

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 79 (1961)
Heft: 29

Artikel: Utilisation de pieux forés, Système Rodio, dans un cas spécial de fondation d'immeubles
Autor: Kissenpfennig, Ernest
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-65569>

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: 14.03.2025

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

An den Hochschulen ist durch Vergrößerung der Institute und Hörsäle und durch Vermehrung der Lehrstühle und Dozenten dafür zu sorgen, dass mehr junge Leute ausgebildet werden können. Das Studienprogramm ist dabei regelmässig auf seine Zweckmässigkeit zu überprüfen, um die Qualität der jungen Akademiker à jour zu halten. Dem Unterkunftsproblem der Studenten sollte grössere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Daneben sollte auch bei den Studenten der technischen Fakultäten eine grössere Freizügigkeit zugelassen werden, bei welcher die Semester an anderen, insbesondere auch an ausländischen Hochschulen voll angerechnet werden. Die Freizügigkeit während der Studienzeit verbunden mit einer lehrreichen Tätigkeit im Ausland während der Lehr- und Wanderjahre weiten dem jungen Akademiker den geistigen Horizont und bilden die Grundlage für die weltaufgeschlossene Haltung, wie man sie von einem Akademiker erwartet.

Im Anschluss an diese eigentliche Ausbildungszeit muss die Weiterbildung nach Studienabschluss heute besonders gefördert werden. Die rasche Entwicklung der Technik führt dazu, dass die neuen Erkenntnisse von Jahr zu Jahr zunehmen und deshalb ein Ingenieur nur Ingenieur bleibt, wenn er diese Erkenntnisse innerlich verarbeitet. Es gibt Ingenieure und Architekten, die dank ihrer Stellung in ihrem Berufe Gelegenheit erhalten, durch ihre Tätigkeit und durch ständiges Studium der einschlägigen Literatur die Entwicklung zu verfolgen oder gar durch eigene Forschungstätigkeit diese massgebend zu fördern. Die grossen Arbeitsteams, die heute zur Bewältigung der technischen Aufgaben notwendig sind, haben aber auch zur Folge, dass viele Ingenieure oder Architekten auf einem Spezialgebiet eingesetzt werden, das sie nach einiger Zeit den Ueberblick über die Entwicklung auf Nachbargebieten verlieren lässt. Schliesslich benötigen wir aber auch Persönlichkeiten zur Leitung dieser grossen Arbeitsteams, die ein breites Feld der Technik übersehen.

Die Weiterbildung der Akademiker im Praxisalter stellt in Zukunft eine wichtige Aufgabe für den S. I. A. dar, die in Zusammenarbeit mit den technischen Hochschulen zu lösen sein wird. Sie kann in Form von Spezialkursen oder sogenannten «Graduate Schools» erfolgen je nach dem Zweck, den man damit erreichen will. Es würde aber einer Verschleuderung unserer Ausbildungsarbeit gleichkommen, wenn wir nicht auch dafür sorgen würden, dass die Akade-

miker während ihres ganzen Lebens Gelegenheit erhalten, der technischen Entwicklung durch Weiterbildung zu folgen.

Die Statistik zeigt, dass bei den mittleren technischen Kadern der Mangel noch wesentlich grösser ist als bei den Akademikern. Die Vermehrung der Ausbildungsmöglichkeiten für Techniker und Zeichner ist deshalb ein unbedingtes Erfordernis. Neben dem Ausbau der bestehenden Techniken sind besonders auch weitere Techniken in Gebieten zu gründen, welche neue Einzugsgebiete erschliessen. Alle Bestrebungen einzelner Landesteile zur Gründung neuer Technikumschulen verlangen deshalb unsere volle Unterstützung.

Die ungenügende Zahl der jungen Zeichner beruht auf dem Mangel an geeigneten Lehrstellen. Aus diesem Grunde sollte unbedingt geprüft werden, ob neben der Ausbildung von Zeichnern in Lehrstellen der Industrie, der Ingenieur- und Architektenbüros diese Ausbildung teilweise in Spezialkursen von Gewerbeschulen, Abendtechniken und ähnlichen Instituten erfolgen könnte. Dabei sollte auch das unberechtigte Vorurteil gegen den Einsatz weiblicher Arbeitskräfte in technischen Berufen endlich einmal verschwinden.

5. Schlussfolgerungen

Die Entwicklung der industriellen Tätigkeit hat dazu geführt, dass die Nachfrage nach technisch gebildeten Kadern aller Grade gegenüber früher stark zugenommen hat. Da der heutige Bedarf an höherem technischem Personal strukturbedingt ist, müssen unbedingt alle Massnahmen ergriffen werden, um den Nachwuchs mit allen Mitteln zu fördern. Hiezu gehören:

1. Die Vermehrung und teilweise Reorganisation unserer Maturitätsschulen
2. Der Ausbau unserer technischen Hochschulen
3. Der Ausbau und die Vermehrung unserer Technikumschulen
4. Die Vermehrung der Lehrstellen für Zeichner und Konstrukteure
5. Der Ausbau des Stipendienwesens
6. Die Schaffung von Unterkunftsöglichkeiten für Studenten
7. Als letzter und wirkungsvollster Punkt die Nachwuchsförderung durch Aufmunterung der weiblichen Jugend zum Ergreifen technischer Berufe.

Adresse des Verfassers: Nauenstr. 7, Basel.

Utilisation de pieux forés, Système Rodio, dans un cas spécial de fondation d'immeubles

Par Ernest Kissenpfennig, ing. dipl. EPUL, Swissboring Outremer S. A., Zurich

DK 624.154.34

Lorsque l'ingénieur-projeteur doit résoudre des problèmes de fondation sur pieux, il choisit pour chaque cas particulier le pieu qui convient le mieux au genre d'édifice à fonder, au mode d'application des surcharges et surtout à la nature du sol de fondation, dont les caractéristiques ont été établies préalablement par des sondages de reconnaissance. C'est pour cette raison que le pieu foré s'exécute aujourd'hui avec toute une gamme de variantes.

S'il convient de construire le pieu flottant avec une surface aussi rugueuse que possible, rien n'empêche que le pieu-colonne qui transmet la surcharge directement sur une couche portante, en profondeur, soit réalisé avec une surface parfaitement lisse. Dans le cas extrême, où le terrain compressible environnant peut subir de futures surcharges, on a même cherché à éliminer, dans la mesure du possible, l'effet du frottement négatif, en créant le pieu lubrifié à l'aide d'une chemise extérieure, recouverte d'un enduit bitumineux.

Comme application spéciale du pieu foré, mentionnons la paroi de pieux jointifs, complétée ou non par des injections, ainsi que la paroi de pieux sécants. Cependant, ces procédés sont peu à peu remplacés, avantageusement, par la paroi continue.

Nous allons décrire succinctement un cas concret de fondation d'immeubles, réalisée à l'aide de pieux forés, dans lequel les hypothèses du calcul ne correspondaient plus à l'état final des surcharges. Une série de pieux s'était rompue

et on s'attendait à un effondrement des immeubles à plus ou moins longue échéance. Nous décrirons ensuite la solution adoptée pour ramener un état d'équilibre définitif.

L'emplacement prévu pour la construction de cinq immeubles (fig. 1) avait été reconnu préalablement par une campagne de sondages indiquant que le terrain de fondation était un limon organique; son épaisseur variait entre 3 et 20 m sur le fond rocheux, consistant essentiellement en une masse crétacique schisteuse avec, accidentellement, des calcaires, des intrusions de psammite et quelques veines de calcite. Au vu de ces résultats, on décida de fonder les bâtiments sur des pieux forés type colonne, devant s'encastrent de 0,50 à 2 m dans la marne, selon le degré de décomposition de celle-ci, et la pente du fond rocheux. Une exception fut faite pour l'extrémité du bâtiment No. 5, où l'on renonça aux pieux, du fait que le rocher se trouvait à faible profondeur dans cette zone. Dans l'étude de la fondation on prévoyait l'emploi de pieux de \varnothing 420 mm avec armature longitudinale de 5 \varnothing 14 mm pour les charges allant jusqu'à 45 t; pour les charges supérieures, jusqu'à 75 t, on utilisait des pieux \varnothing 630 mm armés de 6 \varnothing 16 mm.

Les travaux de fondation, commencés en 1958, se développèrent normalement. Au fur et à mesure que les pieux s'exécutaient, on procédait à la construction des poutres de liaison en béton armé, en amorçant les piliers de la superstructure.

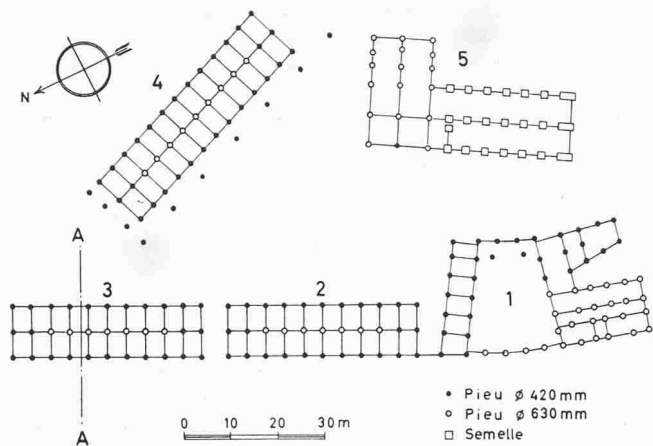


Fig. 1. Plan d'ensemble des fondations, échelle 1:1600

C'est alors qu'un nouveau projet d'urbanisme, affectant la zone des bâtiments en construction, fixa le niveau d'accès à ces bâtiments à une cote d'environ quatre mètres plus haute que celle qui avait été prévue. Pour s'adapter de façon radicale à ces nouvelles normes, le maître de l'œuvre décida de sacrifier le rez-de-chaussée des bâtiments et d'exécuter un remblai. Au fur et à mesure de la mise en place du remblai, il se produisit des perturbations dans les fondations qui menacèrent la stabilité des bâtiments déjà partiellement terminés.

Comme premières constatations on découvrit quelques fissures anodines dans les structures en béton armé. On décida alors un renforcement des poutres, sans toucher cependant à la fondation et l'on réussit ainsi à arrêter pendant un certain temps la formation de nouvelles fissures. Quelques six mois plus tard, et après une période de pluies intenses, nous fûmes appelés pour constater de nouveaux accidents. Un glissement général s'était produit, dont l'axe était à peu près parallèle aux bâtiments 2 et 3. Sur la figure 2 on voit parfaitement ce glissement; de gauche à droite sur la photographie on remarque les immeubles en construction, le remblai, la surélévation du terrain naturel due au glissement, une petite baraque inclinée qui initialement était horizontale, comme le terrain d'ailleurs, et, tout à fait à droite, d'autres immeubles construits il y a plus d'un demi siècle. La figure 3 représente la coupe transversale du glissement, d'après les nivellements.



Fig. 2. Vue du glissement

En même temps que se produisait ce glissement, de nouvelles fissures apparaissaient dans la structure des bâtiments No. 2, 3 et 4. Il n'y avait pas de doute possible: le remblai, en chargeant la couche de limon, avait provoqué ce glissement et l'on craignait que les poussées horizontales, ajoutées aux nouvelles surcharges produites par frottement négatif, aient provoqué la rupture de quelques pieux.

On décida de procéder immédiatement à un relevé détaillé en exécutant une nouvelle campagne de sondages de reconnaissance avec prélèvement d'échantillons de limon intact, suivi d'essais en laboratoire. En même temps on procéda à l'aide de puits à un examen de la structure en béton armé, située en dessous du niveau des remblais, et on effectua un nivellement général simultané de tous les bâtiments.

Les nouveaux sondages de reconnaissance montrèrent qu'en plusieurs zones le remblai se trouvait à deux mètres au-dessous du niveau initial du terrain. L'ordre de grandeur de ces affaissements locaux ne correspond pas du tout aux résultats calculés selon la théorie de la consolidation des terres argileuses et ne peut s'expliquer que par des écoulements plastiques du sol lors de la mise en place du remblai.

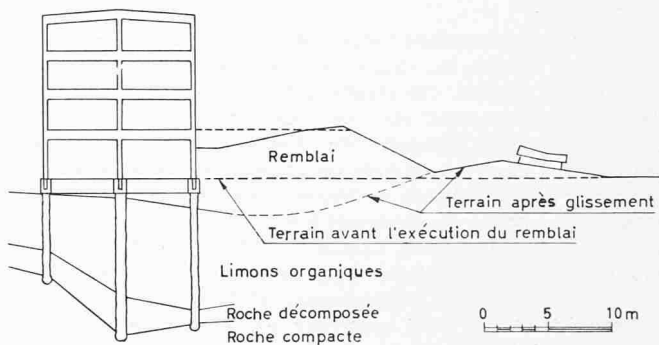


Fig. 3. Coupe transversale A—A du bloc 3 et du glissement, échelle 1:600

Les essais de laboratoire, effectués sur les échantillons intacts de limons organiques, démontrèrent que ces derniers avaient en général une limite de liquidité élevée, mais une faible limite de plasticité. La teneur en eau naturelle était très voisine de la limite de liquidité.



Fig. 4. Déformations horizontales d'une poutre. Puits de reconnaissance

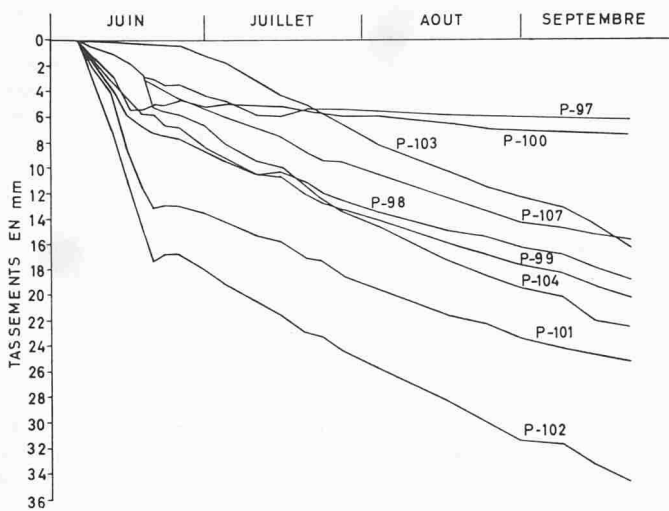


Fig. 5. Tassements mesurés de la façade sud-est de l'immeuble No. 3 en fonction du temps

Afin de reconnaître l'état des piliers et surtout celui des poutres de liaison, on excava le remblai en plusieurs points le long des façades. On constata la présence de nombreuses fissures, spécialement au droit des appuis; quelques piliers étaient également fissurés. En observant de près les lèvres des fissures dans les poutres de liaison, on put parfaitement constater que la rupture verticale avait été presque toujours accompagnée d'un déplacement horizontal. La présence d'eau au niveau des poutres de liaison ne permit pas d'approfondir davantage les excavations pour examiner l'état des pieux.

La grandeur des déplacements horizontaux se voit dans la figure 4, où l'on peut constater que la longrine extérieure au bâtiment No. 4, fondée également sur pieux et prévue pour supporter un porche, a subi une déformation horizontale, sous la poussée des remblais, supérieure à 30 cm. Il est très probable que le mode d'exécution des remblais ait également contribué à ce résultat.

Des nivellements périodiques des piliers ont permis de tirer des conclusions concrètes sur le comportement des pieux. La figure 5 montre, à titre d'exemple, quelques courbes d'affaissement du bâtiment No. 3, ne laissant aucun doute sur la rupture des pieux. Les courbes de tassement des piliers No. 97 et 100 montrent l'arrêt du phénomène dans les zones où l'on avait excavé le remblai pour reconnaître l'état des piliers et des longrines. On pouvait observer d'une façon systématique que les pieux de \varnothing 630 mm, situés à l'intérieur des bâtiments, avaient résisté aux efforts supplémentaires; des tassements allant de 5 à 35 mm, dans l'espace de 4 mois,

correspondaient exclusivement aux piliers de la périphérie des bâtiments, fondés sur pieux de \varnothing 420 mm.

Nous avons cherché, à titre d'orientation, à estimer la surcharge à laquelle fut soumis un pieu de 420 mm de diamètre et de 16 m de longueur, par suite de l'exécution de ce remblai.

Les essais faits en laboratoire ont permis de déterminer la cohésion moyenne du terrain, qui est de 100 g/cm² environ pour les 5 mètres supérieurs et de 175 g/cm² pour les couches plus profondes. Etant donné qu'il s'agit de terrains argileux très mous, l'adhérence entre pieu et terrain peut être estimée égale à la cohésion (Tomlinson, IV. Congrès International de Mécanique du Sol et Fondations, Londres 1957). L'adhérence est donc de:

$$a_1 = \pi \cdot 0,42 \cdot 1,00 = 1,3 \text{ t/m}' \quad (c_1 = 100 \text{ g/cm}^2)$$

$$a_2 = \pi \cdot 0,42 \cdot 1,75 = 2,3 \text{ t/m}' \quad (c_2 = 175 \text{ g/cm}^2)$$

Ces valeurs sont atteintes seulement si le mouvement relatif entre le terrain et le pieu est suffisant.

On n'a pas encore réussi à estimer l'ordre de grandeur de ce déplacement relatif minimum nécessaire pour que toute l'adhérence entre béton et terrain intervienne. Si le déplacement est inférieur à ce minimum, il faut admettre que l'adhérence est proportionnelle à la relation entre le déplacement réel et le déplacement minimum. L'on suppose qu'au moment de l'accident le tassement du terrain en surface a été de 10 cm, valeur inférieure à la réalité, et que les tassements sont en fonction linéaire de la profondeur.

Pour estimer l'ordre de grandeur du frottement négatif nous admettons que le déplacement minimum qui mobilise toute l'adhérence est de 2½ cm, c'est-à-dire que sur le 25 % de la longueur du pieu, les déplacements relatifs sont inférieurs à la valeur minimum pour que l'adhérence entre béton et terrain soit égale à la cohésion de celui-ci.

La figure 6 donne schématiquement le frottement négatif F' :

$$F' = \frac{1}{2} \cdot 4,00 \cdot 2,3 + 7,00 \cdot 2,3 + 5,00 \cdot 1,3 = 27 \text{ t}$$

Avec le temps, le tassement de 10 cm augmentera et avec lui le frottement négatif, pour se rapprocher asymptotiquement d'une valeur théorique limite, égale à: $F' = 11,00 \cdot 2,3 + 5,00 \cdot 1,3 = 31,8 \text{ t}$, soit de 18 % supérieur à la valeur correspondante au tassement de 10 cm en surface.

Mais les pieux ont été également surchargés par le poids du remblai s'appuyant sur les poutres de liaison des têtes des pieux. Etant donné le caractère hétérogène du remblai, il est difficile de donner des valeurs caractéristiques de celui-ci. Dans sa plus grande partie, il était constitué par des blocs de marne schisteuse qui se décomposaient rapidement avec les intempéries et au contact de l'air. Le remblai était donc non seulement hétérogène, mais sa structure a varié fortement pendant la période de 6 à 9 mois entre sa mise en place et l'observation des fissures. Dans ces conditions il est difficile d'estimer la surcharge du remblai sur les poutres.

L'examen des poutres de liaison des têtes de pieux montra que celles-ci s'étaient rompues aux appuis sous l'effort tranchant et qu'entre appuis, elles étaient fissurées, mais avaient résisté aux moments fléchissants. En calculant les conditions de charge pour que se produisent ces phénomènes, on estima que la surcharge sur les pieux était de l'ordre de 70 t, valeur parfaitement vraisemblable pour des hauteurs de remblai de plus de 3 m.

La charge prévue sur les pieux de 420 mm de diamètre se décomposait en 30 t dues au poids mort et 15 t dues aux surcharges. La surcharge totale agissant sur les pieux, égale à la somme des surcharges dues au frottement négatif, aux

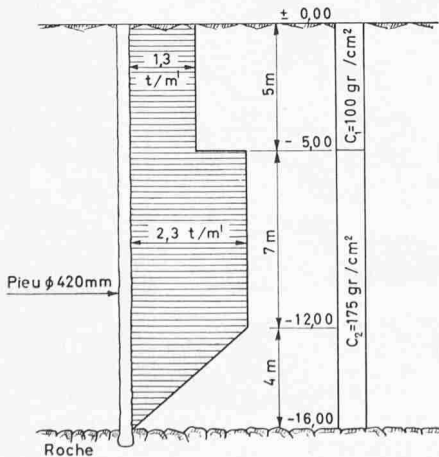


Fig. 6. Frottement négatif sur les pieux, échelle 1:300

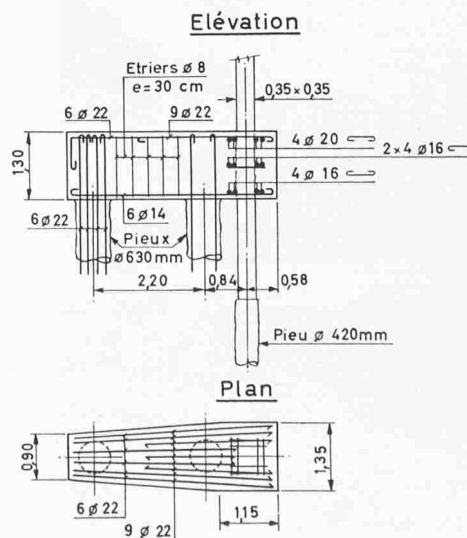


Fig. 7. Reprise en sous-œuvre des fondations

poutres de liaison et poids mort du bâtiment a donc pu atteindre:

$$P_{total} = 27t + 70t + 30t = 127t$$

Dans cette estimation nous avons négligé l'effet du frottement négatif entre le terrain et la partie du pilier enrobée par le remblai, car l'existence d'un mouvement relatif suffisant pour produire un tel frottement est discutable.

Sachant ainsi que ces pieux étaient sollicités par une surcharge verticale presque trois fois supérieure à celle qui avait été admise lors de l'élaboration du projet de fondation, il n'est pas étonnant qu'une partie d'entre eux se soit rompue sous l'effet des poussées dues aux déplacements horizontaux du terrain, d'autant plus que leur faible armature n'avait pas été prévue pour de tels efforts.

A la vue de ces conclusions, on procéda aux travaux de renforcement des fondations.

La campagne d'investigation nous a démontré que les accidents observés sont dus à des mouvements horizontaux et verticaux des limons organiques, sous la charge des remblais. Les nivellements périodiques des piliers ont permis d'identifier les pieux rompus sous ces nouveaux efforts.

Comme tous les pieux de \varnothing 630 mm, situés à l'intérieur des bâtiments, s'étaient comportés de façon satisfaisante, on décida simplement de les soulager en excavant les remblais autour des piliers respectifs, et en construisant des puits de protection pour retenir les remblais.

Pour remplacer les pieux de \varnothing 420 mm de façade, sérieusement affectés, et afin d'éviter la construction de

nouveaux pieux à l'intérieur des bâtiments, solution qui s'avérait très onéreuse, on décida l'exécution, à l'extérieur de chaque pilier, d'une paire de pieux \varnothing 630 mm, travaillant l'un à compression et l'autre à traction, comme l'indique la figure 7. Après ces travaux de réfection des fondations on observa la stabilisation totale des tassements, surveillés continuellement par des nivellements et on procéda finalement à la réparation des parties endommagées dans les façades des bâtiments.

Signalons encore que dans la zone fondée sur pieux du bâtiment No. 5, où le niveau initial du terrain naturel se trouvait à une cote supérieure aux autres, c. à d. où le remblai ne dépassait jamais une hauteur de 1,50 m, aucune perturbation n'a été observée.

Une fois les travaux de reprise en sous-œuvre complètement terminés, on contrôla l'efficacité de la solution adoptée en chargeant simultanément tous les étages des bâtiments à raison de 500 kg/m². Lors de ces essais de charge, aucun pilier ne présenta un tassement, mesuré à l'aide de fleximètres, supérieur à 0,6 mm, c'est-à-dire correspondant à l'élasticité du béton. Si au moment de l'étude des fondations on avait connu le futur projet d'urbanisation, demandant la mise en place d'un remblai important, on aurait pu prévoir l'exécution de pieux lubrifiés, tous du diamètre 630 mm, évitant ainsi les perturbations graves qui se sont produites par la suite.

Adresse de l'auteur: E. Kissenpfennig, ing. dipl., chez Swiss-boring Outremer S. A., Theaterstr. 20, Zürich 1.

Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

DK 061.2: 624.131

Tagung vom 9./10. Juni 1961 in Saas-Grund

Gegen 250 Teilnehmer versammelten sich am 9. Juni 1961 zur technischen Vortragsreihe der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik im grossen Gemeindesaal von Saas Grund/VS. Nachdem der Präsident der Gesellschaft, Professor D. Bonnard, Lausanne, die Tagung eröffnet hatte, begann H. Cambefort, dipl. Ing., Professor an der Ecole Spéciale des Travaux Publics, Paris, mit seinen Ausführungen über «Injektionen und deren Probleme». Er gab anhand von typischen Einzelfällen einen Ueberblick über die Möglichkeiten, die sich dem Ingenieur bieten, mittels Injektionen den Boden abzudichten oder ihn zu verfestigen. Es wurden Fragen von Kluffüllungen sowie Injektionen einer Masse erläutert, wobei auf die Eigenschaften des eingepressten Mischgutes hingewiesen wurde (Suspension einerseits, stabiles Gel andererseits). Wichtige Erläuterungen bezogen sich auf die anzuwendenden Injektionsdrücke. Nach Auffassung des Referenten sollten Injektionen von Lockergesteinen nach folgendem Grundsatz erfolgen: Zunächst Behandlung der Masse, z. B. mit Ton-Gel, danach, in einer letzten Phase, Aufspalten des Bodens (claquage) durch eine unter hohem Druck erfolgte Zementmilch-Einpressung.

R. Barbedette, dipl. Ing., Paris, behandelte das Thema «Erstellen von Stollen in schwierigem Gelände». Er kommentierte das Verfahren der Voraus-Injektion, welche eine Art Schirm um den später ausgehobenen Stollen bildet. Abends konnte anhand des anlässlich der Arbeiten für die Kraftwerk-Anlage Roselend gedrehten Filmes der Vorgang sehr deutlich gezeigt werden. Als zweites Beispiel wurde die erfolgreiche Anzapfung unter Wasser eines bestehenden Sees im Zentralmassiv von Frankreich angeführt.

Das Problem der «Injektionen im Fels» behandelte K. Bösch, dipl. Ing., Zürich. Er wies darauf hin, dass, je nach dem zu erreichenden Ziel, ein anderes Mischgut eingepresst werden muss. Anhand verschiedener Beispiele schweizerischer Staumauern wurde gezeigt, dass die Absorption und die Anzahl ausgeführter Bohrmeter von Fall zu Fall innerhalb eines grossen Bereiches schwanken. Auch die Probleme von Anker-Injektionen und diejenigen der Regenerierung eines älteren Mauerwerkes kamen zur Sprache.

K. A. Fern, London, erläuterte das von der Cyanamid erprobte Injektionsprodukt AM-9. Er schilderte die Ergeb-

nisse von Laboratoriumsversuchen und eine grosse Ausführung am Columbia River. Dieses leider noch kostspielige Produkt ermöglicht eine absolute Abdichtung von Sandformationen, wobei der Abbindeprozess durch geeignete Dosierung des Reaktivmittels von Fall zu Fall zwischen Sekunden und Stunden gewählt werden kann.

Abschliessend versuchte J. C. Ott, dipl. Ing., Genève, eine Sythese der dargebotenen Erläuterungen vorzunehmen. Er unterstrich die Tatsache, dass Injektionen als technisches Mittel in der Hand des Ingenieurs nur dann zum Erfolg führen können, wenn die nötigen Untersuchungen von qualifiziertem Personal geleitet und kritisch beurteilt werden. Ebenso wesentlich ist es, dass der Bauherr sich im klaren über das zu erreichende Ziel sein muss: Verfahren, Mischgut, anzusetzende Geräte, Drücke, Zeitprogramm und Kosten hängen davon ab.

Am 10. Juni wurden die Teilnehmer über die Arbeit in der Mattmark orientiert. A. Verrey, dipl. Ing., Zürich, gab einen Ueberblick über die gesamten projektierten Anlagen, wobei der rd. 100 m hohe Erddamm für den Bodenmechaniker besonders interessant ist. Dieses Bauwerk wurde auf Alluvionen fundiert, die durchlässig und zusammen-drückbar sind.

Dr. B. Gilg, Rifferswil a. A. / Zürich, schilderte die technische Lösung, die zur Abdichtung dieser Alluvionen gewählt wurde und sich bereits in Ausführung befindet. Es handelt sich um die Behandlung von rund 500 000 m³ kiesigen, sandigen Materials mittels Ton-Gel und Bentonit-Injektionen. Die Fläche des Schirmes beträgt 20 000 m², die gesamte Bohrlänge rd. 70 000 m. Die Bohrungen sind im Querschnitt auf zehn Reihen verteilt und weisen einen Abstand von je 3,0 bis 3,5 m auf. Es ist dies gegenwärtig die grösste Injektionsarbeit auf der ganzen Welt.

Ch. Blatter, dipl. Ing., Zürich, schilderte die Einrichtungen, welche für die Ausführung dieses Injektionschirmes in der Mattmarkebene nötig waren. Es sind dies fünf Rotary-Drill-Bohrmaschinen und fünf Rotationskernbohrgeräte. Mittlere Tagesleistungen von 300 m Bohrung und rd. 1000 m³ Injektionsgut sind erforderlich, um diese Arbeit innert der angesetzten Frist von zwei Sommerkampagnen von je rd. 5 Monaten Dauer zu beenden.

Sämtliche Referate werden veröffentlicht und als «Mitteilung» der Gesellschaft zusammengefasst.