

土と岩

NO.
13

中部地質調査業協会



土と岩

13号

昭和42年5月

目次

特別 寄稿	カタダにおける土質基礎 工学の研究より……………植下 協…………	1 2
	—第3回地質調査技術講習会—	
	名古屋地盤図作成専門委員会 の活動について……………大津文夫…………	4 6
	名古屋土質研究会について……………坂本欣丸…………	7 6
技術 紹介	グラウト・シリーズ その2 ……………三井 司…………	10 3
	地質調査業の経営について その2 ……………伊藤武夫…………	12 4
	K.K.T-II型を使用した横方向載荷 試験結果によるC.I.P工法の設計について ……………三木幸蔵…………	14 3
	事務局だより……………	28

カナダにおける土質基礎工学の研究より

——第3回地質調査技術講習会——

名古屋大学助教授工博 植 下 協

講演会当日、カナダにおける研究生生活の概況について、多数のカラースライドにより説明をおこなったが、その大要は雑誌「道路建設」昭和41年4月号（P. 26～29）に紹介されているので御興味のある方々はそれを参照していただきたい。

ここには講習会当日、解説した「マイヤホフの基礎の極限支持力式」の部分について多少加筆して御紹介することとする。

I. ま え が き

筆者は1964年9月より1年4か月、カナダ・ノヴァスコシア工科大学で基礎工学・道路工学の研究に従事した。その間、基礎の支持力論で高明なマイヤホフ教授の基礎工学特論を聴講し、彼の理論、実験、応用の力に溢れた授業ぶりに魅了されたものである。マイヤホフの支持力論⁽¹⁾については、わが国でもしばしば紹介されているが、注目された1951年の論文以来、多数の研究が積み上げられている今日、彼の支持力式をまとめて理解するのに手ごしらえものがあれば便利だと思われる。たまたま最近、彼の公式の一部が誤解されて批判換算され、一部に紹介さそているのを知ったので、マイヤホフ支持力論の現状を結論的にかいつまんで紹介し、大方の御参考に供したいと考えた。

II. フーチングの極限支持力

マイヤホフの支持力論は1943年のテルツァギーの支持力論をもとに、修正がつみ重ねられて作られたものである。したがって、その研究の結果も、テルツァギー公式に適当な修正係数を掛け加えてゆけばすむように実用的に整理されているので実際家にはきわめて都合である。

フーチングの極限支持力はテルツァギーによって次式のように表わされた。

$$q = \frac{Q}{BL} = N_c \cdot C + N_q \cdot \gamma \cdot D + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma \cdot B \quad (1)$$

ここに、 q = 単位面積あたり極限支持力、

Q = 全極限支持力、

B = フーチングの幅、

L = フーチングの長さ、

D = フーチングの根入れ、

C = 土の粘着力、

γ = 土の有効単位重量、

N_c, N_q, N_γ = 支持力係数。

鉛直荷重に対する連続フーチング（布基礎）の支持力係数は図-1に示してあるが、次式により計算できるものである。

$$\left. \begin{aligned} N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\ N_q &= e^{\pi \tan \phi} N_\phi \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 $N_\phi = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

ϕ = 土の内部摩擦角。

長方形基礎に対しては(2)式の支持力係数に次の形状係数を乗ずればほぼよい。

$$\left. \begin{aligned} S_c &= 1 + 0.2 N_\phi \frac{B}{L} \\ S_q &= S_\gamma = 1 \quad (\phi = 0 \text{ の場合}) \\ S_q &= S_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi \frac{B}{L} \quad (\phi > 10^\circ \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

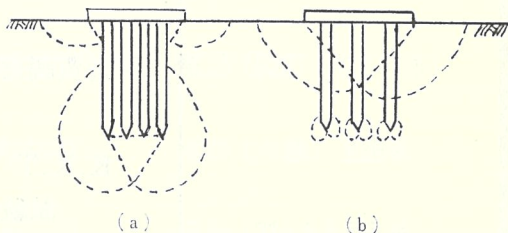


図-1 フーチングおよびクイ基礎に対する支持力係数

(2)式に代入すべき ϕ の値については、もし三軸圧縮試験で求めた ϕ の値(ϕ_t)を用いるならば、中間主応力の影響を考へて、次の式で長方形基礎に対応する $\phi\gamma$ に換算した内部摩擦角に於する支持力係数を用いれば実際の一致がよいと考えられる。

$$\phi\gamma = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L}\right) \phi_t \quad (4)$$

(1)式、(2)式に代入すべき地盤の γ 、 C 、 ϕ の値は、基礎の破壊が起る範囲の平均値を使わねばならない。その範囲として、円形基礎、正方形基礎で基礎底面から基礎幅に等しい深さまで、連続フーチングで基礎幅の約2倍の深さまでを考えればよからう。

次にフーチングに $D=0 \sim B$ 程度の根入れのある場合に対し、(2)式では基礎底面以高の土のせん断抵抗を無視しているので、それを考慮するためには次の係数を各支持力係数に乘じればばよい。

$$\left. \begin{aligned} dc &= 1 + 0.2 \sqrt{N\phi} \frac{D}{B} \\ dq &= d\gamma = 1 \quad (\phi = 0 \text{ の場合}) \\ dq &= d\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N\phi} \frac{D}{B} \quad (\phi > 10^\circ \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

わが国のある方面で、クイの支持力にこの式を外挿して利用した例を見たが、この式は D/B が1以下に限られている。クイのように深度が深くなった場合($D/B > 4 \sqrt{N\phi}$)は対象とする条件のクイに対応したある値に収れんとする。(Ⅲ、クイ基礎参照。)

偏心荷重に対しては、今までの B の代りに次の有効幅 B' を用いればばよい。

$$B' = B - 2e \quad (6)$$

ここに、 e = 荷重合力の基礎中央からの偏心量。

二方向に偏心している場合は、 B 方向、 L 方向について(6)式の方法による有効幅 B' 、有効長 L' を求め、(1)、(3)式等の B 、 L の代りに用いる。

次に角 α だけ傾斜している荷重に対する鉛直方向支持力を求めるためには、(2)式の各係数に次の係数を乗ずればよい。

$$\left. \begin{aligned} ic &= iq = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \\ i\gamma &= \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

したがって、偏心傾斜荷重のもとでのフーチングの鉛直方向支持力は一般に次のように書くことができる。

$$q = \frac{Q}{B'L'} = dcicNcC + diiqNq\gamma D + \frac{1}{2} d\gamma i\gamma N\gamma\gamma B' \quad (8)$$

Ⅲ. クイ基礎

単クイの極限支持力は先端支持力と周辺摩擦の和でそのいずれも土の性質とクイを設置するときの方法によって左右される。先端支持力についてはクイの断面形や土の圧縮性を考慮に入れた深基礎に適当な支持力係数を用いれば(1)式で与えられる。この場合 $\frac{2}{1} N\gamma\gamma B$ の項は他に比して小さいので省略できる。したがって単クイの軸方向極限荷重にはば(9)式で与えられる。

$$Q = (Nc'C + Nq'D\gamma) Ab + fsAs \quad (9)$$

ここに、 Ab = クイ先端断面積、

As = クイ周面積、

fs = クイ周摩擦。

先端角 60° の打込みクイに対する支持力係数 Nc' 、 Nq' は半経験的に図-1に示されている。ただし、この場合のクイは支持層中に次の深さ以上打ち込まれているものとする。

$$D = 4 \sqrt{N\phi} B \quad (10)$$

(10)式より浅い場合に対しては、Ⅱ、の浅基礎の場合とこの深基礎の場合の D/B に比例した内挿により見当をつける。

群クイの極限支持力については、地表面の基礎板を含めた群クイ基礎 (Piled Foundation) と基礎板が地表面から離れている自立群クイ (Free-Standing Pile Groups) の場合で異なる。

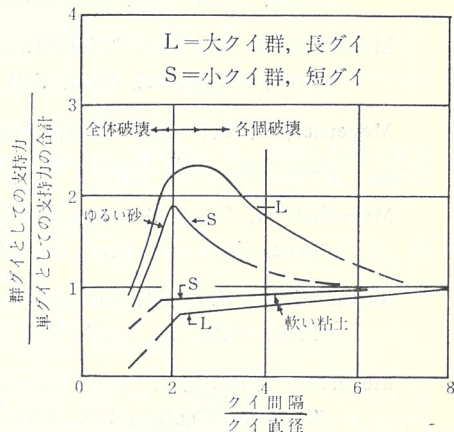


図-2 自立群クイの模型実験結果

自立群クイの全支持力については、各クイを単クイと見なした支持力の合計と群クイ全体をピヤと見なしたときの支持力とを比較して小さい方をとる。自立群クイの(全極限支持力/単クイとしての支持力の和)と(クイ間隔/クイ直径)の関係は図-2のよう、群クイ効果は粘土地盤では1以下であるが、砂質地盤では密な場合を除いて1以上である。

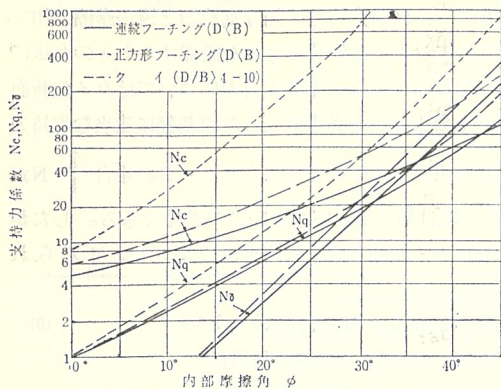


図-3 群ゲイ基礎 (Piled Foundation) の破壊

参考文献

- (1) Meyerhof, G. G., 1951. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. "Géotechnique 2 : 301.
- Meyerhof, G. G., 1953. "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads. "Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. 1 : 440.
- Meyerhof, G. G., 1955. "Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations. "Géotechnique 5 : 227.
- Meyerhof, G. G., 1956. Discussion on "Rupture Surfaces in Sand under Odious Loads. "Proc. Am. Soc. Civil Engrs., 82, no. SM 3 : 1028-15.
- Meyerhof, G. G., 1957. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes. "Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. 1 : 384.
- Meyerhof, G. G., 1959. "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles. "Proc. Am. Soc. Civil Engrs., 85, no. SM 6 : 1.
- Meyerhof, G. G., 1961. "The Ultimate Bearing Capacity of Wedge-shaped Foundations. "Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. 2 : 105.
- Meyerhof, G. G., 1961. Discussion on "Foundations other than Piled Foundations. "Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. 3 : 163.
- Meyerhof, G. G., 1963. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. "Canadian Geotechnical Journal 1 : 16.
- (2) Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics (New York : Wiley).
- (3) Kishida, H. and Meyerhof, G. G., 1965. "Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand. "Proc. Sixth Int. Conf. Soil Mech. 2 : 270.
- (4) Meyerhof, G. G., 1965. "Shallow Foundations. "Proc. Am. Soc. Civil Engrs., 91, no. SM 2 : 21.
- (5) Meyerhof, G. G., 1956. "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. "Proc. Am. Soc. Civil Engrs., 82, no. SM 1 : 866-1.

群ゲイ基礎の極限支持力については図-3のいずれかの抵抗の小さい破壊形式により推定できる。⁽³⁾

IV. む す び

基礎の支持力論についてはなお多くの問題が解決されねばならないが、テルツァギー・マイヤホフらによりまとめあげられたものは今日の基礎の設計に利用価値が高い。ここでは、Cとφにもとづく極限支持力の公式だけを述べ、沈下の問題や貫入試験による公式は一応省略した。ここに述べた公式も、たえず改善される内容をもつであろうが、実際に設計にあたる人々が、現在の支持力公式を理解・活用する一助になれば幸いである。

名古屋地盤図作成専門委員会の活動について

昭和 年 月 日

日本建築学会東海支部
名古屋地盤調査研究会
愛知県建築部
名古屋市建築局

殿

拝啓 時下益々御清祥の段慶賀に存じます。

さて、このたび名古屋地盤調査研究会において、近く名古屋地盤図を刊行することになりましたが、この機会にあわせて愛知県主要都市における既存の建築物の基礎工法について統計的に調査し、今後の設計上の参考になるような文献をこの刊行に収録いたしたいと考えますので、誠に御面倒ながら別紙調査表に記入の上折り返しご送付下さいますようお願い申し上げます。ご多忙中恐縮ながら何卒宜敷く御協力下さいますようお願い申し上げます。

敬 具

数年前に既刊されている東京地盤図が、好評を以て各方面に利用されて居り、又昭和四十一年末には六版地盤図も発刊されようとしている現況から、名古屋に於いても、東京、大阪の地盤図を参考にして、前記地盤図に、優るとも劣らないものを作成しようとの気運が、日本建築学会東海支部を母体として官公庁、大学、並びに諸団体の各界より起り昭和四十年当初より数回の会合を重ね、同年末には名古屋地盤調査研究会が発足しました。この研究会の中の小委員会として名古屋地盤図作成専門委員会が、次の諸氏により構成され、地盤図作成の実際活動が初められました。

名古屋地盤図作成専門委員、敬称略順不同専門委員

基礎状況調査表記入について

この調査は、最近5年間に施工された6階建以上（地域によっては4階建以上及び特に指定した建物）の建物を対象とし、確認申請の資料をもととして建物を選びました。調査結果は、現在の建築物の基礎構造の実情を統計的に観察しようとするものでありまして、それ以外の目的はありませんが、資料を参照して頂き、正確を期して御記入下さいますようお願いいたします。尚、当方で指定しました建物については、もし当方の記入事項にややまりがありましたらお知らせ下さい。記入にあたっては次の記入要項を参照して下さい。

- 記入は濃い鉛筆書でお願いします。
- ※印の欄には記入しないで下さい。
- 7欄のうち基礎工事を専門業者の責任施行で行なったとき、契約上下請であっても別に記入して下さい。
- 各欄のうち、事項をならべて書いてあるくの（例えば9欄）は、そのうち一つを○でかこんで下さい。
- 15欄はa～eの何れか該当するものを選んで記入して下さい。ただし、eはaに記入された場合でもダブルで記入願います。
- 15.b.Ⅲは例えば打撃、ベDESTAL、アースドリル、圧入等具体的に記入して下さい。
- 15.b.ⅣおよびⅦには、たとえば（Ⅳディーゼル・ハンマー、ⅦD22、Ⅶ、落錐、Ⅶ錐、重さ2.5吨、落下高、2.0m）などのように記入して下さい。（打撃によらないときは、施工機械名能力など）
- 15.C.Ⅱには、たとえば（ベント工法）などのように記入して下さい。
- 15.e.ⅠおよびⅡには、たとえば（Ⅰ、サンド・ドレーン工法、サンド・パイル工法、Ⅱ、深さG.L.ー25mまで）などのように記入して下さい。
- 15.e.Ⅲ.については、工法前後の土質試験値の比較値があれば記入して下さい。また、この場合15.a欄には改良後の長期設計耐力を記入して下さい。
- 16欄は、敷地内の代表的なボーリング結果について記入して下さい。
- 13～15欄において、工法として特種なものであった場合とか、該当する項目がない場合とか、直接基礎でも替基礎として設計した場合とか、部分的に地業が異なる場合などは、17の備考欄に記入して下さい。また15欄においてスペースが足りない場合には備考欄に記入しても結構です。
- もし、平板載荷試験、くいまたはピアー載荷試験、地盤改良結果の検討試験などを行なわれた場合、お差支えなければなるべくそれらのレポートを添えて頂ければ幸いです。この時備考欄には「○○試験レポート添附」とお記入下さい。
- 18欄は、道路および目標となる地物を明示して下さい。
- 19欄には、御記入結果についておたづなしたいときのために、報告にあられた方の勤務先会社名、御本人名、電話番号などを御記入下さい。

なお、この調査は全数調査を念願としておりますので、かならず4月30日までに御記入の上御返却下さいますようお願いいたします。

※送附先：名古屋市千種区不老町 名古屋大学工学部建築学教室内

・名古屋地盤調査研究会

愛知県主要都市における建築物の基礎状況調査表									
1. 確認申請年：昭和 年		2. 建物の名称：		新築 増築		※ 整理番号			
3. 建築主名：			4. 建物の位置：						
5. 設記者：			6. 工事監理者：			7. 施工者：建物：基礎：			
8. 用途：		9. 構造：鉄骨鉄筋コンクリート造・鉄筋コンクリート造・鉄骨造・その他（ ）				10. 竣工：昭和 年 月			
11. 建物の階数：地上（ ）階地下（ ）階		12. 規模：建坪（ ）㎡ 延坪（ ）㎡							
13. 基礎スラブの種類		独立フーチング基礎・布基礎・ベタ基礎		16. 建物位置の地盤状況					
14. 基礎スラブ底面の深さ：G.L.－ m		基礎 特記事項（ ）		深さ (m)	※ 記号	土質名	特記	N 値	N 値 分布 10 20 30 40 50
地 業 の 種 類	基礎	a. 直接基礎 長期設計耐力：		—					
		b. 種 類	I. 木ぐい（継手：あり、なし）	—					
			既製R.Cぐい（継手：あり、なし）	5—					
			既製P.Cぐい（継手：あり、なし）	—					
		く	現場コンクリートぐい	—					
			鋼ぐい（鋼管・H型）	10—					
			その他（ ）	—					
		い	II. くい断面の形状寸法：	—					
			III. 工法：	15—					
			IV. 長期設計耐力（摩擦ぐい） t/本	—					
		礎	V. くい先端深さ：G.L.－ m	20—					
			VI. 使用したくい打機：	—					
			VII. くい打機の容量など：	—					
		c. ピア ー基 礎	I. ピアーの直径：	25—					
			II. 工法：	—					
III. 長期設計耐力： t/本	30—								
IV. ピアー先端深さ：G.L.－ m	—								
d. ケ ー ソ ン 基 礎	I. 断面寸法（略図添付）	35—							
	II. 長期設計耐力： t/㎡	—							
	III. 工法	40—							
	オープンケーソン工法 ニューマチックケーソン工法 その他（ ）	—							
e. 地 盤改 良	IV. ケーソン先端深さ：G.L.－ m	—							
	I. 工法の種類：	45—							
	II. 適用の範囲：	—							
17. 備考：				18. 敷地案内図					
19. 連絡先：				N ↑					

中部地方建設局営繕監督室長補佐
愛知県建築部建築課長
名古屋市建築局指導課防災係長
日本住宅公団名古屋支所計画課長
" 設計課長
" 設計課長
愛知県西三河事務所建築課長
名古屋大学教授

井上 俊雄
小林 久隆
加賀田俊治
相山 専二
高野孝二郎
吹原 一夫
欄 篤
市原 松平

"
"
"
"
名古屋大学助教授
"
"
名古屋工業大学教授

竹原 平一
松沢 勲
松岡 理
横尾 義貫
井関弘太郎
植下 協
嘉蔵良次郎
大石 健次

横尾名大教授

堀内 孝英

地質調査業協会（有志）

所長大津文夫

6

名古屋土質研究会について

基礎地盤コンサルタンツ(株)

名古屋出張所長 坂 本 欣 丸

名古屋土質研究会は41年7月に発足してから月に1～2回の会合を持ち42年2月迄に既に10回の研究会を開いてきました。当初専門委員会の一部門(地質グループ、土質グループ、基礎工グループ)として5～6名で発足したのですが、問題点を検討するには出来るだけ多くの人に参加して戴く方が有意義と考え土質工学中部支部、地質調査業協会等々に御案内を差上げたところ、皆様の御賛同が得られ現在では常時20名余りの方が出席される規模の大きなものとなっています。

研究会でやっていることは議事録にまとめ、興味をおもちの方には配布しておりますが、簡単には名古屋地区の土は工学的にどんな特性をもつのか、どんな問題点があるのかどのようにして解決しているだろうかといった点を各方面の関係者で討議している訳です。

それには先ず土をどの様に分類すれば最も良く当地の土を表現しうるかということが取上げられ、多くの資料と意見をまとめ名大植下助教授が作成されたのが別紙の如き土の分類表で現在迄に完成された研究会の

一成果品です。

今後研究会では地盤図に附す解説文を作成して参りますが、協会側としては常時出席者により「名古屋地盤における調査上の問題点」という標題のもとに次のような項目で原稿をまとめようと考えています。皆様方の協力と援助を心待ちにしております。殊に§3に関する意見をおききしたいと思います。

名古屋地盤における調査上の問題点

§1 地盤調査計画を立てるための考え方

A. 考慮すべき事項

- (1) 地域性及び地層の種別
- (2) 計画構造物の目的種別

B. 両者を考慮した査調査

具体的に調査法と深度を記載

§2 地盤調査実施上の問題点

1. 試料採取
2. 原位置試験
3. 室内土質試験

§3 地盤調査における将来の問題点

名古屋土質分類基準、図式記号、英字記号、分類名

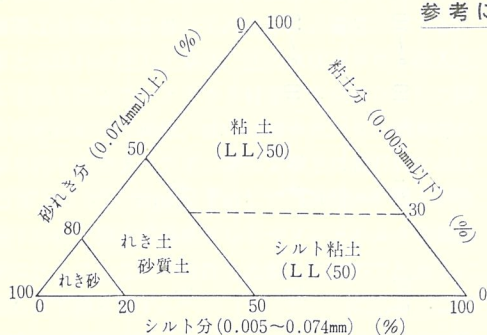
分 類 基 準	図式記号	英字記号	和 名	英 名
G + S >50%	$G > S$ 	G	れ き	Gravel
		$G \div S$	砂 れ き	Gravel and Sand
		$G < S$	れき混り砂	Sand with Gravel
		G = O	砂	Sand { C. S M. S F. S
	$G + S = 80\% \sim 50\%$ 	$G < S$	れ き 土	Gravelly Soil
		$G \div S$	砂 れ き 土	Gravelly and Sandy Soil
		$G < S$	れき混り砂質土	Sandy Soil with Gravel
		G = O	砂 質 土	Sandy Soil
G + S <50%	粘土分 (5μ以下) <30% (LL <50%) 	C L	シルト粘土	(Low plastic Clay)? (Silty Clay)
	粘土分 (5μ以下) >30% (LL >50%) 	C H	粘 土	(High plastic Clay)? (clay)

細粒分を細かく分類するよりは LL で分ける。

名古屋土質分類

英字記号の意味	粒 径	液性限界
G=Gravel	2 mm以上	
G=Sand (Inorganic)	2 mm~74 μ	
F=Fines (silt+clay)	74 μ 以下	
O=organic Matter		
Pt=peat		
L=Low Plasticity		50%以下
H=High Plasticity		50%以上

主に出現する土質			まれに出現する その他の土質
基 本 9 分 類	境界分類	れき混入	
G S G F S F F L F H O L O H P t	G-S G F-S F	Sg SFg	左の例にならい 適宜作る。



参考にした分類法および参考文献

- (1) 統一土質分類法
- (2) 米国道路局三角座標分類法
- (3) 大阪地盤図土質分類法
- (4) 倉田進、藤下利男 (1961)
「砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究」
運研報告 Vol. 11, No. 9
- (5) 植下協、林茂昭 (1966)
「土質分類とその活用」第11回土質工学シンポジウム論文集、pp. 1~5

U. S. Bureau of Public Roads の三角座標分類

(大阪土質分類法)より名古屋土質分類法へ

米国道路局 (大阪地盤図)

名古屋地盤図

砂	(砂)	→	砂
砂質ローム	(シルト混り砂)	}	砂質土
砂質粘土ローム	(粘土混り砂)		
砂質粘土	(砂混り粘土)		
粘土(極くまれ)	(粘土)	}	シルト粘土
ローム	(砂混りシルト)		
シルト質ローム	(シルト、シルト)		
シルト質粘土ローム	(粘土混りシルト)	}	粘土
粘土ローム	(粘土)		
粘土	(粘土)		
シルト質粘土	(シルト混り粘土)		

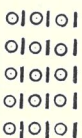
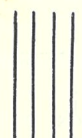
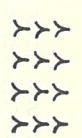
統一土質分類法より名古屋土質分類法

統一土質分類

名古屋地盤図

GW	}	→	G
GP			
SW			
SP	}	→	S or Sg
GM			
GC			
SM	}	→	{ G (Fが5~20%の場合) G F
SC			
CL			
ML	}	→	C L
CH			
MH			
OL		→	O L
OH		→	O H
Pt		→	P t

概 略 土 質 分 類 表

分類名	図式記号	分 類	基 準	基支持力礎	圧 縮 性	透 水 係 数 (cm/sec)	突固め最大密度 (t/m ³)		支持力係数 (kl/m ²)	現場 CBR
							平均	範 囲		
れ き		砂れき分が80%以上でれき分が砂分より多い。	優〜良	ほとんどなし	10 ⁻² 以上	2.00	1.84~2.16	8.3以上	25~80	
砂		砂れき分が80%以上で砂分がれき分より多い。	良〜可	ほとんどなし (振動収) *	10 ⁻³ 以上	1.85	1.62~2.08	5.5~8.3	10~40	
れ き 土		砂れき分が50~80%でれき分が砂分より多い。	優〜良	小	10 ⁻³ ~10 ⁻⁸	2.00	1.84~2.16	5.5以上	20~80	
砂 質 土		砂れき分が50~80%で砂分がれき分より多い。	良〜可	小 ~ 中	10 ⁻³ ~10 ⁻⁸	1.84	1.68~2.00	5.5~8.3	10~40	
粘 性 土		砂れき分が50%以下で液性限界が50%以下。	可〜不可	中	10 ⁻⁶ ~10 ⁻⁸	1.72	1.50~1.92	2.7~5.5	5~15	
粘 土		砂れき分が50%以下で液性限界が50%以上。	不 可	大	10 ⁻⁶ ~10 ⁻⁸	1.44	1.20~1.68	1.4~2.7	3~5	
有 機 質 土		有機質を多量に含む。	不 可	大	—	—	—	—	—	

* 密度のゆるい場合地震時に危険、振動縮固めが有効。

グ ラ ウ ト シ リ ー ズ その 2

青 葉 工 業 株 式 会 社

名古屋出張所長 三 井 司

会報「土と岩」№11に、グラウト工事の概要と称して、駄文を掲載しましたが、まとまりの無いもので、大方の参考にはならなかった事かと存じます。が、昭和41年度分会報の発刊が、今日迄延々になり先の理事会で、急速ピンチヒッターに出されました。

で、今回は堅苦しく無い様に、「更にまとまりの無いものとなりますが。」設計上の注意事項及び施行中の経験等より知る処を書いてみました。通常、グラウト工事と云はれる注入工事は、正式にはグラウト注入工事とも云う可きで、グラウト材をグラウチングして諸種の目的に応じて補強、或いは漏水止、又、填充等の工事を行う事であります。最初文献上に表われたのは1885年ドイツの Strass Furt で Tietjens 博士が堅坑掘下の際、湧水防漏法としてセメントミルクを割目の中に圧入する工法の特許を出願したものであろう。と云われて居ります。

1. 孔 間 隔

注入孔の配置及び孔数を如何に予定すべきかは、注入地盤の土質岩質節理亀裂及び目的によって自ら定まる。

即ち、砂層は砂礫層よりも注入有効範囲は小さく、また、砂礫層は玉石転石層よりも数多く注入孔を必要とする。注入有効範囲については会報№6のベントナイトグラウトについて(その1)の、注入理論の項で表示説明されて居られるので、省略する。が、岩盤層の場合は1.0m~5.0mの大凡の定めにとどめ、ボーリング作業や、グラウトテストなどの実績に基づいて、決定しなければならない。この実績にはコア採取による調査とともに、注水および透水試験によって確められる可きである。

2. 注入孔の深度

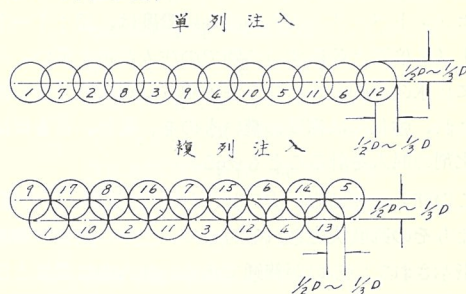
構造物の基盤に予め、調査により良質基盤が確認されて居れば、その位置迄注入される可きであるが、漏水止を主目的とするカーテングラウトでは、水頭hの深度を下盤に注入されるを理想とする。止むを得ずともh3以上は施行される可きである。

3. 注入孔の配置および注入順序

注入施行場所に余裕なく止むを得ない場所では単列とするが、此の場合には特に、孔間隔を、理論上の有効範囲よりも稍狭くして一直線上に配列して、注入順

序は奇数番号より注入し、後、始点の偶数番号孔より順次施行する。

複列注入には各注入孔を千鳥型に配置しその孔間隔は有効範囲とし、列間々隔は有効半径以下とする。注入順序は単列注入と同じく一線の奇数番号孔の注入後隣線上の奇数番号孔を注入し、然る後偶数番号孔へと移る。(下図参照)



4. 注入圧の決定

注入圧は、地盤または上部構造が変状を起さず、且均一に注入が進捗するように決定する。注入圧は土状透水性、グラウトの種類、注入速度、注入時間にも関係して一概に定められないが、原則として注入深度より上方の土被り圧、間隙水圧、構造物などの荷重圧および強度によって規制される。

また、注入中、中流量を逐次増量せしめてゆくと、圧力が急上昇する点がある。この急上昇直前の圧力がその時の最適圧力で、施行には低圧で長時間多量の注入を行なうのが最も望ましいが、この最適圧力をもって充分注入を終らしめる事が肝要である。

また、圧力は態とかける可きではなく、注入することにより、自然にかかってくるものであって、圧力の上昇に従い注入量を減量せしめてゆかねばならない。施行中はたえず圧力計、流量計を監視しバイパスバルブ(リターンバルブ)またはポンプ操作などによって圧力、流量を適宜増減し、地盤の変状構造物の変位観測を怠らず、適正圧力を保つようにコントロールすることが大切である。注入続行に従い計画注入量を大中に増量されて、尚、圧力上昇せず先の見込み立たざる時は流量の増量か、濃度、配合の変更とグラウトを代えて施行変更すべきである。

計画上の圧力の決定には以上を参考にして、決定されるものであるが、普通土載構造物および水頭の2倍

以上3倍以下をもって仕上げ圧力とすべきである(安全率2~3倍)

注入工事の難しさは、この圧力と、流量、濃度、配合の決定が一番難しいのであって、僅かの紙数をもって論断は出来難いが、要は、最適圧力以下で長時間をかけて完全に充たされる様努めなければならない。最終仕上げ圧力は計画圧力よりも稍々高目にかけて単位時間当り注入量の確認をもって終了する。

5. 配合と濃度

注入の目的により自らグラウト材が決定され止水か強化かまた、その両目的かにより薬液、モルタル、セメント液等になる。薬液およびモルタル注入には自らその用法、配合、濃度は夫々規制されているので、また、別の機会に述べたいと存じます。

セメントペーストのみの注入に濃度は、10:1~1:1(2倍液と呼称す。)の間での注入が最も多い。一般に止水の目的から行なう注入濃度は稀薄液で多く注入され、強化には密度の濃いものを、また、ときにはは強化剤の混入を計ることもある。

この注入濃度は施行中の状況(土状、目的、圧力等)によりその都度決定される可きで、工事仕様書に細部を指示されているのが普通である。注入中は濃度と圧力とは必ずしも注入流量と相俟って、互いに相関性があるものである。

茲に濃度と配合を主体に考えて述べてみると、施行には原則として次の様な順序で注意すべきであろう)

- (1) 常に最適圧力の前で注入すべきであることは前述のとおりであるが、濃度によっても圧力は変化がある。施行は1:10~1:1の範囲が用いられるが、ごく小さな間隙には1:10~1:8、中程度には1:5~1:2、さらに大きな間隙には1:1~1:0.5まで濃度を高める。普通1:3~1:5(4倍~6倍液)より始めて、入らなくなったら薄くする

注入を長時間行なっても圧力の上昇をみない時は、濃度をさらに高めるか、粗材を混入を行なう。

- (2) 濃度を高めても圧力が上らなったり、注入量が予定量を2倍以上にオーバーしても、圧力上昇しない時は、一時中止して、セメントの凝結を待って再注入する。
- (3) 再注入しても、尚、圧力上昇せざるは、根本的に計画に誤りがあるので、混入粗材の使用か、注入孔配置、及び、注入順序の変更をすべきである。
- (4) 長時間(4~6時間)に亘って注入を続行する時は、途中で清水の注水を行なって目詰りを防がなければならない。
- (5) グラウティング前に行なう透水テスト(孔内洗浄)で、水は入ったが、グラウトは入らない時は、濃度をさらに薄めるか、ベントナイト等の混入によって入る事がある。(5%~10%位の混入とする。)
- (6) 注入は一定流量で最適圧力(最終圧力の75%位)で継続し、順次グラウティングされれば、流量は減少し、圧力は上昇する。最終圧力で5分間に20ℓ以下位(目的・種類等により異なり、仕様書に明記される可きもの。)になれば、終了と見做す。

以上施行上の注意事項をも併せて、原則を述べて来ましたが、以上の事が判って居れば、直ちにグラウト工事は完全なりとは申せない事は自明の理であります。

各所諸種の工事毎、又、注入孔1本々々が夫々、状況が異なるものです。

その都度臨機の処置を取り乍ら注入工事は施行を進めて行く可きで、今回は、割当の紙数も消化させて戴いた様でありますから、次の機会に工法、機械及び設備等を書いて見度いと存じます。

尚、本工事に就いて、私も、一層の勉強を積み重ねねばと存じて居ります。先輩諸賢の御叱正と御指導をお願い申し上げます。

風流関西料理

趣味と味覚の

現代料理

東京鍋

宝楽焼

料亭

八十八

中区錦三ノ十八

電話(961)〇八八一番

地質調査業の経営について その2

東邦さく泉工業株式会社

常務取締役 伊 藤 武 夫

先号に於て「その1」として

1. はじめに

2. 経営なるものについて

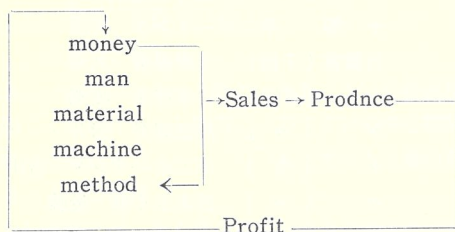
- (1) 企業と経営
- (2) 経営の重要性と経営者の責任
- (3) 科学的・合理的経営の重要性と企業経営の難しさ
- (4) 経営者の仕事
- (5) 儲ける事の重要性

について述べ経営なるものについて大凡の御理解を戴いた事と思う。本号では地質調査業そのものについて考えてみたい。

3. 地質調査について

(1) 地質調査業の企業活動の形態

地質調査業の経営について考える場合地質調査業の企業活動の形態を明確に把握しておく必要がある。既に一般的な企業活動の形態を2.-(1)に於て示したが地質調査業に於ても大同小異でこれを図示すれば



即ち人、金、資材、機械を或る方法で用い受注活動し（Sales）地質調査を実施しその結果を報告する（Produce）そして金に還元する。地質調査業はそうした巡還の過程で利潤を得るものでありそれを繰返しているものである。

(2) 地質調査業者の実態

地質調査業者が全国にどれだけありその規模や分布がどうなっているかと云う事は全く明確ではない。ただ社団法人全国地質調査業協会傘下の地質調査業協会が全国に8つあり北海道地質調査業協会（以下地質調査業協会を省略する）25社
東北41社・北陸40社・関東39社・中部31社
関西32社・中国四国61社・九州54社
の会員を擁している事だけははっきりしている事と先般実施された地質調査技師の試験並にその登

録に依って全国に大体1千社程度の地質調査業者があるであろうと推察されている。これらの中には小或は零細な業者も頗ぶる多く、その下層では「企業」としての実体が實際上曖昧な場合もある。地質調査業の経営について考えてみる場合当然これらの企業規模や分布を知っておく事は必要ではあるが一生懸命掘り起せばその数がどれ程増えていくか分らない程であるから此处では第一に地質調査業者の規模構造として小企業が圧倒的に多いという事、第二にそれが小数の比較的大きい企業（企業としては、中企業程度迄）とが共存しているという事を理解しておくにとどめたい。

次に地質調査業者の経営の実態について考えてみると甚だ単純である。地質調査の手段として単にボーリングや原位置試験のみの業者から室内土質試験や電気探査、弾性波探査、微動波探査その他の地質調査の手段全般を加えてコンサルタントの性格を帯びている業者迄、又ボーリング応用土木その他を兼営している業者を含めても前にも述べた通り企業としては小企業が圧倒的に多く生産の諸要素としての金、人はそれ程多くはない。資材は可成り規格化されており種類も少ない。固定資産の保有量も他の企業に比し多くはない。比較的大きな企業でも下請を使用する事に依ってその経営を身軽にしている。地質調査業の経営はその企業活動の実態が甚だ身軽に出来ているだけに組織は機動的ではある。しかし他の企業に比較して形式上整っているという訳ではない。その多くの管理組織は多くは自然発生的で経営者のカンと経験に頼る経営が多く、従って経営のポイントや方法もまちまちで或る企業では経理に注意が払い、別の企業では調査技術に一生懸命ではあるが勘定の方はいわゆる井勘定であるといった具合の企業が多い。

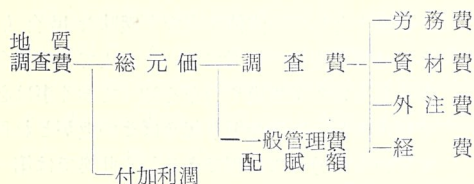
(3) 地質調査費の構成と利潤

企業の終極の目的が利潤の追求にあり儲ける事の重要性については前にも述べた通りであり地質調査業もその例にもれない。そして利潤を生む方式は甚だ簡単である。要するに「かかる」以上に「売り込む」か「売り込んだ」以下で「かける」かの二つである。どちらの場合でも企業の継続を

前提としなければならない事は勿論であるが地質調査業に関する限りは後者を選ぶべきで売り込む価格が高ければ「かからない様に考える」事である。

$$\boxed{\text{受 註 価 格}} - \boxed{\text{総 元 価}} = \boxed{\text{付 加 利 潤}}$$

尚建設工業原価計算要綱並に社団法人全口地質調査業協会標準単価表を参照して地質調査費の構成について考えてみると下記の形となる。



利潤を上述の事から見る限り簡単な様である。然し乍らこれは単一の調査だけのものでありたい。これだけなら初等の数字が出来ればバカでもチョンでも出来る善である。然し乍ら利潤を企業活動全般から考えるとそれ程やさしいものではない。事実機械や人はあるが注文が少い、とか忙しい時は忙しいが暇になるとサッパリで一年してみると何をしていたのかさっぱり分らん。とか云う様な事をよく耳にするし、何も地質調査業に限った事ではないが年中忙しそうにしているのに向うのだが上らないという様な事が多い。此処で2-(4)の経営者の仕事を思い起して戴き度い。

(つづく)

新春麻雀大会催行について

時 日 昭和42年1月22日(日)13時

会 場 中区宮出町あさひビル あさひ荘

出席者 中央開発、近畿ボーリング、川崎ボーリング、玉野測量、日本特殊、サンコーコンサルタント、中部ウェル、興亜開発、ダイヤコンサルタント、三祐KK、応用地質、富士開発、不二ボーリング、東邦さく泉、日本さく泉、井戸幸さく泉、井戸金さく泉、白石基礎、青葉工業
以上 19社 33名

心配された天候も寒さも申分なく絶好のコンディションだった。さすがに出足もよくお申込者殆んど全員ご出席になりました。1回戦2回3回戦と競技は進みトータル下記成績にて20時頃終了悲喜交々の話題をまいて帰路についた。

優 勝	富士開発	伊 藤
準優勝	日本さく泉	後 藤
三 等	日本特殊	渡 部
四 等	青葉工業	三 井
五 等	興亜開発	雪 井
六 等	日本さく泉	佐 野
七 等	中央開発	石 上
八 等	三祐KK	伊 藤
九 等	応用地質	中 尾
十 等	不二ボーリング	吉田
万貫賞(7回)	玉野測量	九鬼
" (6回)	日本特殊	渡部
" (")	興亜開発	雪井
" (5)	不二ボーリング	吉田
" (")	日本さく泉	後藤
中間賞(十少きもの)	不二ボーリング	佐藤
DB賞	応用地質	梶

割烹・うなぎ

ぬ

じ

伊勢町店 241-2713

東 店 241-0298・261-4855

K. K. T-Ⅱ型を使用した横方向載荷 試験結果による C. I. P 工法の設計について

川崎ボーリング(株)技術士

三 木 幸 蔵

§.1 まえがき

地すべりの移動層を置接押へるために、移動していない基盤層中にくいを根入させ、くいの横抵抗によって地すべりを防止しようとする工法は一般に C. I. P 工法と呼ばれ最近よく用いられるようになってきたがその設計はあまり合理的に行なわれていないように思われる。

すなわち C. I. P にとって最も重要なくいの根入深度にしても基盤の強度特に横荷重に対する耐力を正確に測定した上で決定すべきものが一般にはごく経験的にくいの長さの 0.2~0.5 の長さをとっている。

又、C. I. P 施工位置は地すべりの上部から末端部に、側部から中央部におよぶのが原則であるが、くいの間隔や径については、ほとんど信頼できるような基準はなく普通下記 Hennes の式によって算出されている。

$$S = \frac{AD \times f_u}{D}$$

$$S = 2 C h d$$

S : 一本にかかるセン断力 AD : くいの断面積
fu : くいの許容セン断力 D : くいの中心間隔
C : 土の粘着力 h : すべり土層の厚さ
d : くいの直径

しかし実際には、あらゆる地すべりをこのような式によって一率に決定できるはずない。

そこで筆者は K. K. T 試験機 (Vol. 14 No. 8 参照) を硬質地盤用に改良した試験機によってこのような基盤の正確なる横荷重に対するセン断強度を求め、その結果から C. I. P の設計を行なうのが合理的ではないかと考えていた幸いなことに兵庫県洲本工務所におかれて筆者の考えに御同意頂き、河万灘・洲本線・灘吉野災害復旧工事に伴う、地すべり調査に本機を使用する機会を与えられた。

本文は、この調査結果の要約と、K. K. T 試験結果による C. I. P の設計に関する筆者の考えを記載したものである。

§2. 調査地近辺の地質概要

調査地域の地質は、中生層である和泉層群と第三紀末の大阪層群下部のいわゆる淡路累層よりなっている

和泉層群と淡路累層とは断層で接している。この断層は西南日本の外帯と内帯とを区別する中央構造線と称される断層帯で、この構造線附近の和泉層群は著しく破断され非常にもろくなっている。和泉層群は下部亜層群、中部亜層群、上部亜層群の三亜層群に区別されているが調査地域の和泉層群はこれらのうちの上部亜層群に属し北側の中部亜層群とは東西性の断層で接している。この上部亜層群はさらに下灘細砂質シルト岩層と下灘白色砂岩層とに区別されており下灘細砂質シルト岩層は南淡町下灘円実北の方沢に模式的に発達し油谷北方や潮崎にもよい露出がみられる。岩相は細砂質シルト岩、ないしシルト質細砂岩を主としていて厚さ 20~40m の砂礫岩層を約三枚はさみ、また凝灰岩もある。他方下灘白色砂岩層は南淡町灘の土生~大川間およびその北側に模式的に分布していて中粒ないし粗粒の白色砂岩を主とし砂岩・ケツ岩の互層ないしはシルト岩を含み、また礫岩、凝灰岩などをはさんでいる。大阪層群の淡路累層は砂層、礫層・粒土層などからなり円宝~吉野間の海岸道路に沿って急崖をなして露出している。この層は比較的よく固結していて、この附近の和泉層群よりも工学的には処理のしやすい地層である。地すべりを起しているところは各所にみられるが今回調査された、場所は吉野部落内で中央構造線と道路とが交又する地点から西へ約 150 m の範囲内で海岸の道路に沿ったところである。ここには海側に大阪層群が分布しその北側の中央構造線を境にしてそれより北側には和泉層群の下灘細砂質シルト岩層が分布している又中央構造線によって作られた断層崖に沿って崖錐層が形成され大阪層群の上に推積している崖錐層は和泉層群の風化したものが主でその厚さは最大 20m にもおよんでいる。崖錐の下にある大阪層群は道路側で急崖になっているために崖錐層はつねに大阪層群の上をすべり落ちている。

§3. 調査結果から判明した地すべりの実態と考へ得た対策工法について

地表地質調査、試験錐調査、弾性波探査、K. K. T 試験土質試験等多くの調査方法を併用することによって本地域の地すべりの形態として代表的には図一 8 のような状態を推定することができた。

すなわち、この地すべりは大阪層群の上部に推積した崖錐層が浸透水の影響によってすべり出し道路に沿った急崖部で落石土となり道路を埋没せしめたもので大阪層群の粘土層は地すべりには直接関係していないことが判明した。大阪層群の粘土層が地すべりに直接関係していない事は大阪層群を路床とする道路盤および大阪層群に直接、設置されている積石が全然変形していない点からも推定することができた。

崖錐層の地すべり要因となっている浸透水は、図-8に示されるような、湧水箇所より常時崖錐層を通して、下部へ浸透しているが、この湧水は地すべり地背後の中央構造線に対して地すべり地の西側にある谷からこの地点へ供給され降雨などの際には、湧水量が非常に増加し崖錐層への悪影響が大きくなっている。

このような調査結果から地すべり防止工法として水抜き孔及びC. I. Pの設置が計画されたわけである。

以下K. K. T試験方法方法及び結果を主として、本地域におけるC. I. P設置について検討を行うことにする。

§4. K. K. T-II型について

K. K. T-II型試験機の内部構造は原理的にはI型となんら変りはないが、ただ前後一対のプランジャーを備へたシリンダーを4個直列状に配置し8本のプランジャーで二板の載荷板を押し出す事ができるように

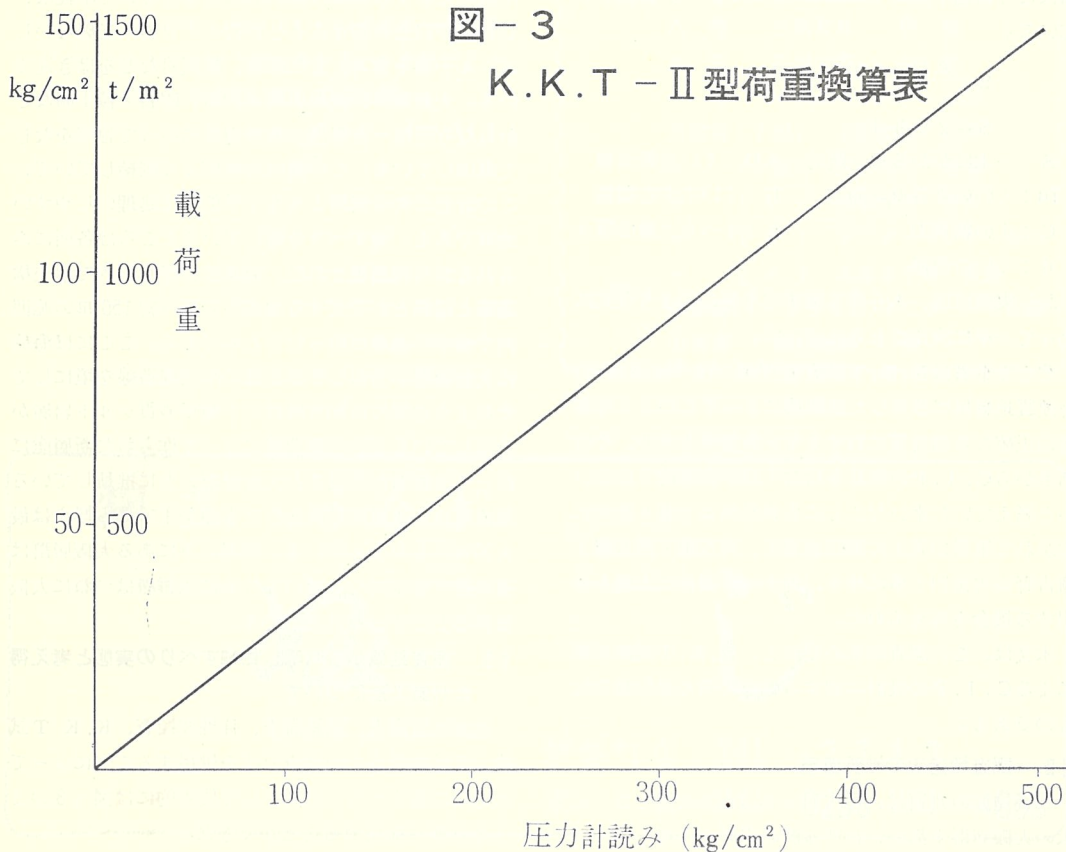
作ってある。

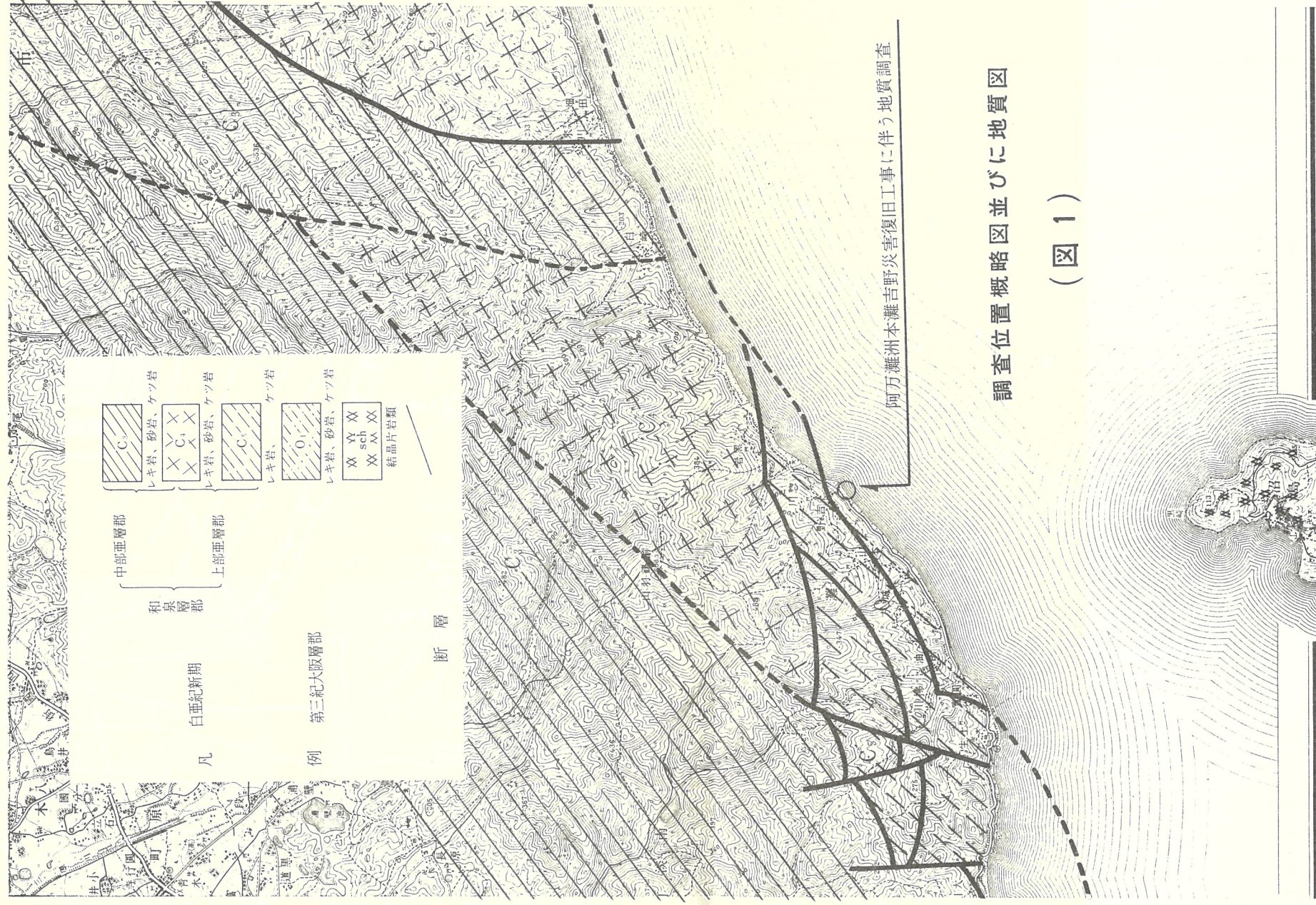
載荷板は $5\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ のやや曲面状の鉄板で写真-1～2に示すように皿ビスによって4本のプランジャーと接続されている。このように小さな載荷板を4本のプランジャーで押すことによって強固な基盤をも破壊をせることができるわけである。

圧力計の読みと載荷板 1 cm^2 当り作用する載荷重との関係は図-3のようである。すなわち 400 kg/cm^2 の圧力に耐えうる高圧ホースを使用した場合には 1150 t/m^2 の力を基盤に作用しうる。油圧ポンプの最大圧力は 700 kg/cm^2 であるからこの高圧に耐えうるホースを使えば最大約 2000 t/m^2 の載荷重を得ることができるので、相当強固な岩盤でも破壊しうる事がお判り頂けるものと思う。

加圧能力をもっと増加させようと思えばプランジャーの本数をふやし載荷板を小さくすればよいわけであり岩盤の強度に応じて改造する事は可能である。

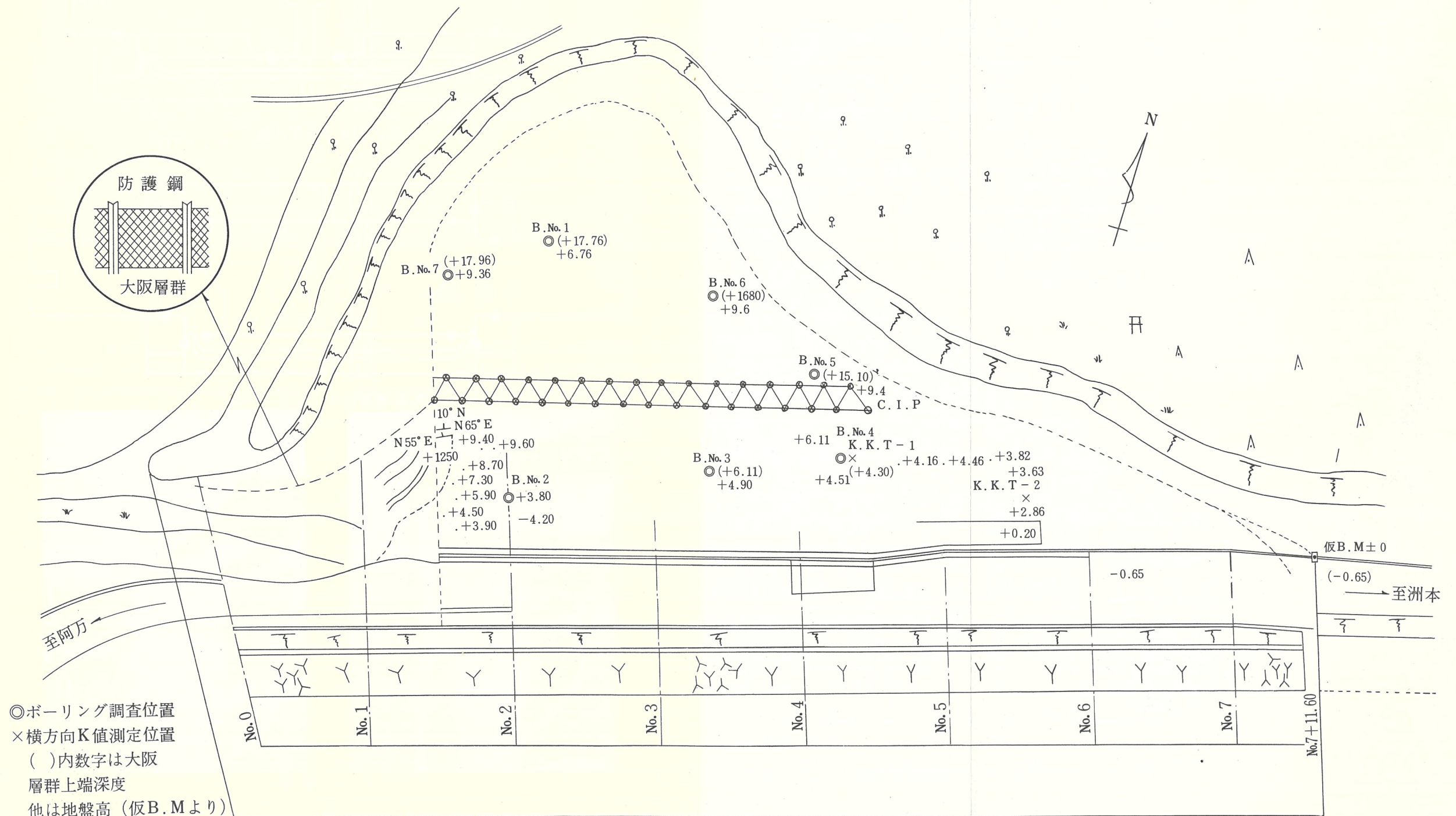
本機も又I型と同様試験機先端にコアーチューブを具備しているが、軟弱地盤とは異なって、このような岩盤では、掘さく器具に関係なく孔壁がきれいに仕上がるので、試験器に具備されたコアーチューブで掘さく後直ちに試験を行う必要はないわけであるが、強固ではあっても崩壊性のある砂礫層を試験する場合を考えI-I型と同様具備したわけである。





阿万灘洲本線灘吉野災害復旧工事に伴う地質調査 ボーリングその他調査位置平面図 (図-2)

縮尺 五百分之一



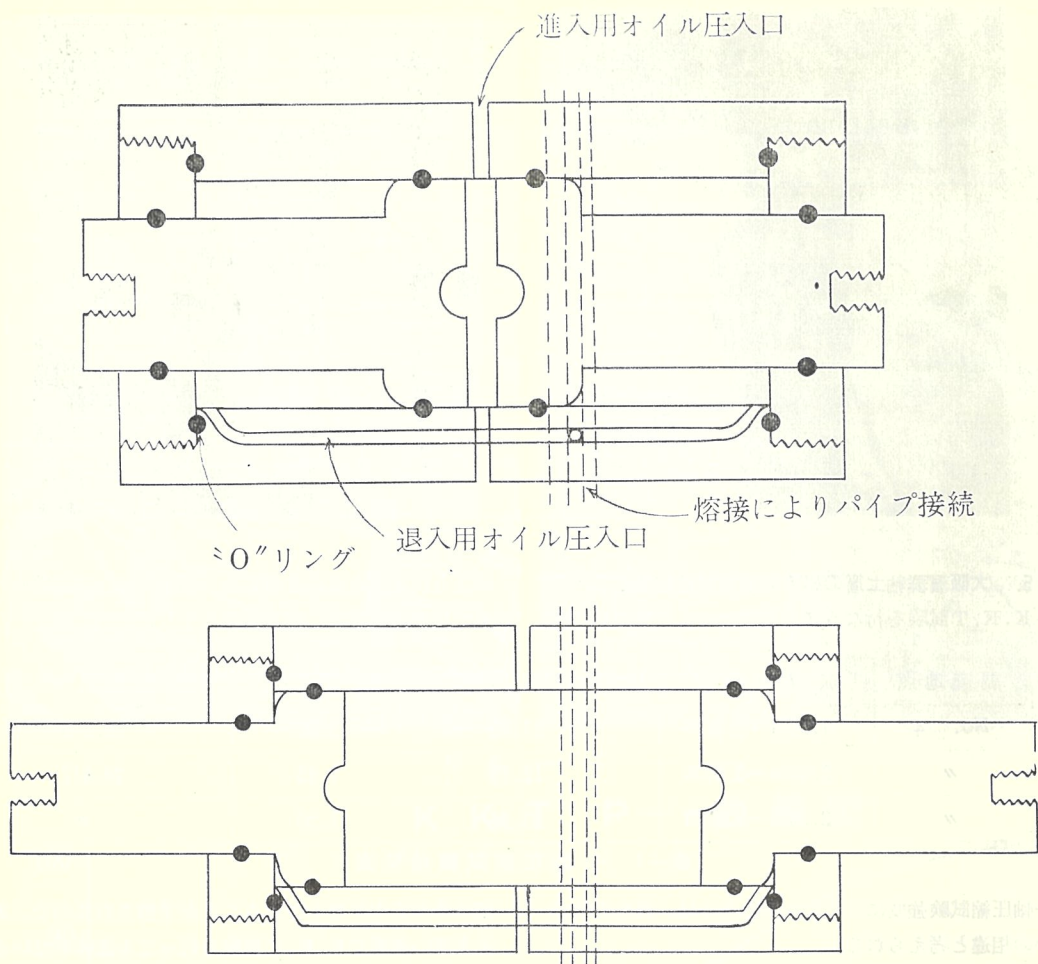


図-4 ジャッキ内部構造図

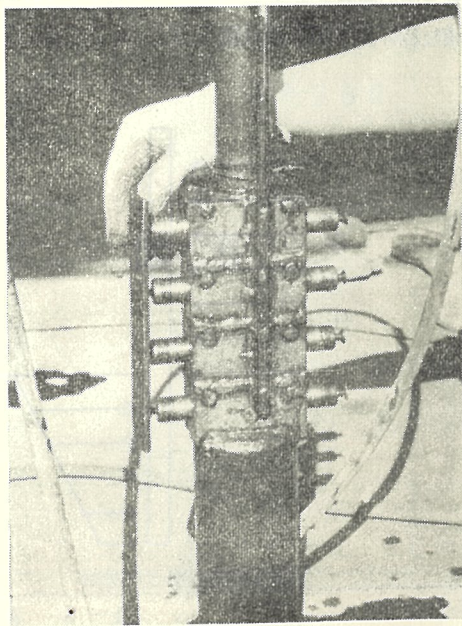
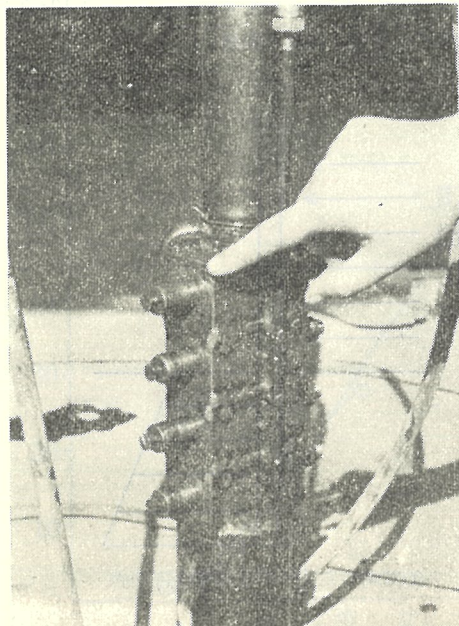


写真 - 1

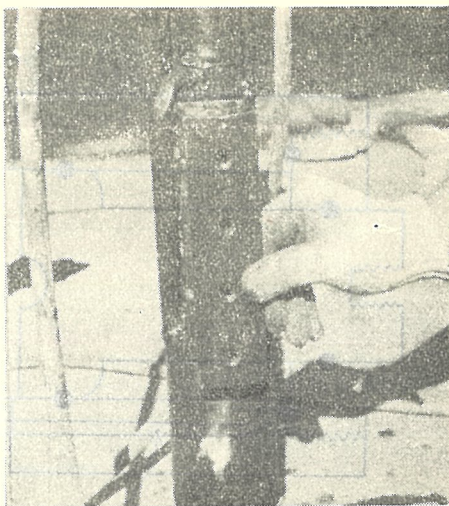
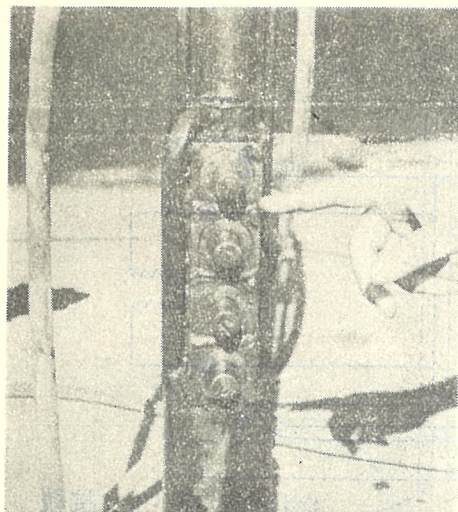


写真 — 2

§5. 大阪層群粘土層の横方向載荷試験結果について
K, K, T試験を行なうに先き立って大阪層群粘土層

中より代表的な試料3個を選び出し一軸圧縮試験を行って見たところ次の様な結果を示した。

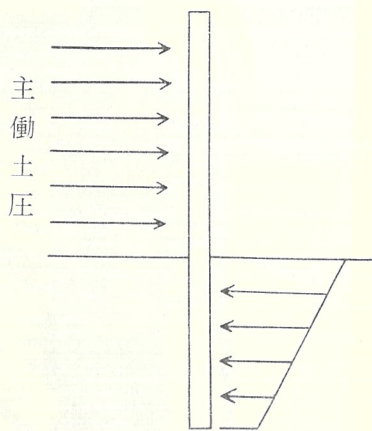
調査地点	採取深度 m	圧縮強さ (kg/cm^2)	破壊歪 (%)	試料断面積 cm^2
No. 4	1.00m~2.00m	17.45	2.00	16.610
"	2.00m~3.00m	12.18	1.95	24.617
"	3.00m~4.00m	23.96	1.50	"

表-1 一軸圧縮試験結果表

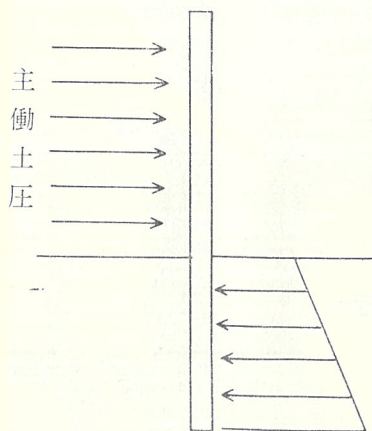
一軸圧縮試験強度にバラッキがあるのは、風化の度合いの相違と考えられる。

地すべりの主働圧がC, I, P くに作用した場合、硬質粘土中の受働土圧は図-5のような分布が予想されるすなわち普通の土圧分布とは異なって粘土層上端

部にその応力が集中されることが予想されるので、あまり深い深度でK, K, T試験を行っても意味がないと考えNo. 4 号孔地点の2.00m~2.20mの所と、風化が最も進行していると考えられる崖ぶちの0.10~0.30mの所の二ヶ所で試験を実施した。



予想される受働土圧分布



一般に考へられている受働土圧分布

図-5 土 圧 分 布

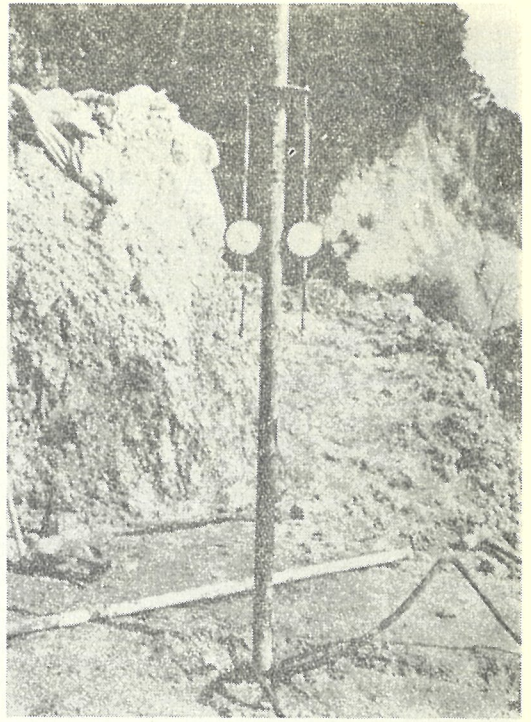
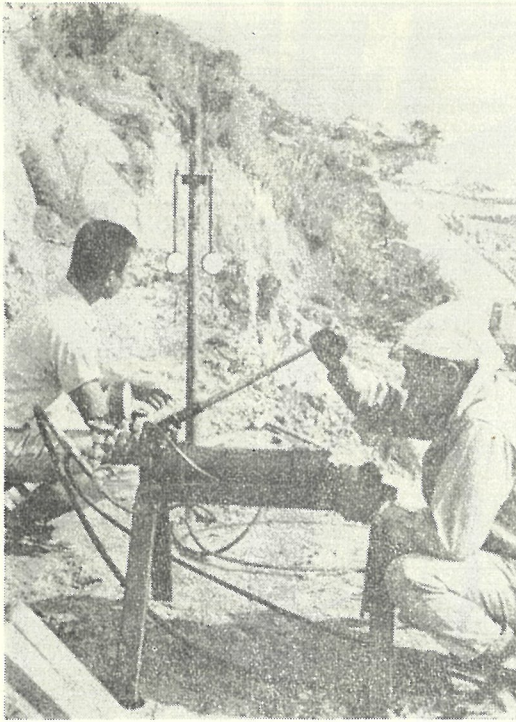
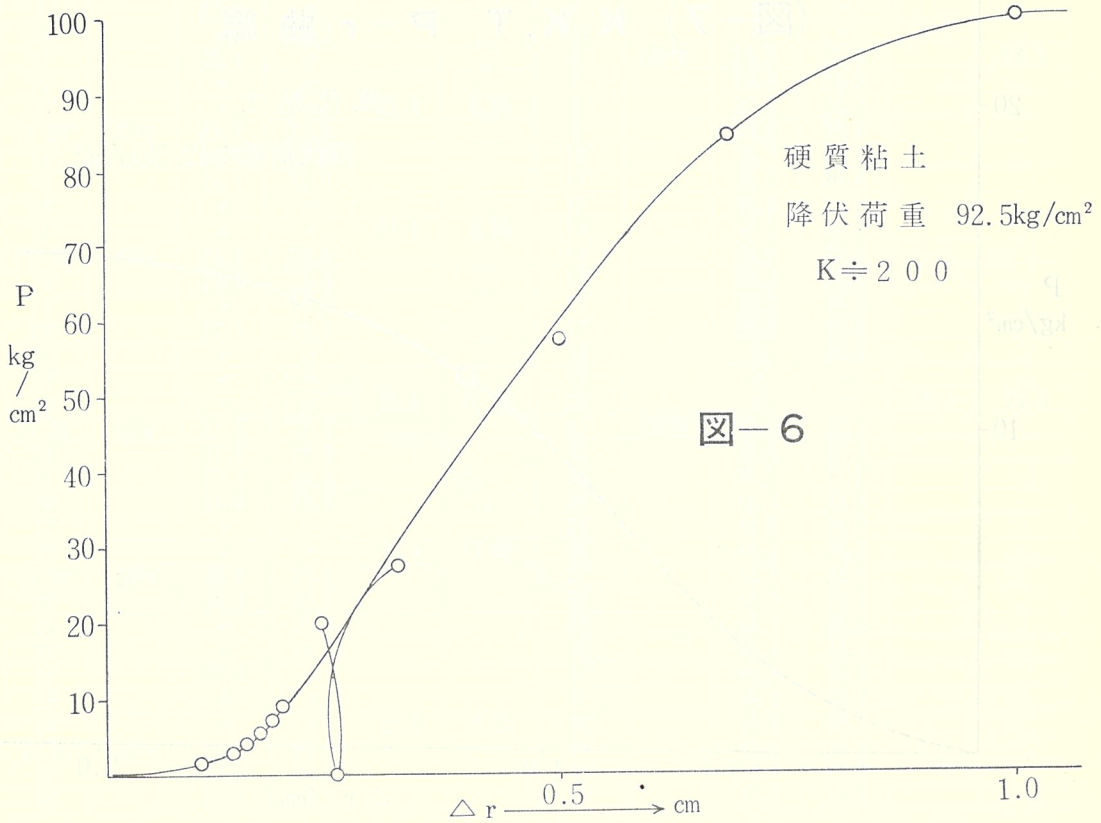


写真 — 3

K.K.T P-r 曲線図



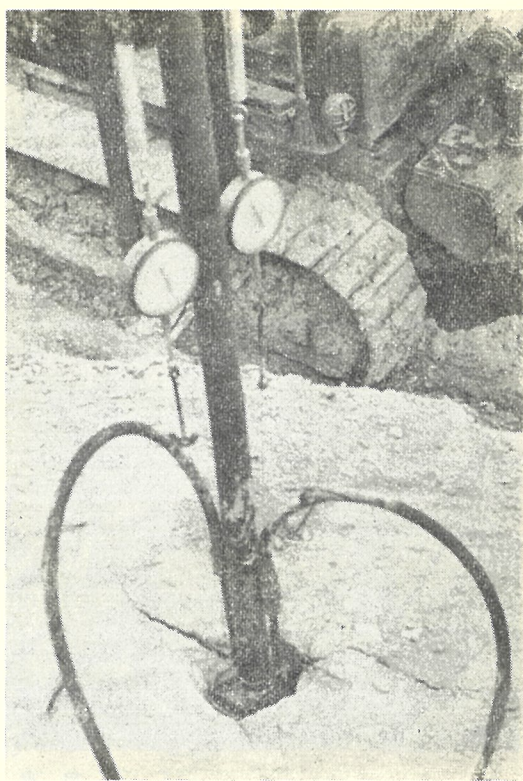
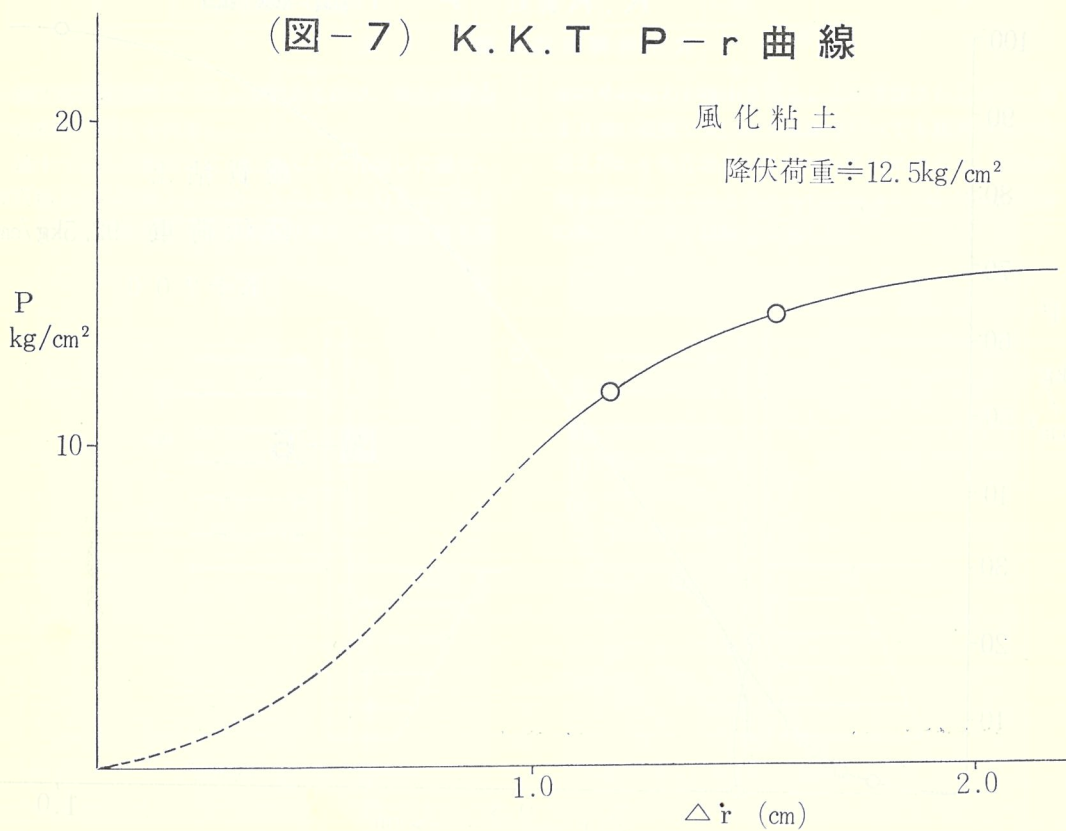


写真 - 4

(図-7) K.K.T P-r 曲線

風化粘土

降伏荷重 $\div 12.5 \text{ kg/cm}^2$



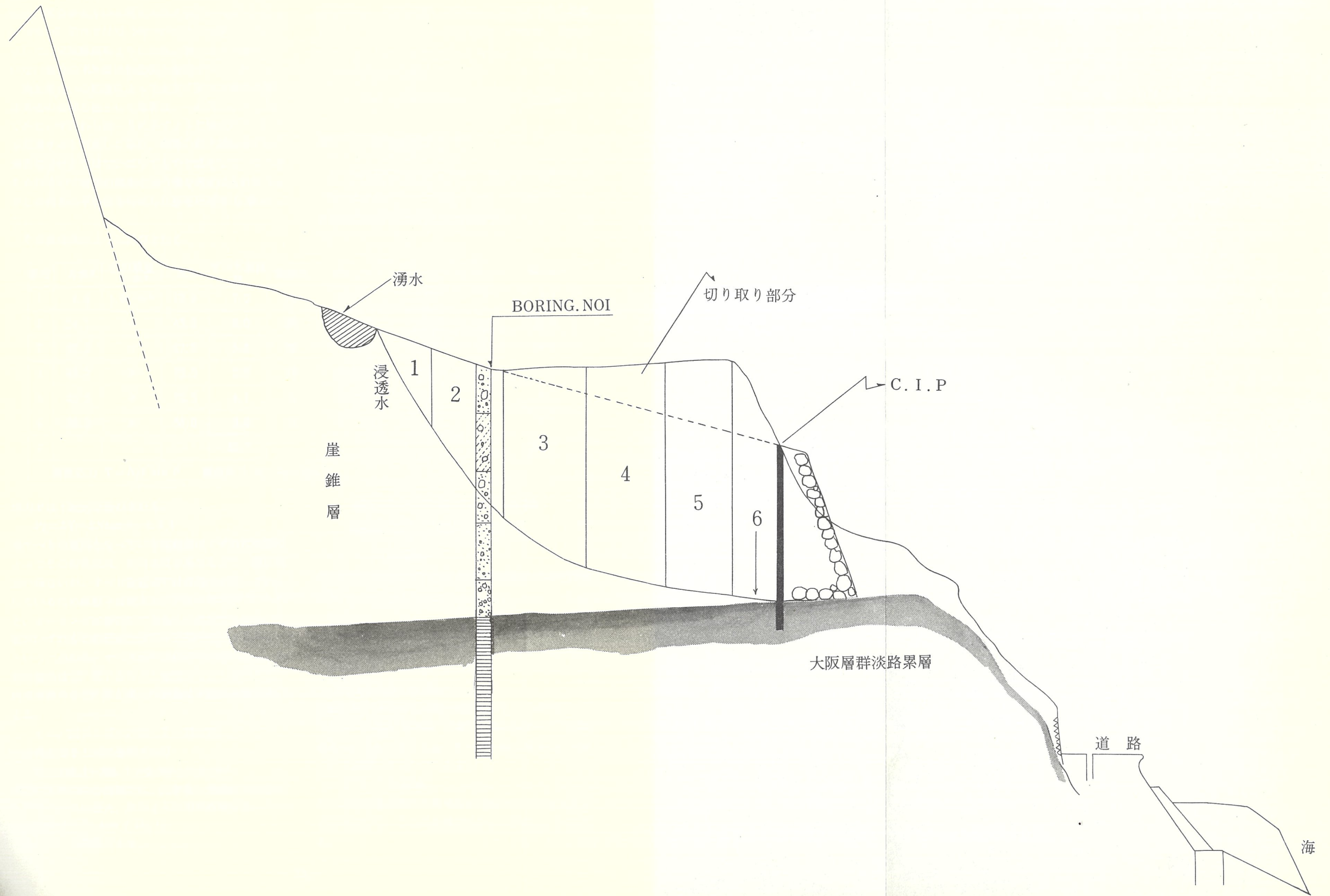
兵庫県洲本C. I. P.設計のためのK. K. T試験データーシート 表-2-1

測定 時間	読取 荷重	No. 1 ダイヤル ゲージ 読み	No. 2 ダイヤル ゲージ 読み	平均 増加半径 Δr (cm)	1 cm当り 作用荷重	測定 時間	読取 荷重	No. 1 ダイヤル ゲージ 読み	No. 2 ダイヤル ゲージ 読み	平均 増加半径 Δr (cm)	1 cm当り 作用荷重
9時43分	10kg	7.0	5.0			37'		"	"		
43' 30"		16.5	14.0			38'		"	"	27.8	17.1
45'		16.6	"			38' 30"	70kg	29.4	26.9		
48'		"	"	15.3	2.85	39'		29.5	27.0		
48' 30"	15kg	18.3	16.2			40'		29.6	27.1		
49'		18.7	16.4			41'		29.7	27.2		
50'		19.0	"			42'		"	"		
51'		19.3	16.6			43'		"	"	28.5	19.95
52'		19.5	16.8			44'	0 kg	29.5	27.0		
53'		20.4	"			45'		29.4	26.8		
54'		21.5	16.9			46'		29.3	26.7		
55'		22.0	17.0			47'		29.0	26.6		
56'		"	"			48'		28.9	"		
57'		"	"	19.5	4.27	49'		28.8	26.5		
57' 30"	20kg	22.8	18.6			50'		28.6	26.0		
58'		22.9	18.9			51'		28.5	26.1		
59'		23.0	19.5			52'		28.3	25.9		
10時		23.1	19.8			53'		28.0	25.6		
1'		"	"			54'		27.7	25.3		
2'		"	"	21.5	5.7	55'		27.5	25.1		
2' 30"	25kg	23.5	20.9			56'		27.3	24.9		
3'		23.7	21.2			57'		27.1	24.8		
4'		23.9	21.3			58'		27.0	24.6		
5'		"	"			59'		26.8	24.4		
6'		"	"	22.6	7.12	11時		26.1	24.2		
6' 30"	30kg	24.6	22.0			1'		26.6	24.0		
7'		24.9	22.1			2'		26.4	23.9		
8'		25.1	"			3'		26.3	"		
9'		25.2	"			4'		"	"		
10'		"	22.2			5'		"	"	25.1	
11'		25.4	"			6'	100kg	28.5	27.0		28.5
12'		"	"			7'		29.8	28.2		
13'		"	"	23.8	8.55	8'		31.5	28.4		
13' 30"	35kg	25.7	22.8			9'		33.6	28.6		
14'		26.0	22.9			10'		35.1	29.7		
15'		26.1	23.0			11'		35.3	30.6		
16'		"	"			12'		36.6	30.9		
17'		"	"	24.6	9.98	13'		37.5	31.2		
17' 30"	40kg	26.7	23.5			14'		38.0	32.6		
18'		26.9	23.8			15'		38.3	33.4		
19'		"	23.9			16'		38.5	33.9		
20'		27.1	24.1			17'		38.6	34.2		
21'		"	"			18'		"	34.4		
22'		"	"			19'		"	"		
23'		"	"	25.6	11.40	20'		"	"	36.5	28.5
23' 30"	45kg	27.5	24.6			21'	150kg	40.2	37.1		
24'		27.6	24.8			22'		40.6	37.5		
25'		27.7	24.9			23'		41.2	37.7		
26'		27.8	25.0			24'		42.3	37.8		
27'		"	"			25'		43.0	38.0		
28'		"	"	26.4	12.82	26'		43.2	38.2		
28' 30"	50kg	28.2	25.3			27'		43.3	38.4		
29'		28.3	25.4			28'		43.5	38.5		
30'		"	25.5			29'		43.7	38.6		
31'		"	25.6			30'		43.9	38.7		
32'		28.4	"			31'		44.3	38.8		
33'		"	"			32'		44.6	38.9		
34'		"	"	27.0	14.25	33'		45.0	39.1		
34' 30"	60kg	28.9	26.0			34'		45.2	39.2		
35'		29.0	26.3			35'		45.4	39.3		
36'		29.1	26.5			36'		45.7	39.5		

兵庫県洲本C. I. P設計のためのK. K. T試験データシート 表-2-2

測定 時間	読取 荷重	No. 1 ダイヤル ゲージ 読み	No. 2 ダイヤル ゲージ 読み	平均 増加半径 Δr (cm)	1 cm当り 作用荷重	測定 時間	読取 荷重	No. 1 ダイヤル ゲージ 読み	No. 2 ダイヤル ゲージ 読み	平均 増加半径 Δr (cm)	1 cm当り 作用荷重
37'		46.0	39.7			41'		87.0	82.1		
38'		46.3	40.0			41' 30''		89.1	85.6		
39'		46.5	40.2			42'		91.5	87.4		
40'		46.9	40.5			42' 30''		94.0	90.5		
41'		47.2	40.6			43'		97.5	93.1		
42'		48.0	40.9			44'		98.0	95.0		
43'		48.1	41.0			45'		101.8	99.7	100.5	99.8
44'		48.2	41.3					破 壊			
45'		48.3	41.5			1時9分	50kg	111.0	79.0		
46'		48.4	"			9' 30''		144.0	85.5		
47'		48.5	"			10'		148.6	86.4		
48'		"	"			10' 30''		148.8	86.5		
56'		"	"			11'		"	86.5		
56' 30''		"	"	45.0	42.7	12'		149.2	86.8		
57'	200kg	50.0	43.7			13'		149.4	"		
58'		50.8	44.2			14'		149.7	"		
59'		51.5	45.0			15'		150.0	86.9		
12時		52.1	45.3			16'		"	87.0		
1'		52.4	45.7			17'		"	"	118.5	12.8
2'		52.6	46.2			17' 30''	60kg	160.7	90.5		
3'		52.8	46.9			18'		167.6	95.6		
4'		"	47.2			18' 30''		170.7	97.7		
5'		"	"			19'		172.4	99.1		
6'		"	"	50.0	57.0	20'		177.8	103.0		
6' 30''	250kg	55.5	51.0			21'		182.3	105.3		
7'		56.3	51.6			22'		185.7	106.6		
8'		56.7	52.4			23'		187.8	107.0		
9'		56.9	52.7			24'		188.2	"		
10'		57.2	53.0			25'		188.3	107.1		
11'		57.6	53.2			26'		188.5	"		
12'		57.9	53.4			27'		"	"		
13'		58.4	53.6			28'		189.0	107.2		
14'		58.9	53.8			29'		190.6	107.3		
15'		59.0	54.0			30'		190.9	107.5		
16'		59.1	"			31'		191.2	"		
17'		59.2	"			32'		"	"		
18'		"	"			33'		191.3	107.6		
19'		"	"	56.6	71.2	34'		191.4	"		
19' 30''	300kg	62.4	58.1			35'		192.5	108.2		
20'		63.0	60.2			36'		193.2	108.3		
22'		63.7	61.5			37'		193.4	108.5		
23'		64.5	62.8			38'		193.5	"		
24'		65.0	63.6			39'		"	"	151.0	14.25
25'		65.4	64.5			39' 30''	70kg				
26'		65.8	64.8					破 壊			19.95
27'		66.4	65.1								
28'		67.0	65.2								
29'		67.5	65.3								
30'		68.1	"								
31'		68.5	"								
32'		68.8	65.4								
33'		69.2	"								
34'		69.4	"								
35'		69.8	"								
36'		70.0	"								
37'		"	66.5								
38'		"	"								
39'		"	"	63.3	85.5						
39' 30''	350kg	79.3	71.4								
40'		82.5	75.0								
40' 30''		83.9	79.6								

断面図 図 - 8



試験結果は別紙図-6～7表2～3に示すように風化があまり進行していないと考えられる。2.0 m～2.20 mの所では92.5 kg/cm²の横方向降伏荷重値を示し風化の進行度合が大きいと考えられる崖ぎわの地表部分0.10 m～0.30 mでは12.5 kg/kg²の横方向降伏荷重値を示した。又試験結果よりこの粘土層のあまり風化していない部分の Kh 値は約2000と推定することができた。風化度合いの相違によって大きく異なる横方向降伏荷重値の処理方法として筆者は、一応次のように考えてみた。すなわち図-8に示すような地点にC. I. Pを設置すると仮定した場合、問題の粘土層は崖ぎわの地表部分ほどではないにしてもやや風化していると考えられるので将来の風化と云う事を考えに入れたうえでこの両者の平均値を $\frac{1}{2}$ にした値を使用する事にした。

その値は次のように計算される。

$$(92.5+12.5) \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} = 17.3 \text{ kg/cm}^2 \\ = 173 \text{ ton/m}^2$$

採取試料の一軸縮試験の平均値が下記のようにこの値と類似するのは偶然の一致とも考えられるが、この点については今後研究を続けることによって明らかにするのではないかと考えている。

$$(17.45+12.18+23.96) \times \frac{1}{3} = 17.8 \text{ kg/cm}^2$$

§6. C. I. Pの設計について

まず調査結果から推定し得た本地域の代表的なすべり面の断面にもとづいて図-8のような地点にC. I. Pを設置した場合の主働土圧の計算をおこなって見る。

番号	A m ²	土の重量 t/m ³	A _γ t	すべり面長 m	傾斜角	sin θ	cos θ	Tt/m ²	Nt/m ²
1	6.8	1.8 t/m ³	12.2	7.0	45	0.7071	0.7071	8.1	8.1
2	24.1	"	43.3	6.0	36	0.5878	0.8090	25.5	35.0
3	37.2	"	67.0	5.6	26	0.4384	0.8988	29.3	60.2
4	44.2	"	79.5	5.0	18	0.3090	0.9511	24.6	75.6
5	42.5	"	76.5	4.1	15	0.2588	0.9659	19.8	74.0
6	30.0	"	54.0	3.0	10	0.1736	0.9848	9.4	53.2
Σ				30.7				116.7	306.1

剪断応力 T = A_γt sin θ 垂直応力 N = A_γt cos θ

推力Pは下記式で表わされる。

$$P_{\gamma} = \Sigma T - \Sigma N \tan \phi - c \cdot \Sigma l$$

地すべりの原因となっている崖錐層はくずれた状態によってその粒度組成、相対密度が異なるので一概には云い得ないが、すべり面付近では浸透水がたへず流下しているため細粒子はほとんど完全に洗ひ流している点と、ボーリングに併行して実施した標準貫入試験のN値がいずれもこの付近では2～3回の値しか示さないという二点から、すべり面では粘着力は零であり、内部摩擦角は20°位であろうと推定することができる。内部摩擦角を20°位と考へた根拠は下記の大崎の式による。

$$\phi = \sqrt{20N+15} = \sqrt{20 \times 2 + 15} = 21$$

この考え方を上式に適用すれば

$$P_{\gamma} = 116.7 - 306.1 \times 0.364 = 5.3 \text{ t/m}^2$$

今仮に4 mの中心間隔でC. I. Pを一列に打ち込めば一本のくいには最大、次のような力が作用する。

$$M_{\max} = P_{\gamma} \cos \theta \cdot D_{\gamma} \cdot l_3$$

$$D : \text{くいの間隔} = 4 \text{ m}$$

$$\gamma : \text{地表よりすべり面までの深さ} = 8.0 \text{ m}$$

$$\therefore M_{\max} = 5.3 \times 0.985 \times 8 \times 4.0 \times \frac{1}{3} \\ = 56 \text{ ton}$$

すなわち一本のくいには 56 ton の主働土圧力が作用する。

使用するC. I. Pくいを外径216 mm厚さ8.2 mmの鋼杭とすれば、このくいを大阪層群の粘土層中へ貫入せしめた場合の横荷重に対する耐力は、K. K. T試験結果を使用すれば

$$173 \times 0.216 = 37.3 \text{ ton}$$

と根入長1 mに対する耐力を計算することができる。したがって最大 56 ton と推定し得た地すべり土圧に耐えるには少なくとも、2 m以上粘土層中に杭を貫入する必要があるわけである。

$$37.3 \times 2 > 56 \text{ ton}$$

次に建築基礎構造設計基準書に規定されている土圧公式を使用して、この点を検討すれば、次のようになる。

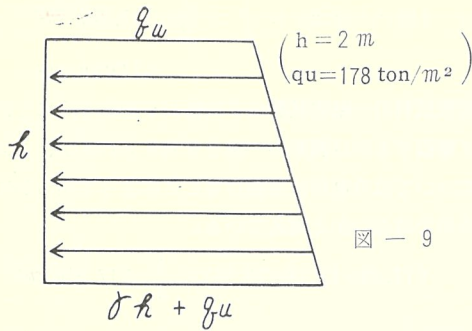


図 - 9

$$\begin{aligned} \text{一本のくいの抵抗力} &= \left\{ \frac{qu + (\gamma h + qu)}{2} \right\} h \cdot d \\ &= \left\{ \frac{178 + (1.8 \times 2 + 178)}{2} \right\} 2 \times 0.216 \\ &\div 77 \text{ ton} \end{aligned}$$

すなわち両者の続えかたによって求め得た値は大体一致しいずれも、大阪層群粘土層中への根入長を2 m以上にせねばならないことを示している。

最後に Y. L. chang の公式及び K. K. T 試験によって求め得た Kh 値を使用してこの点について検討を行って見ることにする。

C. I. P の設置状況を考えて見た場合、地すべりを起している崖錐層厚さ h' の部分は、くいが地上にそれだけ突出していると考えることができ、横荷重の作用点は大坂層群粘土層との境界部分から $\frac{1}{3}h'$ の地点でくい頭は、おたがいに連結するので固定端と考えることができる。したがって Kh 値から水平抵抗力を推定する場合、下記式を適用することができる。

$$H = \frac{4 E I \beta^3 y}{(1 + \beta h)}$$

E : くいの弾性係数 (kg/cm^2)

I : くいの断面二次モーメント

$$\beta : 4 \sqrt{\frac{Es}{4EI}}$$

Es : 土の横方向弾性係数 = KhB

h : くいの突出長……今度の場合は $\frac{h'}{3}$ と考える

y : くいの水平変位

H : くい頭にかかる水平力 (k)

上式によってくい軸直角方向の水平抵抗力を推定するにはまず許容変位量 y を決めねばならない。 y の値は次のように考えられる。すなわち、くい径が21.6 cmのくいではその破壊歪はくい径の約10%であり、擬似弾性領域はその又25%位であるから、K. K. T 機によって測定し得た Kh を適用できる範囲は

$$21.6 \times 0.1 \times 0.25 \div 5 \text{ mm}$$

と云うことになる。又他の値は次のように求められる。

$$EI = 9700 \text{ t/m}^2$$

$$Es - KhB = 43200 \text{ t/m}^2$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{Es}{4EI}} = 1.0271 \text{ m}^{-1}$$

$$h = \frac{1}{3} h' = 2.66$$

$$\therefore H = \frac{4 \times 9700 \times (1.0271)^3 \times 0.005}{(1 + 1.0271 \times 2.66)}$$

$$\div 57 \text{ ton/本}$$

すなわち三通りの方法で求め得た一本の C. I. P のくいの耐力を例記すれば、次のようになる。

降伏荷重値より求めた値 74.6 ton/本

土圧公式より求めた値 77 ton/本

Kh 値より求めた値 57 ton/本

土圧公式より求めた値が大きくなる理由としては図-5に示すように実際の土圧分布が計算に使用した分布と異なるためと考えられる。

このように計算上は C. I. P を基盤中に2 m 根入させれば現状では安定であると云えるが、一応将来の風化と云う点を考慮して3 m、根入させることにした、又、中心間隔が4 m ではその中間部分より土砂が流出する危険性があるのでその点についても充分安全なるように C. I. P を二列に図-10のような配列を行なった。

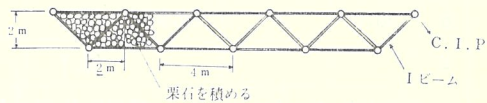


図 - 10

最後に鋼管自体の横荷重に対する安定については次のように考えた。すなわち、鋼管抗の局部座屈現象に関する安全なる理論解はないが普通下記のような V. Mises の式が使用される。

$$Pk = \frac{E}{4(1 - \gamma^2)} \left(\frac{t}{\gamma} \right)^3$$

Pk : 座屈を生ずる外圧 ($t \text{ cm}^2$)

E : 鋼材のヤング係数 $= 2.1 \times 10^8 \text{ t/cm}^2$

γ : 鋼材のポアソン比 $= 0.3$

t : 円筒の肉厚 (mm)

γ : 円筒の半径 (mm)

この式を外径216 mmの厚さ8.2 mmの鋼管を適用すれば

$$Pk = 280 \text{ kg/cm}^2$$

なる値を求めることができる。即ち地すべり土圧によってくいが座屈することは絶対ない故、通常よく行なわれるような中空鋼杭の中にHパイプ等を入れる必要はない。

以上のような基本的検討を行った後で図-2に示すような C. I. P の配置を決定した。

§7. あとがき

土の強度は恐らく、土質力学において最も多くの研究者がとり組んできたテーマであろう。勿論土の強度を知る上にこれら理論を理解する事も大切な事であるが、理論のみでは解決できない土の複雑性をよく認識し、出来得る限り正確なる調査によって問題のありかをはっきりさせることはより大切な事と考えられる。

地盤調査業務に従事する筆者は、いつも調査結果が

安全で経済的な基礎設計の諸問題を解決する糸口となってくれるよう念願している。

今回の新しい試みも、このような考えから実施させて頂いたわけであるが、幸いに自分では満足すべき結果を得ることができたと考えている。

終りに本調査に終始、御協力を頂いた大阪市立大学の林田精郎先生、当社の佐藤允君に深く感謝する次第である。



事務局だより

本号は予定より大変に遅れましたが年初よりの地質調査技士検定試験実施と云う大事業の為め各担当者何れもその計画準備に忙殺され遂に今日に至りましたことを深くお詫びします。

- 昭和41年4月14日 第65回(新年度第1回)定例理事会
要旨 検定試験について
全国連合会総会について
中部協会総会について
- 5月6日 第4回全国連合会総会
- 5月7日 第4回全国連合会総会事務局長会議
- 5月4日 第66回定例理事会
要旨 名古屋地盤図作成専門委員会について
全国連合会第3回技術講習会について
中部協会第6回総会について
- 5月16日 第6回定時総会
- 6月2日 第67回定例理事会
要旨 名古屋地盤図作成専門委員会について
検定試験細則について
話合いの難行する時点に於ける取扱について
- 6月18日 第68回緊急理事会
主要旨 第1回地質調査技士検定審議会について
- 7月8日 協会事務局長会議
要旨 検定試験実施に伴う細目注意事項
連合会第3回技術講習会実施について
- 7月14日 第69回定例理事会
要旨 名古屋地盤図研究会について
検定試験対照の講習会実施の計画について
- 7月28日 第70回緊急理事会

検定試験対照の講習会について
名古屋地盤図作成専門委員会について

- 7月31日 検定試験対照とした第1回地質調査技士資格検定試験講習会
- 8月7日 第2回地質調査技士資格検定試験に対する受検用講習会
- 8月18日 第71回定例理事会
検定試験講習会について
名古屋地質調査研究会土質部会開催について
名古屋地質の問題点を発表する会開催について
- 9月14日 第72回定例理事会
検定試験審議会出席について
第8回全国連合会主催技術講習会について
- 9月16日 第3回地質調査技士資格検定試験に対する模擬試験の実施について
(会場名古屋駅前中小企業センター会館)
- 9月23日 第1回地質調査技士資格検定試験
(第1日筆記試験)
- 24日 " (第2日面接試験)
- 25日 " (第3日 ")
- 受検者 151名
会場 名古屋工業大学土木科教室
講師 名古屋工業大学助教授
越 賀 正 隆
" 連合会派遣検定委員
川崎ボーリング 高橋
- 10月20日 第73回定例理事会
第6回名古屋土質研究会について
第7回名古屋土質研究会ご案内について
第3回地質調査技術者出席について

第74回緊急理事会開催について
(この頃発注側と受注側で単価の
喰違いがあるのでこれを(特に県
側)来年度の予算関係もあるので
これが是正に努める会合を持つ打
合の為10月25日協議することとし
た)

連合会臨時総会提案議案の決定し
た

10月25日 第74回緊急理事会

愛知県庁土木部側と単価是正の懇
談会を持つ事とする、その懇談会
の資料作成委員を挙げて折合する
事とした

11月10日 昭和41年連合会臨時総会

四国松山市道後温泉 道後ホテル

11月11日 昭和41年事務局長会議開催

11月17日 第75回定例理事会

社団法人土質2学会中部支部主催
の技術講習会について

県土木部側との単価懇談会につい
て

全国統一単価改定につき検討した

12月15日 第76回定例理事会

社団法人土質2学会中部支部主催
の技術講習会について

新会員入会について(旭工事株式

会社)

話合いの問題点について

日本住宅公団と名古屋市水道局の基本
記録簿について

全議事終了後会費ちにて懇親忘年
会を開催した

42年1月12日 第77回定例理事会

名古屋地盤土質研究会の経過につ
いて

全国統一標準価格改正版について
本年度事業計画案について

各社営業課員新年懇親会について
話合いの問題点について

1月22日 恒例のレクリエーション麻雀大会
催行

2月16日 第78回定例理事会について

土質研究会につき基礎地盤坂本担
当理事の説明について

総合開発の脱会について

3月9日 第79回定例理事会について

地質学会総会賛助について

42年度第2回地質調査技士資格検
定試験実施について

野球大会について

41年度総会について

会員広告募集!!

1. 次号会員の広告を募集しま
す。
2. 広告料は1/2頁1律3,000円と
致します。
3. 凸版代は別途申受けます。
4. 御申し込みは協会宣伝部又は
事務局へ。
5. 次号締切は昭和42年7月20日
と致します。

土と岩 13号

発行 昭和42年5月20日

責任者 名古屋市西区西新町西新ビル

中部地質調査業協会宣伝部

TEL 251-8938

印刷所 三 星 印 刷

名古屋市市中村区松原町4-34

TEL 481-8205

(非売品)