

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses

Band: 107 (1981)

Heft: 13

Artikel: Problèmes géotechniques lors de la construction du téléphérique du Petit Cervin

Autor: Rieder, Urs / Keusen, Hans-Rudolf / Amiguet, Jean-Louis

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-74335>

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: 30.01.2025

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

Problèmes géotechniques lors de la construction du téléphérique du Petit Cervin¹

par Urs Rieder, Hans-Rudolf Keusen et Jean-Louis Amiguet, Zollikofen

La construction d'ouvrages en haute montagne (fig. 1) présente des difficultés particulières. Eu égard à la rareté des documents traitant de ces problèmes, il nous a paru intéressant de reprendre ici un article déjà paru en allemand.

Rédaction

1. La roche du Petit Cervin

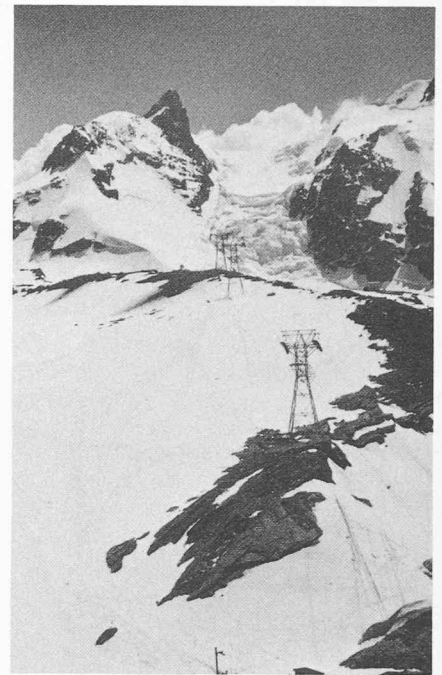
La roche de Trockener Steg et du Petit Cervin se compose essentiellement de serpentinites de couleur vert-noir avec quelques inclusions de « Diopsid-Epidot-Fels ». La texture de la serpentinite se présente sous toutes ses formes et varie de compacte à schisteuse. Le minéral principal, l'antigorite sous forme de plaquettes, est orienté parallèlement à la schistosité, ce qui donne des surfaces lisses et savonneuses. L'angle de frottement déterminé sur la surface de schistosité au laboratoire de Terrexpert SA sur des échantillons de roche provenant de la proximité de la station supérieure a donné une valeur moyenne de $\varphi = 31,7^\circ$. D'autres essais effectués sur des échantillons semblables de serpentinites pour une étude de Géotest SA au Gornergrat ont donné un angle de frottement moyen de $\varphi = 29^\circ$. Les surfaces courbes et souvent plissées de la schistosité provoquent une cohésion apparente, ce qui augmente la résistance au cisaillement du massif rocheux en place.

2. Station inférieure et pylône 1

A la station inférieure de Trockener Steg, la roche saine et compacte se trouve sous une couche de moraine peu épaisse. De ce fait les fondations du bâtiment et le puits du contrepois de 22 m de profondeur n'ont pas posé de problèmes de construction particuliers. Le pylône 1 a également pu être placé sur la roche saine (fig. 2).

3. Problème de permafrost au pylône 2

L'emplacement du pylône 2 a initialement été prévu à environ 3045 m s. m. sur l'arête de la moraine droite du glacier supérieur du Théodule. On craignait que cette moraine comportât des zones de permafrost et de glace qui pouvaient se trouver dans un état de fluage, la surface du terrain étant inclinée jusqu'à 18° . Afin de pouvoir observer les mouvements possibles on plaça cinq points de mesure dans la moraine. Déjà



lors de cette opération on trouva dès 2 m de profondeur de la moraine gelée et des parties de glace vive. L'épaisseur de cette zone de permafrost a été mesurée par Géotest SA, à l'aide de sondages géoélectriques, qui ont donné des valeurs situées entre 20 et 30 m (fig. 3). La glace possède une conductibilité électrique très faible. De ce fait, ce procédé est fréquemment utilisé dans les régions de permafrost comme le Canada ou l'URSS dans le but de déterminer l'étendue des sols gelés. Cette application des sondages géoélectriques est peu courante en Suisse.

L'implantation du pylône à cet endroit aurait posé des problèmes presque insolubles. L'emplacement définitif du pylône a donc été reporté 40 m plus bas. A cet endroit le terrain est incliné de 11° . Les sondages carottés effectués par Stump-Sondages SA ont montré, en concordance avec les mesures géoélectriques, une épaisseur de 6 m de moraine gelée au-dessus de la roche de serpentinite. La moraine gelée était composée de gravier argileux et limoneux avec des pierres et des blocs ainsi que des zones de glace vive. Dans les parties des carottes de sondage où visuellement pas ou peu de glace a pu être observée, la teneur en glace atteignait 50 à 80% du poids de la matière solide.

Le degré de saturation élevé des échantillons — de l'ordre de 90 à 99% — indique que les vides étaient entièrement remplis de glace. Selon S. S. Vialov (1965) il s'agirait d'un sol de permafrost riche en glace (« ice-saturated frozen soil ») dont le comportement de charge-déformation à long terme est essentiellement dicté par les caractéristiques de la glace. En tenant compte des mouvements probables de la zone de perma-



Fig. 1. — A la fin de 1979 le téléphérique du Petit Cervin (3883 m s. m.) sur Zermatt a été mis en exploitation. La construction a posé au constructeur des problèmes extraordinaires. Moins évidents, mais non moins exigeants se sont posés toute une série de problèmes géologiques/géotechniques dont quelques-uns sont décrits ici.

¹ Traduction de « Schweizer Ingenieur und Architekt », N° 18/1980.

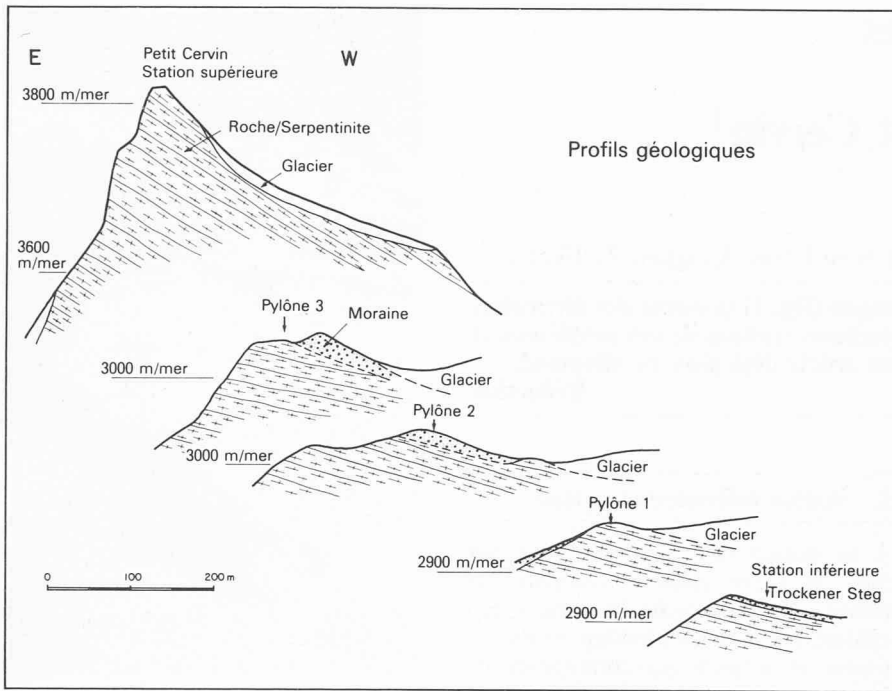


Fig. 2. — Profils géologiques.

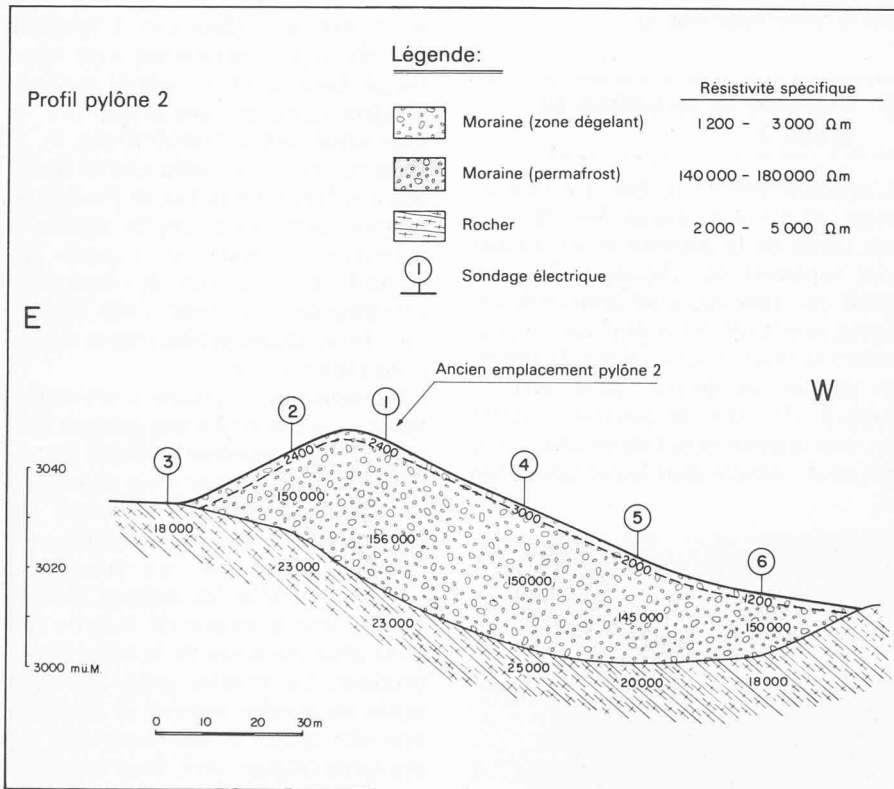


Fig. 3. — Pylône 2, profil géoélectrique.

frost et des exigences pour la construction du téléphérique, il devint inévitable de fonder le pylône dans la roche en place.

Deux variantes possibles ont été étudiées pour la construction des piliers sous les quatre socles de la fondation du pylône.

- des piliers protégés par un caisson mobile,
- des piliers encastrés dans la roche saine et dimensionnés en tenant compte de la pression de fluage.

Lors du choix de l'une de ces deux variantes, l'ordre de grandeur et la direction du fluage étaient inconnus et d'autres problèmes relatifs à la première variante n'ont pu être résolus. En conséquence, la deuxième variante fut choisie (fig. 4).

La mensuration des cinq points de contrôle placés dans la moraine a été effectuée par la maison A. Gross, Sion. Elle a donné entre 1975 et 1978 des déplacements horizontaux de l'ordre de 5 à 8 cm, à l'exception d'une valeur extrême de 23 cm, et des déplacements verticaux de 3 à 6 cm. La direction des

mouvements divergeait jusqu'à 37° et déviait considérablement de la ligne de plus forte inclinaison.

Une étude bibliographique a permis de choisir les méthodes suivantes pour évaluer la pression de fluage d'un sol meuble en état de fluage:

- La méthode de la butée passive selon R. Haefeli (1947): elle consiste à donner une formule pour la force qui agit sur un pieu dans une masse en état de fluage en considérant, en plus de la butée passive, les forces de frictions latérales. Pour le calcul il a été admis $\varphi' = 0$ et une cohésion c_u valable à long terme pour une masse en mouvement. Pour la glace il a été choisi $c_u = 1 \text{ t/m}^2$ et pour la moraine gelée $c_u = 2 \text{ t/m}^2$.
- La pression de fluage sur des pieux cylindriques selon R. Haefeli

$$Q_k \approx 2,5 \cdot \gamma \cdot (z + d) \cdot d$$

où

$$Q_k = \text{force de fluage (par m' du pieu)}$$

γ = poids spécifique apparent de la masse en état de fluage

z = profondeur sous le niveau du terrain

d = diamètre du pieu

- La méthode de Wenz (Grundbau-taschenbuch 1966, volume I, pages 683-685) pour des pieux cylindriques

$$Q_k = 1,7 \cdot (1 + \pi) \cdot d \cdot c_u \text{ avec les symboles de la formule précédente.}$$

La sécurité a été contrôlée pour chacun des quatre piliers selon les trois méthodes. Les forces dues au moment de flexion sous l'action de la pression de fluage ont été reprises par la roche à l'aide de boulons d'ancrage, les profondeurs d'encastrement de 3,8 m et de 4,8 m n'étant pas suffisantes pour être reprises par la résistance de la roche.

Les trois méthodes donnent pour la glace une pression de fluage plus petite que celle de la moraine gelée. Pour cette raison le trou de l'excavation a été rempli de glace à l'amont du pilier, et non de matériau morainique. Des études glaciologiques récentes ont montré qu'une très faible baisse de la température moyenne provoquerait un accroissement des glaciers. Le dimensionnement des fondations n'a cependant que très sommairement tenu compte de telles hypothèses.

4. Pylône 3

Le pylône 3 est situé au bord d'une paroi rocheuse au pied de laquelle se trouve le glacier inférieur du Théodule. Cette paroi a été formée par la présence de fissures à pendage d'environ 45 à 50°. L'excavation du puits le plus proche de la falaise s'est effectuée partiellement à travers des parties ro-

cheuses instables situées au-dessus de la fissure. La stabilité de cette fondation a été assurée par des boulons d'ancrage.

5. Station supérieure

5.1 Galerie d'accès

L'emplacement de la future station supérieure à une altitude de 3820 m s. m. n'était accessible qu'à des alpinistes. Dans une première étape il a donc fallu percer à partir du plateau du Breithorn une galerie d'accès de 170 m à travers le sommet du Petit Cervin. Mise à part la traversée de la zone de roche altérée du versant sud, la roche s'avéra, comme prévu, de bonne qualité. Quelques problèmes ont été posés par la basse température de la roche.

Les mesures de température effectuées par la section d'hydrogéologie et de glaciologie de l'EPFZ ont donné des valeurs entre -10 et -12°C , ce qui correspond approximativement à la température moyenne annuelle de l'air. Il semblerait donc que la température de la roche résulte de l'exposition extrême du sommet de la montagne. La galerie a dû en grande partie être forée à sec.

5.2 Fouille d'excavation

La station supérieure à la sortie nord de la galerie est située dans le versant NNW incliné d'environ 50° , à quelques mètres en dessous de l'arête nord du sommet (fig. 5). Le relevé géologique a posé certaines difficultés. Il a été établi après l'examen du massif rocheux sur place avec l'aide de guides de montagne et complété par des prises de vue faites depuis l'hélicoptère. Les données ainsi récoltées ont été reportées sur un mo-



Fig. 5. — Station supérieure pendant la construction.

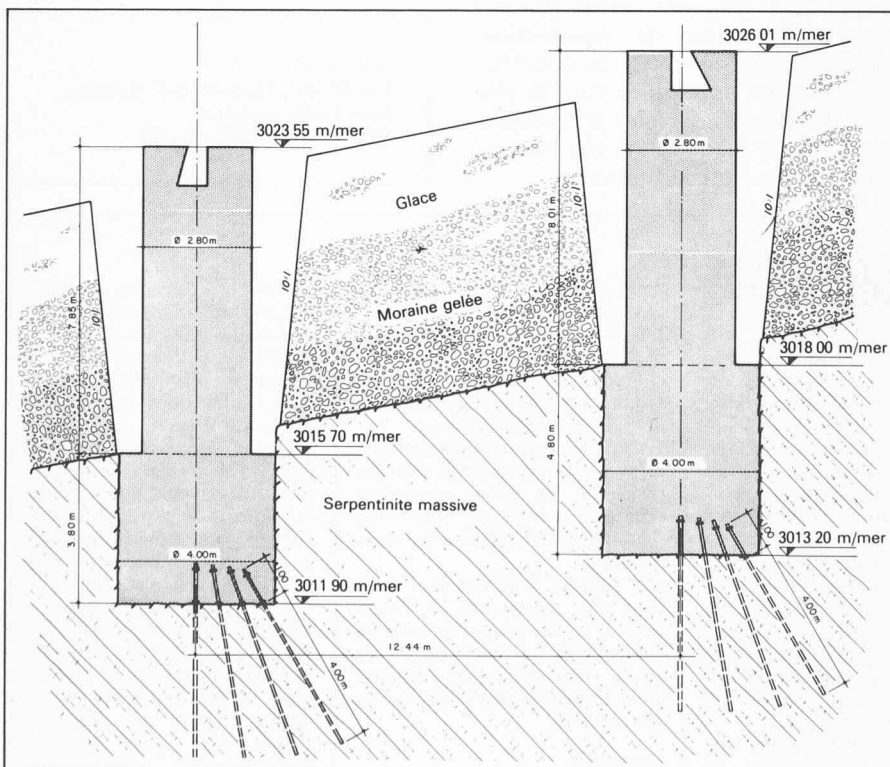


Fig. 4. — Fondation du pylône 2.

dèle, ce qui a permis de mieux évaluer les problèmes.

Le comportement du massif rocheux sous l'intervention de la construction a été observé à l'aide d'extensomètres et de déformètres placés à travers les fissures. En dépit des petites déformations mesurées (moins de 1 mm), les mesures continuent d'être effectuées selon les données de l'Office fédéral des transports.

Le pendage des couches étant parallèle au versant NNW, de nombreuses parties rocheuses ont été libérées de leur appui naturel par l'excavation et ont dû être assurées par des boulons d'ancrage. La basse température aurait posé des problèmes pour la mise en place de boulons à mortier et les boulons à expansion n'ont pas donné satisfaction. Finalement on choisit des boulons à résine synthétique spéciale qui furent testés au préalable par la maison Aliva.

5.3 Ancrages

L'ancrage de la construction métallique ainsi que des câbles porteurs et de traction avec des tirants à injections aurait demandé des mesures spéciales pour as-

surer la prise du mortier sans effets néfastes dus au gel.

La position favorable de la galerie d'accès a permis de conduire les tirants d'ancrage dans des galeries latérales percées à cet usage, et de mieux contrôler leur comportement (fig. 6).

Les trous d'ancrage ont été forés depuis la fouille de la station par Stump-Sondages SA et ont été équipés de tirants précontraints à torons VSL. Leur longueur variait entre 25 et 32 m.

Chaque groupe d'ancrage est dimensionné de façon à garder un facteur de sécurité $F = 1,5$ lorsqu'un tirant est mis hors service. Ainsi le remplacement éventuel de tirants n'aurait que peu de conséquences sur l'exploitation du téléphérique. Un tirant d'ancrage par groupe est équipé d'une cale dynamométrique afin de pouvoir contrôler en permanence la force de précontrainte. La perte moyenne de cette force a été de 1,5% pendant la première année.

La déformation du massif à proximité des ancrages est mesurée à l'aide d'un extensomètre à barres multiples placé parallèlement aux tirants ainsi que par des mesures de convergence entre les têtes d'ancrage et la paroi opposée des galeries latérales.

Aucune déformation n'a pu être observée pendant la mise en tension des ancrages. Par contre les mesures de convergence ont indiqué des déplacements jusqu'à 0,5 mm des têtes d'ancrage vers la roche, suivies de déplacements inverses à long terme, probablement dues à une relaxation du massif rocheux.

5.4 Autres problèmes particuliers

Le bâtiment de la station supérieure a été conçu pour ne pas provoquer un réchauffement artificiel du massif rocheux qui pourrait modifier la nature des fissures ou provoquer des infiltrations d'eau. Ainsi les installations de chauffage ont été réduites au minimum. La salle d'attente chauffée n'a pas seule-

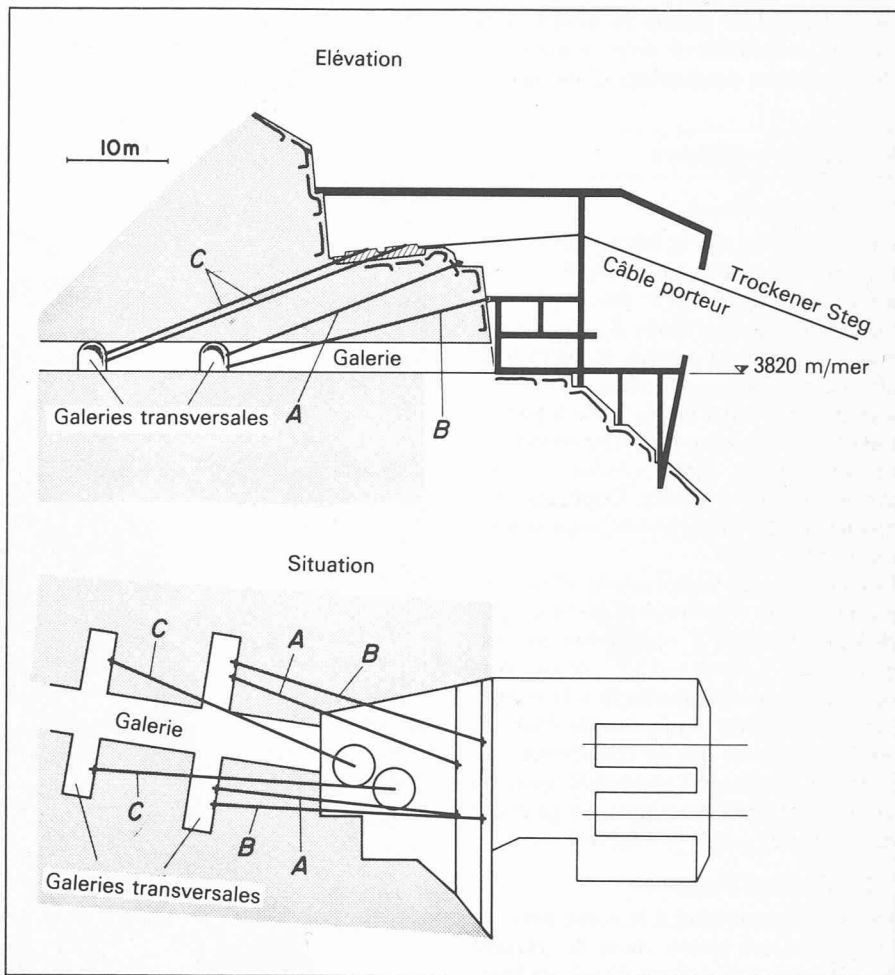


Fig. 6. — Station supérieure, ancrages (profil en long et situation).
 A) Ancrages des câbles de traction.
 B) Ancrages de la construction métallique.
 C) Ancrages des câbles porteurs.

ment été bien isolée du côté extérieur, mais également du côté de la roche.

La position particulière du chantier de la station supérieure a également demandé des solutions extraordinaires pendant la phase de construction. Jusqu'à la mise en service du téléphérique provisoire au début du mois de juin 1979, le béton était préparé à Trockener Steg, chauffé et transporté par hélicoptère jusqu'à la station supérieure.

Souignons enfin l'effort extraordinaire que le personnel des entreprises a fourni dans ce climat de haute altitude.

Adresse des auteurs
 Urs Rieder, Hans-Rudolf Keusen
 Jean-Louis Amiguet
 Géotest SA, Zollikofen/BE

Bibliographie

Fondations spéciales et reprises en sous-œuvre

par M. Forni. — Un vol. 15,4 x 24,3 cm, 184 pages, Editions Eyrolles, Paris 1981. Prix broché 180 FF.

Cet ouvrage a pour but de passer en revue les principaux types de fondations profondes et certains procédés spéciaux de consolidation des sols, de soutènement et de reprises en sous-œuvre, afin de permettre aux concepteurs une meilleure orientation de leur projet.

Après un rappel des principales notions de mécanique des sols appliquée, l'auteur aborde les différentes méthodes à utiliser en fonction des caractéristiques des sols.

Tout d'abord il étudie le problème des sols élastiques, homogènes, à traiter par radiers. En partant d'un exemple simple il expose une méthode concrète de dimensionnement des radiers, en s'appuyant sur les tables de Wölfer, dont le prolongement permettra une informatisation des calculs.

Ensuite il aborde les fonctions profondes traditionnelles et les procédés spéciaux tels que la consolidation des sols par le compactage dynamique, étude préliminaire, possibilité de la méthode, mode opératoire et contrôle des résultats.

Un chapitre est consacré aux ouvrages de soutènement en terre armée dont l'emploi tend à se généraliser dans le domaine

des travaux publics et dans le bâtiment en général.

L'auteur étudie aussi les pieux à la traction avec exemples de calcul et les micropieux en tant que mode original de consolidation des sols par densification.

Enfin l'ouvrage aborde des problèmes très particuliers tels que recherche de vides, consolidations de carrières, fondations particulières et reprises en sous-œuvre.

Cet ouvrage s'adresse tout aussi bien aux techniciens, à l'ingénieur d'études ou aux architectes concepteurs qui recueilleront les bases technologiques directement transposables à l'étude des cas concrets.

Sommaire

Mécanique des sols: propriétés physiques des sols, les sols de

fondations, porosité, teneur en eau, masse volumique d'un sol..., contraintes dans les sols (théorie de l'élasticité, formules de Bousinesq et Fröhlich), déformations, calcul des tassements à partir de l'essai œdométrique, tassement admissible des fondations. Les radiers. Fondations profondes, pieux, puits, barrettes et éléments de paroi moulés. Calcul des fondations superficielles et profondes à partir des résultats de l'essai pressiométrique. Les micropieux. Groupes de pieux verticaux et inclinés. Pieux résistants à la traction. Pieux sollicités horizontalement. Les vides dans les sols. Reprises en sous-œuvre (reprise par pieu «Forum», par pieu «Mega»). Consolidations de carrières. Traitement des sols par le compactage intensif. La terre armée.