

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

SPECIALTY SESSION 7



## METHODS OF SOIL STABILIZATION (CHEMICAL, SLURRY TRENCH CONSTRUCTION, etc.)

Chairman: Mr. H. Cambefort (France)  
 Vice-Chairmen: Prof. B. A. Rzhanitsyn (USSR), Prof. A. N. Adamovich (USSR)  
 Participants: V. E. Sokolovich (USSR), A. N. Adamovich (USSR), T. Yahiro, H. Joshida (Japan), A. Van Wambeke (Belgique), I. M. Litvinov (USSR), Mr. Fenoux (France), H. K. S. M. Begemann (Netherlands), N. A. Tsytoich, Ya. A. Kronik (USSR), E. I. Muljukov (USSR), K. Skarzynska (Poland), Kotulsky V. V. (USSR)

## Chairman Mr. H. Cambefort (France)

Les Methodes de renforcement des sols qui font l'objet de cette Section sont relativement nombreuses, aussi nous a-t-il paru necessaire de limiter les sujets a quelques procedes d'application pratique. C'est ainsi que les questions posees concernaient:

- 1- les injections chimiques augmentant fortement les caracteristiques mecaniques des sols meubles
- 2- les effets de la congelation et du degel sur la structure des sols
- 3- la realisation des parois moulees dans le sol, sous coulis d'argile
- 4- et la realisation des rideaux etanches sous les barrages reposant sur des sols alluviaux

J'ai donc elimine systematiquement

- 1- les communications relatives aux essais de laboratoire concernant la stabilisation des sols utilisee en technique routiere ainsi que les essais, plus ou moins elabores mais non suivis d'application pratique, et pouvant etre quelque fois dangereux, comme par exemple l'emploi de l'acide fluorhydrique
- 2- les developpements mathematiques destines a preciser certains points de la theorie et sans aucune application pratique, comme par exemple le calcul du rayon d'action d'une injection en terrain homogene et isotrope.
- 3- et enfin toutes celles qui, quoique d'application pratique, ne repondaient pas aux questions posees et ne presentaient aucun interet particulier: pieux moules, tirants, caissons, etc ...

C'est ainsi que j'ai retenu:

- six communications pour la 1-ere question (injections chimiques)
- trois communications pour la 3-eme question (parois moulees)
- et six communications pour la 4-eme question (rideaux etanches).

Il n'y a eu aucune reponse a la 2-eme question (effets du gel et du degel). Par contre, deux communications, hors questions mais traitant de procedes nouveaux ayant deja un debut d'application, m'ont paru pleines d'interet. Elles sont toutes les deux relatives a des procedes de consolidation:

- l'une presentee par MM. E. De Beer et A. Van Wambeke concerne le pilonnage intensif des sols suivant le procede de L. Menard,
- l'autre de I. M. Litvinov sur la consolidation de certains sols, comme les loess, en combinant l'immersion et des explosions profondes.

Ces deux methodes vont etre detaillees par leurs auteurs

Parmi les dix sept communications retenues, onze ne presentent aucun interet particulier parce qu'elles ne concernent que des rappels de procedes connus, mais elles seront evidemment imprimees dans les comptes rendus. Par contre, il y en a six qui apportent quelque chose de nouveau. Plutot que d'en faire un mauvais resume, j'ai demande a leurs auteurs d'exposer leur sujet avec tous les documents qu'ils estiment utiles. Apres chaque expose une courte discussion sera ouverte, afin de vous permettre de demander des explications sur des points qui vous paraissent obscurs, ce qui arrive presque toujours quand on est oblige de limiter le temps de parole.

J'espere que ce processus augmentera votre participation a la seance, et je donne tout de suite la parole a M. Sokolovich qui va dire comment on peut ameliorer l'efficacite de l'injection de silicate de soude dans certains sols en les activant au prealable par une injection de gaz carbonique.

Dr. V. E. Sokolovich (USSR)

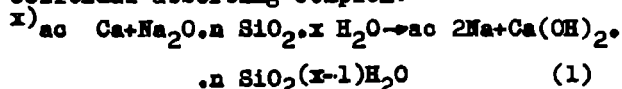
Mr. Chairman, dear colleagues,  
 The chemical grouting of soils is applied in the Soviet Union for soft soils grouting in

the foundations of existing or erecting structures, when constructing counterfiltration curtains in the foundations of hydro-technical structures and while passing through of mineworkings in the irrigated sandy soils.

Silicification of collapsing loess soils widespread in the Ukraine, the North Caucasus and the Republics of Middle Asia has found a wide application in the foundation engineering.

Method of collapsing loess soils silicification is carried out by injection of sodium silicate through the injectors driven before or borings. The consistence of this solution is from 1.05 to 113 g/cm<sup>3</sup>. The instantaneous grouting and the increasing strength are the main advantages of silicification method. The grouted soil has become water-resistant, water-proof and not collapsing. The soil strength on uniaxial compression in the grouted massif is 20 kg/cm<sup>2</sup>.

The main reaction of loess soils silicification in the nature of physico-chemical character takes place on the surface of their colloidal absorbing complex:



Interaction of alkaline silicate solution and loess soil results in the instantaneous interchanged reaction of sodium cation silicate solution and the absorbed sodium cation. Under the conditions of strong alkaline medium absorption capacity of loess soils increases twice or thrice. Calcium cation pressed out in the alkaline medium of silicate solution forms nonsoluble solid phase  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , with the surface strongly developed on which silicic acid is absorbed. And as a result of it one can get a microlayer of new grouting formations strengthening loess soil.

Dispersed plaster (gypsum) and calcium carbonate are decomposed owing to alkali action and as a result of it a certain quantity of calcium oxide hydrate is formed.

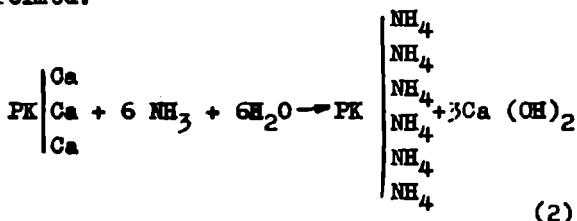
However while silicifying the active components contained in loess soils make solidified only 30-50% of sodium silicate solution injected into the soil. The complete silicification of sodium silicate is carried out by additional treatment of silicified loess soil with carbon dioxide. The gas treatment of silicified loess soil enables increasing the grouting volume twice and the strengthening one and a half or two times while consumption of sodium silicate solution remains usual.

As experience shows in a number of cases there is no necessity of strong grouting in collapsing loess soils bedded in foundation bases. The sufficient stability of structures can be reached if the soil is given non-collapsing properties as a result of its chemical treatment. It is carried out by gas ammonia treatment of loess (ammonification).

x) ac - colloidal absorbing complex

The method of ammonification constitutes the injecting of gas ammonia under the pressure of 0.25 atm. into collapsing soil through the injectors driven before or borings.

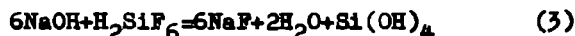
The injecting ammonia is absorbed by water films of loess soil and is interacted with its absorbing complex. As a result of exchange reaction with the absorbed calcium highdispersed hydrate of calcium oxide is formed.



It should be noted that 5-8 kgs of ammonia is absorbed saturating of 1m<sup>3</sup> of loess soil and ensuring 10-17 kgs of highdispersed hydrate of calcium oxide separation.

Carbonate calcium separated is interacted with silice and colloidal silicic acid of soil, so viscous stabilizing soil consisting carbonate calcium and silice is formed.

For grouting of sandy soils a new economic formula of one-solution method for silicification has been worked out where higheffective fluorosilicic acid a cheap by-product of superphosphated generation is used. The slow decomposition reaction of  $\text{SiF}_6^{-2}$  (anion) in alkaline medium of silicated solution and high-potential acidity of luorosilicic acid acting in this medium as sixbased, all this has predetermined fluorosilicic acid to be the best solidification substance (material) for silicated solution. Acid and alkali interaction is expressed as follows.



The reaction (3) shows that while acid separation in silicated solution the additional quantity of silicic acid is separated, promoting the increasing efficiency of silicic acid gel and its strength. Silicic acid gels produced are the cheapest and the strongest ones.

The sands grouted by them have the strength on uniaxial compression equaled to 40-50 kg/cm<sup>2</sup>

During last years the researches in gaseous silicification of sandy soils have been carried out. They constitute preactivity of soil by its treatment with carbone dioxide gas and following the injection of silicated solution into soil.

Carbon dioxide gas is injected into soil for the second time to solidify finally the silicated solution.

Alkali neutralization takes place in the silicated solution in this case and as a result of it the silicate modulus is increased and silicic acid grouting gel is formed. The characteristic feature of the gaseous silicification method is the instantaneous formation of silicic acid gel and sufficiently high strength of grouting.

Urea formaldehyde resins, cheap and available polymers, are widely applied in the USSR when deep chemical grouting of soils is needed. They have been used for carbonate sands grouting and for preventing of filtration in hydrotechnical concrete structures. The researches in the field of using the effective clayey-silicated solutions in alluvial soils grouting have been carried out.

The addition of sodium silicate solution in the mentioned solutions was reduced seven times owing to the mobilization of silicic acid contained in clay. At the same time the researches connected with the receiving of highregulating in time tixotropy for clayey solutions prepared on the basis of the widespread bentonite clays have been carried out. Thanks for attention.

Chairman Mr.H.Cambefort (France)

Je remercie M.Sokolovitch pour son interessante communication et, avant de vous demander de poser des questions, je voudrais insister sur un point qui me parait tres important.

Ce procede qui consiste principalement a injecter du gaz carbonique dans le sol, ne peut convenir que si cette injection est possible. Il est donc indispensable que le sol ne soit pas sature ce qui limite evidemment les cas d'application, car il y a beaucoup de pays ou les sols non satures sont rares (mis a part evidemment les sables et graviers), et il est encore plus rare que l'on ait a consolider ces sols.

Il y a un autre procede pour lequel il y a la meme restriction. C'est la cuisson, qui elle non plus ne vaut rien dans les sols satures. Il y a de nombreuses annees, j'ai voulu stabiliser un glissement de terrain en le faisant cuire. Nous sommes tout simplement arrives a fondre l'argile dans le voisinage des flammes. Et un peu plus loin l'augmentation de chaleur n'a pas ete suffisante pour durcir l'argile dans un volume raisonnable. Le procede ne valait donc rien dans ce cas particulier et le glissement a ete errete en le drainant avec des forages subhorizontaux.

Ce point me parait suffisamment important pour que j'y revienne tout a l'heure dans la conclusion.

Quelqu'un a-t-il des questions a poser?

Ces deux methodes vont etre detaillees par leurs auteurs.

Parmi les dix sept communications retenues, onze ne presentent aucun interet particulier parce qu'elles ne concernent que des rappels de procedes connus, mais elles seront evidemment imprimees dans les comptes rendus. Par contre, il y en a six qui apportent quelque chose de nouveau. Plutot que d'en faire un mauvais resume, j'ai demande a leurs auteurs d'exposer leur sujet avec tous les documents qu'ils estiment utiles.

Après ces exposes, il y aura la pause, au debut de laquelle vous pourrez donnera notre Secretaire les questions pour lesquelles vous desirez une reponse. Après une selection eventuelle avec les orateurs (qui voudront bien rester dans le voisinage du bureau) il y sera repondu a la reprise de la seance et avant les interventions orales. J'ai choisi celles-ci suivant le meme critere que les communications ecrites, aussi il n'en reste pas beaucoup, environ une sur quatre.

Je passe maintenant la parole a M.Rjanitzin qui va dire quelques mots sur la consolidation des loess.

Prof.B.A.Rzanitsyn (USSR)

Mr.Chairman, dear colleagues,

The chemical grouting method of soils has been already used for 40 years, and for these years civil engineers succeeded in solving a number of complicated tasks. Hundreds of structures protected from the dangerous deformations, tens of superstructured buildings and counterfiltrationed curtains. That's a short but not complete list of the objects where the high effective chemical grouting method of soils has been applied.

Such buildings as the Odessa Opera House, the stage of the Bolshoi Theatre in Moscow, the Kirov theatre in Leningrad, Moscow hydropower station, Bereznjakovskaya heating and power plant, many living and industrial buildings have been set on the chemically grouted soil, in this case "underpinning" has been carried out under the conditions of the continuous exploitation of these buildings. The stability of grouted soil and durability of the grouting have been found out.

The gained experience makes it possible applying widely the foundations made of silicified loess for living and industrial buildings and structures.

Technology of soils grouting worked out enables producing of high quality grouting at any depth in the shortest possible time. As it has been shown in the film at the opening of the Conference the structure of deep supports made of silicified loess is being fulfilled as follows: boring is produced at the whole loess collapsing thickness, the injection of silicate grout is carried out twice. The first injection is carried out at the four metres depth, the second-at the whole remaining depth of the boring. Such technology has been used while constructing deep supports with the diameter of 2.4m and the depth-25 m. The construction in Georgievsk town and a number of dwelling buildings in other towns was put into effect by applying this technology.

The mathematical methods of linear programming makes it possible to calculate the optimum profile of grouted massif as precisely as possible.

The basis of calculations was the theory of ultimate equilibrium.

There are a number of zones in the grouted massif profile where the grouting is characterized by different degree of strength. Thus, one can get a considerable technical and economic effect. At present the carrying out of the works on zero cycle with application of moisturing and deep compaction of collapsing soils requires as much time as half a year or a year.

Loess silicification excludes time necessary for the works on zero cycle. As it has been already observed on the construction of pipe in the town Zaporozje the construction of a building or an industrial enterprise can be started right by the installation of glasses under columns and erection of constructions, taking into consideration rock bed instead of collapsing loess.

Then hole boring and silicate solution injection into soil and the erection of the building are carried out simultaneously and as a result of it deep supports are produced cutting through the whole thickness of collapsing soils. Thus the main advantages of grouted soil foundations are economical effect, the speeding up of construction and the eliminating of settlements when constructing on collapsing soils.

Up to now the problem of construction on collapsing loess soils has not been completely solved yet. Foundations made of chemically grouted loess will solve this problem in the nearest future.

Thanks for attention.

Prof. Adamovitch A.N. (USSR)

A l'heure actuelle on a déjà construit quelques grands barrages dans les régions du Nord et de l'Est de l'Union Soviétique (en particulier, en Sibirie). Cette construction rencontre certaines difficultés imputables aux conditions climatiques rigoureuses caractéristiques pour ces régions de notre pays. C'est pourquoi nous sommes intéressés à étudier ces problèmes complexes conditionnés par la présence des sols permafrost dans les fondations des ouvrages hydrauliques.

L'accumulation de l'eau dans les retenues de grande capacité provoque le dégel graduel des sols congelés dans les fondations des ouvrages hydrauliques. Ce fait peut conditionner l'apparition de la filtration dans les sols de fondation, le développement de ce processus étant dû à l'augmentation de l'épaisseur de la couche en dégel.

L'autre problème très important est celui de la rationalité de la construction dans ces régions des barrages en terre avec un noyau artificiellement congelé (au lieu du noyau ordinaire) créé par la méthode du contactage par rouleau couche par couche en argile ou en argile sableux.

Le programme du travail de la section spéciale VII prévoit l'examen de la question N2 consacrée à "l'influence du gel et du dégel sur la structure des sols". Cette question a une valeur scientifique et pratique très im-

portante pour la résolution de quelques problèmes spéciaux relatifs à la construction des barrages en URSS. C'est à ce problème que sont consacrées les recherches effectuées par les professeurs Tsytovitch N.A., Vialov S.S., Zaretsky Ju.K., Trupak N.G., Bogoslovsky P.A., Oukhov S.B., Oukhova N.B., Kronik Ia.A. et d'autres.

Il faut noter qu'il existe une différence considérable entre l'emploi de la méthode de congélation dans l'industrie minière, par exemple pour le percement des tunnels, des metros, des mines et d'autres excavations, et l'emploi de cette méthode dans la construction hydrotechnique où il est nécessaire d'assurer les caractéristiques constantes, par exemple de prévenir la filtration dans les fondations des barrages, ainsi que dans leurs corps. Si dans l'industrie minière l'emploi de la méthode de congélation a ordinairement un caractère provisoire, dans la construction hydrotechnique moderne cette méthode peut être utilisée non seulement comme une méthode provisoire, mais aussi comme une méthode permanente assurant le contour souterrain du barrage, à savoir pour créer le voile en sols congelés dans la fondation des ouvrages hydrauliques. La méthode de congélation est largement employée sur un nombre d'ouvrages construits au Nord de l'URSS pour prévenir la filtration à travers le corps du barrage en terre.

Une expérience très intéressante était obtenue sur le barrage en terre Ireliakh où la congélation s'effectuait par la circulation de l'air froid naturel refoulé à l'aide des pompes à ventilation, au lieu du mélange de refroidissement. La hauteur du barrage était égale à 20m, la profondeur du voile en sols congelés étant près de 10m. Le projet du barrage<sup>1/</sup> prévoyait la réalisation d'une zone à congélation permanente travaillant en tant que le noyau imperméable du barrage en terre et le voile dans la fondation.

Les calculs détaillés ont déterminé qu'en première année d'exploitation il est suffisant de réaliser les injections de l'air froid naturel à température de 22 à 38°C au-dessous du zéro durant 6 mois, ultérieurement cette température doit être abaissée à cause de

<sup>1/</sup> Les auteurs du projet sont MM. Korenkov G.I., Semenov et d'autres (Guidroproekt de Leningrad).



Fig. 1.

**Barrege sur la riviere Ireliakh**

1. sol argileux;
2. sable à fins grains;
3. limite du bedrock;
4. enrochements;
5. cylindres du voile en sol gelé;
6. couche de glace recouverte de tourbe
  - a) niveau réel
  - b) niveau normal.

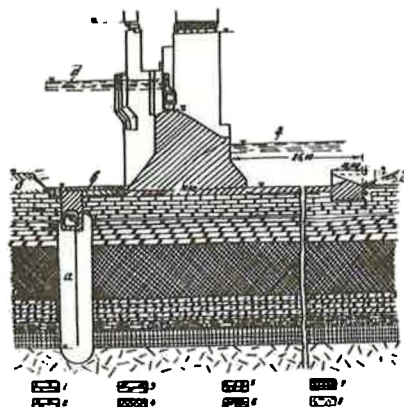


Fig. 3.

1. Calcaire rubané;
2. dolomie grise claire;
3. marne calcaire;
4. dolomie comportant le gypse;
5. dolomie argileuse;
6. dolomie rubanée;
7. gypse;
8. anhydrite
  - a) zone des sols gelés
  - b) bourrelets
  - c) sol argileux
  - d) niveau calculé pour navigation
  - e) niveau normal du bief amont

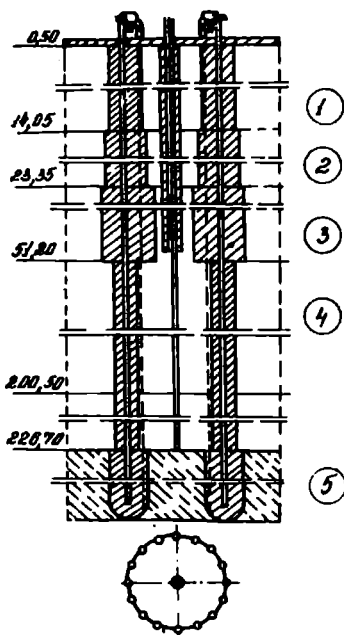


Fig. 2.

**Schéma de la formation des cylindres en sol gelé dans les roches différentes**

1. sol argileux;
2. sable;
3. gravier;
4. argile;
5. roche dure.

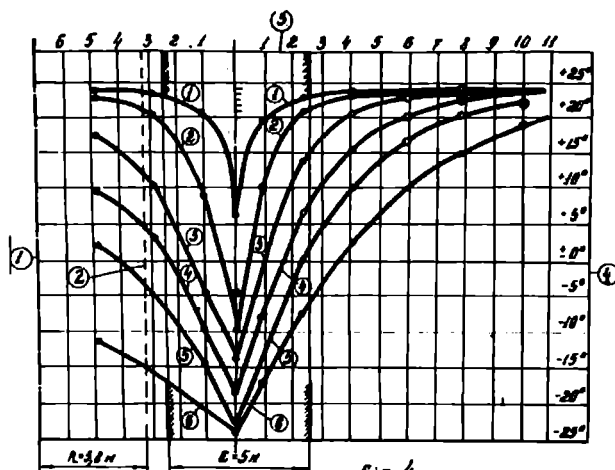


Fig. 4.

1. Axe du puits de mine;
2. limites du puits dans la galerie;
3. distance à partir de l'axe du cylindre;
4. température, °C.

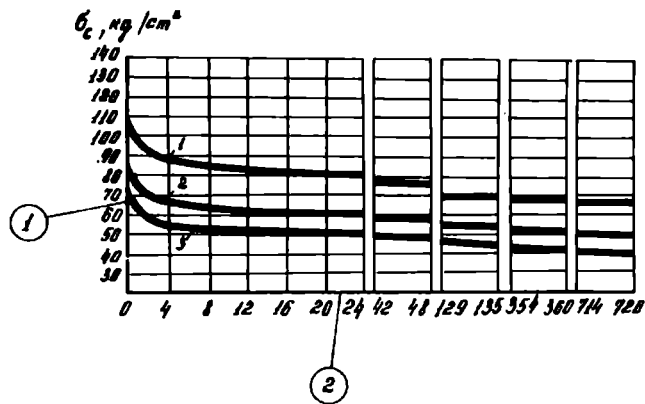


Fig. 5

Fig. 5. Courbes de la résistance de longue durée du sable gelé à grains moyens sous compression axiale ( $n=38\%$ ) à:

1.  $K_w=1$ ,  $\theta=-15^\circ$ , 2.  $K_w=0,9$ ,  $\theta=-8^\circ$ ,
3.  $K_w=0,9$ ,  $\theta=-4^\circ$ .

1) contraintes sous compression axiale.  
2) temps, h.

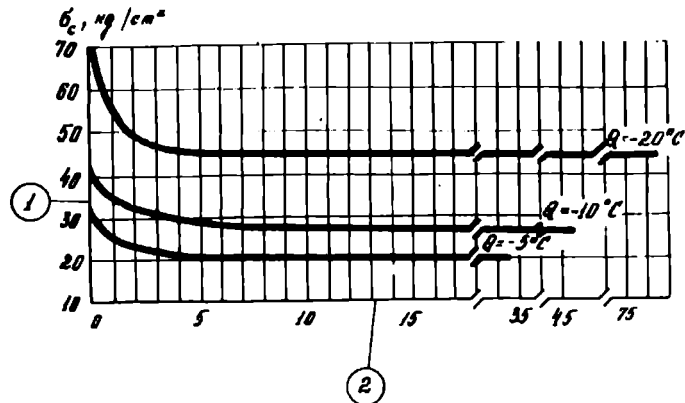


Fig. 6

Fig. 6. Courbes de la résistance de longue durée des argiles gelées

- 1) contraintes de compression, ,  $\text{kg/cm}^2$
- 2) temps, h.

l'accumulation du froid a l'interieur du barrage (une reserve du froid suffisante).

A l'heure actuelle apres 8 annees d'exploitation on peut faire la conclusion que le fonctionnement de la ventilation de refroidissement durant 3-4 mois par an assure un regime de congelation stable. Cela permet de prevenir la filtration tant a travers le barrage que dans sa fondation. C'est pour la realisation du controle meticuleux qu'on a fait dans le corps du barrage les forages piezometriques, ainsi que les forages speciaux pour mesurer avec precision les temperatures dans le sol. Ces mesures n'ont mis en evidence qu'une seule zone (au pied du deversoir) ou il s'est avere necessaire de realiser les mesures supplementaires pour assurer la congelation complete.

L'analyse detaillee des observations effectuees a demontre que la stabilite du barrage est assuree completement, c'est pourquoi cette methode de congelation sera employee plus largement. Les recherches ont montre que la temperature moyenne dans le noyau du barrage et dans le voile reste constamment inferieure a  $-5^{\circ}\text{C}$ .

Les observations sur la temperature a l'aide des thermometres a resistance ont ete realisees en 3 sections transversales du barrage ou se trouvaient 20 forages de controle. Les donnees obtenues se caracterisent par une bonne coincidence, ce qui a permis de definir les contours des champs de temperature et de construire les isothermes correspondantes.

Le calcul de la reserve du froid dans le corps d'un barrage en terre etait effectue selon l'equation:

$$Q = \sum_{i=1}^n w_i c_i \gamma_i \bar{t}_i = \Omega \cdot c \cdot \gamma \cdot \sum_{i=1}^n \bar{t}_i,$$

ou:

- $w_i$  - section d'un volume elementaire ( $\text{m}^2$ )  
- capacite thermique volumique ( $\text{cal}/\text{m}^3^{\circ}\text{C}$ )  
 $t$  - temperature moyenne du sol dans le volume elementaire  
 $n$  - quantite de volumes elementaires  
- surface de la section de calcul du barrage.

On faisait le calcul de la reserve du froid selon cette formule pour chaque annee; pour la septieme annee d'exploitation elle etait egale a 1490 kcal par an et pour la huitieme annee elle etait egale a 850 kcal par an.

Dans les regions a permafrost on rencontre souvent dans les lits alluvionnaires des rivieres une couche de "talik", c'est-a-dire une couche des sols non-congeles avec des eaux souterraines a la temperature basse au-dessus du zero. L'epaisseur d'une telle couche varie en fonction des conditions climatiques; parfois quand la riviere est completement gelee sur toute la profondeur la couche de "talik" disparaît.

Dans le cas d'une couche de sol degele d'une profondeur suffisante on peut y creer un

voile d'injection qui doit etre realise en deux phases successives.

Durant la premiere phase la realisation du voile ne s'effectue que dans les limites de la couche du sol degele par l'injection des coulis contenant les additions des sels  $\text{CaCl}_2$  et  $\text{NaCl}$ . Les recherches accomplies au VNIIG ont montre que ces additions assurent le durcissement de tels coulis aux temperatures basses au-dessus du zero.

La deuxieme phase commence apres la construction du barrage et seulement dans le cas ou les observations faites dans les forages de controle, ayant une profondeur au-dessous de la couche des sols degeles, demontrent que sous l'action de l'ecoulement de filtration a partir de la retenue il y a un abaissement supplementaire de l'isotherme zero qui conditionne l'augmentation de l'epaisseur de la couche des sols degeles. Cette methode de realisation d'un voile a ete employee sur le chantier d'un des barrages construits dans la partie Est de Siberie sur la riviere Vilui. Les observations sur le regime thermique sont poursuivies jusqu'a present, ces observations etant realisees VNIIG non seulement dans le plan du voile dans le lit, mais aussi dans les aboutements. En meme temps on mesure les niveaux des eaux souterraines dans les forages piezometriques de controle.

Etant donne la diversite de la conductivite thermique de differentes couches des sols multicouchees, le processus de congelation se developpe a une vitesse differente, c'est pourquoi les contours des isothermes, y compris l'isotherme zero, sont complexes. (Fig. 2)

La position instable de ces isothermes est conditionnee par les variations saisonnieres et mensuelles de la temperature des eaux souterraines en contact avec les sols congeles.

La variation de la position des isothermes et surtout de l'isotherme zero provoque non seulement les differentes deformations des sols a composition petrographique diverse, mais aussi le regime thermique alternatif dans la zone des oscillations de l'isotherme zero. Cette circonstance, peut fortement influencer les proprietes des sols en changeant leur structure et en diminuant leur resistance.

Les recherches effectuees sous notre direction pour l'un des aménagements hydro-electriques a l'Oural ont demontre que les calcaires dyas soumis aux 25 cycles de gel jusqu'a  $14^{\circ}\text{C}$  au-dessous du zero n'ont pas accuse des changements quelconques de la structure. Sous les memes temperatures les dolomites dyas ont supporte 18 cycles d'essais sans changements de structure; leur destruction

<sup>x/</sup> Prof. N.G. Trupak. Methoden zur Berechnung der wanddicke von Frostzylindern. Symposium Schacht abtenfen und Injectionstechnik. DDR Freiberg, 1972.

<sup>xx/</sup> Dragui A.A., charge de cours. Recherches sur la determination des caracteristiques thermiques des sols et des eaux. - Sbornik Len-gidropreokta, 1941, Gosen ergoizdat (les recherches sont accomplies sous la direction de M. Adamovitch A.N.)

commence seulement apres ces cycles. Les dolomites contenant le gypse (pres de 4%) ont eu les changements de structure apres 4 cycles du gel et la destruction apres 18 cycles. Les dolomites gypseux des couches sous-jacentes contenant 5% de gypse ont montre les memes resultats que les echantillons pris dans les couches se trouvant au-dessus, c'est-a-dire apres 18 cycles d'essais. Les remaniements des marnes calcaires ont deja eu lieu apres le 1-ier cycle, leur destruction complete ayant lieu apres le troisieme cycle du gel-degal.

Les resultats de ces recherches ont demontre une resistance au gel insuffisante de quelques couches dyas, ce qui a ete pris en consideration dans le projet du voile d'injection. Ce voile d'injection est realise en ciments speciaux a resistance aux sulfates elevee. Dans les conditions susmentionnees quand il y a les couches contenant le gypse la creation du voile en sols congeles n'assurerait pas evidemment une protection sure et de longue duree contre la filtration dans la fondation du barrage.

Les facteurs indiques n'ont pas d'influence considerable dans le cas ou la methode de congelation est employee provisoirement, par exemple pour le fonçage des puits ou pour l'enceinte des fouilles a ciel ouvert et d'autres excavations. Mais dans le cas de la creation du voile en sols congeles dans la fondation d'un barrage c'est tout a fait une autre chose, car ce voile est prevu pour le fonctionnement permanent. Dans ce cas le regime hydrodynamique des eaux souterraines aux gradients de filtration assez eleves exige la realisation du voile en sols congeles continu. Outre cela il faut assurer le bilan thermique stable. Les variations de longue duree de l'isotherme zero dans les limites d'une certaine zone peuvent provoquer les changements defavorables dans la structure du sol et la diminution de sa resistance, ce qui est dangereux pour la stabilite de l'ouvrage. C'est pourquoi apres avoir fait les etudes pour l'aménagement indique d'Oural on a propose de ne pas disposer le voile en sols congeles sous le barrage en beton, mais en amont de celui-ci pour que ni les deformations imputables a la congelation du sol, ni les variations de sa structure et de sa resistance n'influencent la fondation du barrage. Dans le cas ou le voile en sols congeles est dispose en amont du barrage, celui-ci doit etre relie avec la zone superieure du voile par un avant-radier sur execute, par exemple, en argile ou en beton asphaltique d'une epaisseur necessaire.

Un autre avantage important d'une telle disposition reside dans le fait qu'en cas de necessite d'augmenter l'epaisseur du voile (pour la protection plus efficace contre l'ecoulement de filtration), cet elargissement de la zone de congelation n'atteindra pas les sols de fondation du barrage. C'est tres important car cette methode permet de conserver les parametres geotechniques principaux (l'angle du frottement interne  $\varphi$  et coefficient de cohesion  $C$ ) admis dans les calculs de la resistance au cisaillement du barrage.

Il faut ajouter qu'un certain nombre de chercheurs pensent qu'il est a prevoir un

elargissement successif du voile permanent en sols congeles (malgre que cet elargissement soit assez lent) pour eviter l'influence nefaste des cycles gel-degal alternes dans la zone de variation de l'isotherme zero. (Fig. 3)

Les considerations exposees ci-dessus sont relatives principalement aux ouvrages hydrauliques rigides, c'est-a-dire aux barrages en beton (barrages-voutes, barrages-poids), et dans une certaine mesure aux barrages en terre et en enrochements. Dans le dernier cas la diminution de la resistance des sols de fondation ne joue pas le role decisif et doit etre prise en consideration seulement parce que les remaniements des sols peuvent conditionner une filtration plus forte dans la fondation.

Un des problemes tres importants pour le calcul des voiles en sols congeles est la determination des caracteristiques de resistance et de deformation des sols congeles. C'est en vue de resoudre ces problemes qu'on a realise de larges recherches theoriques et experimentales tant en URSS qu'a l'etranger. Parmi ces travaux il faut premierement citer ceux de MM. Lame et Gadoline, Jösten, Galanka et Valbrecker consacres aux calculs de l'epaisseur d'un anneau en sols congeles autour d'un puits de mine. Les calculs analogues sont utilisees aussi pour determiner les limites du puits de mine principal.

Les calculs thermiques effectues pour les zones a sol congele permettent de definir les courbes de repartition des temperatures, ce qui donne la possibilite de choisir et de maintenir le regime optimal de la circulation de l'agent dans le systeme des forages assurant la congelation. (Fig. 4)

Conformement a la proposition du professeur Trupak N.G., il est rationnel de realiser la congelation des sols a structure geologique complexe par zones, compte tenu des caracteristiques thermiques des couches.

La geocryologie moderne qui se developpe d'une maniere intense les dernieres annees, examine plusieurs problemes tres importants dans ce domaine en determinant les limites du permafrost, la profondeur de la congelation qui atteint dans quelques regions 1,5 km et les proprietes des sols permafrost.

C'est pour determiner la resistance des sols congeles que MM. Vialov S.S., Zaretsky Ju.K., Libermann I.M. ont propose quelques formules qui tiennent compte de leurs proprietes et de l'etat de contraintes.

La resistance des sols congeles qui se trouvent sous l'action des charges de longue duree varie dans le temps; au commencement ces variations ont un caractere brusque et ensuite peu a peu elles s'attenuent. La figure 5 montre la diminution de la resistance du sable congele en periode de 720 heures pour les temperatures de  $-15^{\circ}\text{C}$  (courbe 1),  $-8^{\circ}\text{C}$  (courbes 2) et  $-4^{\circ}\text{C}$  (courbe 3). Les variations de la resistance a la compression allaient de 110 a 68 kg/cm<sup>2</sup> pour  $-15^{\circ}\text{C}$ , de 80 a 48 kg/cm<sup>2</sup> pour  $-8^{\circ}\text{C}$  et de 72 a 40 kg/cm<sup>2</sup> pour  $-4^{\circ}\text{C}$ .

Les phenomenes de fluage analogues sont observes aussi sur les argiles congeles. (F.6)

La determination de la resistance a la compression des eprouvettes s'effectuait durant 76 heures. On a constate que la majeure partie de la perte de resistance a lieu en premieres 5-6 heures. La valeur absolue de la resistance initiale des argiles congelees s'est averee considerablement plus petite que celle des sables congeles. Par exemple a une temperature de 20°C au-dessous du zero la resistance initiale des argiles est egale a 70 kg/cm<sup>2</sup>, a une temperature de -10°C elle est egale a 40 kg/cm<sup>2</sup> et a une temperature de -5°C elle est egale a 30 kg/cm<sup>2</sup>. Les recherches theoriques dans ce domaine etaient accomplies par les professeurs Zaretsky Ju.K. et Vialov S.S. Ils ont propose les formules de calcul basees sur les resultats experimentaux et reliant les valeurs des deformations relatives, des contraintes et des parametres physiques du sol congele<sup>x/</sup>.

La rationalite de l'emploi de la methode de congelation pour creer les voiles en sols congeles sous les ouvrages hydrauliques construits dans les regions nordiques du pays doit etre justifiee non seulement par les recherches physico-techniques, mais aussi, ce qui est tres important, par les calculs techniques et economiques.

Ce sont ces calculs, tenant compte des conditions naturelles locales et des particularites de l'exploitation de l'equipement qui permettent de faire les conclusions bien justifiees sur la rationalite de cette methode pour differentes regions du pays.

L'experience acquise a l'heure actuelle, malgre qu'elle soit encore restreinte, ainsi que les etudes en cours de realisation, et, principalement, les succes obtenus grace a ces methodes dans l'industrie miniere, ont permis de faire la conclusion que la methode de congelation merite d'etre largement employee dans la construction hydrotechnique et, surtout, dans les regions a climat rigoureux.

<sup>x/</sup> Zaretsky Ju.K. Theorie de la consolidation des sols. - Ed. Nauka, 1967.

Vialov S.S., Gliuchinsky V.G., Zaretsky Ju.K. Resistance et fluage des sols congeles et calcul des enceintes en sols congeles. - Ed. Akademii Nauk SSSR, Moskwa, 1962.

Mr. T. Yahiro and H. Yoshida (Japan)

Mr. chairman, fellow delegates, ladies and gentlemen.

The grouting method which is prevalent today is effective to cut-off underground water and to increase the consolidation of soil. Especially today, with the appearance of new grouts, this method is developing and becoming more and more popular. But, when we execute, by the conventional grouting method, the grouting solution drains into a place with less resistance, because soil consists of so many various properties. Therefore, there was a great demand for the development of a new execution method, by which we could grout exactly into the designed place and thus accomplish the execution effectively.

So, we designed and developed this new grouting method, one of the soil stabilization methods, by the use of a high speed water jet which is very efficient at soil fracture.

In short, this method is a process of making a slit by a water jet and producing underground solid bodies by injecting grouts into this slit.

Its merits have been confirmed after the past several years of fundamental research and practical use.

For example, it heightens the execution efficiency, because we can produce underground solid bodies in fixed places. As well, it could work effectively as a method to protect against environmental pollution.

Here, I'd like to explain the series of researches.

#### FUNDAMENTAL RESEARCH

It is generally known, as in the rain erosion phenomenon and in airplanes, that a high speed water jet has the merit of considerably concentrated energy density without much power needed for its pressure. However, when we apply it to the grouting method, we can't obtain sufficient efficiency, even though we can increase jet pressure in order to make the best of the injection power.

So, in our fundamental research, we made experiments on several points, as follows:

- 1), ... The injecting property of a high speed water jet when injected into different kinds of fluids --- for example, water, air and bentonite slurry.
- 2), ... Cutting and boring in the water of various kinds of rocks and soils.
- 3), ... A simultaneous jet of high speed water and air to improve soil fracture efficiency in the water,
- and 4), ... Nozzle performance.

Those experiments confirmed these three facts.

That is.

1)... We got a general equation of dynamic pressure for jet axial flow, which makes an important parameter of soil and rock fracture, and clarified the structure of water jet in various fluids.

2)... We proved that injection pressure distribution and velocity distribution closely follows that Gaussian error curve and that the jet axial flow pressure has a great decrement because water jet injected into liquids has a bigger spreading angle than into air.

And as a result, we determined how to use a taper type nozzle as the most highly efficient nozzle for this method, designed with consideration of the inside finish and compactness of the water jet.

3)... By calculating the underground stress due to the impact of a high speed water jet and by the use of Bussinesq's axial stress and radial stress formula, we proved that when the compressive strength of soil ranges from 0.5 to 5.0 kg/cm<sup>2</sup>, the soil fracture reaches from 0.2 to 1.5m, when measured at the core of the jet.

We can also ascribe the soil fracture

caused by high speed water jet to cavitation effect and turbulent abrasion of jet. But this cause and effect doesn't always work in the same way, but it adapts to the physical and mechanical properties of the soil.

So, we made excavation tests on compaction and undisturbed samples, and proved that the depth of boring can be calculated by using the elastic wave velocity of the soil, the nozzle diameter, the outlet pressure of the jet and so on.

And we proceeded to find that when the jet pressure is more than ten times as the compressive strength of soil and rock, the specific energy becomes small, as compared the rate of compressive strength of soil and rock to "equal" jet pressure.

#### DEVELOPMENT AND PRACTICAL RESEARCH

We completed development experiments in artificial and natural soils of various kinds, in order to find out how to apply the merits of high speed water jet to a grouting method and to increase the execution effect.

As a result, we found that when we use water glass and cement milk as grouting materials, which produce the same grouting effect, we can easily choose the best grouting materials.

When we grout cement milk, we obtain the physical and mechanical properties of the solid bodies, which shows a fairly good cut-off effect.

The interval between guide holes and suitable traverse velocity of the monitor pose important problems relating to the economical application of a high speed water jet and the execution efficiency.

Therefore, when we move the nozzle in parallel with the surface of the ground, the depth of cutting is a function of nozzle traverse velocity, nozzle pressure & other factors.

These results prove that, by this method, effective fracture and excavation of slime discharge are made possible and, therefore, the stray flow of the grout can be saved. Furthermore the effective injection limits can be well controlled. But in order to develop this method further, we must collect and analyze data using in-situ execution, test its adaptability various soils and improve the execution apparatus. The main purpose is the application of an underground water cut-off.

Execution places are ...

- 1)... the back of the open-out slope and
- 2)... the discontinuity of the in-situ diaphragm wall. Execution ground is soft silt, sand and gravel, and mud stone. Execution depth ranges from G.L. 0 to 45m, and in most cases is not deeper than 20 m.

The fundamental type of execution method is shown in paper and we improved it according to each actual condition of location. We judged the execution effect from these points:

- 1)... Site pumping test before and after execution
- 2)... Comparison with other grouting methods
- 3)... Comparison with the well point method and
- 4)... Measurement of leakage.

The above execution result in the following conclusions.

#### A. CUT-OFF EFFECT

At any actual site, we nearly obtained the desired effects. In other works, we find that the permeability coefficient after the execution is less than 1/10,000 of that of the original ground and we can expect in greater cut-off effect.

The various cut-off effects of each soil is as follows:

- 1)... A perfect cut-off wall is achieved with all the non-solidified ground (excluding boulder) and soft rock such as mudstone.
- 2)... A reasonable cut-off effect is achieved on the boundary between solidified ground and non-solidified ground. For example between mudstone and sand.

#### B. THE RELATION BETWEEN THE INTERVAL OF GUIDE HOLES, THE SHIFTING VELOCITY OF THE WATER POWER MONITOR AND THE TYPE OF SOIL

This interval varies with the physical and mechanical properties of grouting ground and the water jet velocity.

For example, we obtained data that in mud stone from 0.9 to 1.1m and in clay soil from 1.6 to 1.8m.

And, by our data, the shifting velocity of water power monitor varies from 40 to 50 cm/sec in clay soil.

Execution efficiency is 12m<sup>2</sup>/hr on the average.

This method has two processes: guide hole boring, and jetting and grouting. The former takes from 70 to 80% of the time needed for whole process. Therefore, in the future, we can improve the efficiency by developing a high speed excavation.

#### APPENDIX

Now, after the practical use of this method on 20,000 m<sup>2</sup>, we are trying to promote and popularize it.

However, in order to improve this method even more, we must solve a few problems. For example, improvement of the adaptability to various grounds, improvement of execution equipment and finally the improvement of the excavation characteristics of a high speed water jet.

And this high speed water jet is nearly as effective as a laser in supplying mechanical fracturing energy.

Therefore, if we can select the proper speed, it will work effectively when applied to other underground execution methods.

Now, I'd like to make an additional explanation with some slides.

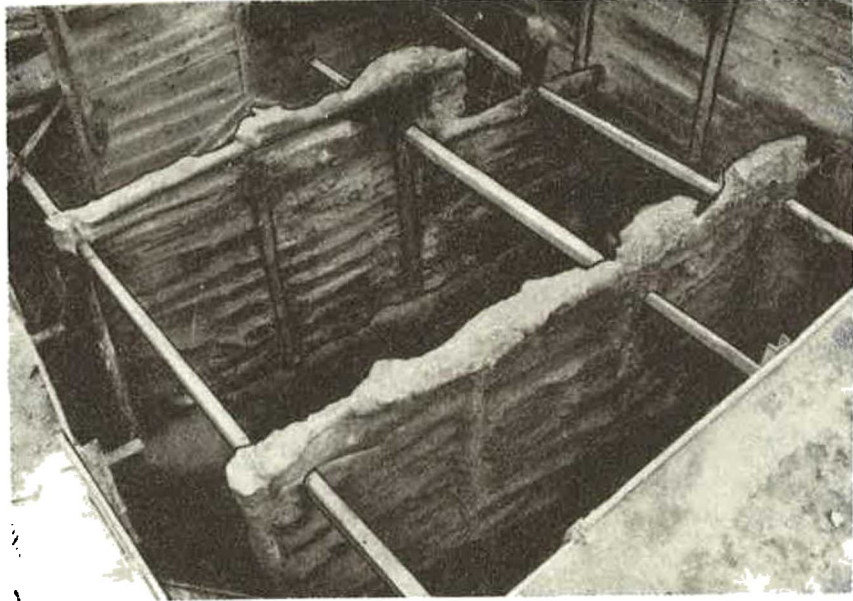
- 1) This is a cut-off wall made by the induction grouting method which uses a high speed water jet.

Grouting material is cement, water-cement ratio is 100%.

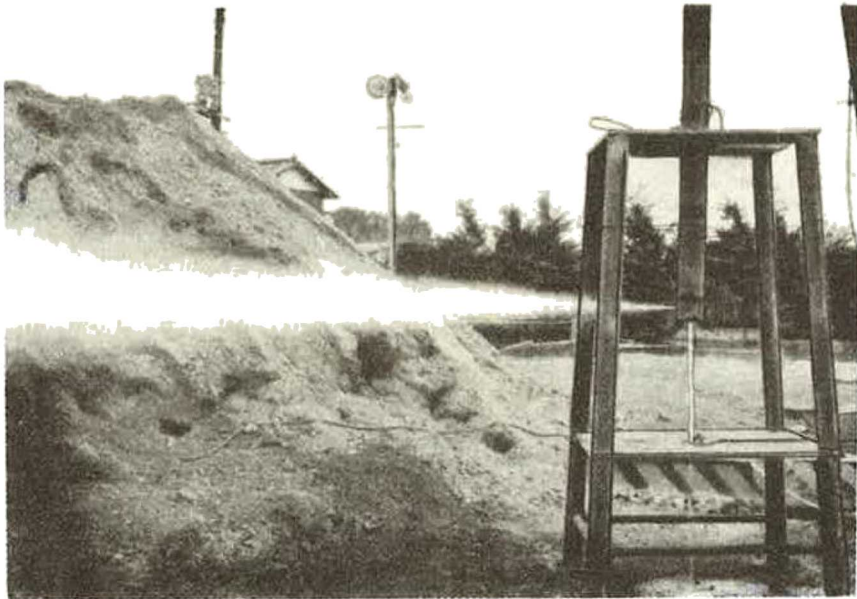
The ground is a saturated sand layer.

The wall is 15 cm thick on the average and the guide holes have 1.5m long intervals.

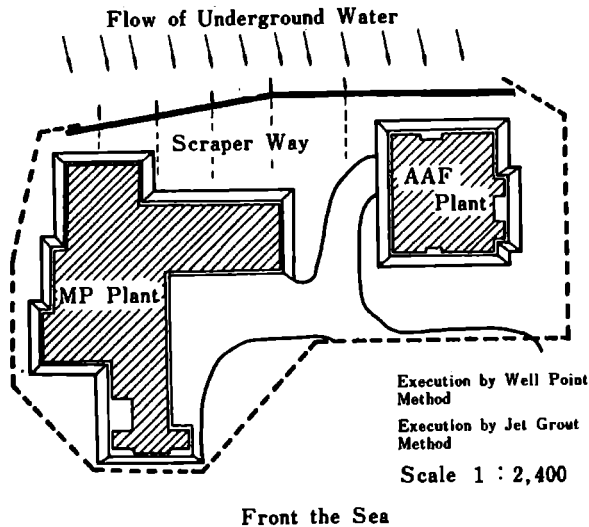
- 2) High speed water jet, air and cement milk are being injected through the hydraulic monitor applied to this method. Outlet pressure of high speed water jet is 500 kg/cm<sup>2</sup>, and the discharge is 60l/min and the nozzle has a diameter of 1.8 mm.



**Photo 1**



**Photo 2**



Construction Site : Nuclear Fuel Reprocessing Plant  
(Ibaragi Prefecture, Japan)

Fig 1 Execution Site

3) This is an example of execution, that is, an outline of execution made on the three layered ground, mud stone, sand and gravel, and sand. The average permeability coef-

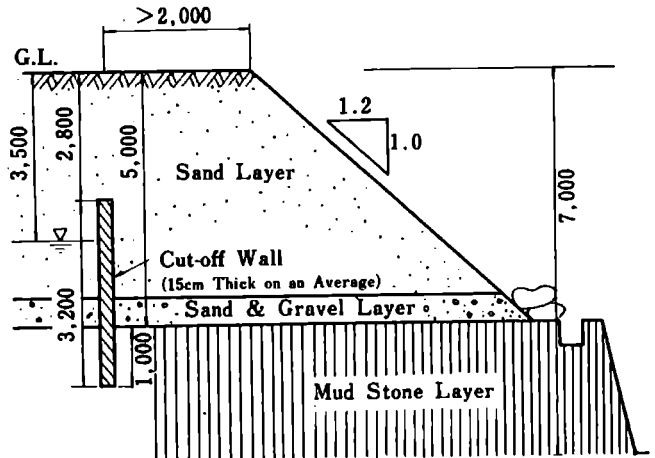


Fig-2 Execution Profile

ficient of the sand and gravel layer is  $10^{-3}$  cm/sec. The compressive strength of the mud stone is 30 kg/cm<sup>2</sup>. That's all, Thank you.

Chairman Mr. H. Cambefort (France)

Je felicite MM. Yahiro et Yoshida qui viennent de nous decrire un procede revolutionnaire. Ils realisent le reve de tout injecteur, a savoir mettre le coulis la ou il doit etre et pas ailleurs.

Au debut de l'injection vers 1970, on avait realise au Barrage de Bou Hanifia (Algerie) un voile au large sur la rive gauche qui n'etait constitue que par une juxtaposition de claquages verticaux reliant les forages. C'etait l'ideal. Mais quand on a voulu realiser la meme operation sur la rive droite, ça n'a pas marche, tout simplement parce que la contrainte principale minimale sollicitant le massif n'etait pas perpendiculaire au plan du voile, comme elle l'etait sur la rive gauche. Et a ma connaissance ce succes sur la rive gauche n'a jamais ete obtenu ailleurs.

L'injecteur n'etait donc pas du tout maitre de la situation comme il l'est avec ce nouveau procede. Par contre, je ne pense pas que l'on puisse ainsi consolider vraiment le sol. Tout ce que l'on peut esperer c'est un resserrement des grains et encore il n'est pas evident que celui-ci soit important. Seuls des essais peuvent preciser ce point.

Ce qui est extraordinaire avec cette methode, c'est qu'il faille injecter de l'air. On est la en presence d'un cas typique ou le raisonnement a priori ne vaut rien, et nous en

verrons d'ailleurs un autre tout a l'heure avec le pilonnage. Les phenomenes qui peuvent se produire dans les sols sont toujours inattendus et il faut commencer par voir ce qui se passe avant de raisonner ou de faire de la mathematique.

Y-a-t-il des questions?

Prof. A. Van Wambeke (Belgique)

La plan de la communication verbale que mon collegue le professeur de Beer m'a demande de presenter en notre nom a tous deux sera le suivant:

- je rappellerai tres brievement le principe de la consolidation dynamique,
- je preciserai le but des essais effectues ainsi que le programme suivi,
- je communiquerai les resultats des differents essais,
- enfin, je ferai part des conclusions que l'on a pu tirer.

Principe de la consolidation dynamique

Le principe de la consolidation dynamique consiste a transmettre au sol une grande energie en un temps tres court a l'aide d'une masse tombant d'une certaine hauteur.

COUPE TRANSVERSALE TYPE

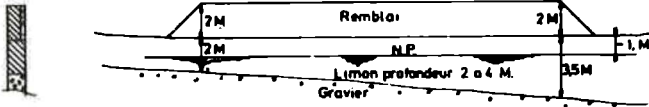


Fig.1. Coupe transversale type montrant les positions respectives du sol naturel, de la nappe et du remblai ajouté

**AUTOROUTE - E9 - BELGIQUE  
TRONÇON DE CHENEE - TILFF  
AIRE D'ESSAI DE CONSOLIDATION DYNAMIQUE**

**CARACTERISTIQUES DES LIMONS EN PLACE.**

CLASSIFICATION SUIVANT CASAGRANDE M. à CL

LIMITES D'ATTERBERG L.L. 27,2% à 43,7%  
L.P. 18,8% à 26,8%  
I.P. 8,4% à 17,5%

TENEUR EN EAU NATURELLE W = 22,7% à 47,7%  
W moyenne = 30,4%

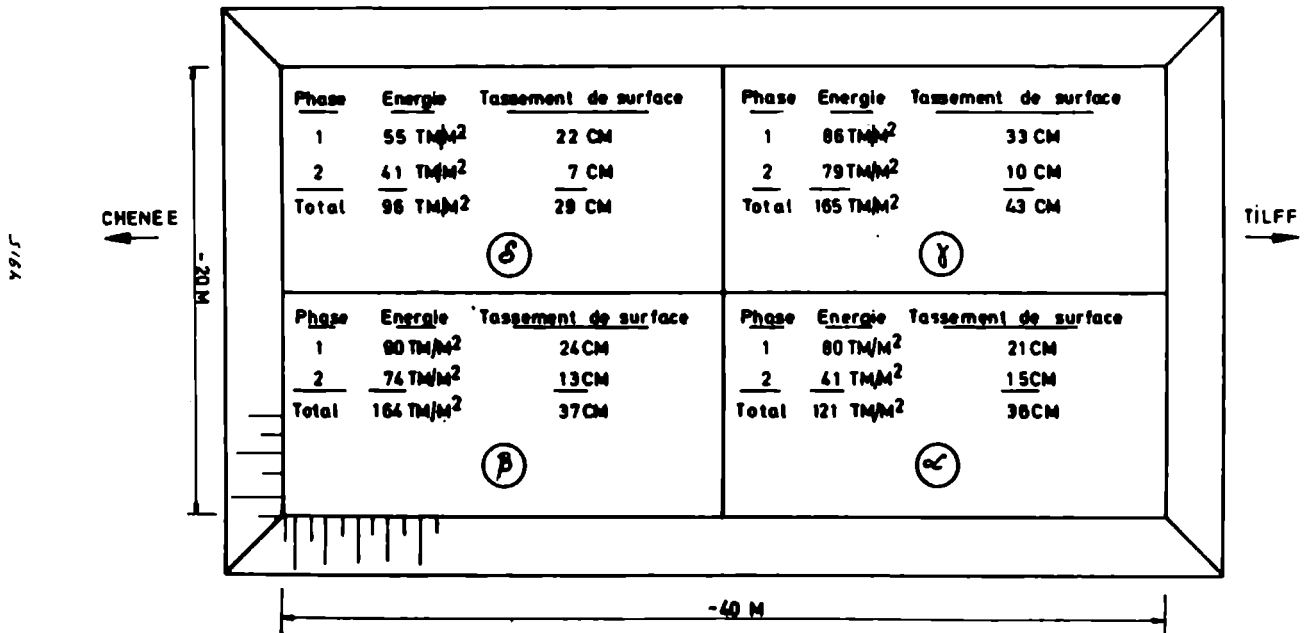
CONSTANTE DE COMPRESSIBILITE C<sub>v</sub> = 17 à 84  
C<sub>v</sub> moyenne = 35

COEFFICIENT DE PERMEABILITE K = 2,1 · 10<sup>-8</sup> cm/sec à 3,3 · 10<sup>-8</sup> cm/sec  
K moyenne = 1,20 · 10<sup>-7</sup> cm/sec

POIDS VOLUMIQUE SEC EN PLACE γ<sub>d</sub> = 113 T/m<sup>3</sup> à 158 T/m<sup>3</sup>

Fig.2. Tableau resume des caracteristiques du sol en place

**AUTOROUTE E9 - BELGIQUE  
TRONÇON DE CHENEE - TILFF  
AIRE D'ESSAI DE CONSOLIDATION DYNAMIQUE**



**ENERGIES APPLIQUEES ET TASSEMENTS DE SURFACE.**

Fig.3. Schema de l'aire d'essai avec energies appliquees dans les deux phases de pilonnage et tassements de surface

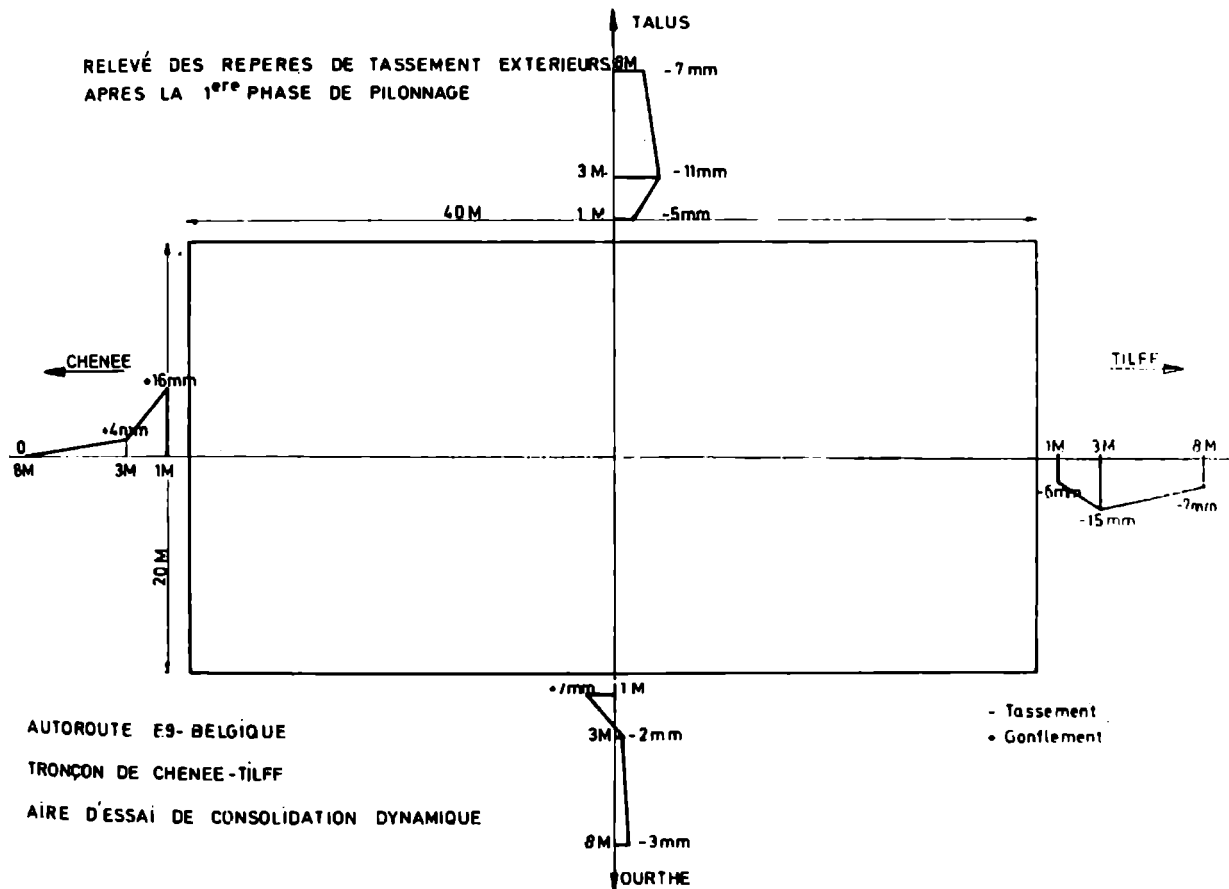


Fig.4. Mouvements du sol (souvelements ou affaissements) a la peripherie de l'aire d'essai

EVOLUTION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES (Valeurs moyennes)

1 Caracteristiques pressiométriques

|                          | Avant pilonnage | Après 1 <sup>re</sup> phase<br>(8jurs après) | Après 2 <sup>e</sup> phase<br>(16jurs après) |
|--------------------------|-----------------|--|--|
| Module E (bars)          | 7               | 55   | 48   |
| Pression limite P (bars) | 1,10            | 4,20   | 4,8  |
| Rapport E/P              | 6,36            | 13   | 10   |

2. Caracteristiques de penetration: RESISTANCE A LA POINTE

| C <sub>60</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> ) | 545 | 105 | 158 |
|---------------------------------------|-----|-----|-----|
|---------------------------------------|-----|-----|-----|

Fig.5. Tableau resumant l'evolution des caracteristiques mecaniques (pression limite, module pressiometrique, resistance en pointe du penetrometre) apres le pilonnage.

MESURE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

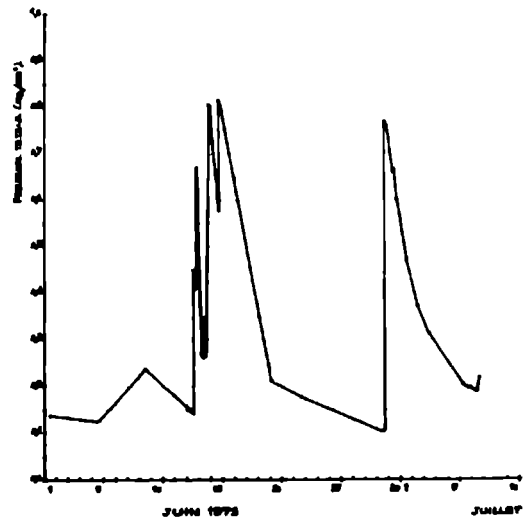


Fig.6. Diagramme montrant l'evolution des pressions interstitielles en fonction du temps

Cette methode a ete inventee par M.Menard.

### But des essais

L'objectif des essais etait de s'assurer de maniere scientifique que la consolidation dynamique-encore inappliquee en Belgique a l'epoque-etait applicable dans un cas determine.

Ce cas etait le probleme pose par l'amelioration du terrain d'assise des remblais d'une autoroute a construire (dans le fond d'une vallee, celle de l'Ourthe), a proximite de la ville de Liege en Belgique.

Ils furent executes par la Compagnie Belge d'Entreprises CFE, avec l'autorisation de l'Administration Belge des Ponts et Chaussées, sous la supervision et avec la collaboration de l'Institut Geotechnique de l'Etat dont le directeur est le Professeur de Beer.

Pour atteindre ce but il fut convenu de realiser une aire d'essai de 40 metres sur 20 metres qui serait pilonnee et dont le comportement serait controle.

- Ce controle devait porter essentiellement
- sur les tassements provoques,
  - sur l'amelioration des caracteristiques mecaniques,
  - sur l'evolution de la pression interstitielle.

### Resultats des essais

Je vais maintenant a l'aide de quelques diapositives ("Slides") vous montrer comment ces divers controles ont ete operes et quels sont les resultats qu'ils ont donnes.

La conclusion finale tiree de ces essais fut que la methode de la consolidation dynamique etait applicable dans le cas envisage: l'amelioration constatee etait largement suffisante et elle etait obtenue en un tres court delai.

Sur le plan plus particulier de l'investigation on peut dire:

- qu'il est tres malaise de mesurer des tassements dans la masse du terrain mais que la mesure des tassements en surface, beaucoup plus aisee, constitue un critere de controle precieux en cours d'operation et en fin du pilonnage;
- que la mesure des caracteristiques mecaniques doit etre faite apres un certain delai (certainement apres dissipation du surcroit de pression interstitielle mais aussi apres un certain regain thixotropique);
- que les piezometres Warlam utilises se sont reveles assez robustes pour permettre de suivre de maniere precise l'evolution de la pression interstitielle dans les differentes phases de pilonnage.

Chairman Mr. H.Cambefort (France).

Messieurs les Professeurs de Beer et Van Wambeke, que je remercie pour leur expose, viennent de nous montrer comment avec un simple pilonnage, mais a condition qu'il soit tres violent, ou pouvait augmenter tres fortement la resistance d'un sol.

Il s'agit la d'un procede tout nouveau qui perturbe le mode de pensee habituel des ingenieurs, habitues au compactage de couches de l'ordre de 30 cm d'epaisseur. Pourtant cette communication montre qu'une couche de limon de 2 a 3,50 m d'epaisseur a ete tres nettement consolidee, puisque, par exemple, la resistance de pointe du penetrometre a ete doublee.

D'apres son inventeur L.Menard le procede est encore valable pour des couches de 8 a 10 m d'epaisseur. Mais chaque fois une etude geotechnique prealable est necessaire pour savoir si le procede est applicable et pour determiner les caracteristiques des chocs: poids de la masse, surface de contact, hauteur de chute, c'est-a-dire l'energie de pilonnage exprimee en metres tonnes par metre carre. Il convient egalement de proceder a des mesures en cours de travaux pour s'assurer de l'efficacite du procede.

Je crois qu'a l'heure actuelle, on constate bien que le procede est efficace, mais on ne sait absolument pas ce qui se passe dans le sol. Il y aurait rien d'etonnant qu'une liquefaction momentanee se produise, comme le suggere Menard. On rejoindrait ainsi l'experience de Casagrande, dans laquelle il suffit d'enfoncer rapidement un crayon dans un sable lache pour le faire tasser tres fortement. Mais si le tassement du sable paraît evident, dans cette experience, il est curieux que des limons et meme des argiles molles se comportent, dans la Nature, d'une maniere analogue.

Je crois qu'il y a la, tout un nouveau domaine de recherches fort interessant que MM. De Beer et Van Wambeke ont commence a ouvrir. En terminant, je dirai que si Menard a tourne une page de la Mecanique des Sols en inventant son pressiometre, il vient d'en tourner une autre avec son compactage intensif. Puisque l'occasion m'en est donnee, je l'en felicite.

Je remercie encore MM.de Beer et Van Wambeke qui vont repondre a vos questions.

Prof. I.M.Litvinov (USSR)

Dear Chairman, Dear colleagues!

Due to courteous proposal of our Chairman professor Henri Cambefort (France) I have the honour to briefly report you on suggested by me new rapid method of settling: soil compaction by preliminary moistening and energy of deep explosions (patent No.183131, author-professor Litvinov I.M., NIISK, Kiev) in addition to my scientific report.

With this method the compaction of loess soils can be of great depth (from 10 to 30 and more m). This is accomplished with the help of preliminary, strictly controlled moistening through special drains; layer of compacted soil attains limit unstable state.

Further this layer with weakend inner liaisons but keeping it's structure, is submitted to repeated dynamic action of powerful explosion waves with interwave intervals in several seconds. These powerful explosion shocks, equal to seismic waves of the most catastrophic twelve balls earthquakes and made in strict sequence bring too great compacting

influences on soils (with the pressure up to 100000 kg/cm<sup>2</sup>), intensively compacting them with the increase of compactation after each explosion.

In each hectare of compacted territory there must be made about 600 explosions.

It's quite natural, that with this method a process of soil compactation comes on dozen times faster, than with a usual method of preliminary moistening.

Besides, the compactation is uniform through all the depth of compacted layer, and soil compactness increases in several times - not less than 3-4 times in comparison with the usual method. The results of analyses of soil settling on compacted areas prove the high degree of compactation through all their depth.

Besides, check up and practice of employment in industrial conditions have shown, that recommended method of deep compactation is the most economical, as it's cost varies from 50 to 60 kopecks for 1 m<sup>3</sup> of compacted soil with the consideration of surface drainage and extra-compactation of two-meter buffer zone, i.g. several times cheaper than all the other deep consolidation and compactation methods.

At the same time it is the best labour-consuming, quick in realization and absolutely reliable and permits to erect any buildings and constructions on loess soils of great depth.

As shows an experience of examination and application of this method in industrial conditions on the sites of Zaporozhie, Kherson and Grozny cities, it gives an opportunity to carry out in a very short time - about 3-5 days - a preliminary moistening and explosions for the simultaneous soil compactation on very large areas, with the dimensions of 1-10 thousand m<sup>2</sup>, i.e. to compact simultaneously from 10 to 100 thousand m<sup>3</sup> of soil settling layer.

The result is a considerable degree of soil compactation, characterised by the reduction of it's porosity from 50-44% to 39-33% which is easily and visually controlled by geodesic measurements of settlements of the compacted soil surface and corresponding analysis of soils before and after it's compacting.

That's why possible future subsidences of buildings and constructions, erected on the soils, compacted by this method can be minimized.

The first experiment of compactation of 45 thousand m<sup>3</sup> of loess soils for the dwelling house in Zaporozhie gave an opportunity to economize 105200 roubles and 30 tons of metal. In 1973 in the construction of one large plant in the south of the USSR about one million m<sup>3</sup> of loess soils would be compacted with the help of this method. On this site the settling depth of loess soil varies from 8 to 14 m.

There within the net 4x4 the 400 mm diameter drains have been drilled to the depth about 70% of loess soils compacted layer, which corresponded to 6-10 m depth.

Into drilled drains were put down so called explosive tubes with the inner diameter 94-96 mm for placing in them of cylindrically pack-

ed charges with the 90 mm diameter. Lower ends of these tubes were hermetically sealed by welded bottoms. Then the drains were filled up with pure sand or broken stone (clinker or other well draining local materials can be used as well). The orifices of drains were preserved from erosion by the shock heads from the pieces of tubes by 0.4 m diameter and 0.5 m height.

Regulated moistening (fig.1) with the



Fig.1. Process of preliminary moistening

rated quantity of water was carried out during 3-5 days through drains and prefabricated stock, pipelines with control water-gauges, at the technological plots.

After pouring the rated quantity of water into drains (0,25-0,5 m<sup>3</sup> for 1 m<sup>3</sup> of compacted soil, depending on contour conditions of compacted plots) tubes-distributors were transferred to another technological plots, and 60-65 kg explosion charges were put on to the bottom of explosion tubes and closed by a layer of sand, abundantly watered from a hose.

The explosions were made with intervals of 1-6 seconds in a definite sequence, for dynamic influence of every next explosion could supplement an action of a preceding explosion.

At every such plot blasting had been carried out during several hours. The number of explosions at separate plots varied from 60 to 600.

Blasting is shown at fig.2: A - at the compacted plot of the not built-up area; B - at the compacted plot of the built-up territory.

As every explosion drain compacted the soil on the area of 16 m<sup>2</sup> through all the depth of settling layer (except upper 2 m buffer layer), the soil was compacted simultaneously on the plate of 1-10 thousand m<sup>2</sup>, which corresponded averagely to 10-100 thousand m<sup>3</sup> of compacted soil.

After blasting, water, wrang out by compacted soil irrigated it's upper (buffer) layers. This water must be removed by surface drainage.

Explosion tubes were extracted by the crane and after washing were reused. For this purpose lower broken end of the tube 0.7-1.0 m long was cut and replaced by a new welded upright tube with hermetically welded bottom in it's lower edge.

Blasting being finished, the soil surface on the compacted plots sharply lowered in several minutes to the depth of about 1 meter

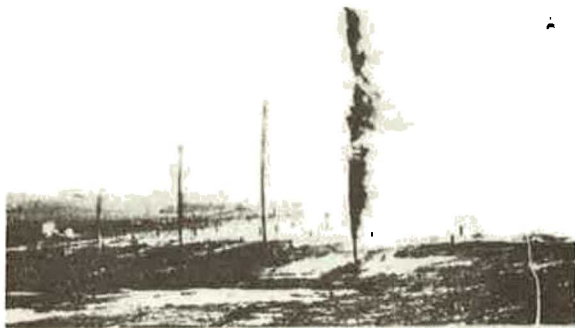


Fig.2. Blasting: A-at the lot under compaction in the area without buildings; B- at the compacted lot in the built-up area.

(with compacted thickness 10-12m) and then in a month's period the subsidence have stabilized on the whole, reaching 120-140 cm or 10-14% of compacted soil's thickness, which testifies to a very high degree of compactation.

It can be seen at figures 3 and 4, that the soil surface had sharply collapsed at compacted plots due to their compactation to the depth of about 120-150 cm; it is obvious in comparison with uncompacted neighbouring plots. The compacted thickness was only 10 m. It is natural, that with greater thickness of compacted soil a greater settlement can be reached, of about 2-3 m and more. Thank you for your attention.



Fig.3. To the right-the soil surface, collapsed to the depth of 1.4 m after compactation; to the left-the lot before the compactation.

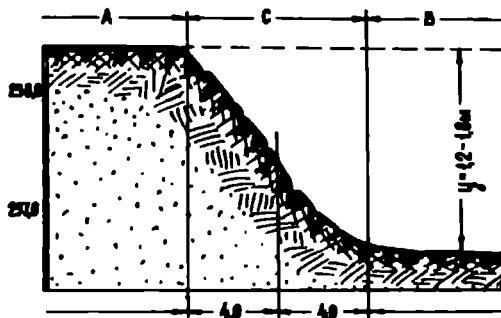


Fig.4. A- the soil surface before the compactation; B- the surface after the compactation; C- difference between compacted and uncompacted lots.

Chairman Mr.H.Cambefort (France)

Je remercie M.Litvinov pour son expose. Ici encore nous sommes en presence d'une methode dont les limites sont a preciser, car elle n'est certainement pas valable dans tous les terrains.

Les explosions me rappellent les coups de pilon du procede precedent et je crois qu'ici aussi une liquefaction se produit. En tout cas il ne faut certainement pas assimiler ces explosions a celles que l'on realise dans une couche de vase supportant un remblai, afin de chasser lateralement la vase. Les phenomenes sont tout a fait differents:

- dans ce dernier procede il ne s'agit que d'un terrassement destine a remplacer la vase par le remblai,
- dans le procede de Litvinov on modifie la structure du sol dont l'augmentation de poids specifique se traduit par un tassement de la surface du sol.

Il faut admirer la sagacite de M.Litvinov qui a superpose l'effet de l'inondation des loess a celui des explosions et, qui a surtout eu l'idee de la saignee perimetrale pour limiter la propagation des deformations de la surface du sol.

Mr.Fenoux (France)

#### 1. INTRODUCTION

Cast-in-situ diaphragm wall has become a conventional technique for earth retaining structures. Its success depends on one key operation- concreting, with its essential preparatory phases-cleaning the trench, desanding and lowering the cages. Prefabrication eliminates these difficulties.

The prefabricated diaphragm wall process comprises two operations:

- excavating (as for conventional diaphragm walls)
- setting the prefabricated elements together and bonding them to the surrounding soil.

A discontinuous structure made up of vertical beams and slabs or, more usually, a continuous structure made up of identical panels can be used.

The loads applied to the prefabricated diaphragm wall are analysed in the usual way. The sizes of the elements are determined by applying the normal rules for superstructures; the higher working stresses—as compared to those for conventional diaphragm wall—ensure a better use of the materials.

Reinforced concrete is normally used. Timber and metal, which are lighter with similar performances, are also more expensive. Hoisting plant capacity usually limits the panel unit weight to 30 tons. But prestressing with adhesive cables and making holes at the neutral fibre give lighter weight for the same bending resistance.

After the trench has been excavated, the elements are lowered into position while suspended. A special device resting on the pretrench walls takes over the crane's job and allows their precise positioning. This device is kept in place until the sealing grout has set. The ability of placing the elements with a great accuracy (within a few cm) depends on the care with which the pretrench has been built.

The process is highly flexible. The prefabricated diaphragm wall can be built either by the "continuous" method, each element being placed after the preceding one, or by the "alternating" method, using primary and secondary panels.

Prefabricated diaphragm wall is incorporated into the final structure, and must be satisfactorily watertight. The protection given by the impervious sealing grout on the unseen face of the elements is increased by applying an impervious product on this same face, with a special treatment for the joints.

### 2. PANOSOL PROCESS

In the PANOSOL process (patented by Soletanche), a single selfhardening grout serves the double purpose of drilling slurry and sealing grout.

Its main ingredient is cement, and it possesses various physico-chemical properties conferred by special admixtures (bentonite, retarder and setting regulator).

During excavation, it acts as a drilling slurry but its setting is delayed, and its immediate hardening controlled; in the final phase, it must have the strength required by the design (at least greater than the surrounding soil).

Drilling debris can be added to the grout to achieve a higher strength.

Within two years, from the middle of 1970 to the middle of 1972, ten completed projects representing more than 80,000 m<sup>2</sup> of PANOSOL wall have demonstrated the advantages of the process and its advanced development.

### 3. PREFASIF PROCESS

The PREFASIF process (SIF-BACHY patent) is based on substituting grout for the drilling slurry (conventional bentonite slurry) immediately prior to lowering the prefabricated elements into place.

The properties of the sealing grout can be varied over the depth of a panel. The grout has special setting and hardening characteristics.

Two other fundamental features of this process are: the mechanical connection between adjacent elements at their base (providing strict geometric continuity) and the double female joint—of a completely new design faced—between adjacent elements, into which a waterstop can be fitted, thus giving a second guarantee of watertightness (the first one being provided by the sealing grout).

### 4. CONCLUSION

The specific features of prefabricated diaphragm wall show a great improvement as compared to conventional cast-in-situ diaphragm wall show a great improvement as compared to conventional cast-in-situ diaphragm walls. Quality and good appearance, efficient use of materials, simplicity and accuracy of placement, watertightness, suppression of concreting hazards and in general easy control and safety are improvements of such an importance that they can be considered as constituting a new technique.

Chairman Mr. H. Cambefort (France).

Merci MM. Fenoux et Dupeuble.

Les méthodes de construction de parois étanches que nous venez de décrire ne constituent pas à proprement parler des procédés nouveaux, mais il me semble qu'au point de vue technologie elles présentent un grand avantage. En effet on ne risque plus les malfaçons de bétonnage comme cela arrive encore trop souvent avec les bétons coulés dans le sol et en outre, on peut sans hésiter, inclure dans les constructions définitives, ces écrans qui ne sont souvent que provisoires. L'essentiel est que leur prix de revient ne soit pas trop élevé.

Il faut tout de même bien préciser que par suite du poids des éléments prefabricés, ce procédé ne permet pas d'atteindre les grandes profondeurs, au-delà de 20 m par exemple, qui sont classiques avec les parois moulées.

Je pense qu'il va vous falloir répondre à de nombreuses questions.

Mr. H. K. S. M. Begemann (Netherlands)

(see Written Contributions at the end of this Session).

Chairman Mr. H. Cambefort (France)

M. Begemann je vous remercie pour cet exposé extrêmement original. Il est bien évident qu'il n'y a pas partout des Mer Morte et que ce procédé ne peut pas être généralisé, mais je crois qu'il était bien de montrer comment un procédé aussi classique que la "slurry trench" pouvait être modifié pour donner satisfaction, compte tenu évidemment des conditions locales. La solution n'a certainement pas été facile à trouver, mais elle a donné satisfaction ce qui est l'essentiel.

Je suis tres heureux qu'en suivant l'ordre logique des questions posees a cette Section, votre expose arrive le dernier, car il me permet une petite Introduction a ma Conclusion.

La Mecanique des Sols, quoique je prefere dire la Geotechnique, n'est pas et ne sera jamais une science exacte. Pour resoudre un probleme il faut souvent savoir reunir plusieurs techniques. Et il est bien evident que si, dans ce cas particulier, les chimistes n'avaient pas dit leur mot, la solution n'aurait pas ete trouvee.

J'espere que les Maitres d'Ouvrage se rappelleront la suite d'essais que vous avez ete amene a faire pour arriver a mettre au point le procede: laboratoire- mi-grandeur et enfin grandeur nature. Il s'agit la d'une methodologie normale que la nature complexe du sous-sol impose souvent. Malheureusement beaucoup d'Ingenieurs s'imaginent que le sol est parfaitement defini par quelques essais de Laboratoire et qu'a partir de leurs resultats il n'y a plus qu'a faire de la Mathematique ou qu'a appliquer un procede qui a donne satisfaction ailleurs. Il s'agit la d'un point de vue abusif qui ne se justifie pas toujours et contre lequel il faut lutter si l'on veut faire progresser la technique.

Après cette longue digression, je pense que l'on va vous poser des questions.

Prof. N.A.Tsytovich  
Mr. Ya.A.Kronik (USSR)

This report briefly sets forth the basic results of investigations conducted by the authors on the frost resistance and durability of natural and stabilized soils subject to climatic factors, and on the effects of freezing and thawing on the structure and properties of soils.

The change in the properties of soils subject to variable temperatures depends primarily on the type of soil and its granulometric composition.

Soils unsusceptible to frost (coarse-fragmental and sandy soils), for instance, display a very small change in properties upon freezing and subsequent thawing. On the other hand, the structure and properties of frost-susceptible soils (clayey soils and coarse-fragmental soils with a clay filler) undergo essential changes with each freezing-thawing cycle. This is especially true of intensely heaving soils (powdery sandy loam, loam and light clays) whose granulometric composition can be assessed by the criteria of frost susceptibility of soils, proposed by Ya.A.Kronik at the 1st International Engineering Geology Congress in Paris (Tsytovich and Kronik, 1970).

Another factor of prime importance, which can either impair or even somewhat improve the properties of soils following freezing and thawing, is their density-moisture state. It should be noted that this factor is basic for the given type of soil and determines the structural-textural, strength and deformation properties and the permeability. Depending

upon their dry unit weight, soils can be arbitrarily divided into loose soil with a dry unit weight  $\gamma_s$  less than 0.8 of the maximum standard dry unit weight  $\gamma_{s,max}$ ; under-compacted, with  $\gamma_s = (0.80 \text{ to } 0.94) \gamma_{s,max}$ ; compacted, with  $\gamma_s = (0.95 \text{ to } 1.00) \gamma_{s,max}$ ; and over-compacted with  $\gamma_s > \gamma_{s,max}$ .

The freezing of all kinds of soils considerably strengthens their structure owing to the formation of ice which cements the soil particles together. This increases the soil strength by from several times to one or two orders of magnitude, especially for sandy soils. This also depends, to a substantial degree, on the temperature and rate at which the soils freeze (Fig.1b).

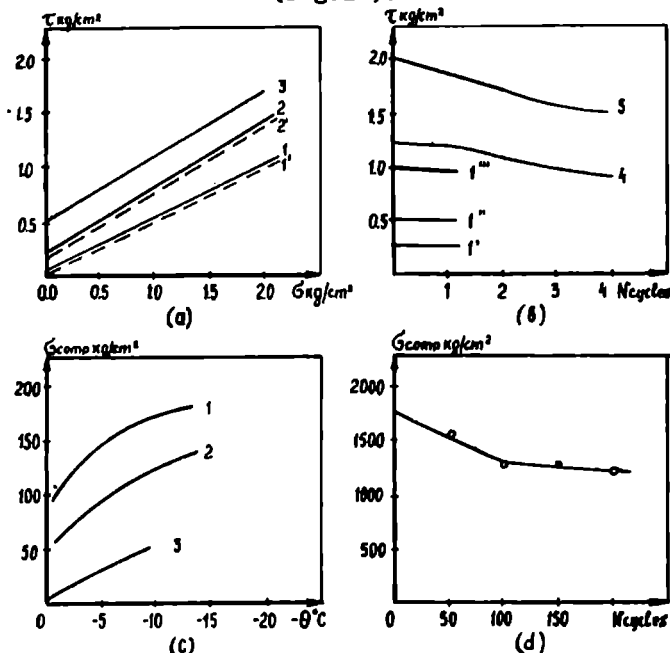


Fig.1. Change in shear strength  $\tau$  and compressive strength  $\sigma_{comp}$  upon freezing and thawing:

- Khantal loam before (curves 1, 2 and 3) and after (curves 1' and 2') being frozen and thawed: 1'-under-compacted; 2-compacted; 3-over-compacted.
- Under-compacted khantal loam: 1'- $\sigma = 0.5$  kg/cm<sup>2</sup>; 1''- $\sigma = 1$  kg/cm<sup>2</sup>, 1'''- $\sigma = 2$  kg/cm<sup>2</sup>; and Vilyui loam: 4-compacted and 5-over-compacted.
- Increase in compressive strength  $\sigma_{comp}$  upon freezing vs temperature ( $-t$ ) for: 1-sand; 2-sandy loam; 3-clay.
- Reduction in compressive strength  $\sigma_{comp}$  of Kolyma granite upon multiple cycles of freezing and thawing (number of cycles).

Frozen soil acquires high strength and becomes practically-watertight. This has led to the artificial freezing of weak, water-saturated and quick soils for carrying out mining and other underground work. This principle is also applied in the freezing of soils by natural frost for the watertight, cutoff elements and embankments (supporting masses) of

frozen-soil dams, constructed under conditions of a severe northern climate and on a permafrost base (Tsytovich, 1973).

Subsequent thawing of the frozen soil almost always leads to just as sharp a change in their indices of structure, strength and watertightness. Depending, however, on their initial density-moisture state, the change in soil properties, compared to their condition before being frozen, may be either toward their impairment (for compacted and over-compacted soils) or, in many cases, toward a certain.

The structural cohesion of under-compacted clayey soils drops almost to zero, as a rule, after thawing (fig. 1a, curve 1), whereas the change in the strength of compacted soils is very slight.

For dense cover soils of Quarternary deposits, which undergo multiple cycles of seasonal freezing and thawing under natural conditions, the reduction in strength following thawing and subsequent compaction ("thermal settlement") may be very slight even upon freezing according to the open system (fig. 1a). On the other hand, even a single freezing-thawing cycle may considerably impair the properties of thawed soils lying below the zone of seasonal freezing. This is especially true of under-compacted soils.

Multiple cycles of freezing and thawing lead, as a rule, to the gradual weakening of soils and to the impairment of their physico-mechanical properties and permeability (fig. 1b). The properties of high-strength over-compacted soils and rock are impaired to a relatively higher degree (fig. 1d). But the absolute values of the property indices of thawed over-compacted soils turn out to be essentially higher than the analogical indices for compacted and, all the more, for under-compacted soils. Hence, a measure that can be recommended for reducing the harmful effect of freezing and thawing on soil properties consists in over-compacting the soils to the maximum standard density and higher. This considerably lengthens the period of anti-frost stabilization and the durability of the stabilized soils.

The permeability is also very essentially changed when soils undergo freezing and thawing. When frozen soils are thawed, a sharp increase of several times or even by one order of magnitude is observed for the coefficient of permeability. This is especially true of the first hours following thawing (Fig. 2a) and is explained by the formation of the so-called post-cryogenic texture thawing soil. This retains the cryogenic texture of the frozen soil over a certain period of time. In the process of percolation in the thawed soil, however, a gradual reduction of the coefficient of permeability is observed, until it reaches a value near to the initial one (fig. 1a). The freezing temperature essentially affects the increase in the water permeability. Thus, the coefficient of permeability in thawing specimens that had been frozen at  $-20^{\circ}\text{C}$  and  $-10^{\circ}\text{C}$  differed eightfold. It should be noted that in the course of time this difference is reduced and the value of  $k$  is stabilized, approximating the water permeability values for thawed soils (fig. 2a).

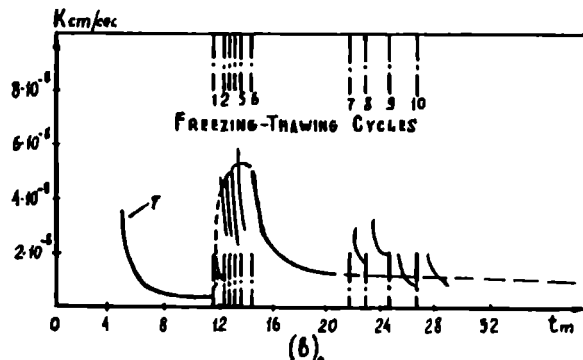
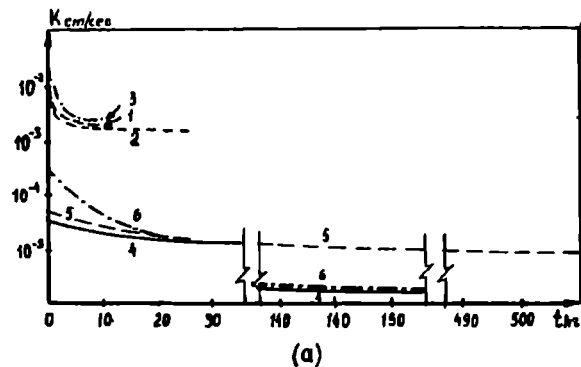


Fig. 2. Change in the coefficient of permeability  $k$  of Vilyui loams upon single (a) and multiple (b) freezing and thawing cycles:

- 1, 2 and 3- under-compacted specimens;
- 4, 5 and 6- compacted specimens;
- 7 - over-compacted specimens;
- 1 and 4- thawed specimens;
- 2 and 5- frozen at  $\theta = -10^{\circ}\text{C}$ ,
- 3 and 6- frozen at  $\theta = -20^{\circ}\text{C}$ .

A measure that can be recommended for stabilizing soils of embankments is the integrated physicochemical method for combatting frost heave. It was also worked out by Ya. A. Kronik and was presented in more detail at the Danube-European Conference held in Vienna in 1968. This method has proved to be sufficiently effective in hydrotechnical construction practice.

#### REFERENCES

1. Tsytovich, N.A., Ukhov, S.B. and Kronik, Ya. A. (1968, "Integrated measures of a physicochemical method for combatting frost heave in embankments", Donau-Europaische Konferenz Bodenmechanik in Stressenbau. Wien 8, bis 10 May 1968. Generalberichte und Diskussionbeiträge.
2. Tsytovich, N.A. and Kronik, Ya. A. (1970). "Physico-mechanical and physicochemical properties of permafrost zone soils as a material for earth and rockfill dams". Proceedings of the 1-st International Engineering Geology Congress. Paris.
3. Tsytovich, N.A. (1973), "Mechanics of Frozen Soils", Higher School Publishing House, Moscow.

Distinguished Mr. Chairman!  
Distinguished Colleagues!

The Research Institute of Industrial Buildings (NIIPromstroi) is specializing in the field of pile foundations. From 1966 to 1972 for the purpose of improving such foundations our Institute has carried out laboratory and experimental practical tests employing chemical grouting of the soil adjacent to the pile by using urea-formaldehyde resin. Besides, several experimental buildings on new piles have been constructed.

Grouting of the soil adjacent to the pile is carried out by injection of resin through perforated pipes into granular soil with  $K_f > 0,5$  m/24 hours. The disposition of perforated pipes along the pile shaft is made depending on the combination of working loads and engineering geological conditions. In the course of these the bearing capacity of piles has been raised considerably for vertical and horizontal loads. The degree of increase of the bearing capacity depends on the disposition of grouted soil along the pile and also on its volume and strength. The technology of the injection work is not different from the general grouting of soil by injection.

In cohesive soil with low filtration ( $K_f \leq 0,5$  m/24 hrs) we grout pile foundations by an other method that is by driving the pile in a polymer jacket. The method is applicable only for friction piles.

The essence of the new method of driving the piles consists in that the resin with hardener is trickling down the hollow between the pile and the ground. The hollow is formed after several blows by pile-driving hammer on the pile (Fig.1). The resin inter-

mixing with soil completely fills the clefts, voids, cavities and runs down forming a fluid polymersoil jacket around the pile. In a short time the jacket hardens. During the driving of the pile the resin eases the pile driving process by about 30 to 50 per cent decreasing the friction between the pile and the soil. After hardening the bearing capacity increases by 20 to 40 per cent. The pile is like pasted into the soil (Fig.2).

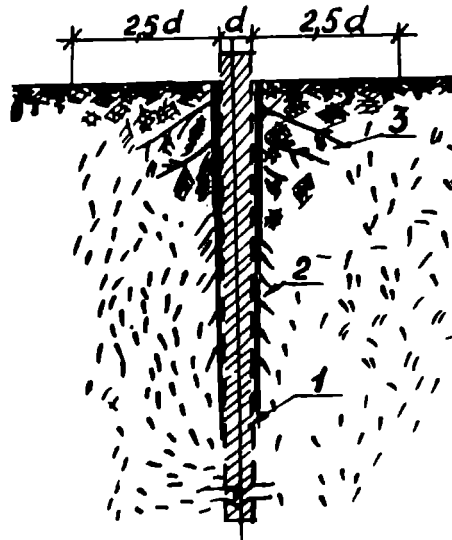


Fig.2. Pile in Polymer Jacket

- 1- Pile,
- 2- Polymersoil Jacket Around the Pile
- 3- Clefts and Cavities Filled by Hardened Resin

We believe that all chemical reagents which are used for chemical grouting of soil can be used for polymer jacket also. The resin consumption amounts to 50 or 60 kgs for one friction and driving pile of 8 or 10m long.

During the stage of technical design we take the bearing capacity  $P_{jack}$  of jacket pile based on this formula:

$$P_{jack} = \beta \cdot P_k$$

$P_k$  = the bearing capacity of common pile  
 $\beta$  = coefficient of increased bearing capacity taking into account polymer jacket and depending from the consistency index (it is taken by the table).

| Correlation of pile sizes: length side | Consistency index |      |      |      |
|--|-------------------|------|------|------|
|  | 0.0               | 0.25 | 0.5  | 0.75 |
| 5                                      | 1.4               | 1.35 | 1.32 | 1.28 |
| 10                                     | 1.35              | 1.30 | 1.28 | 1.25 |
| 15                                     | 1.30              | 1.25 | 1.23 | 1.20 |
| 20                                     | 1.25              | 1.20 | 1.20 | 1.16 |
| 25                                     | 1.20              | 1.18 | 1.17 | 1.13 |
| 30                                     | 1.18              | 1.15 | 1.13 | 1.10 |

Fig.1.-Pile Driving in Polymer Jacket



Our Institute has prepared recommendations for driving friction piles in polymer jacket. Thank you for your attention!

Dr. K. Skarzynska (Poland)

The regions of Southern Poland constituted in the period of the last glaciation an aeolian accumulation zone. The climatic changes, however, resulted in the far-reaching transformations of the loessial covers. The loesses proper are to be found today as rudimentary forms giving place to the loess-derivative soils which dominate in the region under study and can be divided, in the most general outline, into two groups: 1/ soils which originated in situ /silts and silty loams/, 2/ soils which resulted from erosion and secondary accumulation processes: /silts and sandy silts, diluvial loams, silty muds with organic matter/.

Silts and silty loams which originated in situ from the loesses proper are characterized chiefly by the absence of macroporosity features. They are known to form the top layer of loessial covers which resulted from the Holocene climatic changes or occur as interlayering, what is indicative of the interstadial climatic fluctuations. The interdigitating layers and the lenses of silts, sandy silts and silty loams constituting the covers of solifluctional and diluvial nature, are found to dominate on the slopes of the vast and open valleys. Diluvial loams are known to occur at the valley bottoms as a product of the Holocene flood accumulation. Silty muds with organic matter are found in the lowering zones and in the valleys with a poor runoff.

As far as granulation is concerned, the in situ silty loams alone have their granulometric composition minimally changed compared to the loesses. The destruction of the loessial soils consists mainly in the washing of clay and silty fractions what brings about an evident residual enrichment in sandy fractions with respect to fine and silty sands.

A characteristic feature of all the aforementioned soils is the response of their structure to the changes in humidity and temperature fluctuations, especially in the autumn-winter and spring time.

Within the framework of the cyclic investigations on soil frost susceptibility 4 characteristic kinds of medium-cohesive soils were studied: silty loam /silt/, sandy silt, loam, sandy loam.

Laboratory tests were conducted with the samples /10-20 cm/ in the range of temperatures below zero: -5, -10, -20 for both open and closed systems. With regard to natural conditions the open system reflects a situation typical of a very shallow occurrence of groundwater table, or, it can be considered as a kind of model emphasizing the phenomena which in nature may happen in the less distinct forms.

The studies aimed chiefly at defining the mechanism of frost penetration and its ef-

fect on the structure of loess-derivative soils due to the variations in moisture content, volume and strength.

On the ground of the investigation and analysis of the results, following basic statements and conclusions were made:

- 1/ Temperature gradient during the freezing process is higher for the soils studied in the closed water system in relation to the same soils investigated in the open one, irrespective of their initial moisture content, e.g., a silty loam exposed to the temperature -20°C, reached in the closed system -150--50°C while in the open one, after the same time, only as little as -5.5°C for both the initial moisture content of 5.5% and 14.0%.
- 2/ Samples exposed to freezing without any side lagging, were found to be uniformly frozen. Macroscopic studies did not show an occurrence of ice lenses neither did the recording instruments register any frost heaving. Due to the fast progressing process of sample freezing, from all the sides, the void water froze without any visible displacement. Its increased volume while freezing found an additional space in the soil voids, formerly filled with air. Investigation carried out on the moisture content distribution in the loess samples frozen without side lagging, within the closed system, showed a slight decrease in moisture content inside the samples by about 1% with a simultaneous increase of moisture in their outer layers /also by about 1%/.

- 3/ The intensity of ice formation in the soils under study, exposed to freezing in the open system, is found to be inversely proportional to the initial moisture content of this soil, irrespective of the value of temperature in which freezing occurs. In the soils studied within the closed system, it is found to be directly proportional to the initial moisture content.

- 4/ The amount of the accumulated water in the frozen soil samples depends on the kind of soil in which the process is going on as well as on the percentage of silt fraction, hence.

- 5/ An increased percentage of silt fraction was found to cause a visible rise in frost heave /figure 1,2/.

- 6/ The macro- and microtypes of ice lenses found in the soils under study are alike, while their number and distribution have been differentiated according to the level of soil heaving, its water and temperature conditions.

- 7/ The structure and texture of the frozen medium-cohesive soils, and broadly speaking, presumably of all cohesive soils, depends on the kind of ice binder as well as on the soil structure before freezing.

- 8/ A phenomenon known from practice as an increase in compressive strength of the frozen soil has been confirmed by our trials and was additionally characterized by introducing the index of strength for a frozen soil structure:

$$K = \frac{\sigma}{\sigma_0 N}$$

where:

$\sigma_0$  = maximal compressive strength of the samples exposed to freezing /kg/cm<sup>2</sup>/

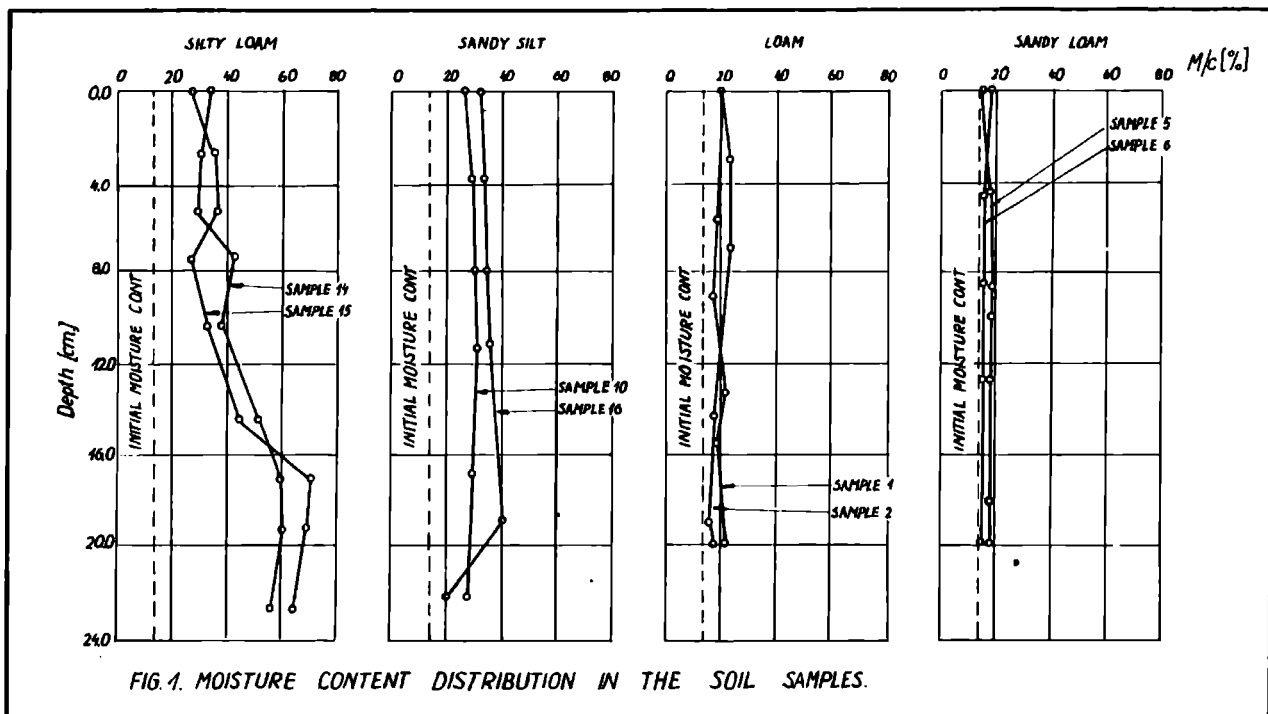


FIG. 1. MOISTURE CONTENT DISTRIBUTION IN THE SOIL SAMPLES.

16  $Z$  = maximal compressive strength of the frozen samples /kg/cm<sup>2</sup>/

9/ The variations in the structure and texture of these soils during the process of freezing are responsible for adverse changes of physico-mechanical properties of soils, leading to the attenuation of subsoil in spite of a temporary increase of its strength.

Summing up the obtained results with respect to natural conditions, the following conclusions can be made:

In silty loams, during the winter time, an intensive water migration can be seen towards the freezing zone, but the formation of ice lenses in this zone causes the ruin of the primary structure. As a result of soil thawing, a rapid change follows in the consistency of the frozen zone, the process being most intensive in the range of temperature fluctuations close to 0°C, and vanishing with a sudden, considerable decrease in soil temperature or due to the freezing process advancing simultaneously from many directions.

The phenomena under study come to a stop with an increase of sandy fractions.

The afore-mentioned features of the loess and loess-derivative soils elucidate to a high degree a number of phenomena typical of these soils, and in particular:

- Clay-formation in place of the top-layer as well as the occurrence of loamy interlayering in loessial soils, are mostly the result of a cyclic incidence of reeizing and thawing processes with a simultaneous increase in humidity of the Helocene period and in interstitial periods.
- Formation of vertical scarps and often of

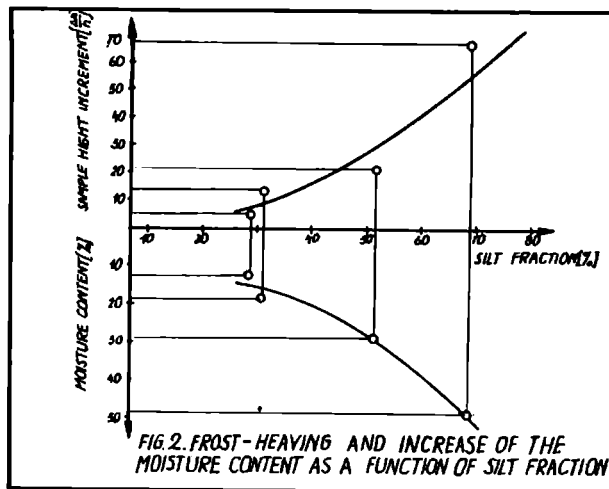


FIG. 2. FROST-HEAVING AND INCREASE OF THE MOISTURE CONTENT AS A FUNCTION OF SILT FRACTION

cornices in the loesses most probably results from bilateral and relatively fast freezing, in the conditions of poor moisture content, with but little effect of the snow cover and of the generally poor plant clothing.

- The flowing of the inclined scarps profiled in this type of soils is found to take place, strictly speaking, in the conditions where the agents under discussion are no more playing a dominant role and where the effect of cycling variations of temperature is increasing.
- Paralelly with the growing destruction of the loessy soils tending to enrich them in sandy fractions, their response to frost

action is becoming lower without losing, however, their sensitivity to the moisture content and variations in their soil-and-water conditions.

Mr. Kotulsky V.V. (USSR)

In the foundation of High Assuan Dam the anti-filtration grout curtain was built which is the biggest in the world at the present time.

Within the foundation medium-grained and coarse-grained sands prevail; here and there the sands turn into gravel.

Grounds had a permeability coefficient of up to 300-400 m a day. The curtain was constructed by the use of injection of clay-cement, clay as well as bentonite grouts into the ground. At the late stage of injection work silicate grouts with addition of sodium aluminate were introduced.

The depth of the curtain is 170 meters, the volume of injected ground is a million and 700 thousands cubic meters. It is well known that previous grout curtains which have been constructed in alluvial sands behave well and the curtain of High Assuan Dam is not an exception to that rule.

At the present time almost the whole height of the upstream water is lost within the curtain.

In this report we should like to focus the attention on the condition of injected soils and grouts after the injection, which had place at the time of construction of the curtain. Three special control bore-holes have been bored out of which the samples of injected soil were extracted when keeping natural moisture and density.

The density of skeleton of injected sand (with the deduction of water weight) was 1.92-2.15 t/cu.m and this high density of soils was caused not only by filling of pores by injection materials but also by compression effect of sand on the skeleton.

The porosity of injected sand, with exception of the volume of injected material is found to be equal to 28.5% in the average.

The primary injection grouts suffered considerable changes. Bentonite grout which was injected into soils with the density of 1.10 t/cu.m has been sedimented in the pores of the ground with the density of 1.16-1.25 t/cu.m.

In other words the grout lost 50% of its primary water content in the average.

The clay grout which has had the density of 1.36 t/cu.m has the density of 1.44-1.64 t/cu.m in the samples, and therefore its water content was decreased by 43% in the average. As to these two grouts, their density in the sands corresponds to the pressure of 1 bar, when compressing the grouts in the odometer.

Moreover, the thick clay grouts and particularly clay-cement grouts have been found in the ground in the form of dykes and layers

which have been formed in the result of rupture of ground during injection.

In these layers the density of injection material has been increased up to 1.7-1.9 t/cu.m.

The intensive compression of sand and grout was produced on the one side by the weight of dam and on the other side by transference of the pressure of grout on the skeleton of sand as well as on the skeleton of grout during injection.

In this connection we believe that the most energetic compression of sand and grout was produced by ruptures of sand, and these ruptures have played a positive role in the solution of the problem being considered.

The curtains in sand grounds which are built by means of injection of cheap clay grouts have a large thickness.

This thickness is conditioned by the assumptions of the possibility of washing the injected material out of the curtain by the water which penetrates through the curtain.

The information which has been reported must be considered as raising hopes for solution of the problem of reduction of the volume and thickness of future curtains.

Chairman Mr. H. Cambefort (France)

Messieurs,

Cette seance speciale sur certains aspects du renforcement des sols et de leur etanchement arrive a son terme.

Je crois que les exposes qui viennent de vous etre faits correspondent aux reponses les plus originales aux questions posees. Ceci ne veut pas dire que les autres reponses soient sans interet. Comme elles sont relatives a des descriptions de travaux qu'a des resultats de mesures concernant des procedes deja connus, elles ont simplement ete eclipses par ces procedes originaux. Mais leur impression dans les Comptes rendus permettra a chacun d'y trouver les renseignements qu'il recherche.

Il est difficile de tirer une conclusion de cette seance forcement axee sur l'Art de construire. Pour ma part j'y vois trois enseignements que j'ai d'ailleurs deja abordes:

1- Il faut souvent avoir d'autres connaissances que celles propres a la Mecanique des sols pour etre capable de resoudre un probleme de fondation. L'ecran etanche dans la Mer Morte en est un bel exemple.

2.- Les raisonnements a priori bases sur nos connaissances actuelles des sols, sont quelquefois faux. Avec eux on n'aurait jamais mele de l'air comprime au coulis d'injection, pilonne intensivement des argiles ou realise des explosions pour faire tasser le sol.

3- Les procedes de consolidation ou d'etanchement sont tres nombreux, mais ils ne sont pas forcement interchangeable. Chacun a un domaine d'utilisation plus ou moins etendu, et quand ces domaines se recoupent, seul le point de vue economique permet de choisir.

Souvent ces procedes nouveaux ne resultent que du succes obtenu sur un seul chantier, ou

dans une seule nature de sol, et leur domaine d'application est alors mal connu. Si l'on veut l'étendre, il faut procéder à de nombreux essais, comme l'a fait le Professeur Begemann pour la Mer Morte, sinon on risque un échec. C'est ce choix dans les possibilités d'application d'un procédé qui fait la valeur d'un Ingénieur et non ses possibilités de calculs.

J'insiste lourdement sur cet aspect, surtout auprès des jeunes ingénieurs, parce que je m'y suis fait prendre moi-même, comme je vous l'ai dit tout à l'heure, quand j'ai voulu cuire des argiles saturées. J'ai vu aussi des fondations ridicules et monstrueuses qui ne faisaient que la joie de l'Entrepreneur et qui résultaient de la copie pure et simple d'une communication à un Congrès, alors que les deux sols peut-être identiques au point de vue géologique, marno-calcaires dans les deux cas, étaient à tendance meuble dans la communication et à tendance nettement rocheuse dans la copie. Cette simple petite différence changeait tout le problème, et elle n'avait pas été vue.

Il y a aussi le "tour de main" le "savoir-faire" qui ne peut pas être indiqué dans un rapport parce que c'est une expérience qui s'acquiert sur le chantier. On voit parfois quelquefois des procédés discrédités parce que l'exécutant ne savait pas travailler. Et pourtant ses connaissances théoriques étaient grandes, mais il lui manquait l'expérience des chantiers. L'ennui dans ce cas là c'est qu'il justifie sa qualité cautionnée un résultat faux. Il faut donc être très prudent quand on veut mettre en œuvre un procédé nouveau, et je souhaite que vous le soyez tous.

En levant cette séance je remercie encore les conférenciers pour leur exposé et vous tous pour votre participation et votre attention.

## WRITTEN CONTRIBUTIONS

### CONSOLIDATION DES SOLS SABLEUX A STRUCTURE INSTABLE DANS LES FONDATIONS DES OUVRAGES HYDRAULIQUES.

A.N. Adamovitch, U.R.S.S.

Ce sont les sables dont la composition granulométrique peut conditionner les phénomènes de renard sous l'action de l'écoulement des eaux souterraines qui peuvent être considérés comme des sols à structure instable. L'expérience a montré que le développement de ces phénomènes peut amener à une perturbation considérable de la structure des sables, et par conséquence, à un affaiblissement de la stabilité des ouvrages hydrauliques construits sur ces sols, ces faits étant dus aux érosions internes et à l'entraînement par l'écoulement des particules fines. C'est pourquoi le problème de la consolidation des sols à structure instable et de la prévention du développement des phénomènes de renard est un des problèmes les plus importants de la construction hydrotechnique. La résolution correcte de ce problème, peut contribuer à l'augmentation essentielle de la sécurité et de la stabilité des ouvrages hydrauliques, surtout en présence des gradients de filtration élevés. L'hétérogénéité des sols sableux est caractérisée par la courbe intégrale granulométrique en utilisant l'équation de Gauss

$$p = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2} dz$$

où  $p$  est le pourcentage des particules; d'après Gibrat l'expression  $z = a \log d + b$  est la fonction qui dépend du diamètre des particules pour  $a$  et  $b$  constants (1). Les phénomènes de renard peuvent se développer dans les sables ayant les particules de dimensions inférieures au diamètre des cavités maximales  $d_p^{max}$  où la percolation a lieu et si les vitesses de filtration sont supérieures à la vitesse critique  $V_{cr}$ . Si la condition  $d_{s_i} < d_p^{max}$  est remplie, les particules de diamètre peuvent être entraînées par l'écoulement de percolation. Selon Patrachev A.N. le diamètre des cavités de filtration est déterminé par une relation suivante

$$d_p^{max} = 7,12 K \sqrt{\frac{\gamma K_f}{n \rho}}$$

$K$  étant le coefficient de répartition non-uniforme des particules dans le sol (ou bien le coefficient de localisation du renard),  $n$  - porosité du sol,  $\gamma$  - viscosité cinématique,  $K_f$  - coefficient de perméabilité du sol.

La valeur de  $K$  dépend principalement de l'indice d'hétérogénéité du sable  $\eta$  et avec une certaine marge peut être adoptée égale à

$$K = 1 + 0,02 \eta + 0,001 \eta^2$$

pour  $\eta < 40$ . La grandeur maximale des particules  $d_{s_i}$  qui peuvent se déplacer à l'intérieur du sol et y pénétrer si la sortie de l'écoulement n'est pas protégée doit être déterminée à l'aide de la relation  $d_{s_i} = d_p^{max} / 1,9$  où la valeur numérique du dénominateur est définie expérimentalement. Donc, les dimensions des particules entraînées doivent remplir la condition

$$d_{s_i} < d_{s_i}^{max} = d_p^{max} / 1,9$$

La vitesse critique du renard était déterminée selon Patrachev A.N.

$$V_{cr} = \gamma_0 d_{s_i} \sqrt{\frac{n \rho K_f}{\gamma}}$$

avec  $\gamma_0$  - coefficient de la vitesse critique égal à

$$\gamma_0 = 0,6 \left( \frac{\gamma}{\gamma_0} - 1 \right) f^* \sin(30^\circ + \frac{\theta}{2})$$

où  $\gamma$  - poids volumique des particules sèches,  $\gamma_0$  - poids volumique de l'eau,  $\theta$  - angle entre les directions des vecteurs de la vitesse de filtration et de la pesanteur,  $f^*$  - coefficient réduit du frottement qui dépend du degré de serrage des particules entraînées et de leur forme. Les résultats expérimentaux

obtenus ont permis à l'auteur susmentionné de recommander pour déterminer ce coefficient la relation suivante:

$$f^* = 0,82 - 1,8n + 0,0062(\eta - \eta_{ma}),$$

pour  $\eta < 30$  et  $0,26 \leq n \leq 0,4$  la valeur approchée de  $\eta_{ma}$  étant égale à 5. Après avoir effectué les calculs, nous avons évalué les conditions du développement des phénomènes de renard dans les sols et les dimensions des particules entraînées pour le site d'un barrage particulier. Les recherches expérimentales sur l'injection dans les sols des suspensions de ciment colloïdales et non-colloïdales avec l'utilisation des plastifiants tensio-actifs ont démontré que c'est seulement pour les coefficients de perméabilité de 50-100 m/jour qu'on peut obtenir une consolidation efficace et supprimer les phénomènes de renard. Il est utile de réaliser la dispersion du ciment dans un vibromoulin ou un turbomélangeur rapide qui assurent l'augmentation de la surface spécifique du ciment de 2-2,5 fois. Pour stabiliser le coulis de ciment traité et diminuer sa décantation on recommande l'adjonction d'argile à pourcentage jusqu'à 30-50% du poids de ciment (3, 4). Le critère permettant d'évaluer l'efficacité d'une méthode de consolidation des sables peut être exprimé sous forme des relations (5):  $\frac{D_{15}}{d_{50}} > 17$  et  $\frac{D_{10}}{d_{90}} > 8$

avec  $D_{15}$  et  $D_{10}$  - dimensions des particules du sol qui contient respectivement les particules plus fines en pourcentage de 15% et 10% selon le poids;  $d_{50}$  et  $d_{90}$  - dimensions des particules du ciment qui contient respectivement les particules plus fines en pourcentage de 85% 90% selon le poids. Malgré que ces relations soient des critères très importants caractérisant la possibilité d'injection des sables, elles sont insuffisantes pour évaluer l'efficacité de l'injection en général et pour choisir le régime optimal de sa réalisation. En effet, il y a des autres facteurs qui jouent aussi un rôle très important, ce sont: le chûla correct de  $F/\rho$  (relation eau - solide) du coulis injectable et sa stabilité (non-ségrégation). C'est pourquoi l'évaluation correcte des possibilités d'injection exige de déterminer non-seulement les relations indiquées entre les diamètres et les valeurs de  $F/\rho$  (ou  $E/\rho$ ), mais aussi de choisir les procédés rationnels de la stabilisation et de la plastification du coulis. Les derniers facteurs ne peuvent être déterminés que par voie expérimentale. Les relations susmentionnées entre les diamètres des particules du sable et du ciment se rapportent aux coulis examinés dans cet article ou aux coulis analogues et ne peuvent pas être utilisées sans justification expérimentale correspondante pour les autres coulis, par exemple pour les suspensions à concentration faible d'argile. Ces relations peuvent être utilisées pour les sables relativement homogènes non-faillétés. Les hautes pressions nécessaires pour assurer une consolidation de haute qualité provoquent les claquages du coulis autour du forage sous forme des filons ou fissures se propageant à de grandes distances. Ces claquages engendrent les perturbations de la structure naturelle du sol et ses déformations. La réalisation des voiles d'injection dans les alluvions a montré que même en présence des claquages sous forme des filons on peut assurer une consolidation générale des sables qui est suffisante pour la construction de tels voiles.

## REFERENCES

- CAMBEFORT H, Injection de Sols, 1964, v.1.  
PATRACHEV A.N., PRAVEDNY GH, Trudy koordinatsionnyh sovestchany po gidrotehnike, vyp.XXI, 1965.

**RENFORCEMENT D'UN SOL PAR CONSOLIDATION DYNAMIQUE.**  
E. DE BEER, A. VAN WAMBEKE (Belgique).

L'aire d'essai, située en bordure de l'Ourthe sur l'emplacement d'une future autoroute a une forme rectangulaire (longueur : 40 m ; largeur : 20 m).

*Etat du sol avant traitement par pilonnage.*

Le sol qu'il est nécessaire d'améliorer avant son utilisation comme sol de fondation des remblais de l'autoroute est constitué par une couche de limon d'une épaisseur variant de 1,9 m à 3,6 m.

Ses caractéristiques sont les suivantes :

degré de saturation de 82,2<sup>o</sup>/o à 100<sup>o</sup>/o  
(valeur centrale : 94,6<sup>o</sup>/o)

indice de plasticité de 6,2 à 22,9  
(valeur centrale : 12,6)

teneur en eau naturelle de 22,7 à 47,7<sup>o</sup>/o  
(valeur centrale : 30,4<sup>o</sup>/o)

indice de liquidité de 0,48 à 1,34  
(valeur centrale : 0,76)

composition granulométrique  
fraction II prépondérante  
(particules de 2 à 20 microns)

coefficient de perméabilité (mesuré en laboratoire sur échantillons consolidés sous une contrainte de 0,37 bar)

de  $3 \times 10^{-8}$  à  $2 \times 10^{-6}$  cm/sec  
(valeur centrale :  $1,26 \times 10^{-7}$  cm/sec).

La détermination des caractéristiques mécaniques a été faite à l'aide du pénétromètre statique de 2,5 T et du pressiomètre et l'on a trouvé :

des résistances en pointe de 2 à 10 bars  
(valeur centrale : 5 bars)

des pressions limites pressiométriques de 0,7 à 1,9 bar  
(valeur centrale : 1,1 bar)

des modules pressiométriques de 5 à 16 bars  
(valeur centrale : 7 bars)

*Traitement du sol.*

Sur la couche de limon que nous venons de décrire on a réalisé un remblai de 2 mètres d'épaisseur. Auparavant on avait placé dans et sur le sol un certain nombre d'appareils de mesure (piézomètres, tassomètres, ...)

Le remblai a alors été pilonné - suivant une méthode préconisée par M. Ménard - par une masse de 8 tonnes, de 2 m<sup>2</sup> de surface, tombant de hauteurs que l'on a fait varier de 5 m à 15 m. La valeur moyenne de l'énergie de pilonnage a été de 80 t/m<sup>2</sup>.

*Etat du sol après pilonnage.*

Les caractéristiques mécaniques ont été remesurées après traitement du sol par pilonnage.

La résistance en pointe pénétrométrique varie de 4 à 36 bars  
(valeur centrale : 10 bars)

La pression limite pressiométrique varie de 2 à 7 bars  
(valeur centrale : 4 bars)

Le module pressiométrique varie de 20 à 128 bars  
(valeur centrale : 55 bars)

C'est-à-dire que, par suite du pilonnage, la résistance en pointe a été doublée, la pression limite quadruplée, et le module pressiométrique multiplié par 8.

Les caractéristiques mécaniques du remblai après pilonnage sont les suivantes :

résistance en pointe de 20 à 200 bars  
pression limite de 6,5 à 11,5 bars  
module pressiométrique de 65 à 167 bars

Le tassement de la surface initiale du sol a été de 15cm.

Le terrain avait été au préalable étudié dans un oedomètre dynamique et des mesures de la pression interstitielle régnant dans le terrain même au cours des différentes phases ont été faites.

L'explication de la forte amélioration constatée réside essentiellement dans la mise en liquéfaction du terrain, ainsi que le montrent les valeurs maximales atteintes par la pression interstitielle qui correspondent à la pression totale subie par le terrain. Après liquéfaction le sol se restructure en un état de compacité plus grande que dans l'état initial. Le tassement total est ainsi plus grand mais il est acquis quasi instantanément.

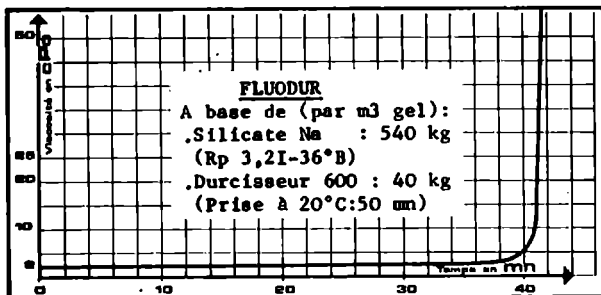
Nous pourrions revenir plus longuement sur ce problème et donner connaissance des résultats de mesures complémentaires encore en cours lors de la présentation orale de cette communication.

**SABLE TRÈS FIN CONSOLIDÉ AU SILICATE EN SITE URBAIN.**  
R. Berbedette, P. Falcoz (France)

Le développement récent considérable des constructions souterraines en sites urbains très encombrés en surface et en sous-sol a conduit spécialistes et chimistes à perfectionner la consolidation des sables fins et très fins par injection de gel dur de silice (performances, sécurité, économie). Les auteurs exposent ci-après la contribution des Sociétés RHONE-PROGIL et S.I.F.-BACHY.

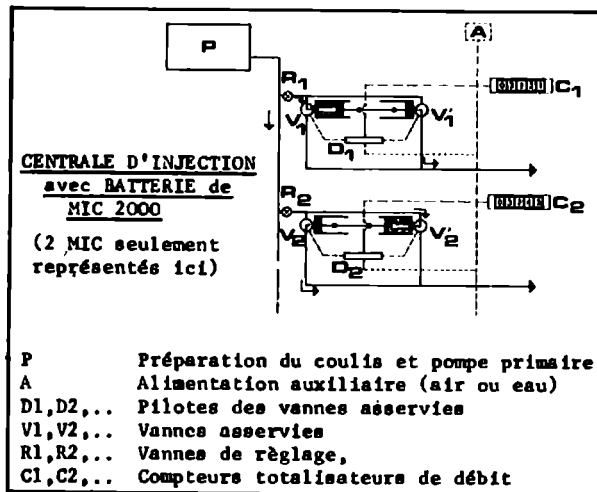
RHONE-PROGIL s'est efforcée d'apporter des réponses concrètes aux principaux soucis des utilisateurs de coulis de silicate, tant sur le plan de la sécurité humaine (risque d'incendie ou toxicité) des durcisseurs que sur les plans de la souplesse à l'utilisation et des performances des gels obtenus. Ainsi les durcisseurs série 600 à base de diesters organiques répondent à ces objectifs sur chantiers urbains (odeur très faible) et en galerie (point éclair supérieur à 93°). Ces mêmes durcisseurs, sans altérer la pénétrabilité initiale des solutions de silicate, autorisent désormais l'ajustage précis sur chantier des temps de prise dans de très larges proportions sans remettre en cause les autres paramètres de la formule du coulis ni la résistance mécanique finale. Une meilleure connaissance des phénomènes de géification conduit à une optimisation plus serrée des formules de coulis et donc à une rationalisation de leur emploi.

De son côté, S.I.F. BACHY s'est trouvée confrontée au problème de la consolidation des horizons sable-siltieux bouillants généralement aquifères des sables de BEAUCHAMP ( $d_{10} \sim 20 \mu\text{m}$ ;  $k = 10^{-5}$  à  $10^{-6}$  m/s) en zone très urbanisée de PARIS, pour le résoudre, elle entreprit une analyse systématique des gels durs précédents dans le domaine des viscosités faibles pour permettre une imprégnation homogène sous faible pression; et ce avec optimisation des performances procurées par le réactif de base, cette étude conduisit au gel FLUODUR dont la très faible viscosité [3 cP en fin d'injection] permit de consolider (jusqu'à 20 bars et plus, en écrasement simple) des formations uniquement justiciables jusqu'alors des coûteuses résines; en outre, par rapport aux gels durs de même résistance, on aboutit à une moindre consommation de silicate de soude (600 kg, maximum par m<sup>3</sup> de gel) et à une meilleure tenue à l'eau.



En outre, des progrès technologiques importants furent réalisés, notamment grâce à l'appareil d'injection MIC 2000 (brevet S.I.F. BACHY) permettant d'opérer aux faibles cadences et pressions exigées pour le traitement sans claquage de sables

très fins situés à faibles profondeurs (possibilité de descendre à moins de 1 l/m); jusqu'à 10 ou 12 MIC 2000 peuvent injecter simultanément, mais indépendamment, autant de points de pénétration à partir d'une même station de préparation du coulis, aux débits et pressions optima requis pour chacun d'eux. Parallèlement progrès également importants dans le contrôle du traitement et la surveillance permanente de l'environnement au moyen de nombreux dispositifs de mesure et d'observation.



Les travaux suivants, réalisés en zones fortement urbanisées, sont quelques exemples d'application des perfectionnements exposés ci-dessus :

- Réseau EXPRESS REGIONAL et Prolongement de la ligne urbaine 13 Métro Parisien (1966-1972): importants travaux confortatifs préalables dans le périmètre particulièrement encombré SAINT-AUGUSTIN - HAUSSMANN - AUBER OPERA - CAPUCINES (avec 4 lignes de métro en service); consolidation à 20 bar de près de 25.000 m<sup>3</sup> des sables siltieux de BEAUCHAMP évoqués ci-dessus (accès et intercommunications de la station AUBER R.E.R.) et d'alluvions fines de la SEINE (ligne 13). Economie très importante par substitution du FLUODUR aux résines dans sables de BEAUCHAMP (AUBER) (cf. thèse de J. BOSSE, Université de NANTES (27.6.72) : "Contribution à l'étude des injections des sables très fins par le gel de silice").

- Métro de BERLIN (ligne 7) entre stations MEHRINGDAM et ROHRDAM (1971) : Consolidation des sables fins aquifères ( $d_{10} \sim 0,2 \text{ mm}$ ,  $k = 10^{-4}$  à  $10^{-5}$  m/s) au-dessus du gabarit des deux tunnels, préalablement au creusement de ceux-ci à 7m. sous les caves d'immeubles (6.000 m<sup>3</sup> consolidés à 20 bar).

- Métro de HANOVRE, Cellerstrasse (1972) : création de murs latéraux par injection de sables fins à horizons graveleux préalablement à l'exécution d'une fouille berlinoise, afin d'éviter des désordres aux immeubles riverains (7000 m<sup>3</sup> consolidés à 20bar); et consolidation à 30 bar de sables fins sous immeubles (1000m<sup>3</sup>).

**BIBLIOGRAPHIE :**

H. NAVARRO, F. OTTMANN et J. BOSSE (1972) "Accès et Intercommunications de la Station AUBER Phase V); traitement confortatif des sables de Beauchamp par injection de gel de silice". TRAVAUX, Paris, n° 453, DEC. 1972, p. 9 à 24.

**A SPECIAL CLAY-DIAPHRAGM WALL CONSTRUCTED WITH THE AID OF A STIFFENING CHEMICAL SLURRY.** Dr. Ir. H. K. S. Ph. Begemann (The Netherlands)

**1. Synopsis**

In the southern part of the Dead Sea, dykes had to be built for the construction of evaporation pans. A clay core in the gravel dyke (waterdepth 2-5 m) and a clay cut-off in the underlying salt rock (permeability  $5 \cdot 10^{-1}$  cm/sec) had to be constructed. Total depth of clay core and cut-off was 7 to 10 m, and 2 m wide and had to be constructed with the slurry-trench method. For certain reasons a sealing slurry was required. A cement-bentonite slurry could not be used, due to the composition of the Dead Sea-water. For this unique problem a unique solution was found by taking advantage of the presence of the high quantity of Magnesium Chlorite ( $MgCl_2$ ) in the Dead Sea-water. The forming of Sorel cement could be obtained by adding hydrated lime, thus enabling a permanent stiffening of the slurry.

**2. INTRODUCTION**

In the southern part of the Dead Sea dykes had to be built for the formation of evaporating pans. From a total length of 37.5 km, some 25 km had to be built on a subsoil of layers of rock salt 30 to 70 cm thick, with thin intermediate layers of soft clay. The permeability of the layers of rock salt was  $5 \cdot 10^{-1}$  cm/sec. It was therefore necessary to construct in these salt layers a clay cut-off that had to join to a continuous clay layer, 0.5 to 2 metres thick at a depth of 4 to 5 m below seabottom.

As the dyke, to be built in 1 to 5 metres of water, consisted of wadi gravel and sand, this dyke too had to have a core joining on to the clay cut-off. A cross section of this dyke is given in fig. 1.

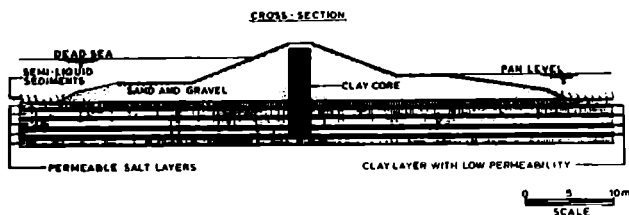


FIG. 1. CROSS SECTION OF THE DYKE

**3. METHOD OF CONSTRUCTION OF CLAY CORE AND CUT-OFF**

After the gravel and sand dyke had been built up to a height of 1 m above sea-level, a very large backhoe was used to dig a trench through the gravel dyke and through the layers of rock salt to a total depth of 10 to 11 m below crest level. At the same time the trench was kept filled up to the top with a slurry to stabilise the walls. In normal circumstances a bentonite-water slurry would have been used. However, in the Dead Sea-water (density of  $1.23 \text{ gm/cm}^3$ ), bentonite loses much of its plaster-

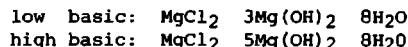
ing capacity. Therefore the contractor used Zeogel (attapulgitite). It was a continuous operation, while the backhoe was excavating on one side, on the other side the trench was being filled with clay. At crest level the length of the slurry-filled trench varies between 30 and 50 m. The Zeogel-slurry, however, proved inadequate to prevent the many cave-ins. Furthermore the entrapped slurry could easily be washed out of the sand and gravel by a slight water pressure. To solve these problems use was made of a "chemical" slurry with sealing properties.

During the excavation and filling of the trench this slurry had to remain sufficiently fluid but had to stiffen as soon as it was entrapped in the pores of any sand or gravel. The minimum cohesion of the stiffened slurry had to be  $1.0 \text{ gm/cm}^2$ .

**4. THE CHEMICAL SEALING SLURRY**

The most simple answer would have been a clay-cement slurry. Cement, however, could also not be used in this salt environment, so other solutions had to be sought. At Dr. Block's (D.S.W.) suggestion the possibilities were examined of compounding Sorel cement by adding lime to the concentrated Dead Sea-water (brine) and utilizing the large quantity of  $MgCl_2$  (170 to 200 gm/l) present in this. These reactions should proceed as follows:

$MgCl_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow Mg(OH)_2 + CaCl_2$   
With the remaining  $MgCl_2$ ,  $Mg(OH)_2$  gives Sorel cement, the formulas of which may be written as follows:



In the first instance, low basic is formed.

The aim was to make a cheap slurry with a minimum of components, meeting the following requirements:

1. sufficient wall support by plastering properties.
2. When entrapped in sand and gravel, stiffening with time to a minimum cohesion of  $1 \text{ gm/cm}^2$  and with a permeability of no more than  $10^{-6} \text{ cm/sec}$ .
3. No bleeding during stiffening.
4. A viscosity and a slowness in reaction such that in a continuous operation the slurry may be kept workable by repeated partial renewals.

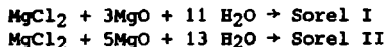
The investigation into the correct slurry composition could be divided into three phases:

- 1<sup>st</sup> phase: "static", with small quantities (laboratory investigation)  
purpose: to investigate the trend of the reaction at various compositions and its influence on the requirements stated above under 2 to 4 incl
- 2<sup>nd</sup> phase: "semi-static", with large quantities in a trench of limited length ( $\pm 10 \text{ m}$ )  
purpose: the design and testing of mixing installations, their influence on the requirements made and the first indications of the influence of excavation on the properties of the slurry.
- 3<sup>rd</sup> phase: "dynamic", full-scale trials in continuous operation  
purpose: collection of the following data:
  - a. degree of contamination of the slurry and its influence on the requirements made;
  - b. the percentage of slurry-loss;
  - c. the extent to which the chemical process is

- adversely affected by the method of construction, and how this can be simulated in the laboratory by a continuous stirring process;
- d. the trend of the viscosity.

As regards the first phase, the following may be remarked:

The chemical process takes place relatively quickly in itself. However, the addition of clay slows it down considerably. Mixtures such as: 500-700 gm clay + 1 ltr Dead Sea-water + 80 to 150 gm lime, gave very fluid mixtures which displayed good setting after 2-24 hours. These good results were, however, obtained only at temperatures below 25-30°C; at 40°C practically no binding occurred. This would have made it impossible to apply this process. However, the solution to the problem proved to be the addition of MgO. This reacts immediately with the solution of MgCl<sub>2</sub> as follows:



Here the reactions, as regards temperature, are exactly the opposite to those of the lime; at lower temperature a weak and slow reaction at high temperatures a strong and rapid reaction. By adjusting the proportioning of the MgO to the temperature, it proved possible to make a slurry satisfying the requirements up to temperatures just above 40°C. To stop the slight bleeding Zeogel and locally borrowed clay were added. An example of a mixture, good at 30°C is:

| Additives on 1 l base slurry | Composition base slurry        |
|------------------------------|--------------------------------|
| 20 gm Zeogel                 | density 1.5 gr/cm <sup>3</sup> |
| 30 gm lime                   | MgCl <sub>2</sub> 206 gm/lt    |
| 10.4 gm MgO                  | CaCl <sub>2</sub> 57.5 gm/lt   |
|                              | Cl 225 gm/lt                   |

In the second phase large quantities of slurry were mixed and pumped into a trench that a backhoe was excavating (depth 2.5 m). After excavation, the slurry in the trench was left undisturbed for further stiffening. Stirring speed in the laboratory was adapted in such a way that the final results in the field and in the laboratory approached one another as closely as possible.

After these tests the first full-scale trial in continuous operation was performed. During excavating of a trench 2 m wide and 10 m deep 50% slurry loss was measured due to excavation and screening. At a progress of + 50 m trench per day this amounted to a required slurry production of + 500 m<sup>3</sup>/day. On the first day the viscosity was low enough for excavation and filling of the trench. However, by the end of the second day the viscosity rose increasingly, being too high on the third day. On the strength of these results, the laboratory-tests were continued, the slurry being continuously stirred at 100 rpm while every four hours 10% of the slurry was replaced by fresh slurry.

As an example fig. 2 gives the result of Sample U, testing of which was continued day and night for 22 days at 40°C. Moreover, XP (etherized starch product) was added. The purpose of this addition was to retard the destruction of the chemical binding, it had a lowering effect on viscosity.

In fig. 2 time is plotted on the horizontal axis and the apparent viscosity at 60 rpm on the vertical axis. For construction of the trench the maximum apparent viscosity could not be permitted to rise above 3000 cp at 60 rpm. It is clear from these results that if one started with a fresh slurry, after the second day a considerable increase in viscosity occurred which could be corrected only with considerable difficulty. After 5 days the high viscosity decreased. The samples taken during the period of high viscosities were very good; no bleeding and 2 to 4 gm/cm<sup>2</sup> cohesion. After this period adjusting became simpler. It is therefore necessary when starting the trial or construction of the trench to keep the lime and MgO concentration on the low side and to increase these gradually once the first "viscosity peak" has been passed, but not before. On the strength of these trials the following mixture was advised for high temperatures:

Zeogel 29 g/l } in a plastic-clay mud, making a  
Lime 17 g/l } specific gravity of  
MgO 9 g/l } 1.47 t/m<sup>3</sup>

and for low temperatures:

Zeogel 36.7 g/l }  
Lime 18 g/l } in a plastic-clay mud, making  
MgO 7 g/l } a specific gravity of 1.47 t/m<sup>3</sup>  
XP 15 g/l }

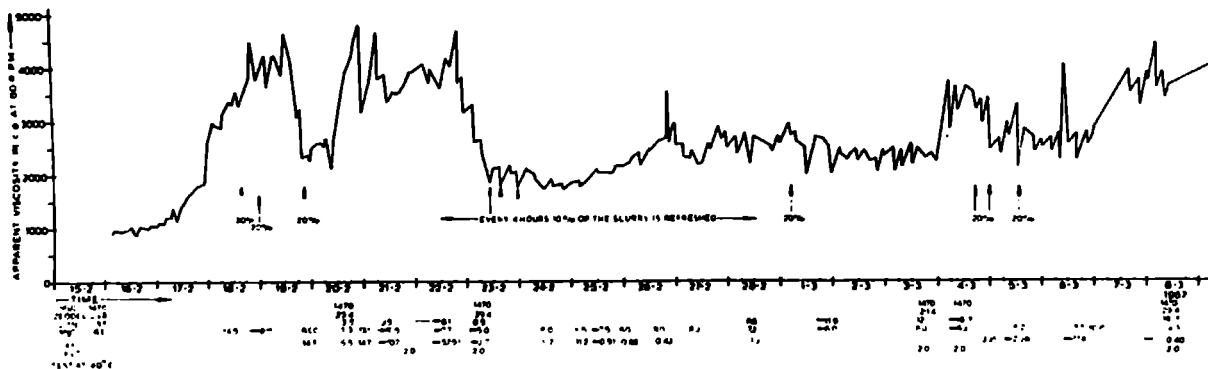


FIG. 2. CONTINUOUS STIRRING TEST

The general conclusions are as follows:

- After the "viscosity peak" at the beginning has passed, much more Zeogel, lime and MgO can be put into the slurry.
- It is not impossible to reduce bleeding by raising MgO content only.
- Bleeding can be reduced by increasing the Zeogel content, especially if combined with extra lime.
- The mixing time of lime is decisive for the workable period, and consequently for the quantity of binding agents that can be "stuffed" into the slurry.
- Additional partial renewals are necessary.
- Zeogel lessens the sensitivity of the slurry.
- The presence of MgO is essential, particularly at high temperatures, to push the soxol reaction.
- The permeability of this slurry was less than  $10^{-6}$  cm/sec after stiffening.
- By means of an air lift the slurry was continuously pumped up from the bottom of the slurry-trench, screened and returned, in order that the quantity of coarser particles could remain within the requirements laid down.

In conclusion it may be remarked that, thanks to the relatively higher specific gravity ( $1.47 \text{ t/m}^3$  as against 1.23 of the water) and the good plastering properties, the stability of the trench walls was very good.

The "open trench length" was unlimited and cave-ins hardly occurred at all. It was possible to construct a "clean" clay core, 25 km in length without further difficulties.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

In the first place the author wishes to thank the Management of Dead Sea Works Ltd. for permission to publish:

The following gentlemen took part in the investigation:

Messrs R.Ch. Visser and H. Pieters of the Delft Soil Mechanics Laboratory;  
the Chemical Laboratory of the Dead Sea Works Ltd.;  
Messrs Roest and Küpers;  
Mr. F. Sabarly (France).

The first steps to catch the rules and formulas necessary in the designing of chemical grouting were done in Europe. Camberfort and Caron in France, Neuman and Kutzman in Germany and Rzhanicin and others in the USSR reported results. To get some plus aspects of the question, and to receive the solution of known future problems at the tunneling works of the Underground Budapest, laboratory tests were executed in the Geotechnical Institute of the Budapest Technical University - led by professor Kezdi - and in the State Institute of Building Research - also in Budapest.

Because of the geotechnical circumstances a single shot sodium silicate base chemical grouting is desirable. During the laboratory program chemical investigations were fulfilled and different saturated and dried sand specimens were injected by different chemicals.

The success of the designing of a chemical grouting lies on the good solution of two questions: to find the very suitable grout

1. that can be injected economically, and
2. that produces the desired strength increase /and other behavior/ of the soil mass.

The solutions of the two questions are not independent from each other.

About the chemical results I offered a report in 1972 /1/. the derived results of the geotechnical laboratory tests are now reported.

The mentioned scientists agree, that the specific surface /the surface of the weight unit/ of the soil has a great influence on strength increase and behavior of the chemically solidified soil. We recognized, that the shape of the granulometrical curve has an influence too. There of we used a coordinate / $\sigma$ / system in which at definit void circumstances /porosity, density etc./ different soil characteristics are figured with the specific surface and the uniformity coefficient, both scaled logarithmically. This or similar diagram is also useful investigating other problems in function of the granulometrical composition e.g.:

- the angle of internal friction
- the maximum and minimum void ratio
- the permeability
- and others

/ it is nearly the same diagram if instead of specific surface  $D_{10}$  or  $D_{eff}$  is choosen/.

In this coordinate system are shown not the strength recorded at the

- simple compression tests /1/ and
- brasil compression tests /2/

further the observed

- deformation modulus /3/

and at last the, from the compression tests counted

- cohesion /4/ and
- angle of internal friction /5/

/The  $\sigma_c$  value of the brasil compression test is counted

$$\sigma_c = \frac{P}{h \cdot d}$$

where "P" is the strength of the specimen of a length of "h" and diameter of "d"/.

It is to observe, that the strength parameters of the stabilised soils of the same uniformity coefficient increase with growing specific surface to a maximum, and over it decrease. The same function was found by growing uniformity coefficient and same specific surface. The increase of the internal friction angle shows a maximum at higher uniformity coefficients.

The ground of the observed connections is that the grouting material results better joints between the soil particles at larger specific surface, but the perfect infiltration is limited by the dimensions of the voids. The maximum of the functions is different by different chemical grouts.

#### REFERENCE.

- Greschik: Die Grundlegende Zusammenhänge der Planung der einphasigen chemischen Bodenverfestigung.  
Proceedings of the Conference  
"Protection of underground constructions against water" Bratislava 1972, p.97-104.

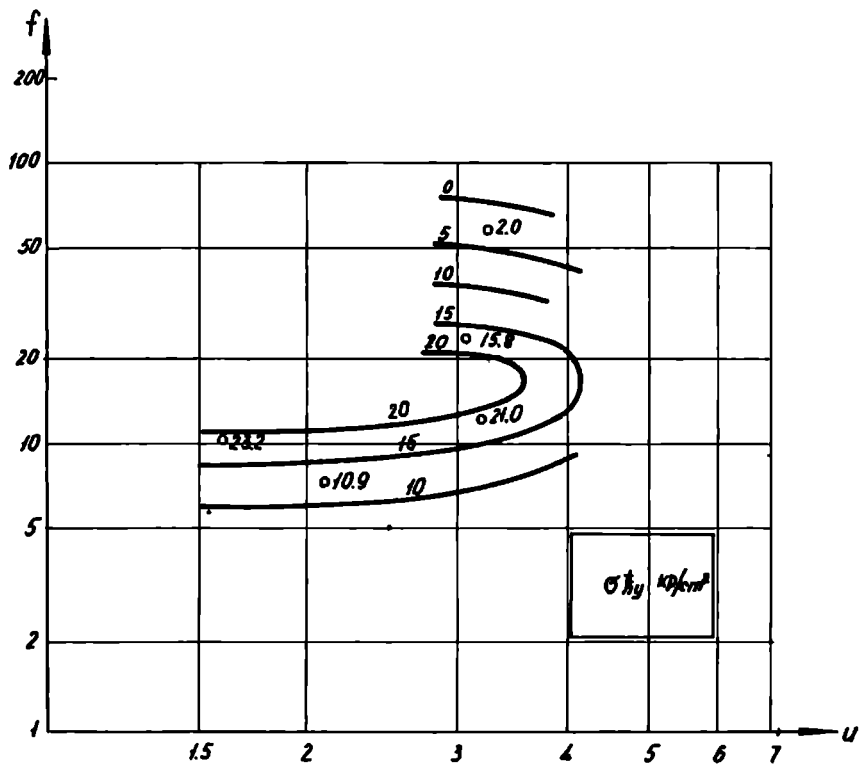


Fig. I

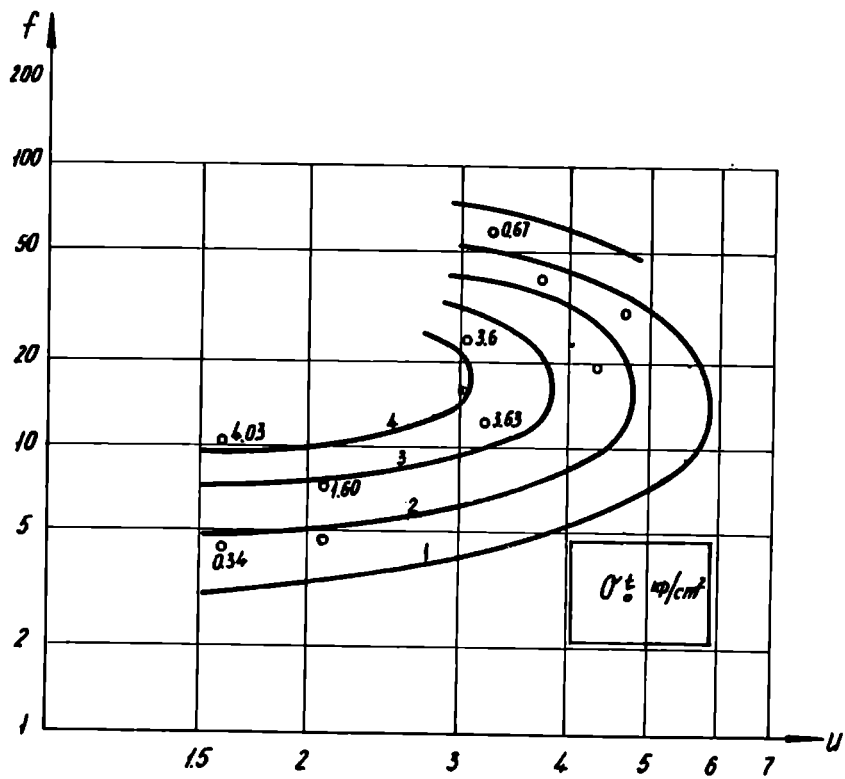


Fig. 2

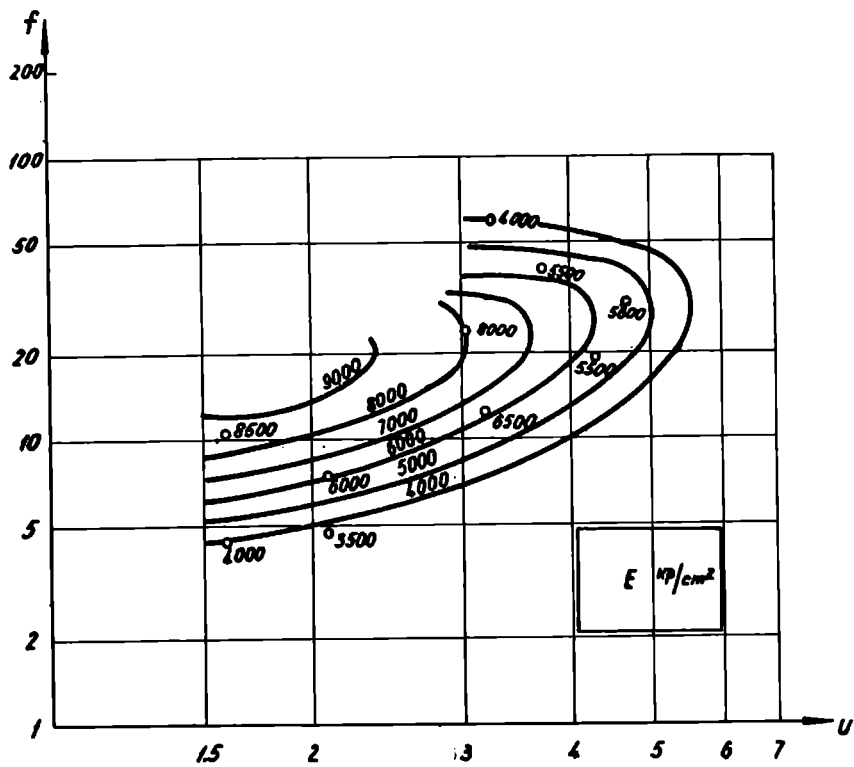


Fig.3

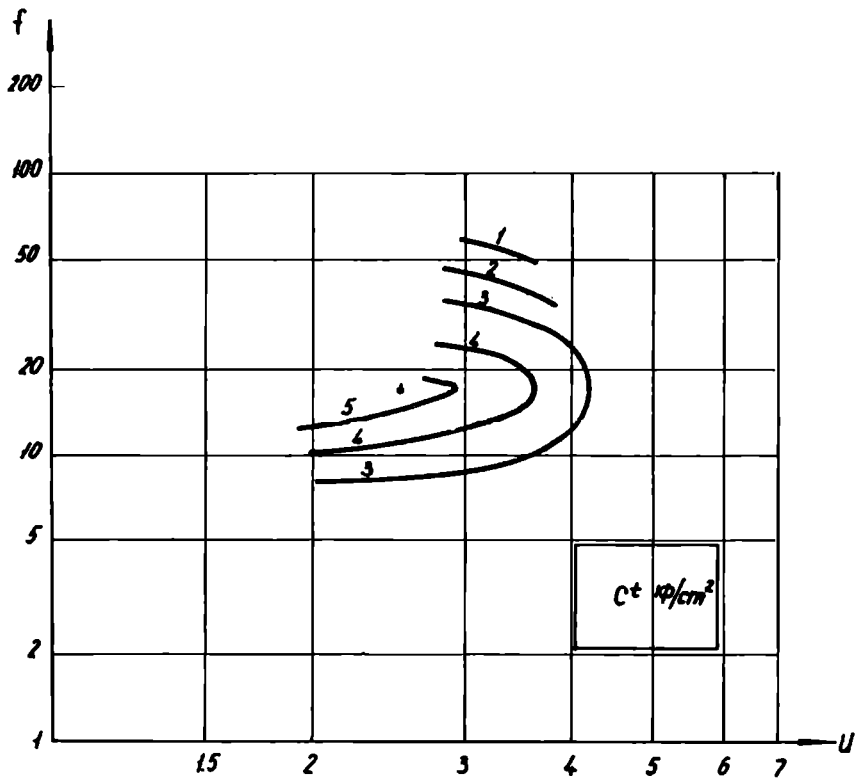


Fig.4

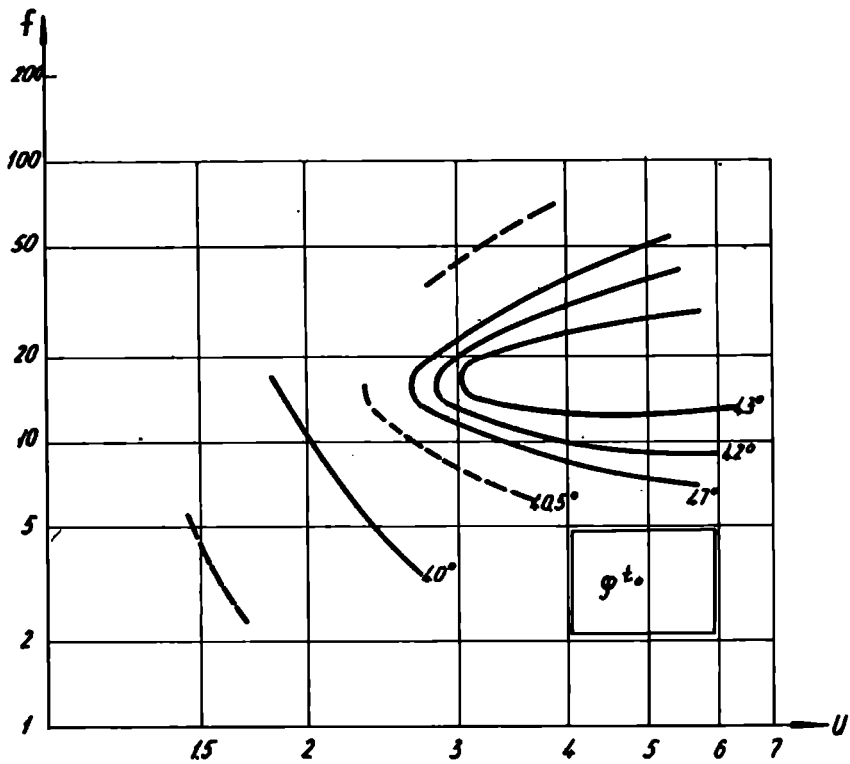


Fig.5

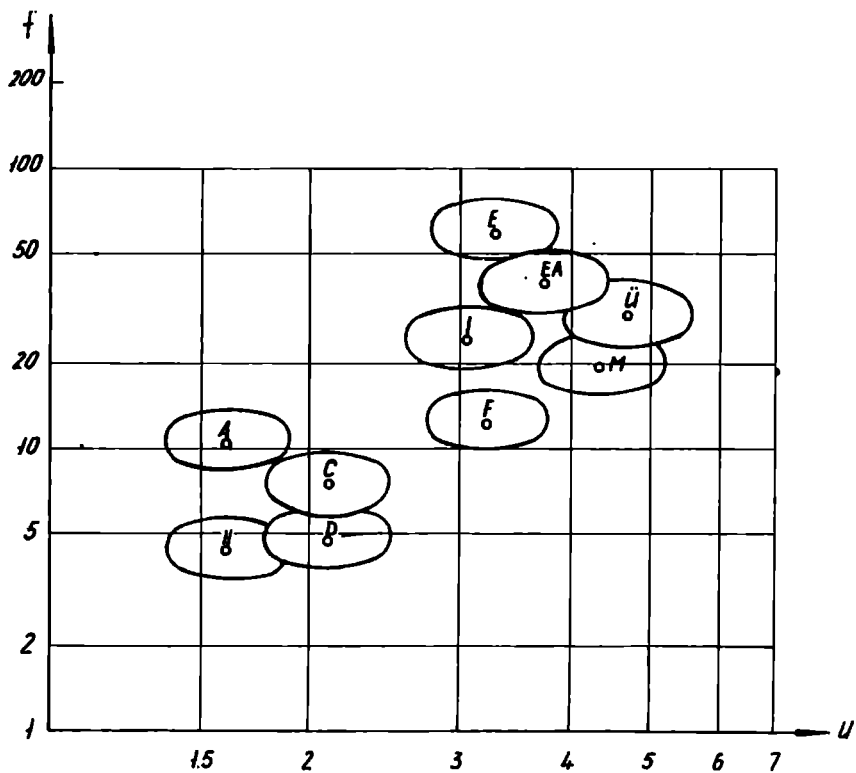


Fig.6

REALISATION DES VOILES D'INJECTION DANS LES  
FONDACTIONS SABLEUSES A CARBONATES DES  
BARRAGES PAR L'INJECTION DES ALCOYLRESOR-  
CINES.  
V.F. Demine (U.R.S.S.)

La liste des résines synthétiques employées avec succès pour la consolidation des sols sableux carbonatés qu'on rencontre souvent dans la construction hydrotechnique est limitée, C'est pourquoi les recherches sur les nouvelles compositions qui répondent aux exigences modernes sont d'une grande actualité et attirent une grande attention de plusieurs chercheurs [1-5]. C'est l'académicien Kargulne V.A. [3] qui a montré que les phénols biatomiques peuvent être considérés comme un produit brut ayant beaucoup d'avantages pour la consolidation chimique des sols. Etant donné le déficit d'un tel représentant du groupe des phénols comme résorcine, on a proposé de la substituer par un produit de phénol extrait des eaux résiduaires provenant d'industrie des schistes. Ce produit commercialisé en tant que "phénol sommaire schisteux" est le concentré des alcoylrésorcines, celles-ci étant en quantité jusqu'à 85%; les alcoylrésorcines contiennent les isomères-5 des alcoylrésorcines trifonctionnelles d'après le formaldéhyde en quantité jusqu'à 40%. L'autre partie de ce matériau, la partie biatomique, se compose principalement des dialcoylrésorcines bifonctionnelles. La capacité réactionnelle des alcoylrésorcines schisteuses au formaldéhyde est considérablement plus grande que celle des résorcines, et c'est ainsi que leurs mélanges avec la formoline sont susceptibles d'être polycondensés aux températures relativement basses, par exemples à 4-10°C, qui ont lieu généralement lors de la consolidation des sols. Le phénol sommaire schisteux est un produit à grand tonnage et son coût est 15 fois inférieur à celui de la résorcine. Du point de vue de la consolidation des sols c'est la solubilité de ce produit dans l'eau qui contribue à une bonne imprégnation et contact avec le sol saturé d'eau. Sa solution aqueuse avec formol représente un liquide peu visqueux facilement injectable qui peut à un certain dosage minimal de l'hydroxyde de sodium se transformer en une masse monolithique extrêmement résistante ayant une bonne adhésion et, par conséquence, un bon contact tant avec le sable qu'avec les sols carbonatés. L'auteur [6] a élaboré et étudié le procédé et les méthodes de la consolidation des sols sableux carbonatés aux températures basses au-dessus du zéro à l'aide d'une "solution alcoolique du phénol sommaire schisteux soluble dans l'eau". Plus loin l'auteur la nomme "solution du phénol schisteux". Cette solution est fabriquée en Estonie dans les usines de l'industrie des schistes. Ce procédé de la consolidation des sols à l'aide des résines à base des phénols sommais schisteux est basé sur le principe de l'action des résines sur les particules minérales du sol comme résultat de l'interaction physico-chimique entre certains groupes polaires des résines et les particules actives du sol. La polycondensation des résines de phénolformaldéhyde assure la formation des structures tridimensionnelles polymères dans le sol, ce qui contribue aussi à sa consolidation. Au fond ce procédé se réduit à l'injection sous pression d'un coulis ayant la composition suivante, cette injection s'effectuant à travers un tube perforé: 1. Produit de la solution du phénol schisteux, poids spécifique 1,08-1,09; 2. Formol, poids spécifique 1,09; 3. Solution aqueuse de l'hydroxyde de sodium, poids spécifique 1,05. Après un laps de temps donné de quelques minutes jusqu'à quelques heures/ le coulis injecté se transforme en une résine

de phénolformaldéhyde du type résol et assure une cohésion irréversible entre les particules du sable, en donnant ainsi un monolithe extrêmement dur. Ce procédé permet de consolider les sables à fins grains ayant un coefficient de perméabilité de 0,3 à 10 m/jour, en assurant leur résistance à la compression égale à 100 kg/cm<sup>2</sup> et en diminuant leur perméabilité de 200 fois. Outre cela il donne la possibilité de consolider les sols sableux ayant n'importe quelle quantité de carbonates. C'est grâce à cette qualité que le coulis proposé devient pratiquement hors concours par comparaison avec les autres coulis connus. Les recherches effectuées sont basées sur la méthode de la consolidation des sols par l'injection des coulis dans les sables saturés d'eau, cette injection étant suivie par l'expulsion de l'eau interstitielle. Les expériences réalisées en laboratoire ont permis d'étudier l'influence du pourcentage des carbonates dans le sol à consolider sur sa stabilité et sa résistance à la corrosion, ainsi que sur les propriétés de filtration et de déformation. On a accompli une telle consolidation des sols sur deux chantiers des immeubles et sur un chantier hydrotechnique lors du percement d'un tunnel. Les carottes prises dans les forages ont confirmé la justesse des conclusions relatives aux compositions des coulis d'injection. Ainsi la résistance à la compression des carottes du sol consolidé prises dans les forages au voisinage du tunnel et conservées dans l'eau et l'air pendant 60 jours est égale à 15-20 kg/cm<sup>2</sup>. Les résultats expérimentaux ont démontré que les coulis d'injection à base de la solution du phénol schisteux permettent de créer les pierres artificielles ayant une bonne imperméabilité et stabilité contre l'action de l'eau, aussi bien qu'une bonne résistance à la compression et à la corrosion tant dans les milieux acides que dans les milieux alcalins. C'est sur la base des résultats expérimentaux obtenus en laboratoire et in situ qu'on a élaboré les recommandations sur les procédés de la consolidation par injection des sols qui servent de base pour les projets des voiles d'injection dans les sols sableux carbonatés des fondations des barrages.

REFERENCES

1. ADAMOVITCH A.N., KOLTUNOV D.V. (1964), Injection des fondations des ouvrages hydrauliques, édition Energia.
2. CAMBEFORT H. (1964), Injection des sols, édition Eyrolles, Paris.
3. KARGULNE V.A. (1970), Prévisions relatives à l'utilisation des polymères pour la consolidation des sols. - Plenarnye doklady i rechenia VI Vsesoiuznogo Sovestchania po zakrepleniu gruntov, izd. MGU.
4. RZANITSYN B.A. (1970), Revue des articles étrangers relatifs à la consolidation des sols. - Plenarnye zasedania i rechenia VI Vsesoiuznogo Sovestchania po zakrepleniu gruntov, izd. MGU.
5. Recueil "Articles présentés à la VII Réunion Fédérale consacrée à la consolidation des sols", izd. Energia.
6. DEMINE V.F., Coulis-mélange pour la consolidation du sol, Brevet d'invention N 340443 donnée au nom de la demanderesse 11 janvier 1971, Bulletin izobreteni, 1972, N 23.

1 - GENERALITES

Le procédé de paroi moulée est désormais classique pour le soutènement des terres. La réussite repose sur une opération clef : le bétonnage, avec les phases préparatoires essentielles : curage, dessablage, descente des cages. La préfabrication supprime ces difficultés.

Le procédé de paroi préfabriquée comporte deux opérations :

- perforation (comme en paroi classique)
- mise en place des éléments, un coulis de ciment assurant le scellement des éléments entre eux et au terrain.

On utilise soit une structure discontinue composée de poteaux verticaux et de dalles, soit, le plus souvent, une structure continue composée de panneaux identiques (FIG. I).

Le calcul des efforts externes supportés par la paroi est conduit de façon habituelle. Le dimensionnement des éléments est fait par application des règles usuelles en superstructure ; les taux de travail plus élevés qu'en paroi classique assurent un meilleur emploi des matériaux.

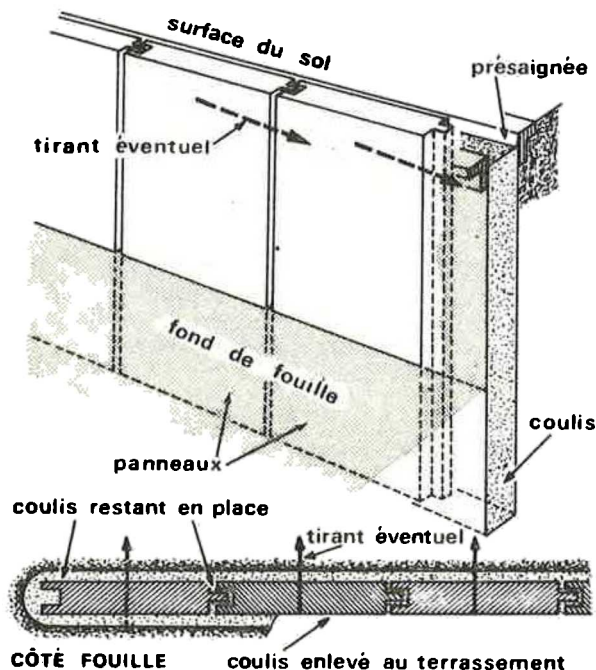


FIG. I

On utilise généralement le béton armé. Le bois ou le métal, plus légers à performances égales, sont aussi plus chers. La capacité des engins de levage usuels limite à 30 t le poids unitaire d'un élément ; précontrainte par fil adhérent et aménagement de creux en fibre neutre gagnent du poids à moment résistant donné.

Après perforation de la saignée, la mise en place des éléments s'opère en suspension. Un dispositif prenant appui sur les murettes de présaignée prend le relais de la grue et permet le réglage. Il reste jusqu'à la prise du coulis de scellement. Du soin apporté à la présaignée découle la possibilité d'une grande précision de mise en place (quelques cm).

La souplesse d'exécution est grande ; on peut opérer soit en "continue" (mettre les panneaux les uns à la suite des autres), soit en "alternance" (panneaux primaires puis secondaires).

La paroi préfabriquée est incorporée à l'ouvrage définitif : son étanchéité doit être satisfaisante. A la protection donnée par la couche de coulis de scellement étanche subsistant côté terre, s'ajoute celle d'un enduit étanche sur la face cachée des éléments avec raccordement par traitement spécial des joints (FIG. II).

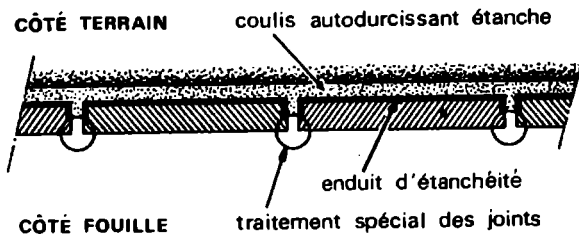


FIG. II

2 - LE PROCEDE PANOSOL

Dans le procédé PANOSOL (Brevet Solétanche), un unique coulis auto-durcissant à double fonction de boue de forage puis de coulis de scellement.

Composé essentiellement de ciment, le coulis possède diverses propriétés physico-chimiques conférées par les adjuvants (bentonite, retardateur et régulateur de prise).

Il se comporte comme un fluide de forage pendant la perforation ; sa prise est différée, son durcissement immédiat contrôlé ; en stade final il doit avoir les résistances requises par le projet (supérieures au moins au terrain encaissant) (FIG. III).

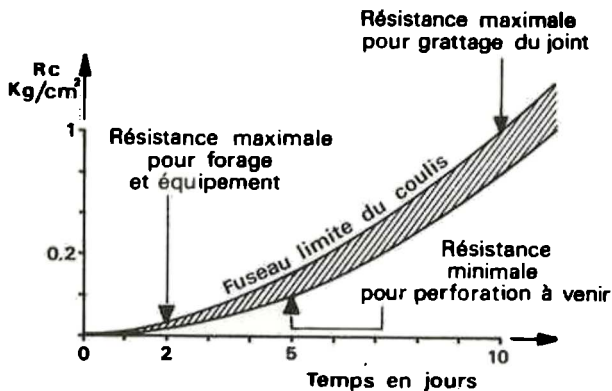
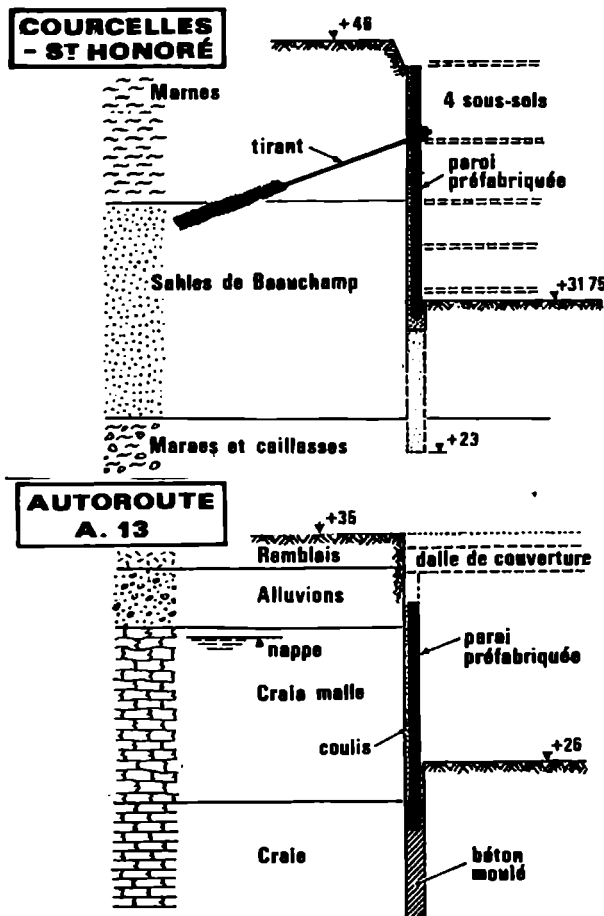


FIG. III

Une charge éventuelle en sédiments de perforation peut conférer au coulis des qualités mécaniques meilleures.

En deux ans (mi 1970 à mi 1972) 10 chantiers représentant plus de 80.000 m<sup>2</sup> de paroi PANOSOL témoignent de l'intérêt du procédé et de son degré élevé de mise au point.



### 3 - LE PROCÉDE PREFASIF

Le procédé PREFASIF (Brevet SIF-BACHY) est basé sur la substitution du coulis de scellement au fluide de perforation (boue bentonitique classique), immédiatement avant la mise en place des éléments préfabriqués.

La nature du coulis de scellement peut varier sur la hauteur d'un panneau. Il possède des propriétés particulières de prise et de durcissement.

Deux autres caractéristiques fondamentales du procédé sont : enclenchement mécanique des éléments successifs les uns aux autres en leur pied (assurant la continuité géométrique rigoureuse), disposition originelle double femelle du joint entre deux éléments successifs permettant la mise en place d'un water-stop doublant l'étanchéité déjà assurée de construction par le coulis de scellement (FIG. IV).

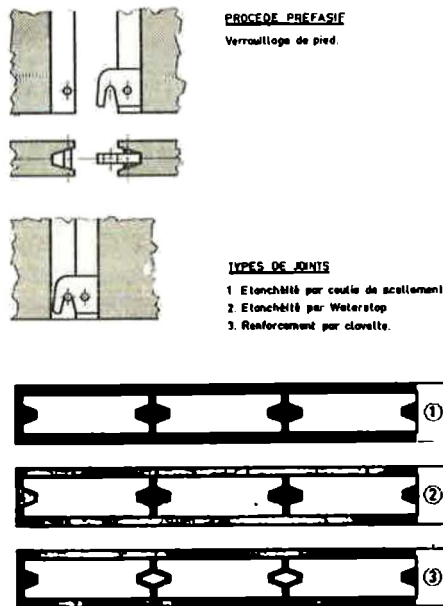


FIG. IV

### 4 - CONCLUSION

Du fait de ses caractéristiques propres, la paroi préfabriquée marque de nets progrès sur la paroi moulée classique. Qualité et aspect, emploi des matériaux, simplicité et précision de mise en oeuvre, étanchéité, suppression des aléas de bétonnage et de façon générale contrôle et sécurité sont autant de facteurs d'amélioration d'une importance telle que l'on puisse considérer qu'il s'agit bien là d'un procédé nouveau.

Since 1960, the chemical grouting of soils by silication is widely used by the Research Institute "Rostovsky Promstroiniprojekt" for the purpose of stabilising foundations, when deformed by wetting. The availability of this method has been confirmed by the successful application of silication for preventing deformations of buildings in more than 250 structures subject to soil settlement type I. In all cases, the soil grouting was carried out by using a large amount of sodium silicate (from 80 to 120kg per cu m) which made this process very expensive. Furthermore, in most cases, the soil strength obtained such a quantity of waterglass was not required.

Since 1967, investigations for chemical grouting of loess soils by the use of a small amount of sodium silicate have been conducted by the "Rostovsky Promstroiniprojekt", jointly with the Foundations & Underground Structures Research Institute in order to reduce the quantity of sodium silicate as well as the cost of this progressive method of improving soil properties. Various quantities of sodium silicate of different density were used in laboratory and field tests.

Grout-impregnated columns-supports having diameter till 2m and also groups of such columns, 17m depth, were "installed" in stabilized ground during the field investigation. The amount of waterglass used for grouting was to eliminate the settlement of such treated soil without its substantial strengthening. The static tests of these columns and groups of columns, when being wetted showed the settlement of only 4 to 8 mm. The dead load settlement of columns and groups of columns on type II soils ranged from 3,2 to 5,6 cm while in the experimental excavation it reached 70 cm.

The strength and deformation tests of stabilised soils have shown that the settlement of loess soils is completely eliminated by the use of 26 to 40 kg of sodium silicate per cu m. It may be noted that the initial settlement pressure increases abruptly: it is within 0,5- 0,8 kg per sq cm for untreated soil, and it rises to 3 kg per sq cm for silicate grouted soil.

The silicate grouting of soil yields the increase of strength and decrease of stress-strain characteristics. It is remarkable that the cohesion of grouted soil, when wetted, becomes 2 or 3 times greater than that of untreated soil (Table 1).

| Amount of sodium silicate, in kg per m <sup>3</sup> : | Cohesion c, in kg per sq cm | Angle of internal friction, in deg-rees | Modulus of deformation E, in kg per sq cm |
|---|-----------------------------|---|---|
| 15-25   | 0,25                        | 23                                      | 150                                       |
| 26-35   | 0,45                        | 23                                      | 200                                       |
| 36-45   | 0,52                        | 23                                      | 250                                       |

NOTE.- The values c, E are given for soil having the degree of water content 0,7 and the void ratio within 0,7-0,9. The experimental laboratory and field studies have proved that the settling properties of type I and II loess soils could be eliminated by the use of a small amount of sodium silicate (3 to 4 times less than that required for conventional soil stabilization.

In 1970 and 1971, the method of eliminating settlement of soils was successfully used in the course of construction of foundations for some industrial structures and housing. In all cases significant financial savings were realized.

La fondation de la partie au lit du haut barrage d'Assouan, situé sur le Nil repose sur une couche d'alluvions de 220 m d'épaisseur. Les terrains, recouvrant la vieille vallée du fleuve, sont de nature et de perméabilité assez différentes. Les sables et graviers de dimension trop grossier ont le coefficient de filtration de 150 à 300m par jour, pour les sables fins ce coefficient est de l'ordre de 5 à 10m par jour (fig.1).

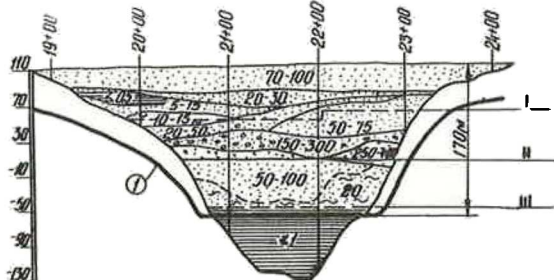


Fig. 1. Profil le fond du barrage

La partie inférieure de la couche alluvionnaire d'ère tertiaire de puissance de 90m est pratiquement imperméable.

Avec d'une couche des sables artificiel, qu'en fait sur alluvions naturelles, la puissance totale des terrains traversés par le voile d'injection est égale à 170 m. Le voile d'injection d'épaisseur variable de 40 m en haut jusqu' à 20 m en bas, dont le volume total atteint 1665 000 m<sup>3</sup> des terrains traités, reste aujourd' hui le plus ample au monde. Au corps du barrage on a exécuté 13 lignes de forages verticales écartées de 2,5 m et 5 m. L'injection de chaque forage a été effectuée par les tubes à manchettes, espacées de 0,33 m, à pression de 60 kg/cm<sup>2</sup>. Au premier étape on a mené les travaux depuis la surface du noyau en argile remblayé à la hauteur de 38 m sur les sables alluvionnaires. Dans les lignes latérales de forages on a injecté le coulis argile-ciment, dans les autres lignes l'injection s'est faite avec les coulis à base d'argile (pour les sables à gros grains) et les coulis d'bentonite traités (pour les sables fins) avec l'adjonction de silicate de soude. Durant le premier étape des travaux on a injecté 90,5 % du volume total decoullis avec l'absorbition moyenne des produits secs égale à 161 kg par 1 m<sup>3</sup> des terrains à traiter. A la fin de la première phase des travaux, le gradient de charge au voile a atteint des valeurs 70 % de la charge totale au barrage.

Les volumes sans précédent et la productivité intense des travaux d'injection au chantier d'Assouan s'ensuivit des cas fréquents des claquages, accompagnés assez souvent des résurgences du coulis. Ces phénomènes ne sont pas dangereux pour un fondation ou un noyau du barrage, cependant ils augmentent l'hétérogénéité du traitement des sols. Les résultats d'évaluation sont

donnés par le tableau suivant:

|                  | Coulis, injecté teneur moyenne de matière sèche en % au poids du sol |        |       |
|------------------|--|--------|-------|
|                  | minim.   | maxim. | moyen |
| ciment-agrile    | 4  | 37     | 16    |
| agrile           | 4  | 23     | 11    |
| bentonite traité | 1,4  | 9,6    | 4     |

La teneur la plus haute de matières sèches est liée aux zones des claquages au cours d'injection. Le coefficient de filtration du terrain traité a oscillé entre 0,01 et 6 m par jour (dans 88 % des cas il avait été moins de 0,5 mètre par jour). On peut dire que l'hétérogénéité du traitement des sols a été le principal obstacle pour la diminution de l'épaisseur des voiles d'injection et leur prix.

On a réalisé la réinjection dans les forages supplémentaires avec les coulis bien pénétrants qui ne produisirent pas les déformations importantes du terrain. On a injecté en outre 19 000 m<sup>3</sup> de l'bentonite traitée et 46 000 m<sup>3</sup> du coulis alumo-silicate, c'est à dire 9,5 % du volume global des coulis et l'absorbition moyenne augmente pour atteindre 182 kg de produits secs par 1 m<sup>3</sup> du terrain. Le coefficient de filtration dans les forages de contrôle variait de 0,02 à 1,6 m par jour et en général était de l'ordre de 0,31 m par jour. En conséquence, après la réalisation de la seconde phase des travaux l'hétérogénéité du voile a été diminuée, mais pas éliminée. Toutefois on a constaté que d'une manière générale le voile se comporte assez suffisamment. Au cours des travaux d'injection le gradient de charge au voile variait de la manière suivante:

| Dates (mois, année)   | VIII 1967 | XII 1967 | XII 1968 | XII 1969 |
|---|-----------|----------|----------|----------|
| Volume du coulis injecté dans le voile milles m <sup>3</sup> en   | 520       | 620      | 670      | 685      |
| %   | 76        | 90,5     | 98       | 100      |
| Le gradient de charge au voile en % à la charge totale au barrage | 40        | 70       | 87       | 92       |

Selon ces données le coefficient moyen de filtration au corps du voile était de 0,15-0,2 m par jour.

Les observations faites après 1969 montre que la perméabilité du voile continuait à réduire. En 1972 le gradient de charge au voile était égal à 98 % de la charge totale.

**UTILISATION DE PLUSIEURS TECHNIQUES DE PAROIS MOULEES DANS LES ALLUVIONS DE GRANDE PERMEABILITE ET DE GRANULOMETRIE TRES VARIEE DU SITE DE LYON.**

P. Laréal J. Ferrand (France)  
R. Kastner C. Bouyat

A LYON (FRANCE), quartier de la Part-Dieu, la S.E.M.A.L.Y. et la S.E.R.L.-S.E.M.A.L.Y. ont respectivement réalisé deux tronçons expérimentaux (A et B) de galerie de mètre de 50 m chacun, et une enceinte étanche (C) de 1000 m de longueur isolant plus de 50 000 m<sup>2</sup> de terrain. La réalisation de ces ouvrages a fait appel aux Parois Moulées Classiques, Mixtes et d'Etanchéité, ainsi qu'aux Parois Préfabriquées. Ce site est composé d'une couverture d'alluvions de grande perméabilité (1 - 0,1 cm/s) et de granulométrie très variée avec des zones de graviers crus (tableau I) de 15 m d'épaisseur, reposant sur un substratum molassique de perméabilité plus faible (0,001 cm/s); le niveau de la nappe phréatique est au maximum à 1,50 m sous le toit de ces alluvions. Les techniques d'exécution des parois sont les suivantes :

- Paroi Moulée classique : chantier A (100 m linéaires)

Excavation sous boue bentonitique et bétonnage de l'ensemble de la tranchée.

- Paroi Moulée Mixte : chantiers B et C (500 m linéaires).

Elle est résistante en tête et simplement étanche en pied. Excavation sous coulis argile-ciment jusqu'au substratum ; remplacement du coulis par une boue bentonitique en tête et bétonnage ; remplacement fait soit par pompage du coulis frais, soit par reperforation du coulis durci.

- Paroi Préfabriquée : chantier B (70 m linéaires).

Excavation sous coulis argile-ciment, et descente de panneaux préfabriqués scellés par le coulis après prise.

- Paroi d'Etanchéité : chantier C (550 m linéaires).

Excavation sous coulis argile-ciment qui, après prise, réalise une paroi étanche.

L'excavation des tranchées est réalisée par des bennes soit à câbles, soit guidées par KELLY.

**OBSERVATIONS SUR L'EXCAVATION DES TRANCHEES**

- Consommation de boue et de coulis (tableau II)

Les consommations corrigées (B et C) sont obtenues en retranchant de la consommation totale le volume du coulis qui forme la paroi étanche (calculé à partir d'une surépaisseur "réelle" estimée)

|                       | d <sub>60</sub><br>mm | d <sub>30</sub><br>mm | d <sub>10</sub><br>mm |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Echantillon type      | 18                    | 5                     | 0,2                   |
| Echantillon graveleux | 30                    | 15                    | 5                     |

Tableau I

| (Boue)   | Chantier | Composition                       | Consommation m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> |          |
|----------|----------|-----------------------------------|---|----------|
|          |          |                                   | totale                                      | corrigée |
| (Coulis) | A        | Bentonite<br>50 kg/m <sup>3</sup> | 0,9   | 0,9      |
|          | B        | C/E = 0,25                        | 1,15  | 0,5      |
|          | C        | C/E = 0,13                        | 1,25  | 0,6      |

Tableau II

Les chantiers A et B étant identiques, on observe une consommation plus faible de coulis que de boue, bien que pour B l'excavation ait été plus profonde, que la boue soit plus visqueuse et moins dense que le coulis, et que la surhauteur de boue par rapport à la nappe soit plus élevée pour B que pour A.

..La consommation de coulis augmente lorsque C/E diminue (B et C); cette différence peut aussi provenir du fait que pour C, la paroi est isolée.

- Surconsommation de Béton. On note qu'elle est plus faible pour B (20 %) que pour A (30%).
- L'aspect des parois est meilleur lorsque la paroi est exécutée dans une tranchée reperforée dans du coulis.

**CARACTERISTIQUES DU COULIS EMPLOYE SUR LE CHANTIER B**

Composition théorique : 230 kg ciment CLK, 40kg bentonite, 3,4 kg lignosulfite, 920 l d'eau. Les échantillons ont été prélevés dans la tranchée en fin d'excavation à 12 m de profondeur et testés au laboratoire après 6 mois de conservation (tableau III).

|          | Yd/Yw | W % | R <sub>c</sub><br>bar | A <sub>rupture</sub><br>1/m <sup>2</sup> | E oedométrique<br>bar | K<br>m/s           |
|----------|-------|-----|-----------------------|--|-----------------------|--------------------|
| moenne   | 0,48  | 170 | 8,8                   | 7  | 600                   | 10 <sup>-7</sup>   |
| extrêmes | 0,64  | 115 | 4                     | 3  | 220                   | 5.10 <sup>-7</sup> |
|          | 0,30  | 230 | 18                    | 12                                       | 1000                  | 5.10 <sup>-8</sup> |

Tableau III

Les caractéristiques de résistance et de compressibilité sont suffisantes pour soutenir et sceller les panneaux préfabriqués. Aucun tassement de ceux-ci n'a été observé après leur débridage. On notera cependant une très forte dispersion des caractéristiques mécaniques du coulis qui semble très sensible aux imprécisions de dosage. Sa très faible perméabilité lui permet de remplir pleinement son rôle d'écran étanche.

**POMPAGES (chantier C)**

La mise hors d'eau de l'enceinte "étanche" C a été réalisée à l'aide de 7 puits filtrants. Le substratum molassique présente des perméabilités horizontales et verticales comprises respectivement entre 0,005 et 0,05 cm/s d'une part, 0,001 et 0,01 cm/s d'autre part. Des simulations des pompages faites sur modèle analogique à réseaux de résistances ont permis d'estimer des débits de 1000 à 1200 m<sup>3</sup>/h pour 7,5m de rabattement. Sur le chantier ont été effectuées des mesures de piézométrie, et de débit (par déversoirs). Comme prévu, la nappe à l'intérieur de l'enceinte est presque horizontale et le débit réel est de 1000 m<sup>3</sup>/h, pour 7,5 m de rabattement. L'étude des fluctuations de la nappe et du débit a permis d'estimer la porosité efficace à 0,12 environ (pour une porosité géométrique de 0,2).

DEEP COMPACTION OF SOILS WITH THE AIM OF CONSIDERABLE INCREASING THEIR CARRYING CAPACITY I.M.Litvinov (USSR)

The construction of buildings on slumping soils of large thickness is connected with great difficulties due to uneven settlements of buildings which occur with the flooding of soils upto 1500 mm and more. A great of work is required to compact these soils upto their whole thickness.

Preliminary flooding (Fig.I,a) is the most effective method aimed to compact slumping soils of large thickness. However, the use of this promising method is hampered, and sometimes even impossible in built-up areas, and the process of self-compaction of the deep earth layer is inferior as a consequence of additional settlements under additional loads caused by erected buildings.

The proposed method (developed by the author) of accelerated deep compaction by preliminary flooding and directed explo-

sions<sup>1)</sup> makes possible compaction in a shorter time and, moreover, only in areas stimulated by the project, and also an appreciable decrease of the damaging effect of flooding on surrounding slumping soils with the buildings erected on them; this method makes it also possible to accelerate the process of self-compaction achieving higher degrees of compaction than in the ordinary method.

This is achieved in the following manner. In place of the numerous terrace-like overfalls which are formed in the ordinary method of flooding we make beforehand around the contour of the flooded area, so to speak, settlement joints in the form of narrow vertical trenches, 0.2 to 0.4 m wide and 4 to 6 m deep, which eliminate the binding forces between the upper zones of the soils in the flooded and unflooded sections.

To accelerate the compaction process and increase the degree of density after flooding of the soil to a water content exceeding the liquid limit, deep explosions are set off in the soil. These explosions, having pronounced dynamic effects on the soils brought to an unstable state, and still having slumping properties, but now weakened by water (to liquid consistency) cause its intense compaction (from shaking); this is accompanied by a marked drop of the surface with an almost instantaneous diminishing process of compaction of the soaked soil mass to any prescribed density. In this case underground expansions are not formed at the explosion locations (Fig.I,b).

In 1964-1965 experimental investigations were carried out quite successfully which proved that the proposed method was the most effective and reliable. In 1967 this method was used under full-scale conditions, according to the author's design and under his supervision, for the construction of a large panel (120 apartments) building in Severnaya No.1 in the city of Zaporozhye. This building was erected on slumping loess soils at the depth to 20 m.

Though the compacted section was in the centre of the built-up area, rather successful results were achieved. Thus, for instance, it took us little expenses to compact during a month about 45 thousand cubic metres of slumping loess soils. This work having been completed, a large panel building was built during three months without any special structural measures which are usually taken under similar conditions. In this case more than 30 tons of steel and about 105 thousand roubles were saved.

During the period of explosions we carried out investigations concerning seismic influence of explosions (different in size and character) on the compacted soils and

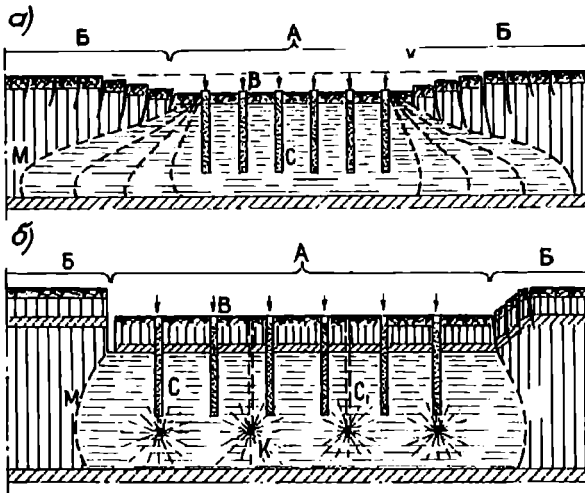


Fig.I. The character of deformations of soil at deep compaction of subsiding soils with usual methods and a diagram of a quick deep compaction of subsiding soils by method recommended by the author, b. A - The compacted section, B - Uncompacted soil, P - Subsiding soil in the unsubmerged zone, Po - Subsiding soil in the submerged zone, D - Circumferencial grooves, C - Infiltration bores, C<sub>1</sub> - Bores for charges, K - Charges of explosives, V - Water, M - Boundary of the zone of submerged soil, T - Craks in soil, N - Unsubsiding soil.

1) Patent No.183131 was issued to the name of I.M.Litvinov. USSR, Kiev.

surrounding buildings in order to determine optimal weights of charges, the possibility of a number of explosions with millisecond delays, the time between the explosion of separate charges, and also to develop the diagrams of blasting and to determine safe distances from the locations of explosions to the buildings.

The area to be compacted was divided into 3 sections. After the completion of the flooding process at the first section, all the inventory units were brought onto another section. The flooding process lasted for 5 to 6.5 days at each section. The water was delivered through the inventory units from pipelines, 50 mm in diameter, with flexible joints and valves over each of the drain wells.

The inventory units of the discharge pipeline were connected to the delivery pipeline with flexible hoses to evaluate the effect of the following sharp soil settlement during the process of explosions.

The blasting holes were located so that the distance between them was equal to 4.5 m, and only at the butts of the building this distance was reduced to 3 m. The weight of the charges ranged mainly from 5 to 7 kg.

The control over the real degree of compaction was performed with the help of observations over the surface settlements which characterized the corresponding reduced porosity, and consequently, the density of the compacted soil stratum.

The process of compaction at the first section lasted 8 days, flooding took 6.3 days, explosions - 0.4 and non-productive breaks - 1.3 days. During this time, the soil surface at the section became 1,000 mm lower which was two times more than predicted by the data of investigations<sup>1)</sup> and expected by the design; on the completion of all the jobs during a month, the average settlement reached 267 mm and the maximum one - 1,440 mm, the water discharge being equal to 6.66 cubic metres per 1 sq.m. of the compacted area (Fig.2-3).

The diagrams of maximum soil settlements using deep compaction are shown in Fig.4.

Because in the immediate proximity of the experimental ground the construction of a 5 storey building No.6 from large size panel has been finished, special attention was given to the problem not to submerge the uncompacted subsiding layer of soil 17-18 m thick. Between the faces of both houses a 17 m deep and 20 m long sealing wall was made of double row of clay piles, staggered 1.25 m apart.

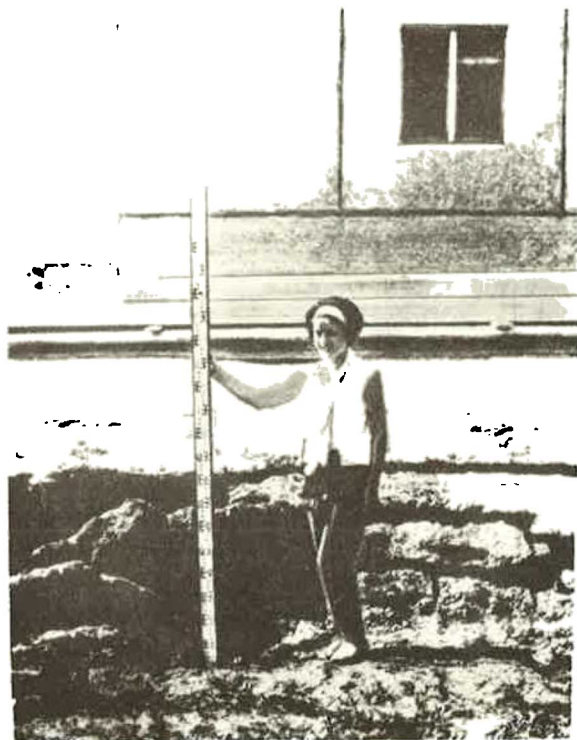


Fig.2. Heavy subsiding of the ground surface of the compacted area near the circumferential groove.

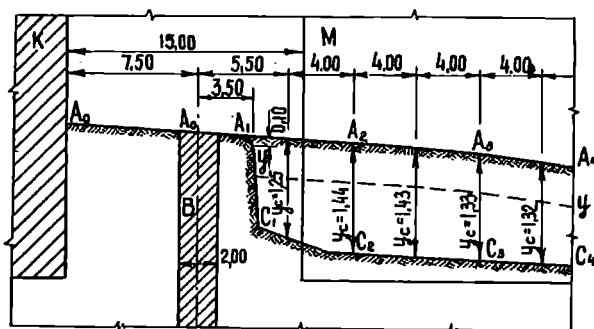


Fig.3. The ground of the compacted lot of the house M from the side of the adjacent house K. B - The sealing wall of compacted soil; A<sub>0</sub> - A<sub>1</sub> - A<sub>2</sub> - A<sub>3</sub> - A<sub>4</sub> - points of the ground before compaction; Y - 500 mm expected and calculated lowering of the ground surface after submerging to data gained by preliminary laboratory investigations in accordance with standards; C<sub>1</sub> - C<sub>2</sub> - C<sub>3</sub> - C<sub>4</sub> - points on the ground after the compaction; Y - actual values of ground subsiding after the compaction.

1) We expected the possible soil settlement at this section (under the weight of the soil) to be equal to 45-50 cm.

The same kind of wall was erected in the length of 50 m at the northeastern corner. The eastern side was protected in the length of 25 m into the depth of 6 m by a screen of a polyethylene film. This arrangement fully justified itself - the moisture from the submerged lot did not penetrate towards the neighbouring house No.6, what was confirmed by test borings. The deep compaction of the soil has in the main taken place only within the prescribed circumference.

In 1965, approximately a year after the experimental compaction tests by the indicated method, supplementary studies by NIISK at Zaporozhie were made on the physico-mechanical and settling properties of loess soil at the same experimental plot. The soil of the plot and of the surrounding vicinity was investigated to a depth of 20 m. The studies were made to discover the nature of the subsequent changes in the different physico-mechanical properties of the compacted layer of soil and in the distribution of moisture content of both the wetted zone and of the nearby soil. It was also hoped that the degree of homogeneity of the compaction process could be determined for the different depths (0 to 20 m).

The results of measuring the slumping properties of soil on compacted (pit No.1) and the surrounding uncompacted soil, when using the indicated method, as measured at depths from 0 to 20 m. The relative slump indices were determined for each site (at 1-m intervals for the entire depth of 20-m holes) at pressures of 1, 2, and 3 kg/cm<sup>2</sup> for

several control samples at each pressure.

The results of these investigations show the high quality of compacted soil for the entire depth of 20-m holes.

The recommended accelerated method of deep compaction is rather economic (it costs some 40-50 copecks per 1 cubic metre of the compacted soil), not labour-consuming, fast and undoubtedly safe, this method makes it possible to construct any important buildings and structures on slumping loess soils of great thickness.

As can be seen from the experience of the application under real conditions on construction sites in Zaporozhie, Kherson and especially in Grozny, this method makes it possible to consolidate in a very short time (about 3-4 days) the slumping soil layer on the areas of 1000-2000 m<sup>2</sup> (the volume ranges from 10000 to 40000 m<sup>3</sup>) upto a considerable value equalling 10% of the total depth; as a result of this, possible following settlements of erected structures are reduced to minimum.

#### REFERENCES

- L i t v i n o v I.M. (1966). "Accelerated method of deep compaction of slumpy loess soils of the II-d type by preliminary flooding and direct explosions". Journal "Basements, foundations and soils' mechanics", No.2, Moscow.
- L i t v i n o v I.M. (1968). "The experience of deep compaction of slumpy soils by the application of explosions' energy". Journal "Basements, foundations and soils' mechanics", No.6, Moscow.
- L i t v i n o v I.M. (1968). "Deep compaction of slumpy soils". Journal "Construction and Architecture", No.12, Kiev.
- L i t v i n o v I.M. (1969). "Deep consolidation and compaction of slumpy soils". Book Publishing House "Budivelnik", Kiev.
- L i t v i n o v I.M. (1971). "The employment of accelerated method of deep compaction of the great thickness slumpy loess soils by preliminary flooding and explosion energy in irrigation works". Papers of the VII All-Union meeting on soils consolidation and compaction. Pub.House "Energia", Leningrad.

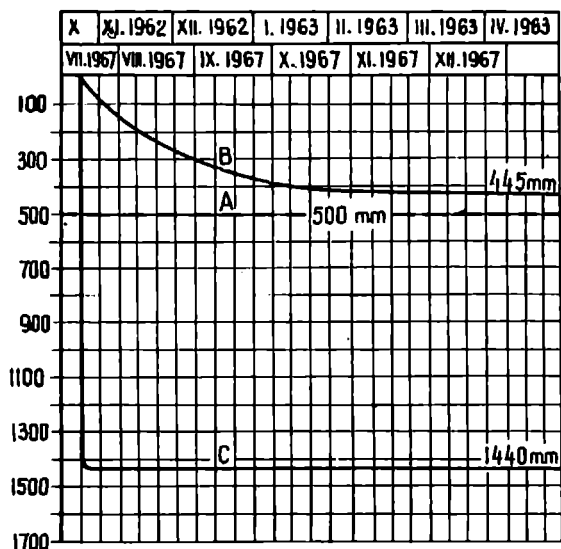


Fig.4. The maximum subsiding of the ground surface after the deep compaction: A - Assumed according to data of the laboratory investigation 500 mm; B - Actual after compaction with the usual method; C - Actual compaction with the recommended method 1440 mm that is almost threefold.

**CHEMICAL STABILIZATION OF SANDY SOILS BY GROUTING IN JAPAN.** Gosaburo Miki (JAPAN)

Recently, stabilization of sandy soils by chemical grouting has been performed more and more in Japan. On one side, the mechanism of this method is studied basically, and on the other hand, several kinds of chemicals are produced and used adequately in the field.

The most important thing in grouting methods is the uniform penetration of pressured-injected chemicals through pores between soil particles, and so only sandy soils which have larger coefficient of permeability than  $10^{-2}$  -  $10^{-1}$  cm/sec can be injected successfully. But, when acrylamide and urea resin are grouted in tightly compacted buffaceous sands, the adsorption of activator and catalyst happens as they penetrate, and the strengthening effect is not seen at some parts away from the injection pipe.

The penetration of chemicals depends not only on their viscosity, but also on the affinity between chemicals and soil particles, i.e. the hydration type urethane resin which is quite a new stuff of grout and expands into bubbles when it gels with water, show good penetrability as the chemicals of 1/5 viscosity. Getting a hint from this phenomena, we are now injecting common chemicals with foaming agents and attaining good results.

Common chemicals for grouting used in Japan are sodium silicates, urea resins, chrome lignins and acrylamides. The above mentioned urethane resin is the special grout, having high strengthening ability as  $50 \text{ kgf/cm}^2$  and has two kinds, i.e. water soluble and water insoluble.

To use these grouts adequately in the field, the examination of chemicals must always be done in advance with consideration of the relation between the grout and the soil, and I suggested four kinds of in-door standard experiments concerning chemical grouts, i.e. 1) the loose sand injection test, in which abilities of strengthening, impermeabilisation and incompressibility are generally made clear, 2) the dense sand injection test, in which the penetrability and disappointing possibilities of adsorption are examined, 3) the water flowing sand injection test, in which the strengthening and impermeabilisation ability in water flowing sands are known, and 4) the dense sand percolating test, in which contents of the chemical adsorbed by soil are made clear. In Fig. 1 and 2, we can see the general properties of chemicals used in Japan, which have been made clear by the loose sand injection tests.

Finally, I wish to touch on a new technique of soil stabilization, in which the in-situ soils are churned and mixed by ultra high pressure jetting of grout, and then solidified (Fig. 3). As we are developing some cheap chemicals with cement, which are especially suitable for the method, we can now stabilize cohesive soils by this hydraulic, mechanical and chemical processes.

**REFERENCE:**

MIKI, G. (1973), "Chemical soil stabilization recently developed in Japan", "SEISAN-KENKYU", Monthly Journal of Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol.25, No.8

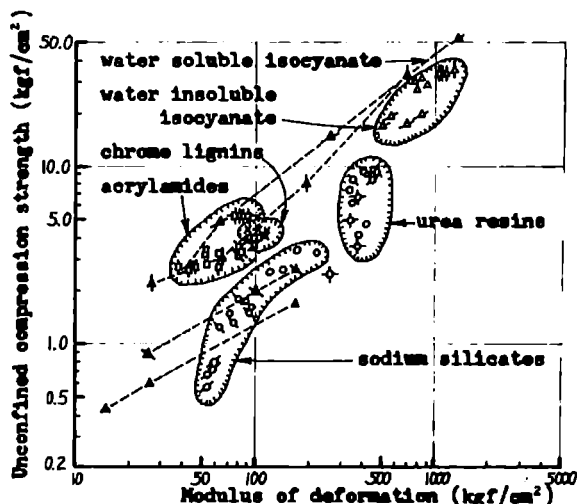


Fig. 1 Strength of solidified sands

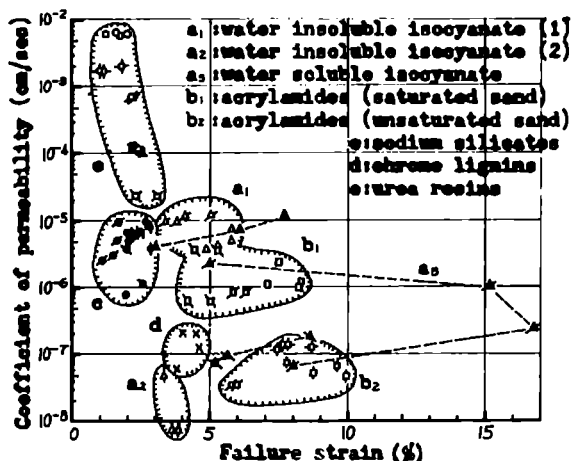


Fig. 2 Permeability of solidified sands

1. Beginning of drilling
2. End of drilling
3. Beginning of lateral jetting
4. Revolving and drawing up of jetting rod
5. Completion

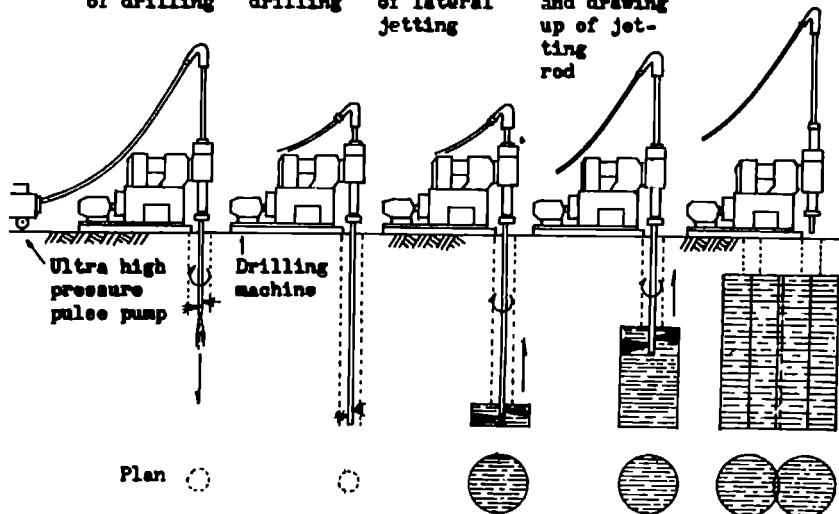


Fig. 3 Stages of the soil stabilization by the jetting of the chemical grout with cement

**CONTROL OF GROUND WATER BY THIN DIAPHRAGM WALLS,** Dinesh Mohan, A. G. Dastidar, G. S. Jain and R. L. Makol (India)

The process consists of making a narrow (80 to 200 mm) trench in the ground, inserting an impermeable membrane where needed and grouting the trench for the control of ground water. Simple tools and techniques have been evolved for constructing thin diaphragm walls upto a depth of 12 meters. With minor modifications it seems possible to go deeper.

The narrow trench is excavated by making a series of overlapping bore holes by jetting bentonite slurry through a long jetting pipe. A suitable cutter is attached at the tip of the pipe. A simple rig and suitable slurry pumps can be used for this purpose as shown in Fig. 1. The trench can be extended in depth in stages of about 6 meters. Where necessary the cuttings can be removed by suction simultaneously with cutting. The trench is made in lengths of about 1 meter at a time. Other trenching tools such as narrow spade, scissors have also been tried but the jetting combined with suction has proved to be better for deep strata of silts and sands.

After the trench is cut, a thin impermeable membrane in the form of metallic, plastic or pvc sheet is inserted. Corrugated G. I. sheet panel has been found economical. This can be inserted with a simple rig (Fig. 1). If a plastic sheet is used it is mounted on a fabric to facilitate lowering into the trench. Suitable joints in the panels have been developed to ensure continuity and impermeability.

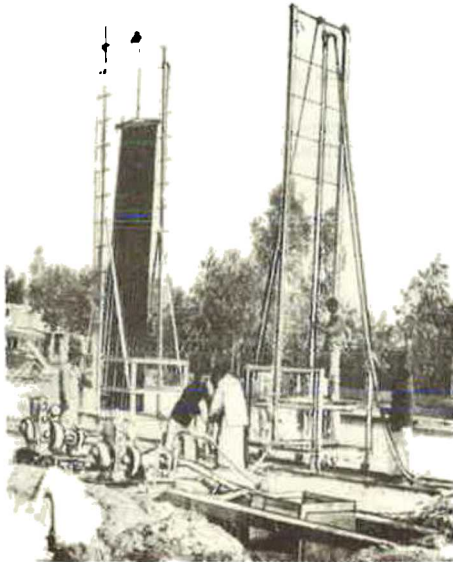


Fig. 1. Slurry pumps and rigs.

After inserting and jointing the impermeable sheet panels, the trench on both sides of the membrane is back-filled by a clay cement grout. This can be done with a funnel and a rectangular pipe arrangement (Fig. 2). The bentonite slurry in the trench gets replaced by the grout.

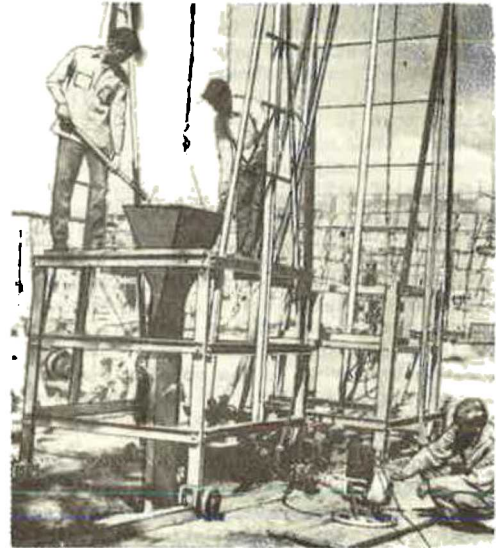


Fig. 2. Grouting funnel and rectangular pipe.

Field experiments conducted at the Central Building Research Institute have shown encouraging results and it is possible to effectively use this process for the control of ground water in embankments and excavations. Its cost is substantially less than other methods of ground water control.

The thin diaphragm wall acts only as impermeable barrier to the flow of water and not as a structural member. However, by using reinforcement and cement concrete as grout, these walls can also be used as structural members.

TWO "SLURRY TRENCH" CUT-OFF WALLS MADE OF  
MIOCENE CLAYS. Antoni M. Piaskowski/Poland/

In October 1970 two out-off walls have been completed in the subsoil under earth dams /main and auxiliary/ of retaining lake on Nysa river, near the town of Nysa. Of technical interest was in this case the application of local miocene clays both as a material for out-offs and for the slurry. Following advantages were gained thereby:

- a/ Possibility to design out-off walls of 1,0 - 1,4 m thickness, which allowed the excavation of trenches.
- b/ 5 to 6-fold reduction of costs in comparison with concrete out-off walls; the cost per square meter was less than the price of 1 ton of cement.

Excavation of trenches wider than in the case of concrete out-off walls was particularly advantageous because of the presence of large boulders in the subsoil.

Allowing for the alterations introduced in the design, the principal dimensions of both out-offs were as follows:

| dimensions of out-offs    | main dam | auxiliary dam |
|---------------------------|----------|---------------|
| length, m <sub>3</sub>    | 5 190    | 2 050         |
| volume, m <sup>3</sup>    | 95 980   | 18 540        |
| side area, m <sup>2</sup> | 71 100   | 18 540        |
| average height, m         | 13,4     | 9,0           |
| maximum " " ,m            | 30,7     | 13,6          |

Clamshell excavators of 1,2 m<sup>3</sup> clamshell capacity were used for excavations of trenches. Efficiency of excavation was lower at greater depths; at excavation depth of 11 m it was equal to 12,5 cu.m. per hour.

In the subsoil, under the top layer of cohesive soils, a layer of gravels was found covering miocene clays. Along some 40 per cent of the length of the main dam a layer of silty soils was encountered between the gravel and miocene clays. In case of clays the cut-off depth below the top level of clay layer

was 1,5 m and in the case of silty soils - 4,0 m. While establishing the thickness of the out-offs a average hydraulic gradient  $\leq 8,0$  were assumed.

Depending on ground-water and soil conditions and depth of trenches, a slurry of specific gravity varying from 1,14 to 1,18 kg/den<sup>3</sup> was used, containing 2,5 to 4,0 per cent of Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> in relation to the dry weight of clay in the slurry.

The stability of the slurry was generally good, since the difference in specific gravities for a level difference of 1 m, and for a sedimentation time of 24 hours amounted to 0,0016 kg/den<sup>3</sup> on the average. It was established that the structural shear strength of the slurry at the time equal to 2 min. should not be less than 0,08 G/cm<sup>2</sup> in the soil conditions encountered.

Clay /content of  $d \leq 0,002$  mm particles  $\geq 50\%$  was filled and compacted in trenches by clam-

shell excavators. Certain amount of slurry / about 15 to 20 %/ remained in the trenches and was gradually absorbed by clay lumps in the process of moisture equalisation.

The swelling capacity of clay in slurry was substantial - generally not lower than 100 % of the initial volume.

The quality of clay fill inside out-offs was controlled by soundings and by taking samples at 33 bore holes. Settlement of 104 fix-points were also measured.

The measurement of water-tightness of the out-offs is being carried out by observations of water levels in piezometers, 3 of which were placed at each of the several cross-sections of the dam. Observations made hitherto show complete impermeability of the out-offs described.

La technique de nos jours dans le domaine de la construction hydraulique se heurte à la nécessité de la réalisation des voiles d'étanchéité dans les sables. Dans ces cas, il est indispensable d'assurer l'étanchéité aux terrains ayant le coefficient de filtration de 5 à 10 m/jour, soit les sables peu perméables, qui il n'y a pas long temps, n'exigeaient pas le tamponnage.

Ce pourquoi ce dernier temps on a prêté l'attention particulière aux examens des coulis de tamponnage.

Dans l'Institut des Recherches scientifiques des fondations on a élaboré les coulis pour la consolidation des sols caractérisés par le tableau I. Où en horizontale sont données les nominations des sols et leur coefficients de filtration.

Tableau I.

| gravier. | sable                            | Silon<br>sableux                | Coess            | Silon                           | argile              |
|----------|----------------------------------|---------------------------------|------------------|---------------------------------|---------------------|
| 500      | 100 15 10 15 5                   | 1                               | 0,5              | 0,1                             | 0,05                |
| ciment   | argile                           | silicate                        |                  |                                 | gouttes électriques |
|          | Ca(OH) <sub>2</sub>              | H <sub>2</sub> PO <sub>4</sub>  | H <sub>2</sub> O | CaCO <sub>3</sub>               |                     |
|          | Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>  | Na <sub>2</sub> PO <sub>4</sub> |                  | Na <sub>2</sub> PO <sub>4</sub> |                     |
|          | Na <sub>2</sub> SiO <sub>3</sub> |                                 |                  |                                 |                     |
|          | résine                           |                                 |                  |                                 |                     |
|          | HCl                              |                                 |                  |                                 |                     |
|          | Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>  |                                 |                  |                                 |                     |

■ consolidation  
 □ étanchéité  
 ● - gel d'alcohl  
 ○ - gel d'acide

Trois types de coulis de ce tableau ont été utilisés en cours de la réalisation du voile d'étanchéité du Grand barrage d'Assouan: ciment-argile, argile-silicate et aluminosilicate.

La composition de ces coulis a été élaborée à l'Institut et précisée au cours des travaux, au chantier.

Les coulis ciment-argile et argile-silicate ont été préparés avec de l'argile local d'Assouan. Pour l'améliorer les qualités du coulis à la base de l'argile, c'est à dire pour augmenter la dispersité et stabilité du coulis on a introduit en qualité de dispersateur chimique hexamétophosphate en quantité de 0,3 à 0,5% du poids d'argile.

À la base de ce coulis on a préparé des coulis de tamponnage avec l'addition du ciment ou du coulis de silicate de soude (Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>).

Pour confectionner 1m<sup>3</sup> du coulis ciment-argile, on introduit dans le coulis primaire d'environ 110 kg du ciment.

Le coulis argile-silicate à la base de l'argile d'Assouan à la composition suivante: au coulis-première de densité de 1,4 g/cm<sup>3</sup> on ajoute le coulis de silicate de soude ( $\gamma = 1,38$  g/cm<sup>3</sup>) en raison de 7% du poids de l'argile sèche. Ce coulis s'injecte bien et dans certain temps reçoit la stabilité structurale.

Le coulis à la base de la bentonite et du silicate est confectionné avec de la bentonite d'importation. Au coulis avec cette argile on a ajouté le coulis à silicate de soude ( $\gamma = 1,38$  g/cm<sup>3</sup>) en raison de 0,5 à 1,0% au poids de l'argile sèche pour lui donner de la stabilité structurale.

Le coulis aluminosilicate, employé comme coulis de définition de petite densité, est confectionné à la base de silicate de soude ( $\gamma = 1,19$  g/cm<sup>3</sup>) avec l'addition d'aluminate de soude ( $\gamma = 1,05$  g/cm<sup>3</sup>) dans les volumes correspondant au temps de la gelification dans les limites de 30 à 40 min.

Les caractéristiques des coulis ci-dessus sont données au tableau II.

Tableau II

| Coulis             | Densité<br>: g/cm <sup>3</sup> | en: cône d'<br>: affaires | Résist-<br>: ance à<br>: sement, | Résist-<br>: ance au<br>: la comp<br>: ressi- | Résist-<br>: ance au<br>: lement |
|--------------------|--------------------------------|---------------------------|----------------------------------|---|----------------------------------|
|                    |                                | cm                        | cm,                              | g/cm <sup>2</sup>                             | kg/cm <sup>2</sup>               |
| Ciment-argile      | 1,24-1,28                      | 21-26                     | 0,5-1,1                          | -   | -                                |
| Argile-silicate    | 1,35-1,38                      | 25-30                     | -                                | 8-16  | -                                |
| Bentonite-silicate | 1,10-1,12                      | 25-30                     | -                                | 4-5   | -                                |
| Aluminosilicate    | 1,13-1,15                      | 2-3                       | -                                | -   | -                                |

Les coulis indiqués ont permis de donner l'imperméabilité nécessaire aux alluvions dans le voile d'étanchéité.

COULIS THIXOTROPE A LA BASE D'ARGILE POUR LES PAROIS COULÉES DANS LE SOL. V. E. Sokolovitch E. L. Ardgevanidze (USSR)

La réalisation d'un ouvrage d'étanchéité par la méthode "parois coulés dans le sol" conduit à prévoir l'exavation de fouilles à l'abri du coulis à l'argile (préférée à la base de la bentonite) ainsi que son remplissage par les matériaux imperméables.

Les auteurs ont élaboré le coulis thixotrope à l'argile, permettant l'utiliser lors de l'exavation en y laissant la qualité du matériau imperméable. Cela permettra de réaliser, dans certains cas, les murs imperméables dans le sol en une passe.

Le coulis thixotrope à l'argile propose a été préparé à la base de n'importe quelle argile locale, non-bentonitique, avec l'adjonction de NaF en quantité de 0,1 à 1,0% et de silicate de soude ( $\text{Na}_2\text{O} \cdot n \cdot \text{SiO}_2$ ) de 0,5 à 5% (poids spécifique de 1,38  $\text{g/cm}^3$  au poids de l'argile).

Il est à noter qu'on peut utiliser dans ces cas les argiles à gypse.

Le coulis est caractérisé par une haute plasticité (l'affaissement du cône est égal à 30 cm), par une haute stabilité, par les valeurs minims des pertes d'eau et de formation de croûte d'argile, ainsi que par le dégagement d'eau pratiquement nul. Tout cela permet d'utiliser ce coulis comme coulis de lavage.

D'autre côté, le coulis est caractérisé par une haute densité, jusqu'à 1,6-1,7  $\text{g/cm}^3$  (tout en conservant une haute plasticité).

Ce coulis forme un gel résistant à la résistance limite au cisaillement sur une plaque ondulée standardisée jusqu'à 25  $\text{g/cm}^2$ .

Une haute densité augmente les qualités du coulis et du gel dérivé.

Les qualités indiquées donnent la possibilité d'utiliser ce gel comme le matériau imperméable de l'ouvrage.

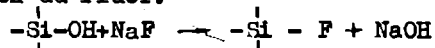
La qualité importante de ce type du coulis est la présence des hautes propriétés thixotropes. Le coulis en repos, devient épais, en formant un gel toutefois après le mélangeage il obtient la plasticité initiale. Avec le mélangeage continu la plasticité du coulis ne diminue pas. Quand on finit le mélangeage, le coulis devient épais, et avec cela la vitesse de durcissement et la résistance du gel correspondent aux paramètres initiaux. La vitesse de durcissement dépend de la quantité du silicate de soude au coulis à la teneur optimale de NaF, égale pour les argiles essayées à 0,3-0,5%.

Avec augmentation de quantité du silicate de soude de 1 à 5% le temps de gélification augmente de 0,5-1,0 h à 5 h. La résistance limite au cisaillement augmente aussi de 4-5  $\text{g/cm}^2$  à 20-25  $\text{g/cm}^2$ . Ainsi le temps de gélification et la résistance des gels peut être régulé.

Les propriétés thixotropes du coulis se conservent pendant une longue période, ce qui permet de réaliser les parois imperméables aux intervalles et aussi s'implifie leur ap-

pofondissement, élargissement et réparation après l'exécution.

Les mécanismes de la thixotropie se présentent, à l'avis des auteurs, par le schéma suivant: à la surface des particules argileuses se concentrent des groupes hydroxiles, liés avec les atomes du silicium ou d'aluminium. Avec l'introduction du NaF au coulis à l'argile se fait la substitution d'ion d'hydroxile au groupe silicé Si-OH par un ion du fluor.



Ce type de substitution est conditionné par une conformité immédiate des caractéristiques chimio-cristallines du fluor et d'hydroxile.

M. Laynos Poling en dit que des tous les éléments, le fluor forme les liaisons d'hydrogène les plus stables. Bien que la liaison d'hydrogène est moins faible que la liaison chimique, elle est réversible et se rétablit après le mélangeage mécanique.

Ce nouveau type de coulis assure l'avantage pour les injections des voiles d'étanchéité dans les alluvions:

a) NaF étant un dispersateur effectif, permet d'assurer une haute dispersion des particules, ce qu'influe positivement à la capacité d'absorption du coulis.

b) La haute densité permet d'introduire les grandes quantités du matériau de remplissage au corps du voile.

c) Les propriétés thixotropes du coulis (au malaxage continu) réduisent au minimum les pertes à la préparation et à la transportation du coulis par suite de son épaissement.

**CONSOLIDATION DES SOLS PAR LES METHODES CHIMIQUES. V.E.Sokolovitch.**

En Union Sovietique on a élaboré un complexe des solutions apportées au problème de la consolidation et l'étanchement des terrains mous pour assurer la stabilité aux ouvrages.

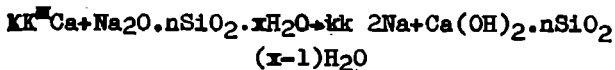
Pratiquement on utilise le plus souvent le procédé de l'injection de loess avec le silicate. Ce méthode consiste en l'injection de coulis du silicate de soude de densité de 1,15 à 1,13 g/cm<sup>3</sup>.

L'importance grave de ce procédé c'est la consolidation instantanée et l'augmentation de résistance assez vite.

Le terrain traité devient hydrofuge, étanche et sans tassement. Dans les conditions d'un massif traité la résistance des terrains à compression simple peut atteindre plus de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

La technologie du traitement à silicate est simple, la mise en œuvre du procédé n'est pas difficile et se fait avec de matériel assez simple.

La réaction principale de silicatation des loess porte un caractère physico-chimique et se fait à la surface du complexe absorbant colloïdal.



Lors de la réaction du coulis alcalin de silicate de soude avec loess se fait la réaction instantanée entre un cation de sodium du coulis et un cation de calcium des loess.

Dans les conditions de forte réaction alcaline la capacité de l'absorption des loess augmente à 2-3 fois. Le cation de calcium éliminé dans le milieu alcalin du coulis à silicate de soude forme une phase dure insoluble Ca(OH)<sub>2</sub> à la surface très développée de laquelle l'acide silicique s'adsorbe. En conséquence de ce phénomène se forme un microcouche des agents de cimentation, consolidant des sols loessiens.

En conséquence de décomposition du gypse dispersé et de carbonates de calcium par l'alcalin, la quantité moindre d'hydrate de l'oxyde de calcium se forme dans les loess avec leur silicatation.

L'efficacité du traitement des loess par le silicate s'explique en général par la grandeur de leur absorption en 1h du coulis et correspond à 15-25 mg d'équivalent par 100 g du terrain. Pour la capacité d'absorption moins de 10 mg d'équivalent par 100 g du terrain la résistance est moins de 10 kg/cm<sup>2</sup>.

D'environ de 30 à 50% du coulis à la base du silicate de soude injecté dans le terrain se durcissent lors de la silicatation des loess par leur composés actifs.

■ KK-complexe absorbant colloïdal du terrain

Le coulis de silicate non-durci se répartit à la proximité immédiate de l'injecteur, dans la zone du terrain traité par les portions du réactif précédentes. Vers la périphérie du massif traité passe le coulis moins concentré, partiellement réagi avec des loess.

Ing. B.E.Sokolovitch et B.A.Goubkin (1970) ont trouvé la solution pour intensifier le processus de la silicatation des loess par le durcissement complet du coulis à la base de silicate au moyen de silicatation gazeuse.

L'essence de cette méthode consiste en ce que dans les loess à traiter on injecte le coulis de silicate de soude, suivi de l'injection de gaz carbonique à faible pression (de 0,5 à 2,0 atm). en qualité de 2, à 3 kg par m<sup>3</sup> du terrain traité.

A l'aide du gaz carbonique s'effectue le passage du coulis non-durci depuis la zone pré-injectable jusqu'à le terrain non traité.

En conséquence le volume du terrain traité est doublé à des quantités du coulis usuelles. Dans ce cas on obtient la liaison chimique du coulis à la base de silicate qui n'est pas réagi avec des loess, ce que donne l'augmentation de résistance à 1,5-2 fois.

Du même coup le terrain traité devient plus étanche, ce qui assure l'augmentation de longévité des loess silicatés.

Ing. B.A.Rgiantzin, B.E.Sokolovitch et A.I.Halikoulov (en 1972) ont réalisé des recherches sur la silicatation des loess insuffisamment actifs de l'Asie Moyenne, ainsi que la silicatation des loess saturés d'eau. La silicatation dans ces cas s'effectue au moyen de l'activation préalable des loess par leur traitement avec des petites quantités de gaz carbonique. L'activation des loess insuffisamment actifs par le traitement préalable avec le gaz carbonique se fait en résultat de la formation du bicarbonate de calcium à la surface des particules calcaires qui est l'agent de durcissement du coulis de silicate de soude, et aussi qu'en résultat d'abaissement du pH de l'eau pelliculaire et interstitielle, contribuant au durcissement du coulis à silicate.

L'activation préalable des loess humides permet de réaliser leur traitement chimique à l'aide de la silicatation. Dans ces conditions on constate l'absorption effective du coulis à silicate grâce à auto-vidange, surgissant en conséquence de l'absorption active du gaz carbonique par le coulis alcalin. Cela a permis de réaliser pour la première fois la silicatation des loess très humides et saturés.

La consolidation des loess-peut-on aussi attendre avec l'imprégnation des terrains par les coulis polymériques.

Comme nous montre l'expérience dans certains cas, il n'est pas nécessaire d'avoir la consolidation complète des loess.

La stabilité suffisante des fondations peut être assurée, si le terrain imprégné après le traitement chimique recoit les qualités de non-tassement.

A l'aide des procédés du traitement chimique des loess on a érigé au moment actuel d'environ 10 ouvrages à fondations en loess traités.

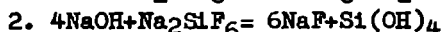
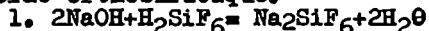
Les calculs montrent que le prix des fondations en loess traité, est inférieur de 20 à 25% des fondations en béton armé ou en pieux. Les méthodes élaborées pour la consolidation chimique des sols peuvent trouver une vaste application dans les travaux de réalisation des voiles d'étanchéité dans les régions imprégnées d'eau.

Ce dernier temps on a réalisé des recherches de nouvelles méthodes plus économiques et efficaces de consolidation chimique des sables mous calcaire et des terrains remblayés contenant en grand quantité des matières organiques qui se sont formés dans les zones des décharges urbaines.

Dans ce but on a élaboré une méthode de silicatisation des sols par un seul coulis à la base de silicate de soude avec l'addition de l'acide fluosilicique ( $H_2SiF_6$ ).

L'acide fluosilicique est un produit intermédiaire des usines de superphosphate. Il appartient au groupe des acides complexes forts.

La neutralisation du milieu alcalin du coulis de silicate de soude par l'acide fluosilicique passe en deux étapes, accompagnée de la formation de la soude fluosilicique ( $Na_2SiF_6$ ) de haute dispersité, en qualité d'un produit intermédiaire, qui se décompose en  $NaF$  et en acide orthosilicique.



La deuxième réaction porte un caractère ralentissant qui est lié à la décomposition lente d'anion  $SiF_6^{2-}$  dans le milieu alcalin du coulis de silicate.

La décomposition de l'acide fluosilicique dans le coulis de silicate s'accompagne du dégagement de l'acide silicique, qui augmente le volume du gel de l'acide silicique, formé dans le coulis fluosilicique.

L'acide fluosilicique dans le coulis de silicate alcalin se porte comme un acide 6-basique, ce pourquoi il est l'agent de durcissement le plus effectif des coulis à la base de silicate.

Le temps de gélification d'un gel de silice dépend de la concentration des coulis en réaction, leur proportion en volume et de la température.

A la température de 18 à 20°C le temps de gélification se régularise jusqu'à 40 min.

L'abaissement de la température des coulis mélangés jusqu'à +5°C permet d'augmenter considérablement le temps de gélification.

On constate que le temps de gélification des gels fluosiliciques s'augmente considérable-

ment avec l'utilisation des coulis à la base de silicate de potassium et de silicate de sodium. Dans ce cas sauf  $Na_2SiF_6$  se forme  $K_2SiF_6$  de haute dispersité, ayant la dissolubilité peu importante, grâce à quoi son décomposition dans le milieu alcalin du coulis à silicate se fait plus lentement ce que donne la prolongation du temps de gélification du gel de silice.

La viscosité du gel frais est de 5 cP. Ce gel est injectable sans difficultés dans les terrains aux grains fins, de faible perméabilité.

La résistance à la compression simple des sables traités est de 40 à 50 kg/cm<sup>2</sup>. La résistance des remblais ayant jusqu'à 3% de matière organique est de 10 à 15 kg/cm<sup>2</sup>.

En Union Soviétique les résines de carbamide ont reçu l'application assez vaste pour la consolidation chimique profonde. Ces résines sont des polymères les plus abordables et à meilleur marché, puisqu'elles sont confectionnées avec des matières qui ne sont pas déficataires, c'est-à-dire avec d'urée et d'aldéhyde formique.

Un fort avantage des résines de carbamide consiste en ce qu'elles durcissent à la température normale avec l'introduction des durcisseurs à bon marché, du type d'acide ou des coulis des sels acides. Selon la concentration du coulis de résine de carbamide la résistance à la compression des sables traités peut atteindre 12 à 40 kg/cm<sup>2</sup>.

Le temps de durcissement des résines et l'effet final du traitement est influencé par le contenu dans les terrains à traiter des carbonates de calcium et de magnésium.

Ces dernières réagissent avec le durcisseur acide du résine, la neutralisation complète ou incomplète se produit et en résultat le durcissement de résine dans le terrain calcaire peut de pas se produire. Ce pourquoi on effectue la consolidation des sables, contenant jusqu'à 3% des carbonates, par le traitement préalable avec de l'acide muriatique.

La consolidation effective des sables calcaires par les résines de carbamide a été atteint avec l'utilisation de l'acide oxalique en qualité de l'agent de durcissement. Avec cela les sables carbonifères ont été traités préalablement par un coulis de 2 à 4% de l'acide oxalique. En résultat sur la surface des inclusions calcaires se forme une couche fine d'oxalate de calcium qui protège contre l'absorption de l'acide du coulis durcissant.

Dans le terrain ainsi préparé on injecte le coulis de résine de carbamide avec l'addition de l'acide oxalique. Ce dernier assure le durcissement normal de la résine dans le terrain à consolider.

Les méthodes élaborées pour la consolidation des terrains calcaires par la résine de carbamide aussi ont été, utilisées avec succès pour la régénération des béton defectueux perméables aussi bien que pour l'étanchement des roches finement fissurées, avec des inclusions carbonées.

# INDUCTION GROUTING METHOD UTILIZING HIGH SPEED WATER JET.

T. Yahiro and H. Yoshida (Japan)

## SYNOPSIS

A grouting method which we generally use now is very efficient for cut-off of underground water and consolidating of soil. But the use of this conventional method, however, is often hard to achieve a satisfactory result of execution because of inhomogeneity and anisotropy of the ground caused by the difference of void ratio and the particle size of soil.

Therefore, the authors have developed a rational grouting method utilizing effectively energy of high speed water jet in order to get rid of the shortcoming of the conventional methods and have tuned it to practical use. In this method, an underground cut-off wall is made by sending grout into a slit made by jetting the high speed water and air simultaneously in soil.

Here are shown a series of researches including fundamental and developmental ones on improvement of jetting properties of high speed water jet, etc..

## INTRODUCTION

As known in the rain erosion phenomenon of the airplane, high speed water jet has very high energy concentrated density. Therefore, liquid acts like rigid body and makes it possible to fracture soil very efficiently. Therefore, by applying grouting method as one of underground executions using this property, a series of experiments from fundamental research to developmental one were made to verify the method. The result was applied to a lot of practical projects and the area applied as of May of 1973 is 20,000 m<sup>2</sup> and obtained good achievements.

Furthermore, this high speed water jet will display its great power not only in injection method but also in underground execution with suitable velocity.

## FUNDAMENTAL RESEARCH

Fundamental problems in developing this method are structure of water jet under water, its energy, excavation mechanism, etc.. Though

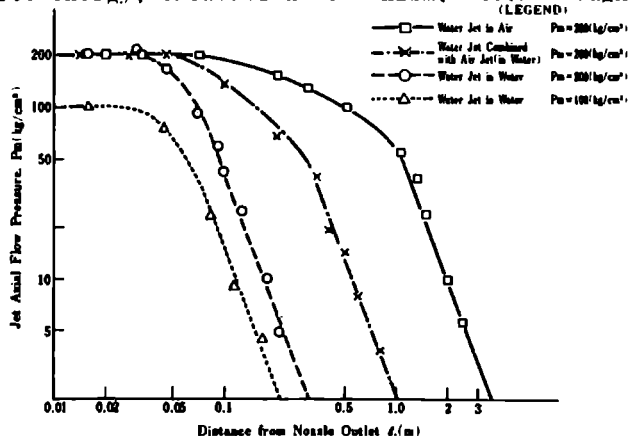


Fig. 1 Relationships Between Jet Axial Flow Pressure and Distance from Nozzle Outlet

the former two points are made clear by nozzle design method, and the past research on excavation mechanism reached only a stage where the problem is simplified as if the jet would be rigid body. Recently, some try to make clear this mechanism from a view point of cavitation phenomenon and treat it hydrodynamically but it leaves room for further study. In this research, experiments are made upon following points.

- Jetting properties of high speed water jet into different fluid.
- Pressure and underground stress distribution in soil caused by water jet.
- Velocity and pressure distribution when high speed water jet and air jet are simultaneously applied.
- Fracture of soil and rock by high speed water jet.

By these experiments, the following were made clear. Jet axial flow pressure, which is characteristic of high speed water jet and parameters of soil fracturing are shown by the following formula

$$P_m = K \cdot d^{0.5} \cdot P_0 / L$$

d; nozzle diameter  
 P<sub>0</sub>; nozzle outlet pressure  
 L; distance from the nozzle outlet  
 K, n; constant determined by nozzle and medium

The larger K and the smaller n are, the higher excavation efficiency jet has.

Relation between jet axial flow pressure (under water and in the air) and distance from the nozzle outlet in the experiment is shown in Fig. 1. Coefficients obtained by it are,

jet in the air K = 8.30, n = 2.655  
 jet in water K = 0.01, n = 2.737  
 water jet K = 0.22, n = 2.674

(water jet simultaneous with air jet)

In the definite outlet pressure and the nozzle diameter, relation between jet axial flow pressure ratio of air jet and water jet, and distance from a nozzle outlet is  $P_{ma}/P_{mw} = 520L^2$ , in proportion to the square of the distance (only applicable in the range  $60d < L < 300d$ ). Velocity and flow pressure distributions of water jet flow follow approximately to Gauss' error curve and decrement of jet axial flow pressure is greater because an open angle of

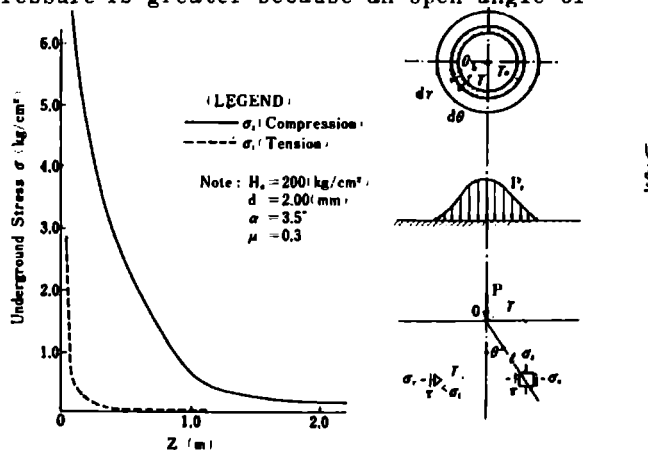


Fig. 2 Underground Stress Distribution

Generally, in the conventional grouting method, development of method is done only a little compared with positive development of material. It makes precise grouting difficult and obstructs complete achievement of the expected purpose. Nevertheless, in actual design and execution, plan is often carried out with virtual bulbed percolation. Hoping for the progress in grouting method which utilizes the merit of high speed water jet and its execution efficiency, the authors made execution experiments on various kinds of ground and obtained the following results.

1) Injection material:

There are no difference in injection effects of cement milk and others. This shows that in this method the choice of injection materials is easy.

2) Physical and mechanical properties of grouted cut-off wall:

When cement milk was injected, compression strength (two weeks' strength) was 150 kg/cm<sup>2</sup> on the average, coefficient of permeability was 10<sup>-7</sup>~10<sup>-8</sup> cm/sec and the effect of cut-off water was rather good. Elastic wave velocity was V<sub>p</sub>=2~3km/sec, V<sub>s</sub>=1.0~1.5km/sec.

3) The interval of guide holes and suitable shifting velocity of the monitor:

This interval and shifting velocity are very important in view of economical use of high speed water, execution efficiency etc.. Therefore, the depth excavated when nozzle moves parallel to the ground is shown in terms of parameter such as nozzle traverse velocity, nozzle diameter, etc..

As shown in the above mentioned results, by this method we can estimate precisely the effective injection limits. Thus high speed water and air are jetted at the same time to fracture the ground, excavating and discharge of soil are performed efficiently, using a system similar to an ejector pump and an air lift pump for soil discharge. Practical use of this method will be certainly expected. Nevertheless, it is considered necessary to collect and analyze actual execution to examine its adaptability to various kinds of ground and to improve execution apparatuses

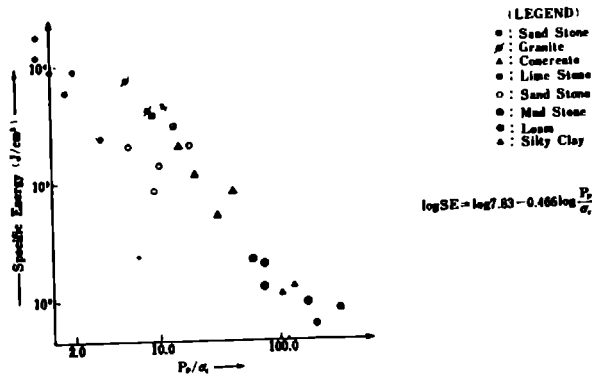


Fig.3 Relationship Between SE and P<sub>0</sub>/σ<sub>a</sub>

water jet flow is wider than of air jet flow. Decrement was shown quantitatively. From there results, a taper type nozzle is designed and manufactured for trial to make a high efficiency nozzle to utilize for this method, and special attention is paid to the finish of nozzle inside and compactness of jet flow. Furthermore, by calculating underground stress, caused by impact of high speed water jet, and applying Boussinesq's axial and radial stress formula, the following result is obtained that as shown Fig. 2, when soil compression strength is 0.5~5.0 kg/cm<sup>2</sup>, ground compression fracture by jet flow reaches to 0.2~1.5 m. It serves to determine a suitable traverse velocity of a nozzle. Ground fracture by high speed water jet is caused by dynamic pressure action of jet, cavitation effect, etc.. These effects, however, don't always act in the same degree and varies according to physical and mechanical properties of the ground. Therefore, through excavation experiment by the use of soil such as compaction and undisturbed sample, it was made clear that excavation depth is determined according to elastic wave velocity, nozzle diameter, etc.. As shown in Fig. 3, energy efficiency is high when water jet pressure is more than ten times as great as compression strength from a view point of specific energy related to water jet pressure ratio and compression strength of soil and rock.

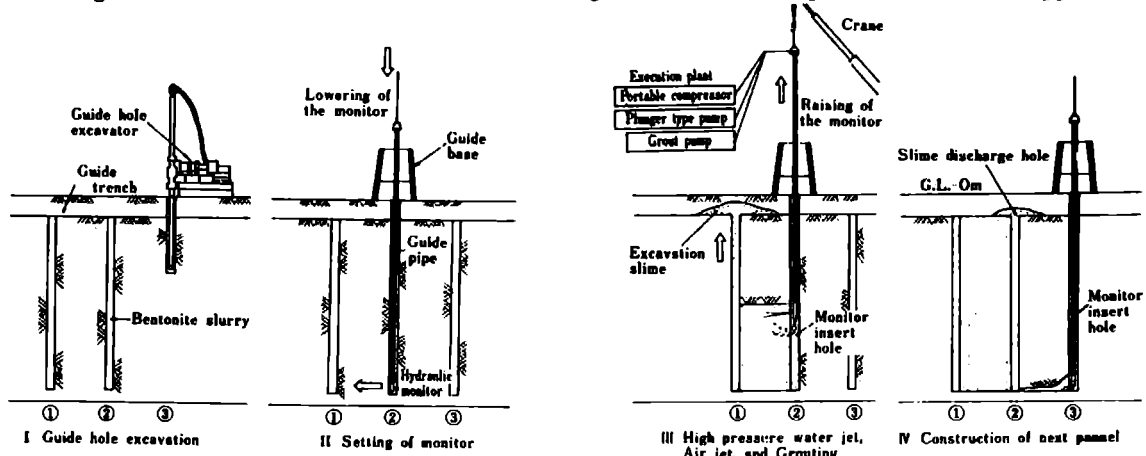


Fig.4 Construction Order of Underground Cut-off wall by Induction Grouting Method Utilizing High Speed Water jet.

or further progress of this method. In view of previous execution, main purposes to use this method is for cut-off of water, prevention of soil flow and heaving, etc.. Execution places are a) the back of H-pile sheeting, b) the back of open cut slope, c) sheet pile of buried pipe, discontinuous part of in-situ diaphragm wall, and d) the others. Execution ground are soft silt, sand and gravel, bed-rock (mud stone), etc. and execution depth is G.L.-0~G.L.-45 m and most of it is shallower than G.L.-20 m. According to the ground conditions, an efficient type was appropriately chosen from standard execution types shown in Fig. 4 as the case may be. Execution effect was judged from the following view points, a) in-situ pumping test before and after execution, b) comparison with general grouting methods, c) comparison with well-point method, d) measurement of leakage amount at the bed of excavation, e) the others. The following are the examined results of above mentioned subjects are as follows.

#### Effect of cut-off of underground water.

This effect was almost expected in every actual case. By comparing permeability coefficients of the ground before and after execution, it was found that it is less than 1/10,000 those of the original ground. When a permeability coefficient of wall body itself is taken into consideration, workable cut-off effect can be expected. Cut off effects classified by soil quality are 1) effect of wall is almost complete in sand and silt layer; 2) effect is good in the boundary part between solidified soil and non-solidified soil such as mudstone layer and sand layer, 3) effect falls a little in injection into sand gravel layer, containing gravel the diameter of which is greater than 150 mm.

#### Relation between interval of guide holes, raising speed of monitor and the ground.

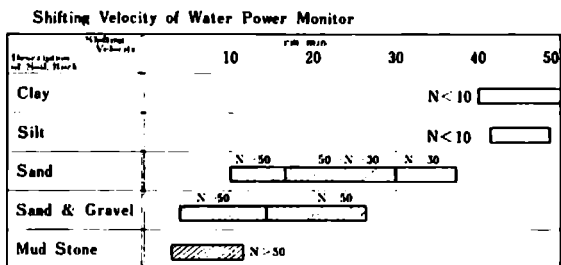
Interval of guide holes differs according to physical and mechanical properties of the ground, high speed water jet speed, discharge, etc., Fig. 5 shows statistical data of the practical execution. Fig. 5 shows raising speed of monitor, together with measuring various kinds of ground. As this raising speed is related to thickness of the wall body, the kind of the ground ought to be taken into consideration at the constant raising speed. Execution efficiency was 11.3 m<sup>2</sup>/hr on an average. Though this method consists of two processes, guide hole boring and jetting grouting, guide hole boring occupies 70~80% of all process. Therefore, it will be possible in future to raise this efficiency by further development of a high speed boring machine.

#### CONCLUSION

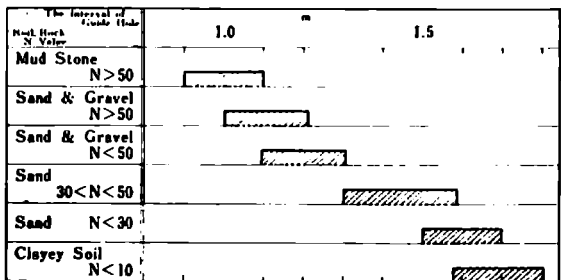
A following conclusion can be drawn from the report mentioned above.

1. Jetting of high speed water jet and fundamental experiment of excavation

a) General formulae of jet axial flow pressure in various kinds of jetting object were established. And to improve excavation properties of high speed water jet under water,



The Intervals of Guide Holes for the N Value of Various Kinds of Soil & Rock.



Note: Water Jet Pressure: 400~500 kg/cm<sup>2</sup>  
Discharge: 50~70 l/min.

Fig. 5 The Synthetical Analysis of the Working Results

the properties of two phase jet flow of water with air jetted from the fringe part of nozzle outlet were grasped.

b) The final excavating depth ratio is constant in every water jet pressure stage and this depth is determined by parameters such as P-wave velocity of soil and rock, water jet pressure, etc.. Excavating depth increases in logarithmical proportion to time. Moreover, relation between excavation soil strength and excavating depth was found by calculation of underground stress during water jetting, and suitable traverse velocity of a nozzle was found.

2. Development research of induction grouting method utilizing high speed water jet.

a) This method can be applied to all the non-solidified soil (excluding boulder) to soft rock such as mudstone.

b) The effect of cut-off of water left almost nothing to be desired in any soil except boulder layer. The permeability coefficient was found to be less than 1/10,000 that of the original ground, so that the effect is quite satisfactory.

c) The execution efficient is 11.3 m<sup>2</sup>/hr on an average and the cost is cheap with high precision compared with other methods of the same kind.

#### REFERENCE:

- ROGER BERTHIER (1969), "Diaphragm wall cut-off", Proc. 7th Int. Conf.  
SUMMERS, D.A., (1968), "Disintegration of rock by high pressure test", Ph. D. Thesis, Univ. of Leeds.  
BROOK, N. & SUMMERS, D.A. (1969), "The penetration of rock by high speed water jets", Int. Jour. Rock Mech. & Mining Sci. Vol.6.  
R. MAILLARD AND S. AEROTA (1963), "Screen grouting of alluvium by the E.T.F. Process", Symposium of Grout Drilling muds in Engineering Practice".