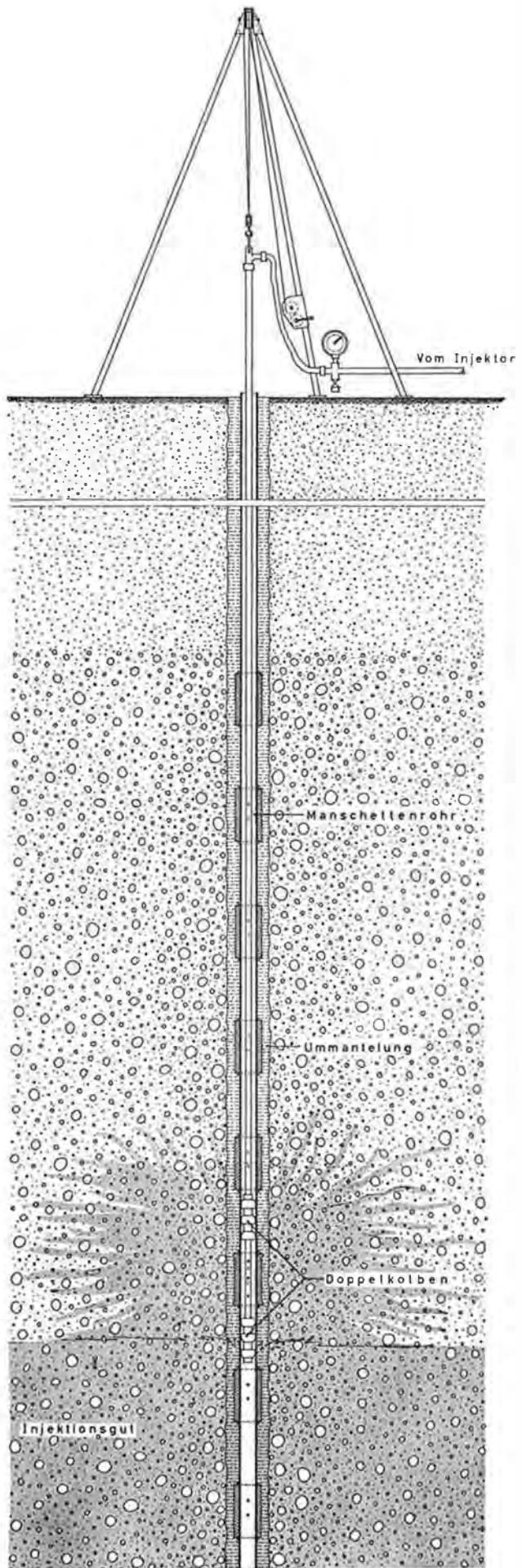
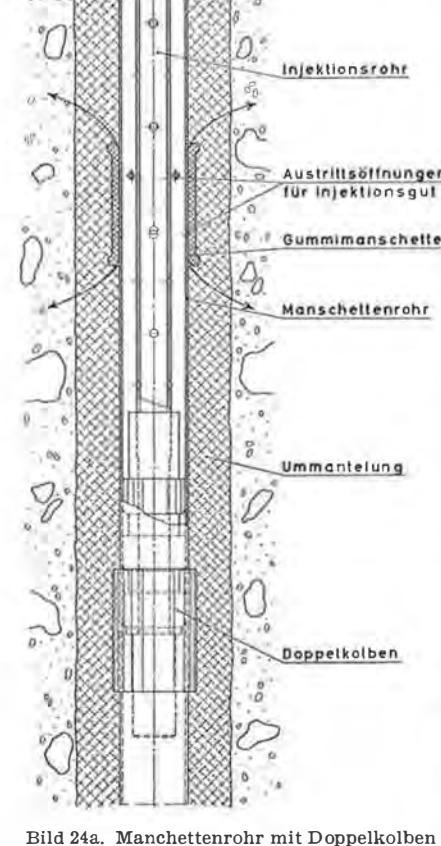


Bild 24 (rechts). Injektionsschema mit eingebautem Manschettenrohr



vorbereitete Rinne. Dort ist die Entsanderpumpe eingesetzt, und der entsandete Bohrschlamm fliesst dann zurück zur Rotarypumpe, Bild 23.

Wenn man nun von der Rotary-Bohrung auf die Kronenbohrung übergehen muss, so ist man gezwungen, das Bohrloch provisorisch zu verrohren. In dieser Verrohrung wird dann die Kronenbohrung mit der Kernbohrmaschine angesetzt.

Da man den Zustand des Bodens in bezug auf Kornverteilung und Durchlässigkeit vor dem Injizieren kennen möchte, werden in der Axe des Schleiers Sondierbohrungen, sog. Pilotbohrungen, mit 36 m Distanz als kombinierte Schlag- und Rotationsbohrungen abgeteuft. Diese Bohrungen werden Proben entnommen und in ihnen Wasserdurchlässigkeit - Versuche

Bild 24a. Manchettenrohr mit Doppelkolben



Bild 25. Blick über das Injektionsfeld

durchgeführt. Nach erfolgter Injektion werden dann Kontrollbohrungen in ähnlicher Weise vorgenommen.

In die Injektionsbohrungen werden Manschettenrohre eingebaut, die gestatten, das Injektionsgut in einer bestimmten Tiefe in den Boden einzubringen. Diese Rohre weisen alle 33 cm ein Gummiventil auf, das die Eindruckung

mittels eines Doppelpackers gestattet, jedoch den Rückfluss des Injektionsgutes verhindert. Die Manschettenrohre werden mit einer besondern Vergussmasse im Boden ummantelt, so dass das Injektionsgut längs des Rohres nicht durchfliessen kann, Bilder 24 und 24a.

Diese Ausrüstung der Bohrlöcher gestattet auch eine mehrmalige Injektion des Bodens im gleichen Bohrloch. Man hat für die Behandlung des Bodens drei Phasen vorgesehen, nämlich 1. eine zementreiche Ton-Zementmischung, 2. eine zementarme Ton-Zementmischung und 3. eine Betonitmischung.

Man wird den Boden nach einem zum voraus bestimmten Programm behandeln, d.h. in jeder Phase eine bestimmte Menge der Mischung in den Boden einpressen. Es wird also jedem m^3 Boden eine bestimmte Menge von Injektionsgut zugeteilt, wobei selbstverständlich diese Zuteilung den lokalen Bedingungen angepasst werden muss. Die Beobachtung des Druckes dient zur Feststellung der Sättigung und möglichen Anomalien. Da für die Durchführung des Injektionsprogrammes praktisch nur zwei Sommer zur Verfügung stehen, muss man eine Tagesleistung von etwa 300 bis 350 t erreichen. Wir haben für die Ausführung dieser Arbeiten eine vollautomatische Injektionszentrale entworfen und in Betrieb genommen, die gestattet, mit einem Minimum an Personal diese Leistung zu vollbringen. Für Nebenarbeiten wie Ummantelung der Manschettenrohre, Felsinjektionen und zur Mithilfe bei den Hauptinjektionen ist noch eine halbautomatische Injektionszentrale mit vier Einheiten aufgebaut worden, Bild 26.

Die vollautomatische Zentrale besteht aus sechs Gruppen mit drei Einheiten, d.h. total 18 Injektionspumpen, die von einem zentralen Kommandoraum aus mit Druckknopfsteuerung bedient werden, Bild 28. Jede Gruppe verfügt über einen Tonsilo von 50 t Inhalt und einen Zementsilo von 25 t, Bild 27. Durch Fördererschnecken wird eine Multi-komponentenwaage bedient, die dann die Dosiermischer der einzelnen Injektoren speist. Wasseruhren mit Impulsgebern regeln die Wasserzugabe. Auch die Zugabe der Chemikalien erfolgt automatisch.

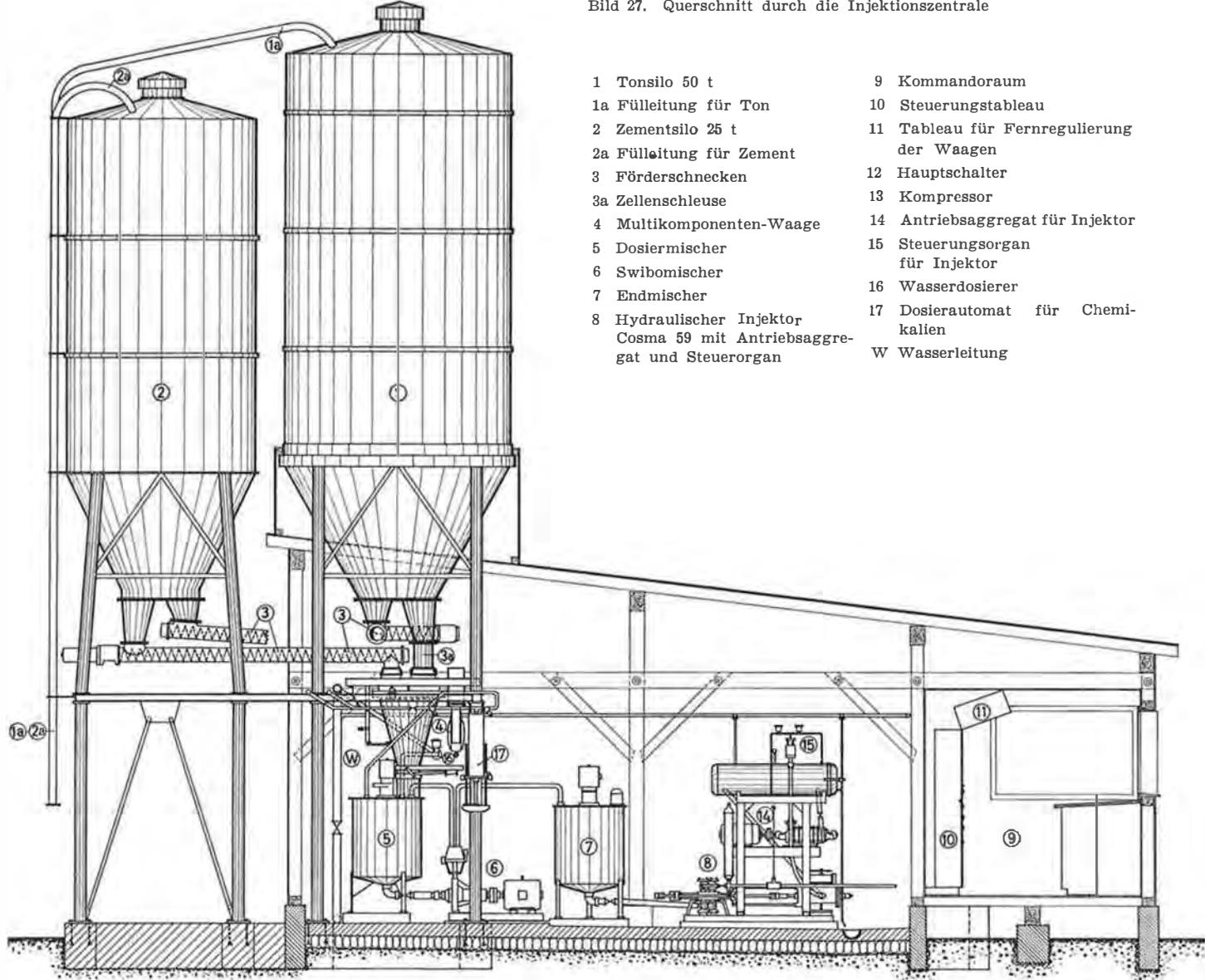
Die gewünschte Mischung wird in den einzelnen Dosieraggregaten in der Zentrale von Hand voreingestellt. Nachdem auf dem Vorewahlzähler auf dem Steuerschrank im Kommandoraum die gewünschte Anzahl Chargen Injektionsgut eingestellt ist, läuft der Dosievorgang automatisch ab, Bild 29. Ist die vorgewählte Menge vom Injektor weggepumpt worden und der Endmischer leer, so wird der Dosievorgang unterbrochen und zugleich leuchtet eine Signalslampe auf. Nachdem der Bedienungsmann die nötigen Weisungen an die Injektionsstelle gegeben hat und dort die entsprechenden Manöver ausgeführt worden sind, wird die Dosierung durch Betätigung eines Druckknopfes wieder in Betrieb gesetzt.

Bei der automatischen Steuerung der Injektionsanlage handelt es sich um eine Programmsteuerung, bei welcher jeder einzelnen Phase ein bestimmtes Zeitintervall des Steuerprogrammgebers zugeteilt ist, wobei jedoch gewisse Vorgänge gleichzeitig ablaufen können. Der Ablauf wird durch einen zweiten Programmgeber überwacht, der dem Steuerpro-



Bild 26. Injektionszentrale mit Silos vorn und Unterkunftsbaracken im Hintergrund

Bild 27. Querschnitt durch die Injektionszentrale



- | | |
|---|----------------------------------|
| 1 Tonsilo 50 t | 9 Kommandoraum |
| 1a Füllleitung für Ton | 10 Steuerungstableau |
| 2 Zementsilo 25 t | 11 Tableau für Fernregulierung |
| 2a Füllleitung für Zement | der Waagen |
| 3 Fördereschnecken | 12 Hauptschalter |
| 3a Zellenschleuse | 13 Kompressor |
| 4 Multikomponenten-Waage | 14 Antriebsaggregat für Injektor |
| 5 Dosiermischer | 15 Steuerungsorgan |
| 6 Swibomischer | für Injektor |
| 7 Endmischer | 16 Wasserdosierer |
| 8 Hydraulischer Injektor
Cosma 59 mit Antriebsaggregat und Steuerorgan | 17 Dosierautomat für Chemikalien |
| | W Wasserleitung |

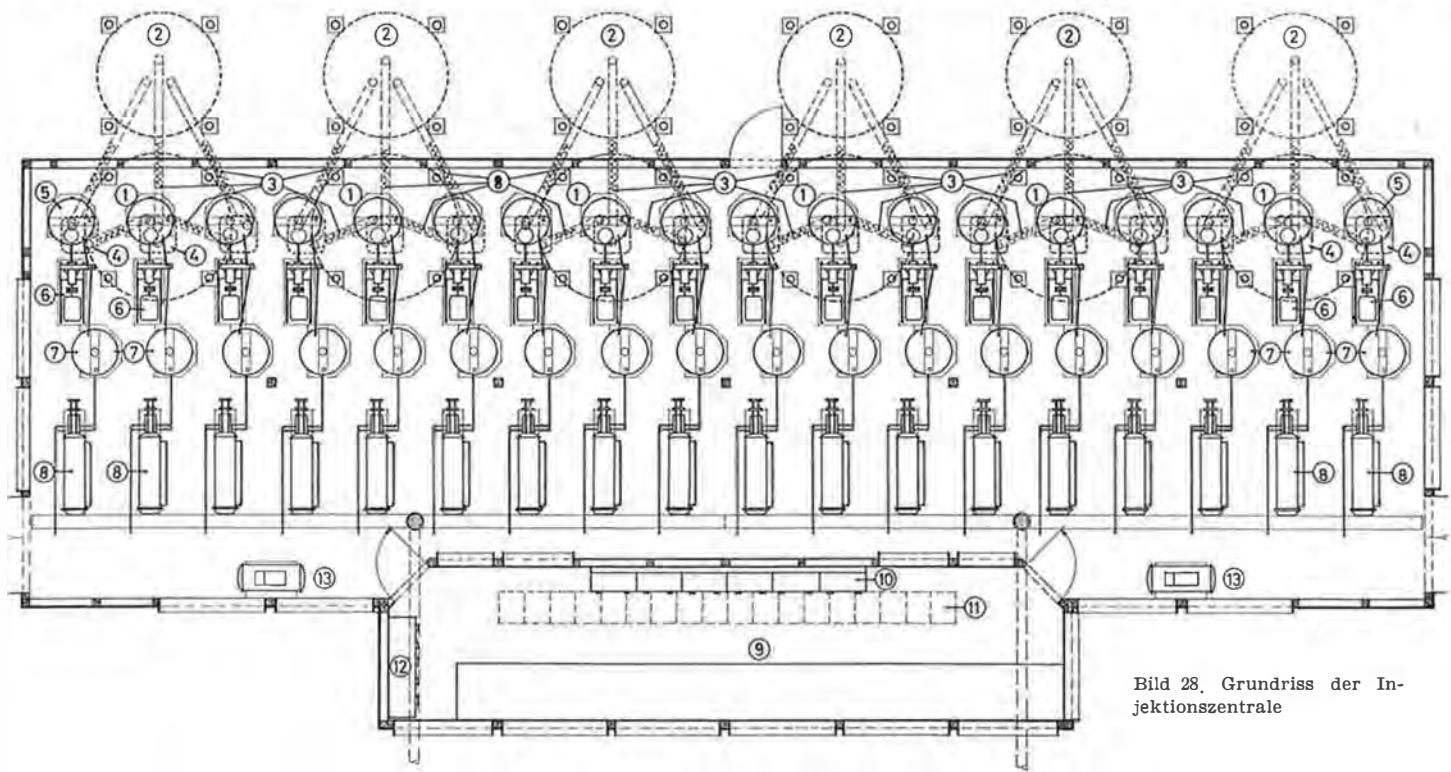


Bild 28. Grundriss der Injektionszentrale

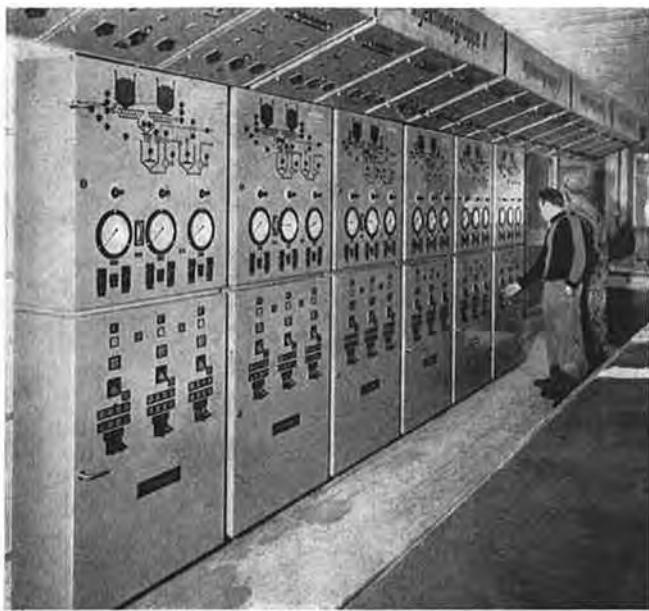


Bild 29. Kommandoraum

grammgeber um eine gewisse Zeit nachläuft. Ist ein Arbeitsvorgang laut Programmgeber bereits beendet, wird aber vom Kontrollprogrammgeber als nicht beendet befunden, so setzt dieser den Steuer-Programmgeber still und löst einen akustischen und optischen Alarm aus. Dabei leuchtet auf dem Bildschema, Bild 30, die entsprechende Signallampe auf. Der Alarm wird erst gelöscht, wenn die Störung behoben bzw. der unterbrochene Vorgang abgeschlossen ist.

Die eingebauten Mehrkomponentenwaagen sind mit Vorwählgeräten ausgerüstet, die als elektro-mechanische Gewichtsspeicherwerke ausgebildet sind. Die Waagen steuern und schalten die Förderschnecken und Zellenschleusen bei der Füllung der Waagen und veranlassen das Schliessen des Waagbehälters nach der Entleerung.

Der Dosiervorgang spielt sich in folgender Reihenfolge ab: Wasser - Ton - Zement - Chemikalien. Nach Einschaltung der Anlage überwacht der Kontrollprogrammgeber, ob sämtliche Motoren eingeschaltet sind und der erforderliche Luftdruck für die pneumatischen Ventile vorhanden ist, worauf sich der Wasserdosierer einschaltet. Die durchlaufende Wassermenge wird auf einem Zähler auf dem Schalttableau angezeigt. Gleichzeitig wird der Ton gewogen und nach Rückmeldung der beendigten Wasserdosierung in den Mischer entleert. Dann wird der Zement gewogen und ebenfalls in den Dosiermischer abgefüllt. Im Gegensatz zur übrigen

Anlage, die programmgesteuert ist, arbeiten die Waagen mit Folgesteuerung. Nachdem der Befehl zur Entleerung des Ton erfolgt ist, läuft der Dosiervorgang der zwei Staubgutkomponenten in der Folge: Tonentleerung, Zementabwägung, Zemententleerung, Tonabwägung ab, wobei jedoch dem ganzen Vorgang eine Zeiteinheit des Überwachungsprogrammgebers zugeordnet ist, um zu vermeiden, dass die Chemikalien vor Beendigung der Staubgutdosierung beigemischt werden. Als letzte Komponente werden dem Mischgut Chemikalien beigegeben. Die Bilder 31 und 32 geben je einen Blick in den Maschinenraum der Injektionszentrale mit Endmischern und Dosierautomaten (Bild 31) bzw. Antriebsaggregaten und Steuerorganen (Bild 32). Bild 33 ist eine Außenansicht mit den Silos für Zement und Ton.

Vom Beginn des Dosiervorganges an wird der Inhalt des Dosiermischers im geschlossenen Kreislauf durch den von uns auf dem Prinzip der Kolloidalmühle entwickelten Swibo-Mischer aufbereitet. Nach beendiger Aufbereitung gibt die Steuerung das Umschaltventil frei, das jedoch erst in Tätigkeit tritt, wenn vom Pendelschalter des Endmischers dessen Entleerung gemeldet wird. Ebenfalls ein Pendelschalter überwacht den Dosiermischer und leitet die nächste Aufbereitung erst nach der vollständigen Entleerung ein.

Die Kolvengeschwindigkeit der Injektoren regelt sich entsprechend der Charakteristik des hydraulischen Antriebes selbsttätig als Funktion des Druckes. Sie lässt sich zudem vom Steuertableau durch Knopfbetätigung regulieren. Auch der Injektionsdruck kann an den Manometern des Schaltschranks abgelesen werden. Der Kommandoraum ist mit Lautsprechern mit der Arbeitsstelle verbunden; die Injektionsarbeiten werden vom Kommandoraum aus geleitet.

Für die Wasserglasversorgung stehen zwei Behälter von 30 m³ zur Verfügung, von denen aus eine Pumpe den Kreislauf der automatischen Dosierapparate bedient. Auch die Ingangsetzung dieser Dosierer erfolgt vom Schaltpult aus. Die Silikataufbereitung ist westlich der Injektionszentrale untergebracht.

Oestlich, neben der Injektionszentrale, befindet sich die Aufbereitung für die Dickspülung. Ein Silo liefert Bentonit in eine automatische Waage, die zwei Mischer bedient. Von diesen geht die Spülflüssigkeit in zwei Aufnahmehälter, und von dort wird die Bentonit-Suspension durch Zentrifugalpumpen an die Bohrstellen befördert. Im Bohrloch unterhält man einen Kreislauf der Dickspülung, die mit Neyric-Entsandern gereinigt wird. Das Ausscheiden der gröberen Komponenten erfolgt durch Absetzen in den Rigolen. Die Bentonitinjektionen erfolgen auch von der automatischen Injektionszentrale aus, indem jeweilen eine Gruppe für Bentonitinjektionen reserviert werden kann und

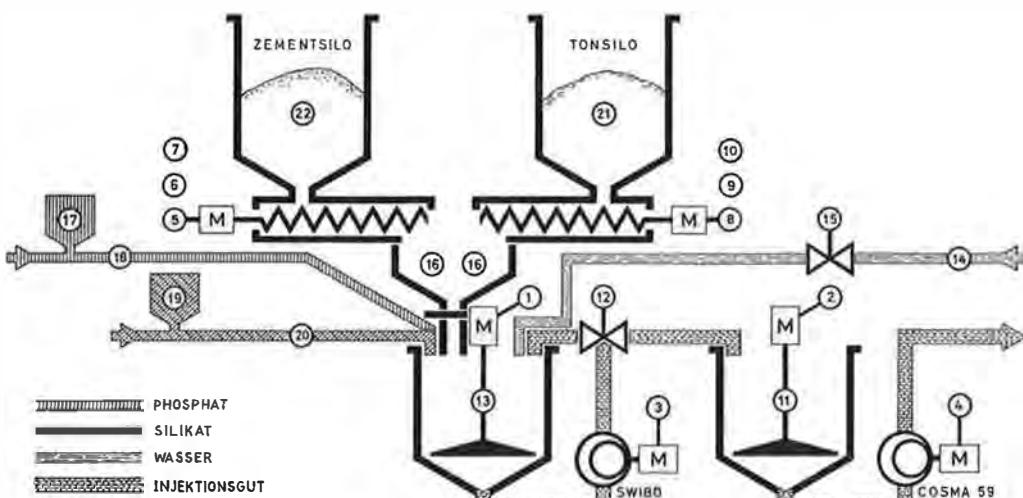


Bild 30. Blindschema. Jedes der sechs Schaltfelder im Kommandoraum weist oben ein solches Schema auf, s. Bild 29

Überwachungsaufgaben der Kontroll-Lampen

- | | |
|----------|--|
| 1 | Elektromotor Dosiermischer |
| 2 | Elektromotor Endmischer |
| 3 | Elektromotor Swibomischer |
| 4 | Elektromotor Antriebsaggregat für Injektor Cosma |
| 5 | Elektromotor Ton-Förderschnecke |
| 6 | Elektromotor Zellenschleuse für Ton |
| 7 | Elektromotor Ton-Förderschnecke |
| 8, 9, 10 | Elektromotor Zement-Förderschnecke |
| 11 | Endmischer gefüllt |
| 12 | Quetschventil |
| 13 | Dosiermischer |
| 14 | Wasserzulauf |
| 15 | Wasserfüllung |
| 16 | Füllung Wagenbehälter |
| 17 | Phosphat füllen |
| 18 | Phosphat entleeren |
| 19 | Silikat füllen |
| 20 | Silikat entleeren |
| 21 | Siloinhalt Ton |
| 22 | Siloinhalt Zement |

die Silos anstatt mit Zement und Ton mit Bentonit aufgefüllt werden.

Die Bedienung der Bohrlöcher für die Injektion, insbesondere das Verschieben der Kolben, das Auswaschen der Manschettenrohre nach erfolgter Injektion, erfordert eine Reihe von Hebezeugen. Jedem der 18 Injektoren ist ein solches Hebezeug mit einem Dreibein zugeteilt. Außerdem steht für das Verschieben ein Kran zur Verfügung. Die Baustelle der Bohrungen ist soweit als möglich getrennt von der Injektionsbaustelle, damit Störungen im Bohrbetrieb die Injektion nicht beeinflussen. Auch können keine Injektionen in der Nähe von offenstehenden Bohrlöchern ausgeführt werden, da sonst die Gefahr von Verbindungen besteht und dadurch die einwandfreie Wirkungsweise der Injektionen verunmöglicht wird.

Die Baustelle ist so organisiert, dass mit einem Minimum an Personal eine möglichst grosse Leistung erzielt werden kann. Mit einer Belegschaft von 120 bis 130 Mann, für die Unterkunft und Kantine in der Mattmarkebene erstellt worden sind, müssen die vorher erwähnten Durchschnittsleistungen erreicht werden.

Photos: E. Brügger, VAWE, Zürich

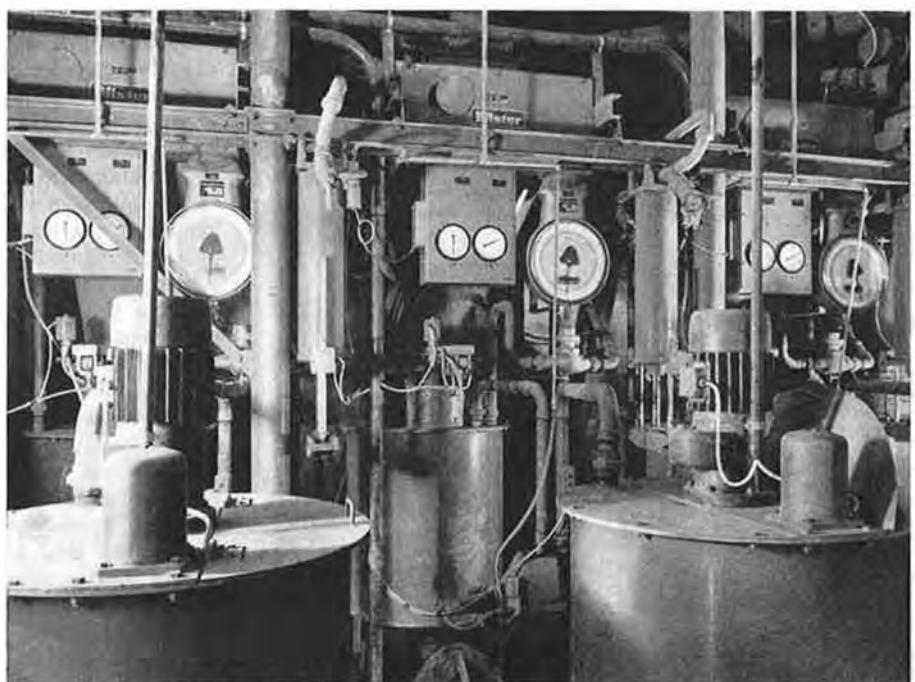


Bild 31. Inneres der Injektionszentrale, im Vordergrund unten die Endmischer

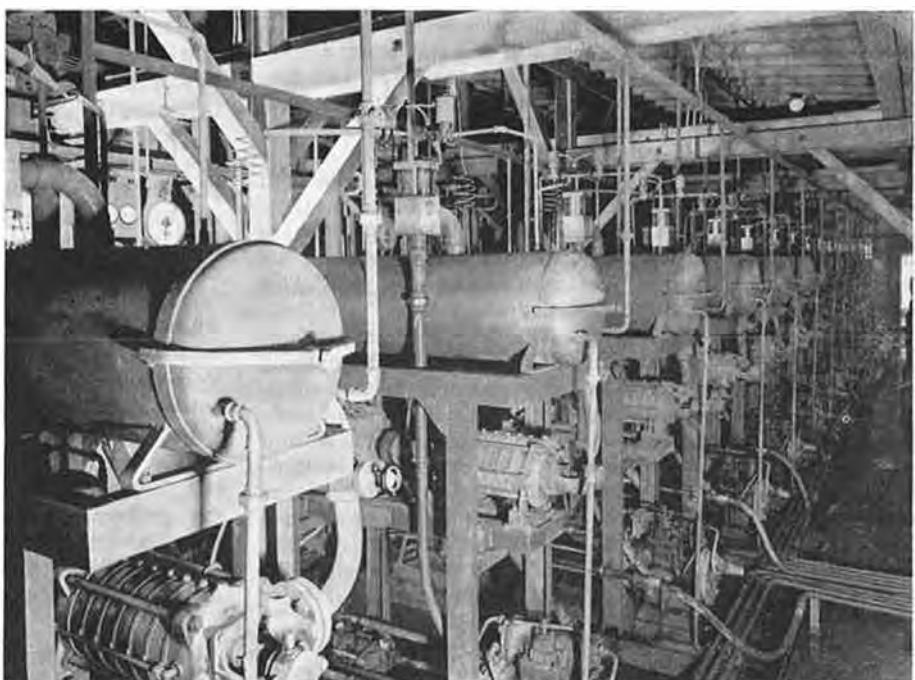


Bild 32. Hydraulische Injektoren mit Antriebsaggregaten und Steuerorganen

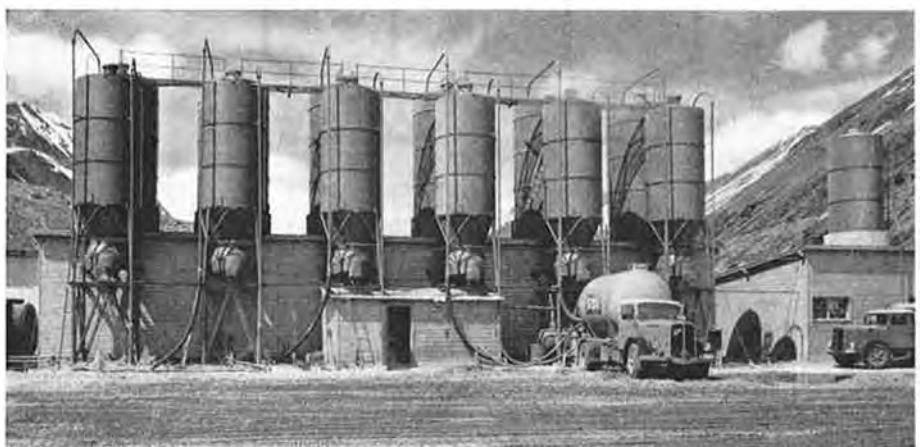


Bild 33. Injektionszentrale von aussen mit den Silos für Zement und Ton



Bild 18. Injektionsprobe aus Mattmarkmaterial, das mit gefärbtem Injektionsgut behandelt wurde

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.

25 1960 F. Kobold
vergriffen Methoden und Ergebnisse der in den Jahren 1956 bis 1959 im Ruischgebiet von Schuders durchgeführten Verschiebungsmessungen

26 1961 Verbesserung des Baugrundes. Vorträge, gehalten am 13. November 1959 anlässlich der Herbsttagung in Bern
D. Bonnard et E. Recordon: Les sols stabilisables au ciment en Suisse romande. — F. Balduzzi: Bodenstabilisierung im Nationalstraßenbau. — J. Huder: Dimensionierung von Straßen mit stabilisierten Schichten. — M. Halder: Grundwasserabsenkung mit dem «Wellpoint»-Verfahren. — H. J. Lang: Mechanische Verdichtungsgeräte

27 1961 Aménagement de la chute Arnon-Diablet
vergriffen Pierre Payot: Avant-propos. — R. Pernet/R. Dumont: Les ouvrages de génie civil

28 1961 J. Zeller
vergriffen Sickerströmungen als Folge von Stauspiegelschwankungen. Einfluß der Länge des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — Einfluß der Tiefe des Grundwasserträgers auf den Sickerströmungsverlauf. — The Significance of Aquifer Porosity in Non-Steady Seepage Flow with Free Surface

29 1961 Problèmes géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. Deux fondations profondes à Genève. Conférences tenues lors de la réunion de printemps, les 20/21 mai 1960 à Nyon
Robert Ruckli: Die Autobahn Lausanne-Genf. — E. Dubochet: Projektierung und Ausführung der Autobahn Genf-Lausanne. — E. Recordon: Quelques aspects des études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. L'organisation des études. — J. E. Bonjour: Le profil géotechnique. La superstructure de l'autoroute Lausanne-Genève. — P. Knoblauch: Problèmes de fondation pour l'agrandissement des magasins «Au Grand Passage» à Genève. — F. Jenny/A. Kündig/P. Vajda: Unterirdische Groß-Garage «Rive Centre» in Genf

30 1961 Pfahlgründungen. Vorträge, gehalten am 11. November 1960 anlässlich der Herbsttagung in Solothurn
G. Schnitter: Neuere Pfahlgründungen. — A. Müller: Der MV-Pfahl. — R. Haefeli: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfahlfundation. — H. Bucher: Bohrpfähle und Pfahlwände System «Benoto». — R. Ledergerber: Preßbeton-Bohrpfähle System «Hochstraße-Weise». — W. Pfenninger: Gerammte und gebohrte Ortsbetonpfähle System «Franki». — F. Ferrario: Fundation eines Hochhauses mit gerammten Ortsbetonpfählen System «Züblin-Alpha». — A. Steiner: Beton-Bohr-Pfähle, Ausführungsart Brunner. — E. Kissenkennig: Utilisation de pieux forés, Système Radio, dans un cas spécial de fondation d'immeubles. — W. Graf: Icos-Veder-Bohrpfähle. — F. Andres: Tragfähigkeitsvergleiche zwischen gerammten und gebohrten Ortspfählen

31 1961 H. U. Scherrer
vergriffen Praktische Anwendung der Verdichtungskontrolle nach J. Hilf
A. von Moos und A. Schneller: Rutschung eines Straßendamms in einem Torfgebiet bei Sargans, Kanton St Gallen

32 1961 W. Heierli
Die Dynamik eindimensionaler Bodenkörper im nichtlinearen, nichtelastischen Bereich

33 1962 Barrages en Suisse
vergriffen G. Schnitter: Diges en terre ou en enrochements. — O. Ramber: Sondages, injections et traitement du sous-sol. — Ch. Schaefer: Le comportement des digues en terre pendant leur construction et durant l'exploitation de l'aménagement

34 1962 L. Bendel
vergriffen Die Fundation von Kunsteisbahnen
G. Amberg: Temperaturmessungen im Fundationsmaterial von Kunsteisbahnen

35 1962 G. Schnitter und F. Müller
vergriffen Die Defektion von Straßendecken unter einer Radlast
G. Schnitter und R. Jenatsch: Schweizerische Erfahrungen mit zementstabilisierten Tragschichten im Güterwegebau

Nr.

36 1962 Conférences tenues lors de la réunion d'automne à Bienna, le 22 novembre 1961, et contribution des auteurs suisses au 5e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris 1961

Conférences: J. Huder: Bodeneigenschaften und deren Bestimmung. — N. Schnitter: Pfahlgründungen. — H. Zeindler: Bau von Straßen, Flugpisten und Eisenbahnen. — A. von Moos: Verschiedene Probleme. — Ch. Schaefer: Fondations. — E. Recordon: Poussée des terres sur les ouvrages. — J. Descœudres: Méthodes de mesure des caractéristiques des sols en place et prélevements d'échantillons. — J. C. Ott: Barrages en terre, talus et tranchées ouvertes.

Contributions: L. Bendel et D. Bovet: Recherches dynamiques sur les fondations et les bâtiments par excitation périodique ou apériodique. — R. Haefeli et H. Bucher: New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles. — D. Bonnard, H. Mayor et E. Recordon: Études géologiques et géotechniques de l'autoroute Genève-Lausanne. — G. Schnitter et A. Bolliger: Stabilized Soil Foundations for Runways on Soils of low Bearing Capacity. — G. Schnitter et R. Zobrist: Freezing Index and Frost Penetration in Switzerland. — B. Gilg et F. P. Gerber: La digue de Mattmark. Essais et études préliminaires. — J. C. Ott, T. Berg et R. Chappuis: Protection du barrage de Reichenau contre les érosions souterraines et les sous-pressions au moyen d'un rideau de drains filtrants verticaux. — H. B. Fehlmann: L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil

37 1962 H. Bendel
Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erddämmen

38 1962 Geotechnische Probleme des Nationalstraßenbaus. Vorträge, gehalten anlässlich der 7. Hauptversammlung in Zürich am 4. Mai 1962
R. Ruckli: Einführung. — Ch. Schaefer: Du cas général et du cas particulier en géotechnique routière. — P. Halter: Die Bodenmechanik im Nationalstraßenbau. — H. Stüssi: Der Erdbauingenieur im Dienste des Straßenbauers. — U. Kunz: Moderne Fundationsmethoden beim Bau der Nationalstraße N 1 Abschnitt Bern-Kantongrenze. — H. Zeindler: Materialtechnische Probleme und ihre Lösung beim Bau der neuen Grauholzstraße. — R. Wullimann: Erfahrungen beim Bau von Straßendecken in rutschanfälligen Gebieten. — F. P. Jaeklin: Der Versuchsdamm in Oerlingen. — R. Sevaldson: Der Versuchsdamm bei Horgen an der linksufrigen Höhenstraße (N 3). — A. von Moos und M. Gautschi: Ergebnisse einiger Straßenversuchsdämme auf schlechtem Grund in der Schweiz. — H. Jäckli: Moränen als Baugrund und Baustoff. — Tiefbauamt der Stadt Zürich/Ingenieurbüro Altdorfer, Cogliatti & Schellenberg: Bau des Altstetterviaduktes in Zürich

39 1962 E. Recordon
Contribution au calcul de l'épaisseur de la superstructure des chaussées

40 1963 J. E. Bonjour
vergriffen Détermination de la profondeur du froid dans les chaussées

41 1963 J. Huder
Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden unter besonderer Berücksichtigung der Seekreide

42 1963 Bodenstabilisierung — Stabilisation des sols
Ch. Schaefer: Die Erdbauingenieurkunst als Grundlage der Bodenstabilisierung. — R. F. Zobrist: Bodenstabilisierung mit Zement. — V. Kuonen: Bodenstabilisierung mit Kalk. — F. Müller: Die Teerstabilisierung. — P. Fries: Bodenstabilisierung mit Bitumenemulsionen. — A. Bolliger: Die Verstärkung des Straßenkörpers auf dem Teilstück Gland-Rolle-Allaman der Autobahn Genf-Lausanne. — I. Karakas: Quelques expériences de stabilisation au ciment faites sur l'autoroute Genève-Lausanne. — E. Abt: Die Kalkstabilisierung im Forststraßenbau. — R. Vogler: Ausbau bestehender Straßen mit Teerstabilisierung. — R. Jenatsch: Beispiel einer Nationalstraßenbaustelle. — G. Wuhrmann: Quelques exemples pratiques sur la stabilisation des sols et des matériaux tout-venant à l'aide d'emulsions de bitume stables du type E.L. — E. Prandi: Le laitier granulé dans le traitement des couches débase. — W. Aichhorn: Entwicklung der Bodenstabilisierung in Österreich. — Das Bauprogramm 1963 für die Nationalstraßen — Programme de construction des routes nationales pour 1963

43 1963 Bewässerungs- und Wasserkraftanlagen in Syrien
F. Stöcklin: Projektierung der Dammbauten am Oronte in Syrien. — H. Schwegler: Dammbauten in Syrien

36a vorletzte

Veröffentlichungen der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Nr.	Nr.
44 1963 D. Bonnard Résultats de récentes recherches relatives au dimensionnement des fondations des chaussées G. Schnitter Die Geotechnik im neuzeitlichen Straßenbau	46 1963 Problèmes d'injections. Conférences tenues à la 6 ^e Assemblée générale le 9 juin 1961 H. Cambefort: L'injection et ses problèmes. — R. Barbedette: Percement des galeries en terrain difficile, méthode des injections à l'avancement. — K. Boesch: Injektionen im Fels. — K.-A. Fern et W.-H. Montgomery: Quelques applications du coulis chimique AM-9. — A. Verrey: L'aménagement hydro-électrique de Mattmark. — B. Gilg: Das Kraftwerk Mattmark — Das Projekt des Dichtungsschirmes unter dem Staudamm Mattmark. — Ch. E. Blatter: Vorversuche und Ausführung des Injektionsschleiers in Mattmark
45 1963 G. Schnitter und R. Jenatsch Die Dimensionierung des Straßenoberbaus mit flexibler Decke Armin von Moos Geotechnische Probleme beim Bau schweizerischer Nationalstraßen	