

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 91 (1965)  
**Heft:** 22

**Artikel:** L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble  
**Autor:** Comte, Ch.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-67678>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 01.04.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

## ORGANE OFFICIEL

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes  
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (SVIA)  
de la Section genevoise de la SIA  
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique  
de l'Université de Lausanne)  
et des Groupes romands des anciens élèves de l'EPF (Ecole poly-  
technique fédérale de Zurich)

## COMITÉ DE PATRONAGE

Président: E. Martin, arch. à Genève  
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne  
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève

### Membres:

Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.  
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Grosgrin, arch.; J.-C. Ott, ing.  
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.  
Valais: C. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.  
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.;  
M. Renaud, ing.; J.-P. Vouga, arch.

## CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »

Président: D. Bonnard, ing.

Membres: Ed. Bourquin, ing.; G. Bovet, ing.; M. Bridel; J. Favre  
arch.; A. Robert, ing.; J.-P. Stucky, ing.

Adresse: Avenue de la Gare 10, 1000 Lausanne

## RÉDACTION

D. Bonnard, E. Schnitzler, S. Rieben, ingénieurs; M. Bevilacqua,  
architecte

Rédaction et Editions de la S.A. du « Bulletin technique »

Tirés à part, renseignements

Avenue de Cour 27, 1000 Lausanne

## ABONNEMENTS

1 an . . . . .	Suisse Fr. 40.—	Etranger Fr. 44.—
Sociétaires . . . . .	» » 33.—	
Prix du numéro . . . . .	» » 2.—	» » 2.50

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »,  
N° 10 - 5775, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, vente au  
numéro, changement d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie  
La Concorde, Terreaux 29, 1000 Lausanne

## ANNONCES

Tarif des annonces:

1/1 page . . . . .	Fr. 385.—
1/2 » . . . . .	» 200.—
1/4 » . . . . .	» 102.—
1/8 » . . . . .	» 52.—

Adresse: Annonces Suisses S.A.

Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. 1000 Lausanne et succursales



## SOMMAIRE

L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble, par Ch. Comte, ingénieur dipl. EPF.  
Bibliographie. — Les congrès. — Société suisse des ingénieurs et des architectes. — Carnet des concours.  
Documentation générale. — Documentation du bâtiment. — Nouveautés, informations diverses.

## L'UTILISATION DES ANCRAGES EN ROCHER ET EN TERRAIN MEUBLE

par CH. COMTE, ingénieur dipl. EPF, Swissboring Overseas Co., Zurich

### 1. Introduction

Nous présentons ici des chantiers exécutés par la Société Swissboring en Suisse ainsi que quelques réalisations à l'étranger. La plupart ont été exécutés en collaboration avec la Société Stahlton, en particulier pour la mise au point des premiers ancrages BBRV en rocher (fig. 24 b).

Nous insistons sur les questions de construction, alors que M. Müller, directeur de Stahlton, parle plus particulièrement de la technologie des ancrages et des essais exécutés.

Nos exemples ont été groupés suivant les exigences particulières de divers domaines d'utilisation. C'est le cas pour les constructions hydro-électriques, où les garanties concernant la résistance à la corrosion par exemple sont spécialement sévères, alors que pour des enceintes de fouilles, on pourra accepter des ancrages provisoires.

<sup>1</sup> Conférence donnée le 14 mai 1965, à Zurich, devant les membres de la Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations.

### 2. Centrales en caverne et différents types d'ancrages en rocher

Le boulonnage de la roche a pris une place importante dans la technique de soutènement des galeries [1]. L'utilisation d'ancrages dans les cavernes de grandes dimensions peut être considérée comme une extension de cette méthode. La figure 1 donne à la même échelle les coupes caractéristiques de centrales bien connues et montre la variété d'applications qui en est résultée pour les ancrages.

La centrale de *Verbano*, des Forces Motrices de la *Maggia*, est construite dans un gneiss à très forte schistosité quasi verticale. La Direction des travaux décida de consolider ce rocher en utilisant les avantages de la précontrainte. Cette solution, nouvelle à l'époque, consistait à ancrer la tête des piliers supportant le chemin de roulement du pont roulant par des câbles scellés dans la roche au-delà de la zone perturbée par l'excavation. Le chantier a été réalisé en 1951. A cette occasion, M. Birkenmaier a indiqué les bases théoriques et pratiques du calcul et de l'exécution des ancrages de

précontrainte en rocher, dans un article intitulé « Vorgespannte Felsanker », publié par la *Revue polytechnique suisse* [2].

En 1954, les centrales de *Cavergno* et de *Peccia*, également des Forces Motrices de la *Maggia*, ont été excavées dans des granites sains.

Des ancrages BBRV servent dans ce cas à stabiliser les constructions en béton armé supportant le pont roulant, ainsi que les fondations du distributeur de la conduite forcée. Les cavernes semi-circulaires sont ainsi subdivisées en une salle des machines et une chambre des vannes, qui supporteraient la pression d'eau résultant d'une rupture de conduite.

La centrale de *Biasca*, des Forces Motrices du val *Blenio*, est construite suivant les mêmes principes, et dans un gneiss sain. De plus, des câbles de pré-

trainte ancrent les fondations des groupes turbo-alternateurs, illustrant l'application de ce procédé au domaine des fondations de machines (fig. 2).

La centrale de *Belviso*, qui appartient aux aciéries *Falck* de *Milan*, a été excavée dans une roche schisteuse fortement fissurée verticalement.

La consolidation du portail a été réalisée au moyen de boulons d'ancrage à tête d'expansion qui peuvent être mis en tension. Un soin spécial a été accordé au mode d'injection pour obtenir un enrobage particulièrement efficace de l'acier (fig. 24 a).

Un autre exemple de consolidation a été réalisé de 1957 à 1959 pour la centrale de *Nendaz* de la *Grande-Dixence*.

La roche est un schiste argileux fissuré. Au total, 204 câbles BBRV de 125 t compensent le manque d'ho-

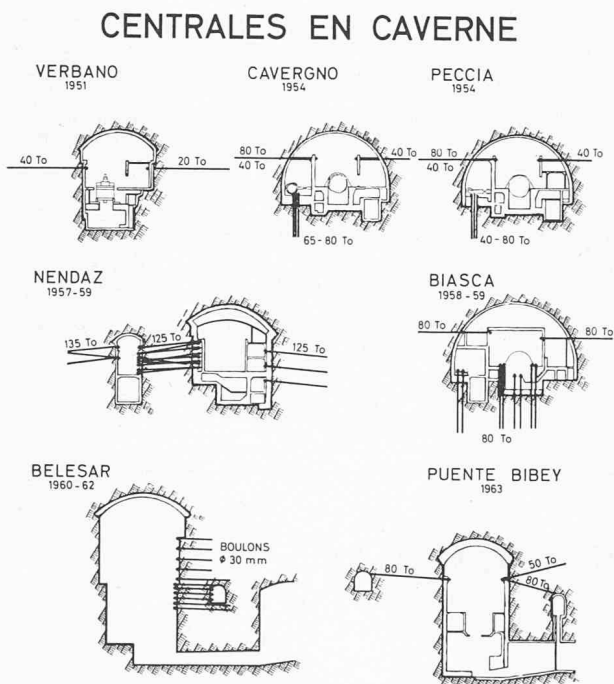


Fig. 1.

### FORCES MOTRICES DU BLENIO S.A. CENTRALE DE BIASCA ANCRAGE DES CONSTRUCTIONS

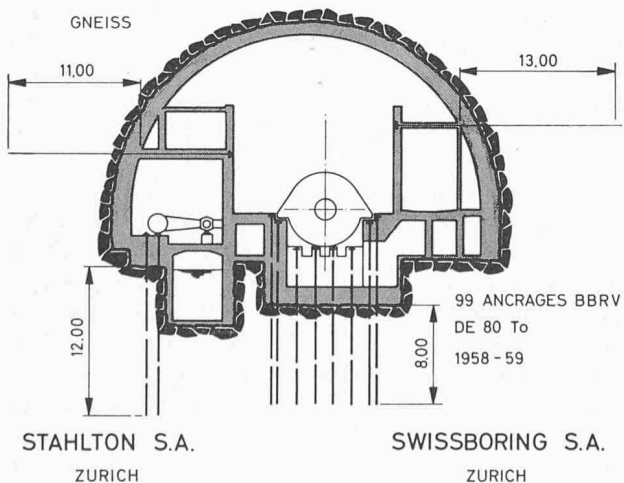
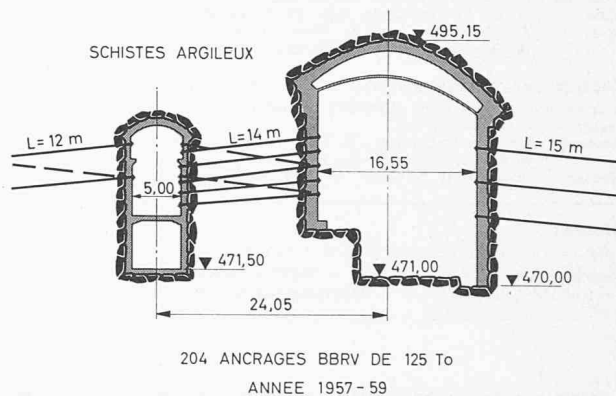


Fig. 2.

### GRANDE DIXENCE S.A. CENTRALE DE NENDAZ CONSOLIDATION DE LA ROCHE



STAHLTON S.A.  
ZURICH

SWISSBORING S.A.  
ZURICH

Fig. 3.

### SALTOS DEL SIL S.A. CENTRALE DE PUENTE BIBEY CLOUAGE DE LA ROCHE ET CONSOLIDATION PAR PRECONTRAINTE

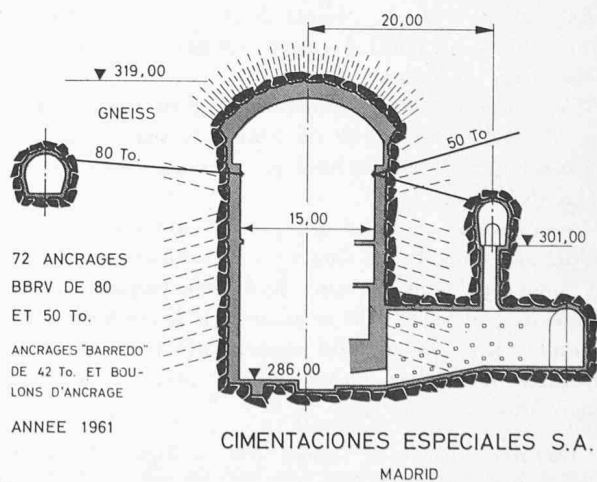


Fig. 5.

mogénéité du rocher et établissent, dans les parois et dans le massif séparant les deux cavernes, des états de tension favorables (fig. 3 et 4).

Le mur pignon de la salle des machines est en plus épingle au moyen de boulons à tête d'expansion type « suédois ».

Dans le nord-ouest de l'Espagne, la centrale de *Belesar*, de la Société FENOSA, est placée en caverne dans des granites sains.

Une grosse faille recoupe sous un angle aigu une des parois. L'écaille de roche ainsi formée a été assujettie en 1961 par des boulons du même type qu'à Belviso.

Dans la même région, la centrale de *Puente Bibey*, de l'aménagement du Saltos del Sil, occupe également une grande caverne de 15 m de large sur plus de 30 m de haut, dans un gneiss granitoïde (fig. 5).

Différents types d'ancrages ont été posés en 1963 :

- des boulons tendus à 10 t, qui s'opposent à la décompression de la roche en surface, et préviennent la chute de blocs ;
- des câbles de précontrainte de 40 t, pour consolider les massifs de roche entre les évacuateurs ;
- des câbles de précontrainte BBRV de 80 à 100 t, pour fixer les chemins de roulement du pont roulant.

Ces derniers absorbent en outre, aux retombées des voûtes, les pointes de tension dangereuses, qui furent mises en évidence par des études de photo-élasticité.

On voit par ces exemples que l'ingénieur dispose d'une hiérarchie d'ancrages, qui comprend des boulons de 5 à 30 t, des câbles de 30 à 200 t et même les gros tirants, du type Coyne, de 1000 à 2000 t.

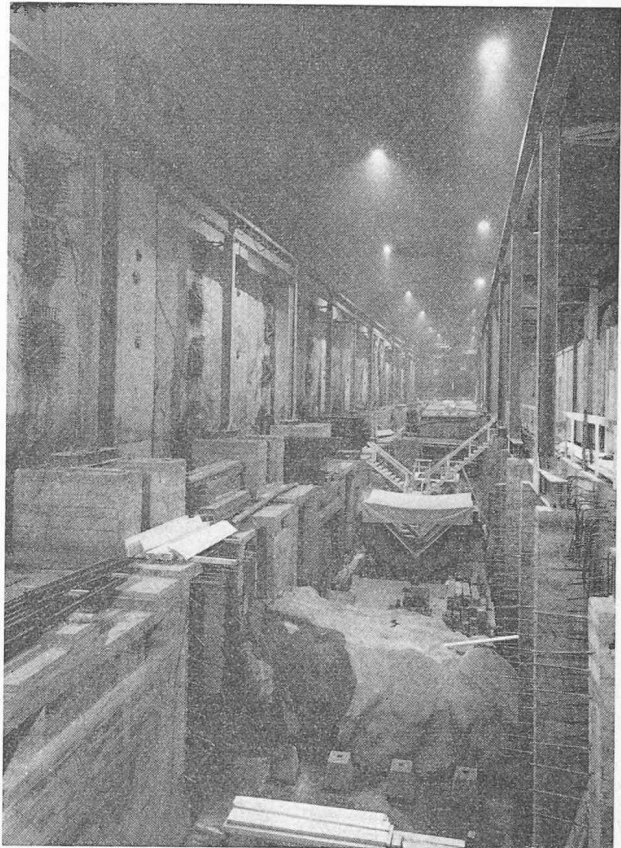


Fig. 4. — Centrale de Nendaz. Ancrages en caverne.

### 3. Points fixes de conduites forcées et problèmes de la perte de précontrainte

Les possibilités d'ancrer des conduites forcées, déjà utilisées dans certaines centrales de la Maggia et du Blenio, ont trouvé des applications remarquables sur le tronçon extérieur de la conduite forcée de *Nendaz*, de la Grande-Dixence (fig. 6).

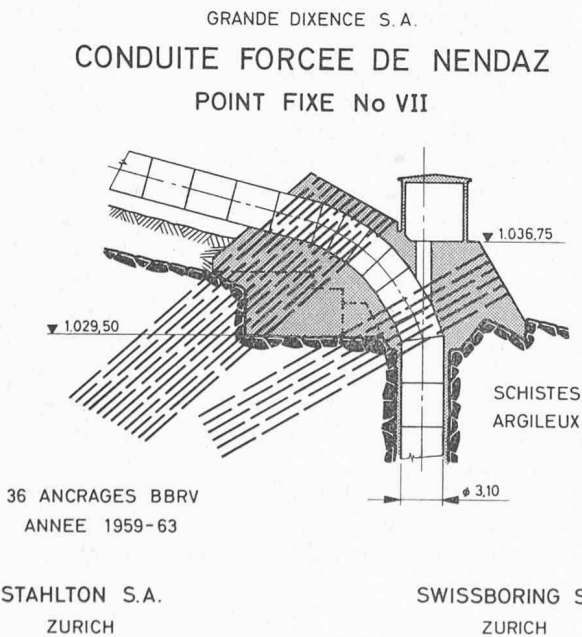


Fig. 7.

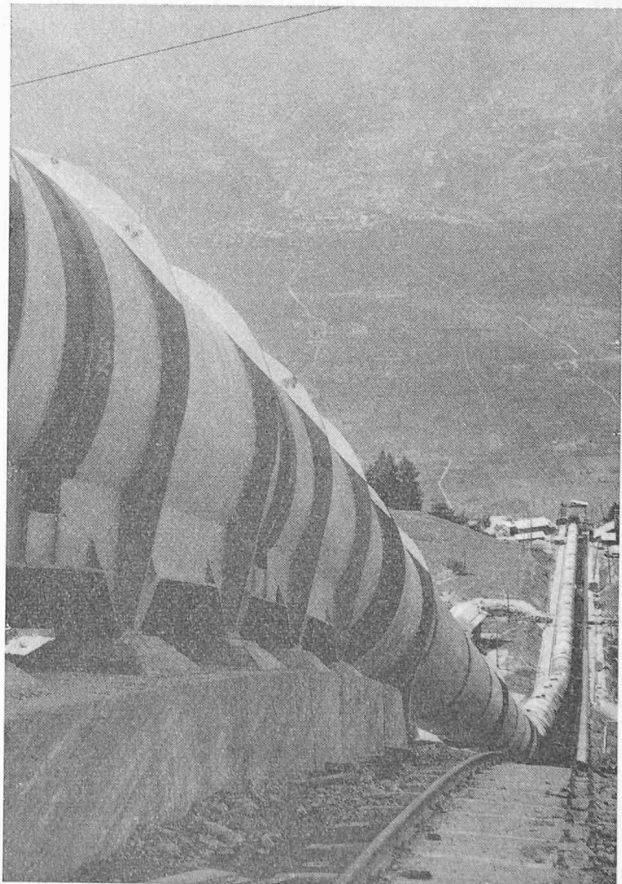


Fig. 6. — Conduite forcée de Nendaz, points fixes IV et VII.

FORCES MOTRICES D'ALETSCH S.A.  
**CONDUITE FORCEE RIED-MÖREL**  
 POINT FIXE

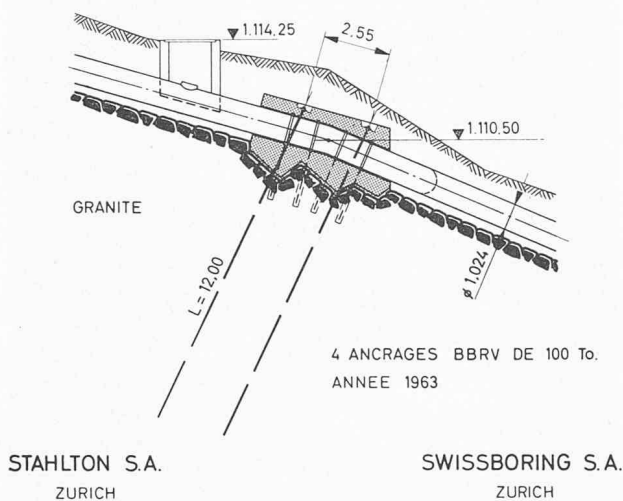


Fig. 8.

Au point fixe n° IV, légèrement convexe, la poussée au vide est reprise par sept ancrages de 80 à 125 t.

Au point fixe n° VII, la conduite fait un coude aigu pour entrer dans le puits en pression vertical (fig. 7).

Ordinairement, pour stabiliser un appui pareil, il faut une masse de béton énorme et très coûteuse.

A Nendaz, deux doubles faisceaux de câbles BBRV ont permis de réduire considérablement le massif de béton, tout en garantissant une stabilité totale, malgré la médiocrité des schistes argileux. Cela n'aurait pas été sans autre le cas avec une grosse masse de béton, qui créait un risque de glissement.

Deux ancrages font l'objet de contrôles périodiques et dans ce but la longueur libre a été remplie de bitume au lieu d'être injectée au ciment, comme il est d'usage.

Les contrôles après la mise en tension ont décelé des pertes de 4 et 8 %.

Comme cela avait déjà été observé ailleurs, ces chutes de contrainte ont lieu dans les premiers instants et sont nulles depuis cinq ans, à la précision des mesures de chantier près.

Elles restent inférieures à la marge de 10 % que l'on s'était donnée.

Le point fixe n° IV de la conduite forcée *Ried-Mörel* des Forces Motrices d'Aletsch est stable par lui-même pour les sollicitations normales de service (fig. 8). Il a cependant été équipé de quatre câbles BBRV de 100 t pour permettre les essais de réception. Fermée par une calotte sous le point IV, la partie amont de la conduite a été mise en eau progressivement et les efforts exceptionnels absorbés par les ancrages, dont la tension était constamment adaptée à la charge.

**4. Consolidation des appuis de barrages et coefficient de sécurité des constructions ancrées**

Les ancrages sont très indiqués, et parfois indispensables, pour la consolidation de la roche de fondation de certains barrages.

ACCIERIES FALK - MILAN  
**BARRAGE DE FRERA**  
 CONSOLIDATION DE L'EPAULE GAUCHE

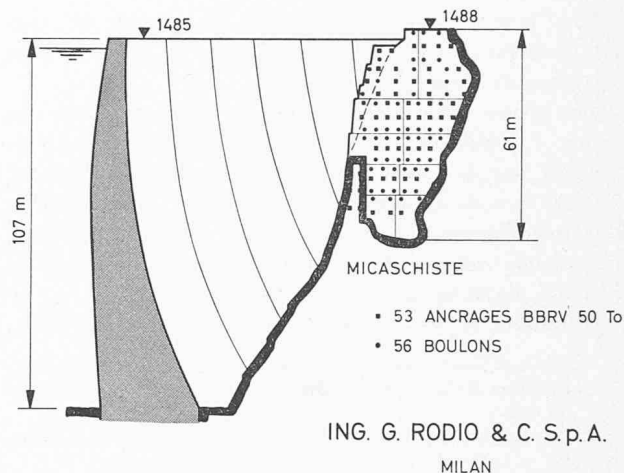


Fig. 9.

Pour celui de *Frera*, appartenant à l'aménagement du torrent Belviso, on a réalisé, sur l'épaule gauche, un placage de la roche, au moyen d'un masque en béton, de boulons injectés d'une capacité de 10 t, avec un ancrage en profondeur par câbles BBRV de 50 t et de 30 à 40 m de longueur (fig. 9).

Ces derniers sont perpendiculaires aux efforts de compression dans le massif d'appui, et sont scellés bien en amont. Ils modifient donc favorablement le régime des contraintes, alors que les boulons ne font que s'opposer à un écaillage de la paroi.

On peut citer les barrages de Chaudanne, de Castillon, du Vajont, de Ferpècle, dont les fondations ont été consolidées par ancrages et injections. Si la qualité des appuis reste, surtout pour les voûtes, un grand problème à résoudre dans chaque cas particulier, ce ne sont donc pas les moyens qui manquent pour remédier à une insuffisance.

En général, la vraie difficulté est de déceler la déficience et d'évaluer correctement l'importance des travaux de consolidation à entreprendre.

Un travail de ce genre a été exécuté dans la roche constituant l'épaule du barrage du *Dez*, en Iran.

Cependant, sur ce chantier, les ancrages les plus intéressants sont ceux qui ont été posés dans les massifs supportant les installations de chantier. C'est au début des travaux que l'attention du personnel a permis de découvrir des failles découpant les plates-formes sur lesquelles venaient d'être montés les silos et tours de bétonnage. Réactivées par les vibrations et les infiltrations d'eau, elles donnaient des signes de mouvement inquiétants.

Un important travail de soutènement dut être exécuté en toute hâte. Il comportait entre autres 670 boulons d'ancrage, inclinés à 10 % sur l'horizontale, dans la roche conglomératique.

Le calcul donné par le Dr Léopold Müller s'écarte légèrement des principes exposés pour ce cas dans son ouvrage : *Der Felsbau* [3] (fig. 10 a et 10 b).

**BARRAGE DU DEZ**  
**BOULONNAGE DE LA ROCHE**

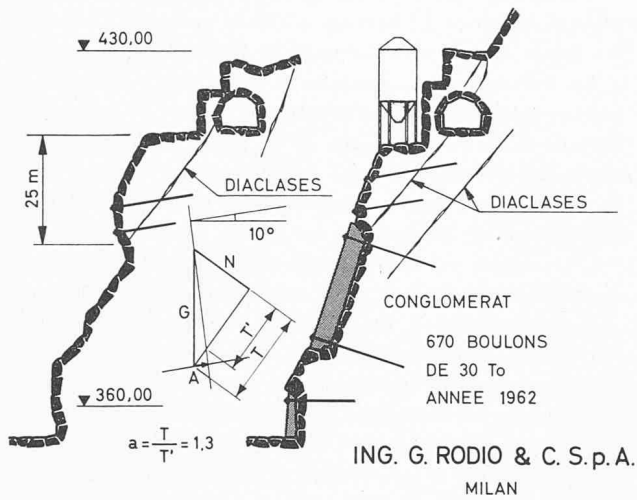


Fig. 10 a.

Il est fait appel à la notion d'un « coefficient d'amélioration » défini comme étant le quotient de l'effort de glissement  $T$  dans l'état initial, au nouvel effort de glissement  $T'$  après entrée en fonction des ancrages.

Cela a l'avantage de détourner la question très délicate de la valeur du coefficient de frottement dans la faille, mais le gros inconvénient est que l'on ignore le degré de sécurité obtenu.

Il faut cependant insister sur le fait que le coefficient d'amélioration peut, suivant les cas, atteindre des valeurs très élevées sans que la sécurité soit assurée. Il ne reste qu'à continuer à observer encore les mouvements et leur stabilisation.

La solution économique du problème est plus du domaine de la géologie que du calcul. Mais si l'on s'amuse quand même à chercher la position la plus favorable de l'ancrage, on constate que plusieurs solutions sont possibles. L'une correspond à une force d'ancrage minimum, une autre à la longueur minimum. En supposant le prix d'ancrage directement proportionnel à sa section et sa longueur, ce qui n'est pas tout à fait exact, et celle-ci fixée par la nécessité d'intéresser une tranche de roche saine d'épaisseur constante, on peut démontrer que le prix de revient de ces deux solutions est identique et que le minimum serait atteint pour une position intermédiaire.

Mais au point de vue technique, les deux solutions ne sont pas équivalentes. Dans le cas d'ancrages inclinés sur le plan de glissement, on peut en principe utiliser n'importe quel type, mais pour la solution avec ancrages les plus courts, perpendiculaires, seuls des câbles de précontrainte peuvent effectivement mobiliser un supplément de résistance par frottement dans la faille.

Cet exemple permet de souligner la distinction, souvent ignorée, qu'il convient de faire entre ancrages de précontrainte et les autres ancrages tendus ou non. Nous aurons l'occasion d'y revenir.

Malgré cela, il est souvent indiqué de combiner différents types d'ancrages.

**MASSIF EN EQUILIBRE LIMITE**

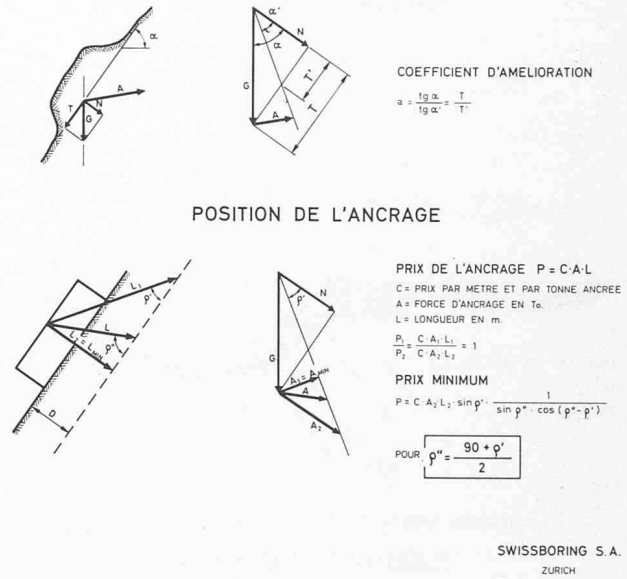


Fig. 10 b.

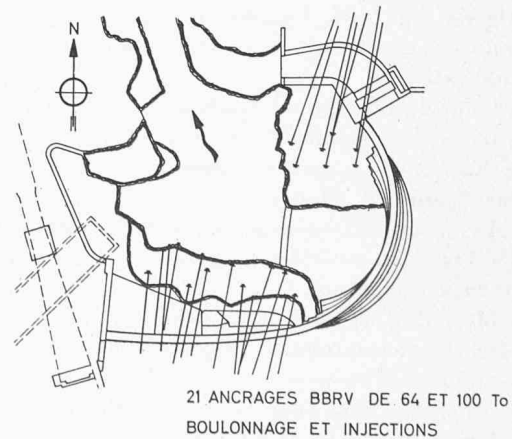
Rappelons l'exemple cité à Lucerne par M. Weyermann de la consolidation des appuis du barrage de Pfaffensprung, cette élégante voûte en maçonnerie datant de 1923 (fig. 11).

Les massifs d'appui, constitués de granite fissuré, fortement soumis, depuis la mise en eau, aux influences du gel, laissèrent apparaître des filtrations qui avaient tendance à augmenter.

Le travail, exécuté en 1962, a combiné un traitement par injection à un boulonnage de surface et une précontrainte par ancrages BBRV de 64 et 100 t.

Ce chantier montre qu'il est possible de projeter et d'exécuter des consolidations, utilisant divers types d'ancrages, qui répondent à des plans clairs et logiques, et qui peuvent satisfaire aux exigences les plus sévères.

**FORCES MOTRICES D'AMSTEG - C.F.F.**  
**BARRAGE DE PFAFFENSPRUNG**  
**CONSOLIDATION**



STAHLTON S.A.  
ZURICH

SWISSBORING S.A.  
ZURICH

Fig. 11.

FORCES MOTRICES DE SCHAFFHOUSE S.A.

### BARRAGE DU RHIN ANCRAGE DU RADIER

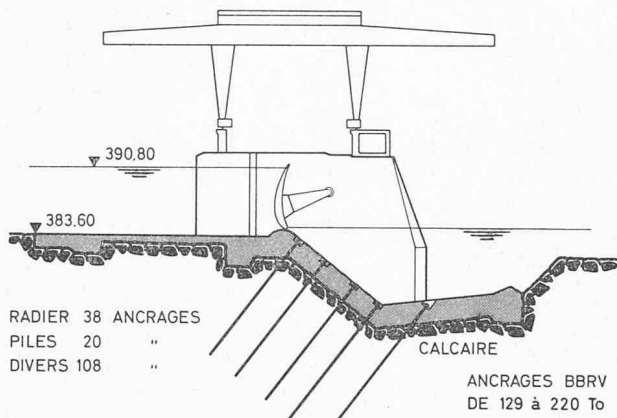


Fig. 12 a.

FORCES MOTRICES DE SCHAFFHOUSE S.A.

### BARRAGE DU RHIN ANCRAGE DES PILES

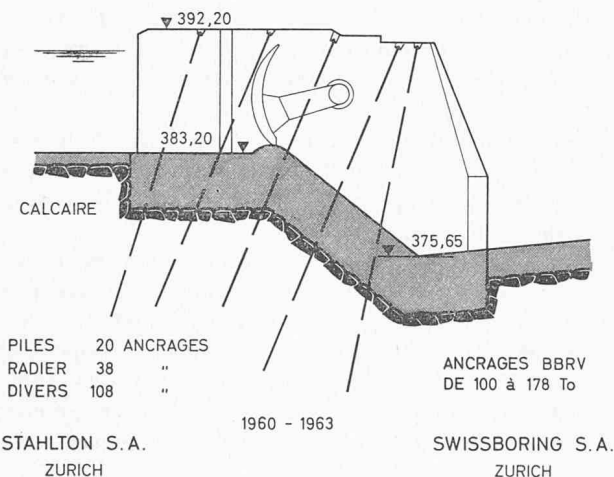


Fig. 12 b.

#### 5. Ancrage de barrages et de piles en rivière, problème de la déformabilité des roches

Depuis la surélévation du barrage des *Cheurfas*, en Algérie, en 1937, l'application de tirants de précontrainte dans de tels cas a fait l'objet de nombreuses publications.

Celui du barrage de *Spullersee*, dans l'Arlberg, construit par les Chemins de fer autrichiens, n'est mentionné ici que pour souligner l'intérêt des essais systématiques que décrira M. Müller.

Les essais ont été exécutés de 1960 à 1962 ; le travail d'ancrage est complété par des injections de contact et de consolidation.

Mais il n'est pas nécessaire d'avoir à résoudre un problème exceptionnel pour recourir avec profit aux techniques d'ancrage.

Ainsi en 1953, pour les Forces Motrices du Rhône, à Ernen, il a suffi de six câbles BBRV pour ancrer les murs guideaux de la prise d'eau de la *Binna*.

Ces câbles, de 50 t, ont 15 et 16 m de longueur, et sont scellés dans des schistes sériciteux.

Par contre, à *Schaffhouse*, de 1959 à 1963, 166 ancrages BBRV de 32 à 220 t, verticaux et inclinés, ont résolu de nombreux problèmes de fondation pour les ouvrages tant provisoires que définitifs du nouvel aménagement du Rhin (fig. 12 a et 12 b).

Un barrage provisoire, différents batardeaux, puis les piles et le radier du barrage à vanne ont été ancrés dans les bancs de calcaire formant le lit du fleuve.

La précontrainte des piles a fait l'objet d'études de photo-élasticité au Laboratoire fédéral d'essais des matériaux [4]. La qualité de la roche et le comportement des ancrages ont été déterminés au cours d'essais de chantier, exécutés avec le concours des spécialistes du Laboratoire de mécanique des terres, de Zurich (fig. 13).

Ce chantier est un exemple de l'utilisation extensive de la précontrainte dans les constructions hydrauliques.

Il faut souligner, du point de vue du géotechnicien, l'étude de la déformation du rocher, très importante dans le sens perpendiculaire aux couches. Elle a conduit à déterminer des valeurs du coefficient de compressibilité  $M_E$  de l'ordre de 10 000 à 30 000 kg/cm<sup>2</sup>, que l'on peut comparer au coefficient d'élasticité  $E$  de 200 000 à 400 000 kg/cm<sup>2</sup> d'un calcaire en masse ou de 800 000 kg/cm<sup>2</sup> sur échantillons.

Mais cette étude met en évidence toutes les faiblesses de la théorie lorsque l'on quitte le domaine des matériaux élastiques. Le coefficient  $M_E$  varie non seulement avec la qualité du matériau, mais aussi avec la pression de confinement, donc avec la forme de l'appui, le voisinage d'autres fondations, et en fonction des charges antérieures. Il ne peut donc pas traduire les variations de la roche de façon aussi parlante que le ferait un coefficient d'élasticité  $E$ .

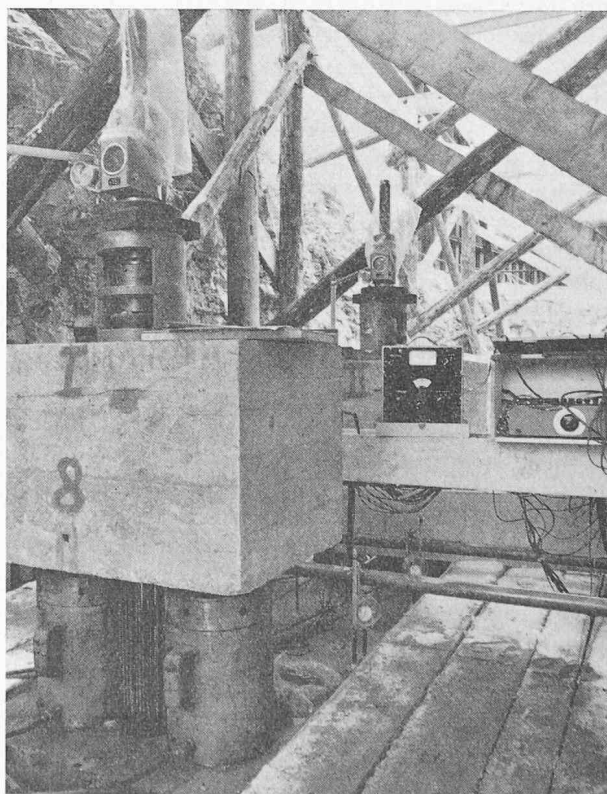


Fig. 13. — F.M. de Schaffhouse. Essais d'ancrages avec mesure de déformation du rocher.

Les essais, à l'aide d'ancrages, permettent facilement de déterminer le coefficient  $M_E$  sur de très grandes surfaces, ou sur une partie de la construction elle-même. Ils rendent ainsi compte de l'influence des dimensions et d'ailleurs aussi du facteur temps.

Les ancrages peuvent donc apparaître dès le stade des études, comme instrument d'une mesure réelle, et être incorporés ensuite à la structure d'une façon plus judicieuse. Après avoir aidé à prévoir son comportement, ils permettront de le vérifier.

Les ancrages ne doivent plus être considérés comme une solution de secours, réservée aux cas désespérés.

### 6. Fondations spéciales pour l'amarrage de blondins, téléphériques, ponts, etc.

Les blondins du barrage de *Mauvoisin*, d'une portée de 520 m, installés en 1952-53, à 250 m au-dessus de la vallée, étaient accrochés à des parois presque verticales (fig. 14).

Le chemin de roulement sur la rive droite enjambait deux couloirs et se prolongeait en porte à faux sur le vide. Il était ancré en ces endroits par 46 câbles de 80 t de 15 à 20 m de longueur (fig. 15).

Sur rive gauche, le point fixe était amarré par 18 câbles de 80 t. La roche, un schiste à veines de quartz très fissuré, a exigé un traitement soigneux par injection.

Au barrage de *Moiry*, les blondins ont nécessité l'emploi de 62 câbles de 80 t pour le chemin de roulement rive gauche, et 10 câbles de 66 t pour le point fixe rive droite (fig. 16).

Le gros problème ici a été la nature du sol, des carneules et des schistes tendres sur la rive gauche, et des éboulis sur la rive droite. Il s'agissait donc d'ancrages en terrain meuble, pour lesquels on a exécuté, déjà en 1955, des perforations et des injections très délicates.

La longueur libre des ancrages n'a pas été cimentée, pour permettre un contrôle régulier de la précontrainte et pour s'assurer que les efforts étaient bien retransmis à la zone de scellement.

Pour la majorité des ancrages, la perte de tension, après les quatre premiers mois, était très faible : quelques pour-cent.

Pour les autres, y compris cinq ancrages réinjectés après déformation anormale de la zone de scellement lors de la mise en tension, elle n'a pas dépassé 10 %.

Les contrôles détaillés effectués au cours des deux années suivantes ont prouvé qu'aucune perte de tension mesurable n'avait lieu.

Des ancrages ont été utilisés même dans des cas plus modestes pour l'amarrage du terminus du télésiège d'*Eigerletscher* ainsi qu'à la station supérieure du téléphérique des *Attelas*, à Verbier.

Ici, une faille verticale découpe dans les schistes une lèvre mince, avec un balancement des couches vers la

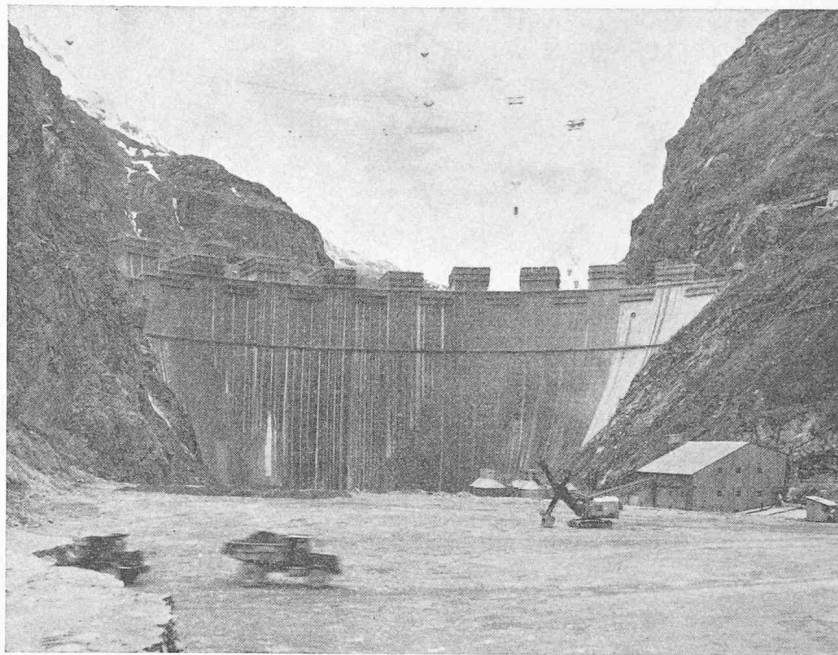


Fig. 14. — Barrage de Mauvoisin avec blondins.

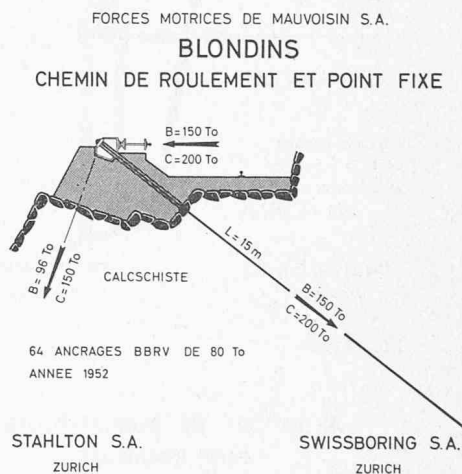


Fig. 15.

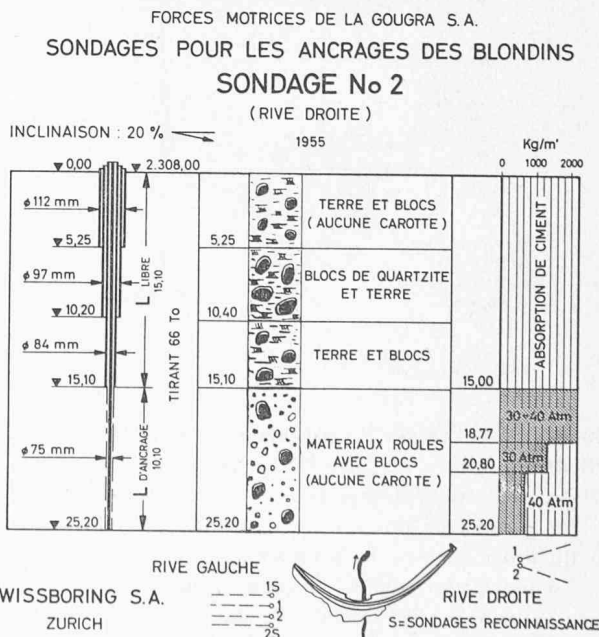


Fig. 16.



FORCES MOTRICES DE LA MAGGIA S.A. - LOCARNO  
TELEFERIQUE VAL BAVONA  
PYLONE 2

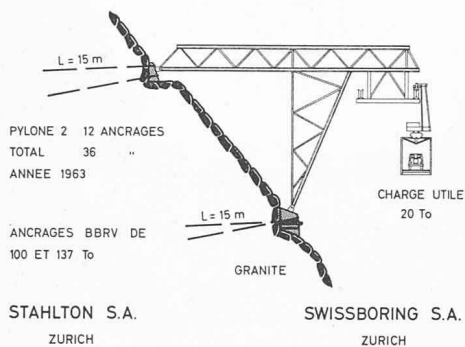


Fig. 17.

C.F.F. SECTION II  
VIADUC SEEHALDE IV  
HERRLIBERG

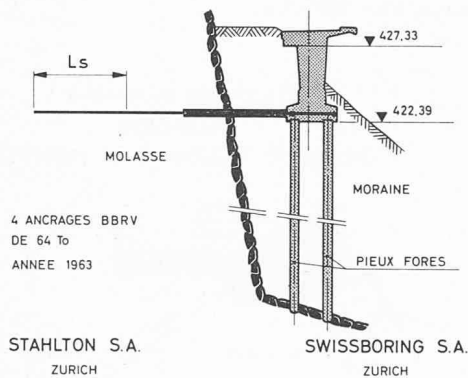


Fig. 18.

SWISSAIR S.A.  
AEROPORT DE ZURICH-KLOTEN  
PAROI INTERIEURE  
1963

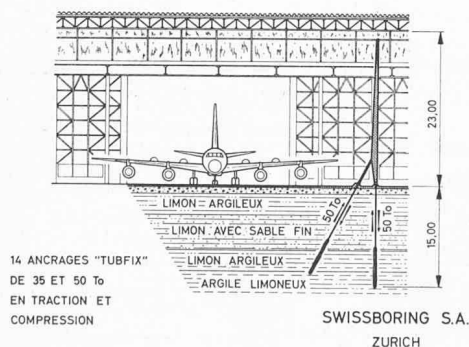


Fig. 19.

face sud très raide. Pour écarter tous risques de glissement, la faille a été injectée et quatre câbles BBRV de 100 t posés pour ancrer le nez rocheux au massif nord.

On peut voir une corniche formée dans les schistes à quelques mètres du premier ancrage.

La paroi verticale est le plan de la faille qui affleure ici, et son profil, tourmenté par l'érosion, donne la meilleure représentation possible des variations de du-

reté et d'altération, telles qu'on les retrouve même à grande profondeur.

Dans de tels cas, il est évident que la qualité de l'ancrage est avant tout un problème d'injection.

Dans le domaine des téléphériques, un autre exemple est celui de *San Carlo-Robiei*, construit par les Forces Motrices de la Maggia, pour une charge utile de 20 t. Divers pylônes ont été amarrés en des endroits souvent très escarpés par 36 ancrages BBRV exécutés en 1963 dans les granites du val Bavona qui présentent de tout autres problèmes, de perforation par exemple, que les schistes valaisans (fig. 17).

Mais une situation spéciale a été rencontrée à l'*Hôpital du Waid*, à Zurich, puis encore au nouveau viaduc de *Herrliberg* des Chemins de fer fédéraux (fig. 18).

Dans les deux cas, les ancrages stabilisent une construction sur pieux et le scellement se fait dans des molasses, après avoir traversé des terrains meubles déformables. Pour éviter à la construction des sollicitations indésirables, lors de la mise en tension, une contre-butée a été prévue. La tête d'ancrage est calée sur un appui formé d'un tube d'acier scellé dans le rocher, auquel il reporte directement l'effort de précontrainte, sans solliciter et par conséquent sans déformer les terrains meubles.

Lorsque la surface du rocher est accessible, on peut par contre choisir la solution adoptée pour un pont de l'*Axenstrasse* à la sortie de Brunnen. Ici, une poutre en béton précontraint fait la liaison avec la nouvelle chaussée posée en encorbellement sur des consoles et piliers élancés. Le massif d'appui est ancré par sept câbles BBRV de 64 et 220 t dans les calcaires.

La Swissair a construit, dans un de ses hangars à *Kloten*, une paroi de séparation intérieure dont le sommet ne doit pas s'appuyer à la charpente de la toiture. Pour cette raison, la fondation seule doit supporter, en plus du poids assez faible, des efforts de renversement importants. Le terrain est formé de limons et d'argiles, alluvions lacustres récentes qui ont déjà posé bien des problèmes aux constructeurs de l'aéroport (fig. 19).

Swissboring a utilisé pour ces fondations un type d'ancrage développé depuis quelques années pour les alluvions, sous le nom de TUBFIX (fig. 20 et 24 c).

Une rangée d'ancrages verticaux, sous la paroi, et une rangée inclinée, en prolongement des béquilles, reprennent des efforts alternés de compression et de traction.

Les ancrages ont été soumis à des essais de traction allant jusqu'à 35 respectivement 50 t.

Cet exemple concerne un domaine qui est également celui des fondations sur pieux, dont les ancrages en alluvions ne représentent qu'un cas particulier. Nous y retrouvons les problèmes que nos entreprises ont rencontrés depuis quarante ans avec l'exécution de pieux forés Rodio, souvent utilisés comme pieux de traction.

## 7. Définition des ancrages de précontrainte

La question fondamentale qui se pose maintenant est de définir de façon beaucoup plus précise les différents types d'ancrages.

Qu'est-ce qu'un ancrage de précontrainte en rocher ?

Qu'est-ce qu'un ancrage en alluvions ?

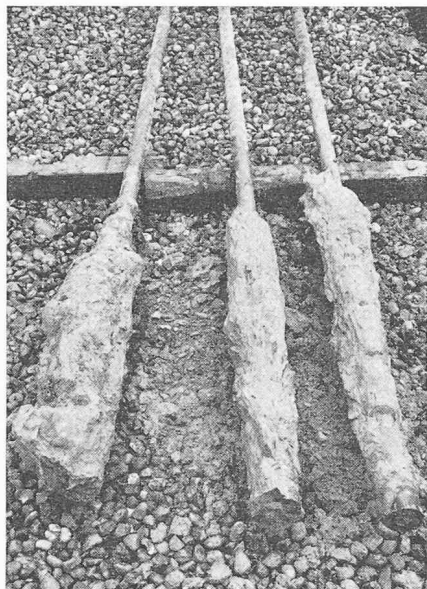


Fig. 20.  
Ancrages  
TUBFIX 1 1/2"  
extraits  
après essais.

Existe-t-il des ancrages de précontrainte en alluvions ?

Car il est évident qu'une fondation en terrain meuble a un comportement bien différent d'un appui en rocher, bien que cela semble avoir été oublié dans l'enthousiasme accompagnant le développement de nouveaux systèmes d'ancrages.

C'est pour répondre à ces questions que sont rassemblés, dans le chapitre des fondations spéciales, des exemples qui paraissent disparates, avec des ancrages en bon rocher, en mauvais rocher et en alluvions. Car, si variés soient-ils, ils ont un point en commun, qui est le mode d'application de l'effort.

Il s'agit d'une force extérieure de traction éventuellement alternée avec une compression, transmise par une structure au massif de fondation qui la supporte.

Or, c'est la réaction de l'ancrage à cet effort qui importe au point de vue technique.

C'est d'après elle qu'il convient de classer les différents types d'ancrages.

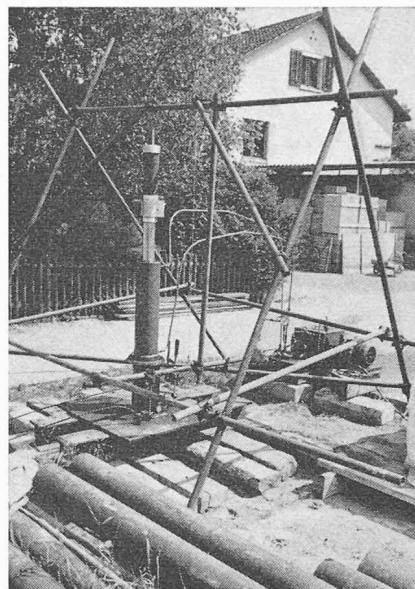


Fig. 21.  
Essais d'ancrages  
TUBFIX avec  
dispositif de  
compensation  
des déformations  
plastiques.

On est conduit à distinguer trois catégories d'ancrages :

- Les ancrages de précontrainte — Vorspananker.
- Les ancrages tendus — Angespannter Anker.
- Les ancrages passifs et pieux de traction — Schlatte Anker und Zugpfähle.

Avec les *ancrages de précontrainte*, les effets de l'application des charges extérieures sont compensés uniquement par la détente du milieu précomprimé, sans que la tension dans le câble varie sensiblement.

Avec les *ancrages passifs*, l'effort extérieur est transmis au sol par un processus que l'on peut décrire par analogie avec les théories des pieux basées sur l'étude de zones plastiques et de surfaces de glissement. Malheureusement, les résultats numériques sont discutables et ces théories n'ont encore qu'une valeur qualitative, qui doit être chiffrée à l'aide d'essais de chantier.

Par contre, il est évident que les efforts dans l'ancrage augmentent en même temps que les tensions dans le

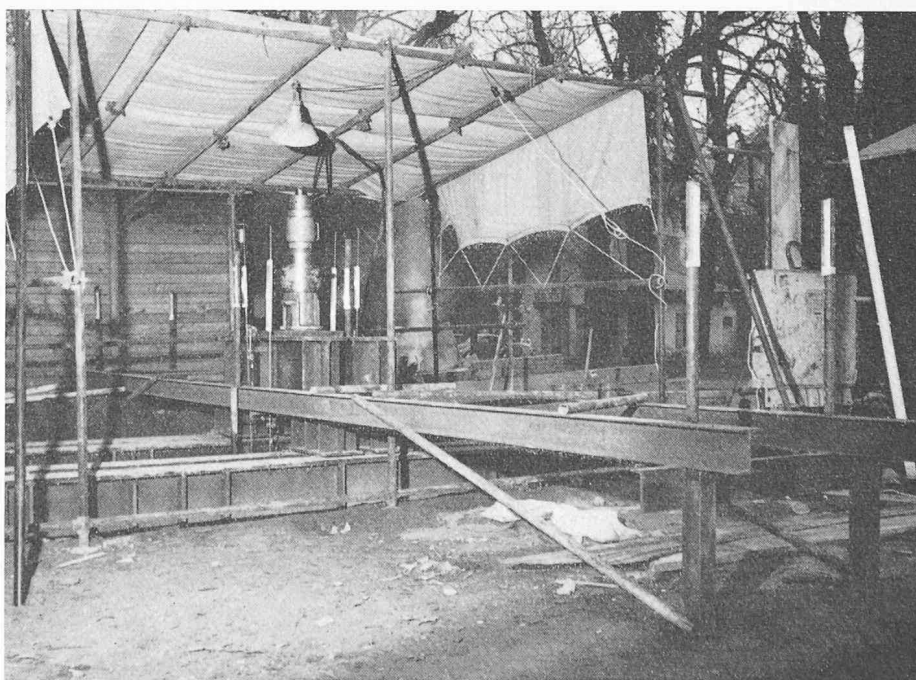


Fig. 22.  
Centre médical, Genève.  
Essais d'ancrages BBRV-TUBFIX.

**ANCRAGES EN ALLUVIONS**  
 ETUDE COMPARATIVE DE LA CAPACITE DE CHARGE

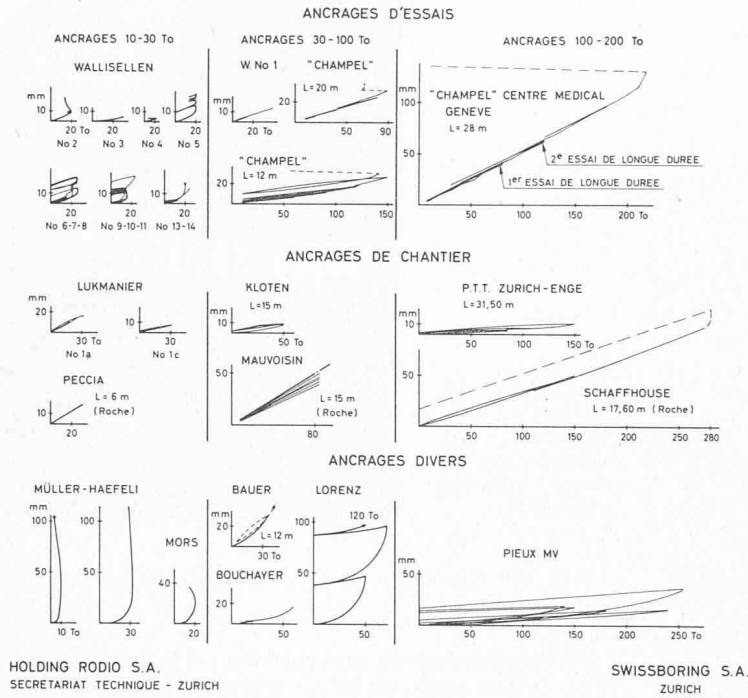
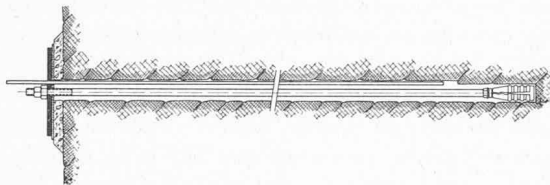
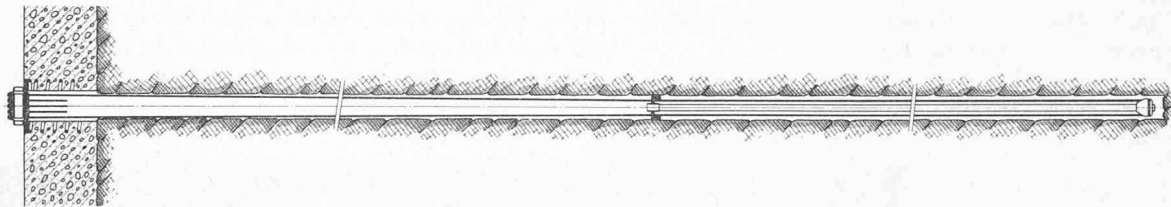


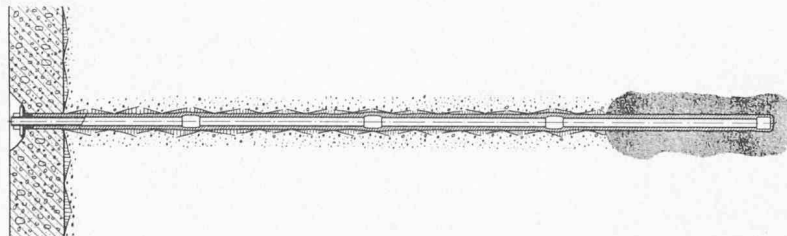
Fig. 23.



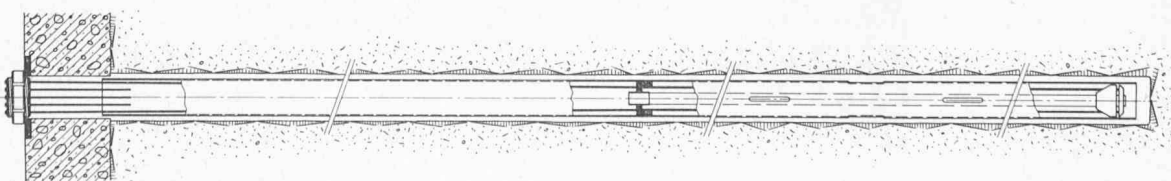
24 a



24 b



24 c



24 d

sol et que l'effort extérieur. C'est le type d'ancrage qui convient en cas d'efforts alternés.

Le comportement d'un *ancrage tendu* de la deuxième catégorie doit avoir une partie des caractères de l'ancrage passif, mais il se pose la question de l'influence de la mise en tension. Pour résoudre le problème sur le plan pratique, la Swissborring a eu recours à des essais.

Les premières séries ont eu lieu de janvier à mai 1962 à Wallisellen sur quatorze petits ancrages tubulaires en acier St. 55, procédé TUBFIX (fig. 21).

Une autre série de trois essais a eu lieu à Genève en 1963 et 1964, à l'emplacement du futur Centre médical de Champel, où les ancrages étaient constitués par un scellement TUBFIX et un câble BBRV de 233 t (fig. 22 et 24 d).

Les résultats ont été comparés à ceux obtenus avec des pieux forés Rodio de traction, dont des exemples ont été publiés en 1938 déjà par le Dr Kollbrunner [5]. Ils ont été confrontés aussi avec les résultats d'essais publiés par Müller-Häefeli [6] et Mors [7] avec des massifs de béton, par Bouchayer [8] avec des pieux de traction, par Müller [9] avec des pieux MV, et par Briske [10] avec ancrages injectés Bauer et pieux Lorenz (fig. 23).

Dans les deux cas, à Wallisellen et Genève, le sol était très mauvais, et l'on a observé de grosses déformations plastiques soit dans la zone de scellement, soit

Fig. 24 a, b, c, d. — Types d'ancrages.

- a) boulon injecté
- b) BBRV
- c) TUBFIX
- d) BBRV-TUBFIX

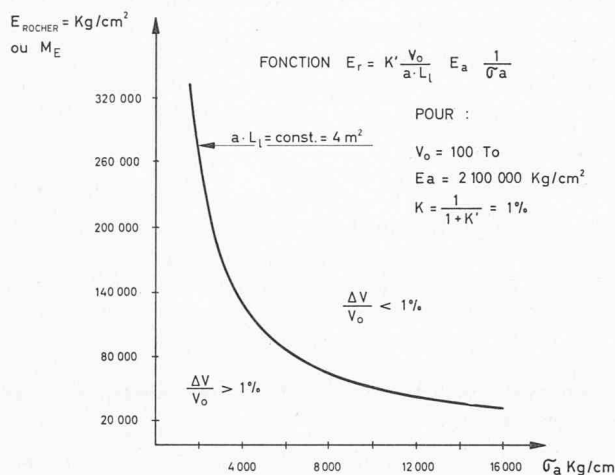


Fig. 25. — Variations de la précontrainte.

dans celle d'appui. Il en résulte que la phase de consolidation, pendant laquelle le tirant doit être maintenu ou remis en tension, peut durer plusieurs mois. La perte de tension initiale, si cet ajustement n'a pas lieu, peut dépasser 50 %.

Lors de l'application de la charge extérieure sur un ancrage tendu, la déformation du support est importante et provoque une déformation de l'acier. La tension dans l'ancrage varie fortement, contrairement à l'ancrage de précontrainte.

Pour faire une distinction nette, on peut se tenir à la définition stricte de la *précontrainte dans le béton armé*.

Le béton précontraint se distingue du béton ordinaire, à armatures normales, par trois caractéristiques :

- 1) économie du poids d'armature ;
- 2) absence de fissuration du béton ;
- 3) amélioration de la résistance aux efforts cycliques.

Laissons la première de côté pour le moment.

L'absence de fissuration se traduit par une augmentation de la résistance à la corrosion, qui a une importance primordiale dans le cas des ancrages. C'est aussi elle qui permet de définir mathématiquement le problème.

En reprenant la théorie de Birkenmaier [2], et en lui faisant subir quelques transformations, on montre que :

$$\Delta V = Z \cdot \frac{1}{1 + \frac{S \cdot L_l \cdot E_r}{F \cdot a \cdot E_a}} \quad (1)$$

$$= Z \frac{1}{1 + \frac{a \cdot L_l \cdot E_r \cdot \sigma_a}{V_o \cdot E_a}} = Z \cdot K \quad (2)$$

où  $\Delta V$  = Augmentation de la force de précontrainte.

$V_o$  = Effort de précontrainte.

$Z$  = Effort extérieur.

$S = a^2$  = section de l'appui.

$F$  = Section d'acier.

$L_l$  = Longueur libre de l'ancrage.

$E_r$  = Module d'élasticité du rocher (évent.  $M_E$ ).

$E_a$  = Module d'élasticité de l'acier.

$\sigma_a$  = Tension de l'acier.

Or, pour éviter la fissuration de la gaine de ciment qui enrobe les ancrages sur la longueur libre, il faut limiter la valeur de  $\Delta V$ , soit de  $K$ .

L'expression (2) permet d'écrire :

$$E_r = K' \cdot \frac{V_o \cdot E_a}{a \cdot L_l} \cdot \frac{1}{\sigma_a} \quad (3)$$

où

$$K' = \frac{1 - K}{K} \text{ est fixé.}$$

Pour une force d'ancrage donnée,  $V_o \cdot E_a$  est constant.

Le paramètre  $a \cdot L_l$  exprime les dimensions de l'ancrage.

La courbe figure 25, qui représente la fonction (3), délimite deux domaines.

Dans l'un où  $K$  est inférieur à la limite, il n'y a pas de fissuration de la gaine de ciment, et pas de problème de corrosion de l'ancrage. Par convention, comme en béton armé, c'est celui des *ancrages de précontrainte*.

Dans l'autre, celui des *ancrages tendus*,  $K$  est supérieur à la limite, les déformations sous la charge sont appréciables, une gaine en ciment ne résiste pas à la fissuration. Les ancrages peuvent être utilisés seulement comme organes provisoires ou nécessitent des artifices coûteux, galvanisation, gaines plastiques, etc., comme protection contre la corrosion.

En outre, il faut réduire la tension admissible de l'acier pour tenir compte des phénomènes de fatigue.

Les conséquences économiques sont évidentes et loin d'être négligeables.

On retrouve, pour les ancrages de précontrainte, les trois avantages caractéristiques du béton précontraint.

## 8. Capacité de charge des ancrages

La capacité du tirant métallique est en général utilisée pleinement à la tension admise par les normes.

Un des problèmes d'exécution est de choisir la longueur de scellement correspondante.

Dans le rocher, on se contente de la vérification du taux de cisaillement pour la surface du cylindre défini par le diamètre du forage.

On peut admettre des valeurs moyennes de l'ordre de  $\tau = 7 \text{ kg/cm}^2$ .

Il s'agit cependant d'une méthode de calcul grossière, car on sait que les contraintes sont réparties très inégalement.

La mesure des pointes de tension par photo-élasticité et au moyen d'extensomètres donnent d'ailleurs des résultats contradictoires, qui montrent cependant que les contraintes locales sont beaucoup plus élevées.

Dans les terrains meubles, le problème est encore plus compliqué.

La rupture, qui a été recherchée au moyen des petits ancrages d'essais en très mauvais sol, figure 20, est très semblable au poinçonnement au moyen d'un pieu. Avec une méthode d'injection convenable, on obtient, au contact du mortier et du sol, une résistance supérieure à la résistance au cisaillement interne de celui-ci. La rupture se produit dans le sol lui-même, probablement suivant des surfaces gauches résultant de la formation de voûtes actives. En tout cas, dans les ancrages excavés, on a pu observer que le massif d'ancrage entraînait

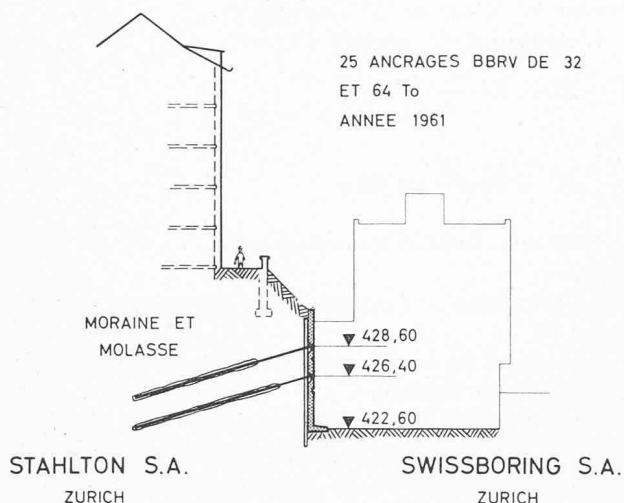


Fig. 26.

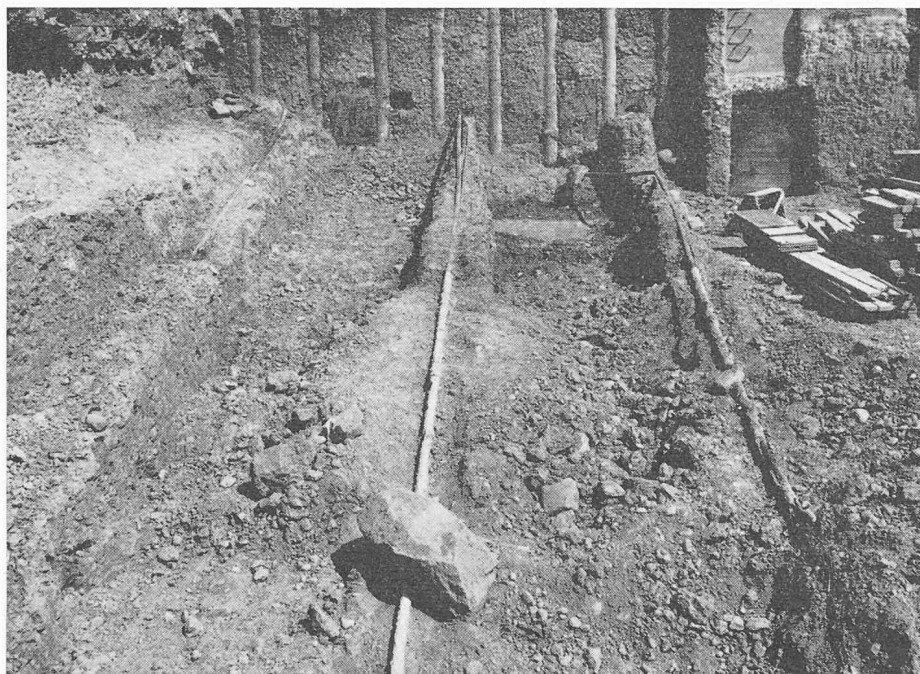


Fig. 27. — Enceinte de fouille Beckenhofstrasse, Zurich. Ancrages excavés en 2<sup>e</sup> étape.

DEPARTEMENT DES TRAVAUX PUBLICS DES GRISONS  
**ROUTE DU LUKMANIER**  
 GALERIE DE PROTECTION

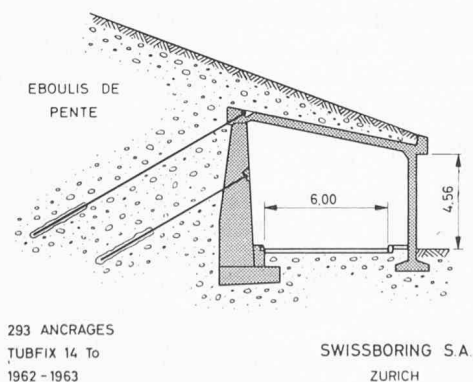


Fig. 28.

d'importants volumes de terre. Puisqu'une vérification directe dans le sol est impossible, on ne peut se fier à une analyse mathématique de phénomènes sur lesquels il faut faire trop d'hypothèses. Comme dans le domaine des pieux, il faut donc se contenter des résultats d'ancrages d'essais.

Ceux-ci ont permis d'obtenir :

- a) avec de petits ancres, une résistance supérieure à celle d'un massif ou d'un pieu classique ;
- b) des ancres en terrains meubles dont la capacité dépasse 150 t.

### 9. Enceinte de fouille, murs de soutènement, murs de quai, etc.

Les fouilles de la centrale de *Safienplatz*, des Forces Motrices de Zervreila, ont été excavées à l'abri d'un rideau de palplanches battues à travers les alluvions graveleuses du Rhin.

Quatorze ancres ont été exécutés en 1955, avec capacités de 40, 66 et 80 t et des longueurs variant de 6 à 22 m.

Les ancres ont été découverts lors d'une phase ultérieure, et il a été possible de vérifier que l'enrobage des fils était excellent.

Sur le chantier *Beckenhofstrasse*, à Zurich, 36 ancres BBRV de 32 à 64 t ont été posés dans la moraine, pour ancrer un blindage de fouille par la méthode zurichoise (Rühlwand) (fig. 26). Ces ancres ont été également dégagés par la suite et présentaient tous un aspect excellent. On remarque que les gros blocs de roche dure ne constituent pas des obstacles insurmontables pour ces ancres, mais représentent par contre des points d'amarrage dans la zone de scellement (fig. 27).

Sur le chemin de fer de la *Wengernalp*, des câbles BBRV de 25 t ancrent le toit de la galerie d'Alpiglen, dans des calcaires en plaquette, à la base de la fameuse paroi nord de l'Eiger.

Mais au col du *Lukmanier*, après les résultats positifs de la série d'essais de Wallisellen, on utilise pour la première fois des ancres TUBFIX pour une galerie de protection contre les avalanches entaillée dans les éboulis de pente (fig. 28). Il s'agit d'un amas de blocs de roches très diverses, dures jusqu'à décomposées, dont les vides sont remplis incomplètement par des éléments fins.

En été 1962, après deux essais à 32 t sur le chantier même, 179 ancres ont été posés, puis en 1963 encore 114.

Les ancres du mur de soutènement amont de la galerie ont été tendus à 14 t, ceux de la dalle tendus légèrement.

Les contrôles effectués depuis ont montré que les ancrages tendus, après les pertes initiales, conservent une tension suffisante pour empêcher le développement de la poussée des terres.

Des ancrages TUBFIX de 20 à 30 t ont été exécutés dans des limons argileux pour un immeuble à Schwamendingen (fig. 29), dans des remblais et moraines au chantier PTT d'Enge et dans une moraine sablo-graveleuse pour les fouilles du nouveau bâtiment de la Töchterschule, à Zurich.

Mais à Olten, les ancrages d'un mur de soutènement aux usines Stirnimann sont des câbles BBRV, car après avoir traversé une zone de moraine, ils sont scellés dans la roche calcaire.



Fig. 29. — Enceinte de fouille, Schwamendingen. Ancrages TUBFIX en alluvions.

### 10. Equilibrage des sous-pressions

En 1955, la cale sèche de Karachi a été ancrée au moyen de pieux en béton forés de 56 cm, postcomprimés par des câbles BBRV de 100 t.

Le sable argileux compact a permis l'exécution d'un bulbe élargi à la base de chaque pieu, auquel on renoncera avec les techniques actuelles.

Des essais très complets ont été faits au préalable à Milan pour déterminer le mode de mise en œuvre et le comportement de ces pieux.

Il s'agit donc de pieux précontraints sur eux-mêmes, dont la déformation propre sera celle du béton, sans que le sol soit directement sollicité par les câbles. En

effet, on voit tout de suite qu'il n'est pas possible d'utiliser dans ce cas des ancrages précontraints, car la déformation du sol sous 25 000 t entraînerait un tassement du radier de plusieurs centimètres et des désordres dans la construction.

Pour résoudre en principe le même problème au nouveau bâtiment des postes à Enge, des ancrages TUBFIX de grosse capacité ont été exécutés en 1964. Certains seront sollicités successivement à 110 t en compression puis 85 t en traction (fig. 30).

Les forages ont été exécutés au rotary avec circulation de boue de bentonite et l'ancrage a été scellé par injection de ciment sous une pression atteignant 100 kg/cm<sup>2</sup> (fig. 31).

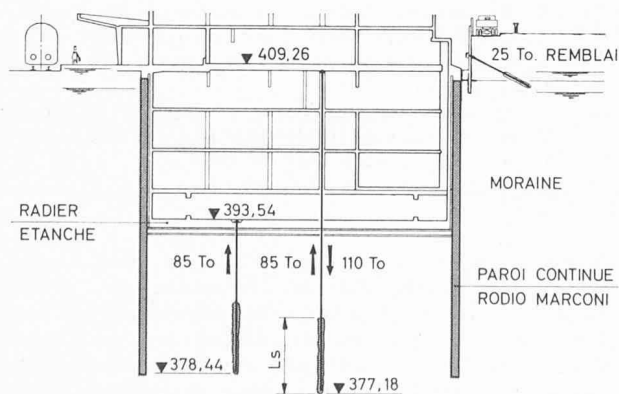
Le terrain morainique comprend des limons sablonneux avec des blocs, il est assez compact dans l'ensemble.

Un essai de traction par paliers jusqu'à 160 t montre que l'on est très loin de la rupture du sol et que le comportement de l'ancrage est élastique. Dans ce cas, ce type d'ancrage-pieu convient parfaitement, même s'il ne reste pas de précontrainte permanente.

DIRECTION DES CONSTRUCTIONS FEDERALES

### P.T.T. ZURICH-ENGE

1964



34 ANCRAGES TUBFIX 25 To  
38 ANCRAGES TUBFIX 85 To

SWISSBORING S.A.  
ZÜRICH

Fig. 30.

### 11. Calcul de la force d'ancrage

Ainsi les problèmes de l'exécution et de la capacité des ancrages proprement dits sont bien résolus ; il en est rarement de même du problème de la détermination des efforts sollicitant les ancrages, et ceci en particulier dans le cas d'ancrages de parois continues moulées dans le sol, de parois de palplanches ou de murs de soutènement.

L'ingénieur est placé devant le choix de méthodes de calcul qui peuvent le conduire à des résultats très différents, car la valeur de la poussée des terres est discutable. L'effort d'ancrage peut passer dans des cas concrets de 1 à 3, si l'on tient compte en outre de la déformabilité du système.

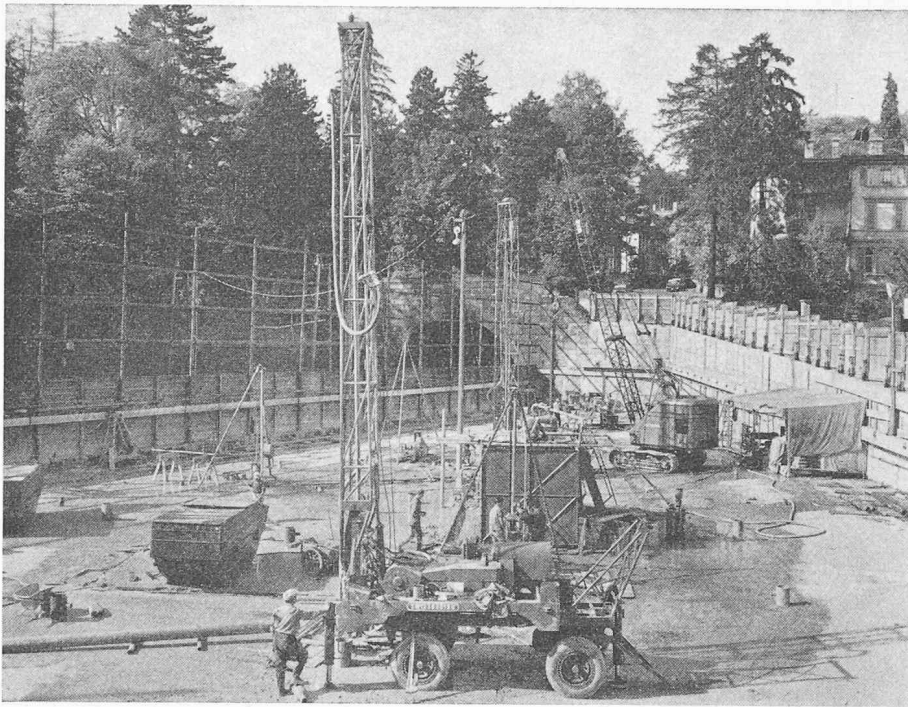


Fig. 31. — Bâtiment des postes, Zurich-Enge.  
Exécution des ancrages verticaux TUBFIX 85/110 t.

En fait, les calculs de mécanique des sols font intervenir des états limites et ignorent pratiquement la valeur des déformations correspondantes ou celles d'états intermédiaires.

M. le professeur Verdeyen, lors de sa conférence à Fribourg, relevait la même difficulté pour le calcul des radiers.

En pratique, il faut tenir compte, dans le choix de la méthode de calcul d'une paroi ancrée, qu'un ancrage constitué par un câble de précontrainte exerce une force au point d'attache variant assez peu, dans les limites du déplacement de ce point, dû à la flexion de la paroi.

Pour un ancrage constitué par des aciers courants du commerce, c'est le contraire, puisque le point de fixation ne peut, en comparaison, se déplacer et constitue un point fixe de la déformée et un centre de rotation pour l'étude de stabilité.

Ainsi, la force d'ancrage varie selon le type de tirant adopté.

## 12. Conclusions

On peut constater que la diversification des procédés permet aux ancrages de remplir dans la construction un rôle de plus en plus important et varié.

## BIBLIOGRAPHIE

**Manipulations de chimie physique**, par J. M. Wilson, R. J. Newcombe, A. R. Denaro, R. M. W. Rickett, Laboratoires de chimie physique, Collège de technologie, Liverpool. Traduction française par S. Combet. Collection « Enseignement de la chimie ». Paris, Gauthier-Villars, 1964. — Un volume 15 × 24 cm, xii + 323 pages, figures. Prix : broché, 48 F.

L'ouvrage constitue un recueil de manipulations dans le domaine de la chimie physique à l'intention des

Les exemples cités montrent qu'il existe divers types d'ancrages aux caractéristiques essentielles différentes et dont il importe de tenir compte lors de l'établissement des projets. Le terme d'ancrage de précontrainte a pris une signification aussi précise que dans la technique du béton armé. Le comportement des autres types d'ancrages doit être précisé avec autant de soin.

En introduisant dans les calculs et dans les documents d'adjudication des caractéristiques bien définies, on facilite la tâche de comparer des offres concurrentes et celle d'évaluer la sécurité réelle de chaque solution.

Les observations faites sur de nombreux chantiers et terrains d'essais, en particulier au cours des quinze dernières années, devraient permettre d'approcher un peu plus de ce but.

Adresse de l'auteur : Ch. Comte, ing. dipl. EPF  
c/o Swissboring Overseas Co. Theaterstrasse 20 8022 Zurich

## RÉFÉRENCES

- [1] Prof. L. v. RABCEWICZ : Die Ankerung im Tunnelbau. *SBZ*, mars 1957, N° 9.
- [2] M. BIRKENMAIER : Vorgespannte Felsanker. *SBZ*, Jg. 71, Nr. 47, 1953.
- [3] Dr. LEOPOLD MÜLLER : *Der Felsbau*, page 548. F. Enke Verlag, Stuttgart, 1963.
- [4] M. MARTINOLA : Photoelastische Untersuchungen an den Wehrpfeilern des Kraftwerkes Schaffhausen. *SBZ*, Jg. 80 (1962), Nr. 43, 44, 45, 46.
- [5] Dr C. F. KOLLBRUNNER : *Les ancrages dans le sol*. Ass. Int. ponts et charpentes, 2° Congrès, 1936. Ernst, Berlin, 1938.
- [6] A. G. MÜLLER und Prof. R. HAEFELI : *Die Zugverankerung im Baugrund...* Mitt. Nr. 28 der Versuchsanstalt für Wasser- und Erdbau an der ETH. Zürich, 1953.
- [7] H. MORS : *Gründung von Hochspannungsmasten*. Vorträge der Baugrundtagung 1956 in Köln. Deutsche G. Erd und Grundbau.
- [8] R. BOUCHAYER : *Stresses on anchor blocks*. Transact. ASCE. Vol. 127 (1962), Part III, p. 546-591.
- [9] A. MÜLLER : MV-Pfahl. *SBZ*, Jg. 79, Nr. 33, 17 août 1961.
- [10] R. BRISKE : Baugrubenumschliessung Fernsehstudio Westdeutscher Rundfunk Köln. *Bau und Bauindustrie*, 14. Jg., Nr. 5, März 1961, S. 136.

étudiants. A ce titre il doit trouver sa place dans les laboratoires des facultés et des écoles, car, si l'étudiant peut aisément avoir à sa disposition les livres nécessaires à l'étude approfondie des cours magistraux, il ne trouve qu'avec difficulté des ouvrages en langue française le guidant dans la partie pratique de l'enseignement. Naturellement le programme de celle-ci n'est pas uniforme et on peut noter certaines différences entre les sujets de travaux pratiques proposés dans diverses facultés. Cependant il existe un fond commun de manipulations dites classiques. Elles figurent dans ce livre à