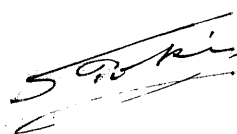


# 技術報告資料

第 17 号

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'S. K. I.', written in a cursive style.

昭和52年2月

社団法人 土質工学会北海道支部

## 目 次

①	9:30~	模型可動壁による土圧分布特性について (標準砂を用いた場合)	北海学園大	坂上孝幸・○早川寛志	1
②	9:50~	くり返し応力による乾燥砂の 変形特性の変化	北見工大	鈴木輝之	7
③	10:10~	繰返し載荷を受ける乾燥砂の力学特性	北大工学部 日本上下水道 設計大林組	北郷繁・土岐祥介 ○鎌田彰 佐藤正則 松垣久則	13
④	10:40~	砂地盤における山留め支保工の 応力測定例について	札幌市下局 水道建設 清水建設	○唐牛義夫 五十嵐修一朗	23
⑤	11:00~	札幌扇状砂礫層におけるシールド 工法を考慮した現場透気試験 の紹介について(その1)	電々公社 電気通信局	福田和宏・○駒崎征明	31
⑥	11:20~	真駒内ダムの岩盤処理について (その1)	開発局 函館開建設 前田建設ウ 日本グラフ ト工業	鈴木薫・広林礼司 北嶋春千伸 阿蘇 ○四方哲雄	41
⑦	11:40~	ケミコパイル工法の改良効果に ついての一考察	小野田 セメント	高橋秀雄	47
⑧	13:00~	防振壁による地盤振動の遮断効 果について(第2報)	開発局 土木試験所	佐々木晴美・木元喬之 能登繁幸・○東海林邦夫	53
⑨	13:20~	粘土の供試体作製法に関する実験的研究	北見工大	○山田洋右・鈴木輝之	63
⑩	13:40~	伸張状態における異方圧密粘土の 強度特性について	北大工学部 北海道工大 北大工学部 住宅公団	北郷繁・三田地利之 ○神谷光彦 近藤始郎 吉本裕二	67
⑪	14:00~	平面ヒズミ状態における粘性土の 強度特性について(第2報)	北大工学部 電々公社 道路公団	北郷繁・三田地利之 ○三浦清一 藤正朝 佐藤孝	73
⑫	14:20~	圧密試験の整理法と沈下解析に 対する考察	基礎地盤コ ンサルタンツ	三浦盛男・塚本光夫 ○佐田頼 光	83
⑬	14:50~	国鉄函館本線銀山一然別間地 すべりによる線路変更について	国鉄札幌 工事局	嶋隆司	93
⑭	15:10~	小森地すべりについて	函館土現 明治コンサル タント	○上野寛 三室俊昭・福島裕	103
⑮	15:30~	円弧すべり面法による盛土の安定 計算上の問題点	道路公団 札幌建設局	中出尚夫・○栗原則夫	107
⑯	15:50~	単ぐいの水平抵抗とくい断面	開発局 土木試験所	森康夫・逢坂秀俊 ○堀曉 児	115



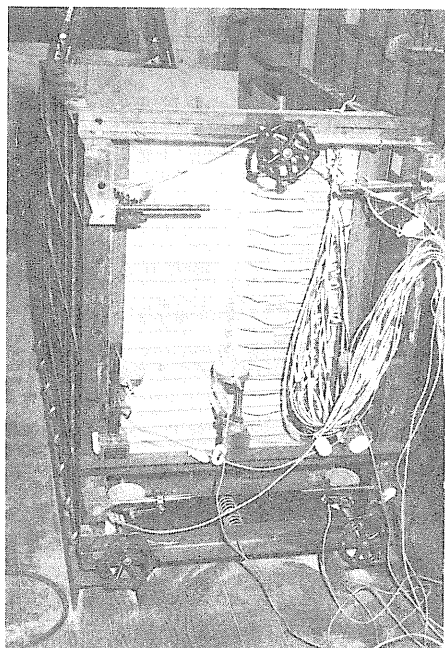


写真-1 実験槽正面



写真-2. 実験槽内部  
(正面が可動壁)

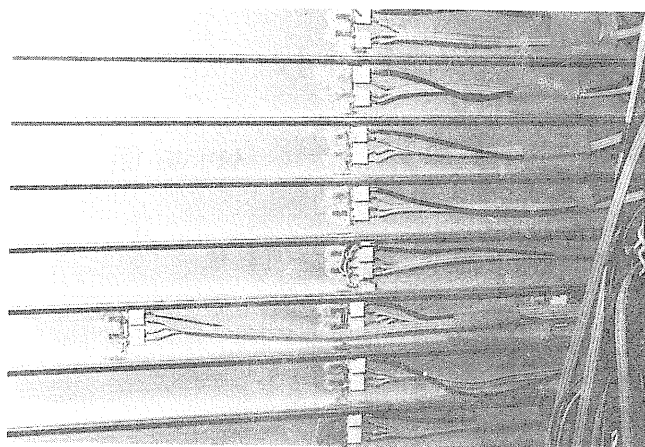


写真-3. 可動壁の組立て詳細

実験槽は前回とほぼ同じ規模で、前面を可動壁とし他の3面をなめらかな仕上げのメタルフォームで組立て緊結したものであり、内法寸法で巾60cm、深さ90cm、奥行120cmである。

前回と異なるところは可動壁の構造である。前回の中6cmの土圧計を4ヶ所にはめ込み土圧を深さの異なる4英で測定したが、今回は土圧を大きな面で受けるように表面をなめらかに仕上げたアルミ製溝形鋼(□40×20×2)を剛壁とみなせる程度

のスパンで21本横架材として使用し、その背面が受圧面となるようにスタレ状に組立て、巾60cm、高さ84cmの壁面を構成した。これを鉄製山形鋼で剛に組立てた枠に端部が単純支持になるように受けさせ、深さ方向に4cm間隔で21本の土圧測定ができるようにした。可動壁の中心線にあたる溝形鋼の腹部と端部にはあわせて4本のワイヤーストレインゲージをはりつけて、梁としての曲げヒズミを測定し標準荷重に対するヒズミ測定結果を利用して土圧を推定できるようにした。

また、可動壁の内面を各溝形鋼の接触面から砂がこぼれないようにするために薄いビニール膜で被覆した。この可動壁は上・下3ヶ所に配置したアジャスティングスクリューにより水平に移動させることができ、その変位は電気式ダイヤルゲージで測定し、歪測定装置によって全てが自動的に記録されるようにした。

## (2). 実験方法

試料は豊浦標準砂を用い、ゆる詰めと密詰めの状態での壁体の移動に伴う土圧分布の変化を求めた。ゆる詰めは $e_{max}$ に近くなるように配慮し、しかも均一になるように底に2列に小穴を明け三角形漏斗を用いて高さ5cmより静かに落下させ、往復1回の移動でマキ出し厚さが1cmになるようにした。密詰めは棒状バイブレーターを静かに差し込み、全体を一度に締固めたものと4層に分けて1層づつ下から順に締固めたものと2通り行ない $e_{min}$ に近くなるように配慮した。

マキ出し厚さが5cm増加する毎に、各深さでの土圧と壁体の変形を記録した。また、所定の高さまでマキ出してから、可動壁を静止状態より上部移動、下部移動平行移動させ、それぞれの場合における主動状態への経過中における土圧の測定を行った。これら主動状態へ向けての壁体の変位は、壁高に対してそれぞれ、 $1/2000$ 、 $1/1000$ 、 $1/700$ 、 $1/500$ 、 $1/300$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ とし、可動壁の変位速度は1mm/分とした。

なお、実験槽のような周辺が拘束された状態のなかでの締固めが土圧分布にどのような影響を与えるかについても観測した。

## 3. 実験結果と考察

前回の実験結果からは、クーロンの理論から導かれる土圧三角形は極く限られた条件の下でしか形成される傾向がみられることと、初期に形成される土圧分布のパターンが壁の移動に伴って大きな変化を示さないことが認められた。あなわち、土圧分布は壁体の状態がいおりの場合においても腰高(ヒップのある状態)の三角形に近い形であらわし、これが壁体の移動に伴っておおがながら形をかえつつ主動状態へ近づき大きな変化はみられないことであった。これらはゆる詰めの場合との挙動であって今回の場合の密詰めの場合との比較においてははその特性が少しばかり明らかになったようである。

図-2, 3, 4は、ゆる詰めの場合と、所定の高さまでマキ出してから一体として棒状バイブレーターで締固めた密詰めの場合の壁体の移動に伴う土圧分布を示したものであり、図-5, 6は、4層に締固めて行った場合の土圧分布の挙動である。

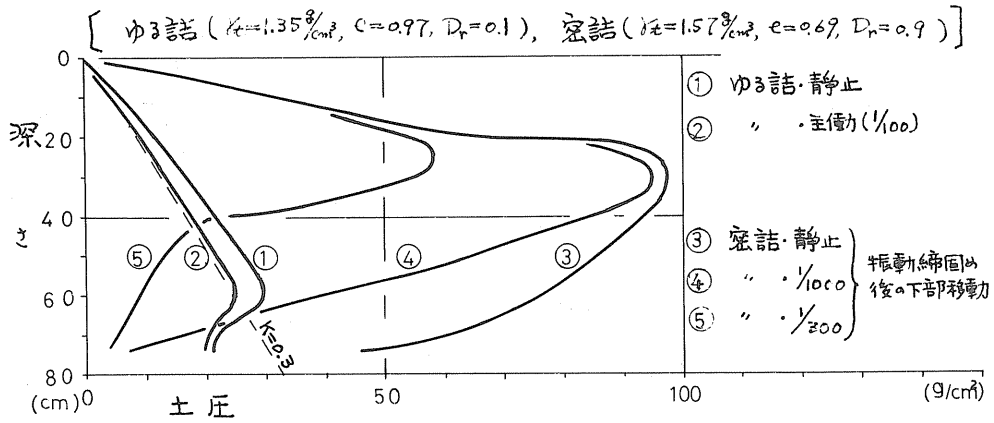


図-2 上部移動→振動締固め→下部移動の土圧分布

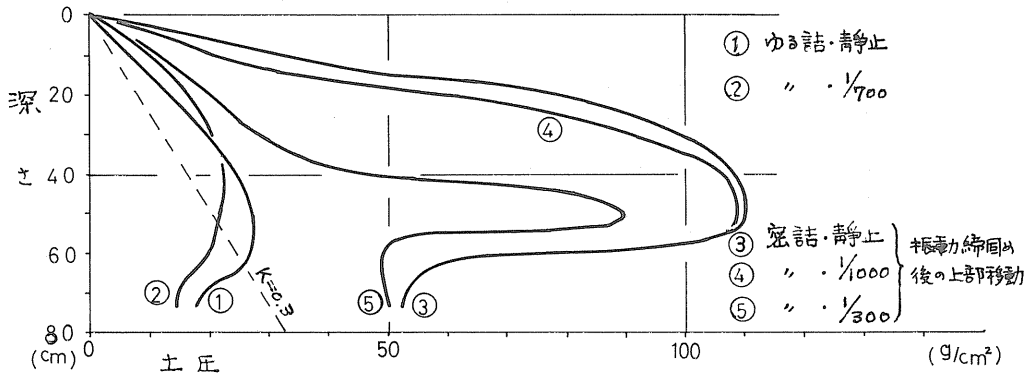


図-3 下部移動→振動締固め→上部移動の土圧分布

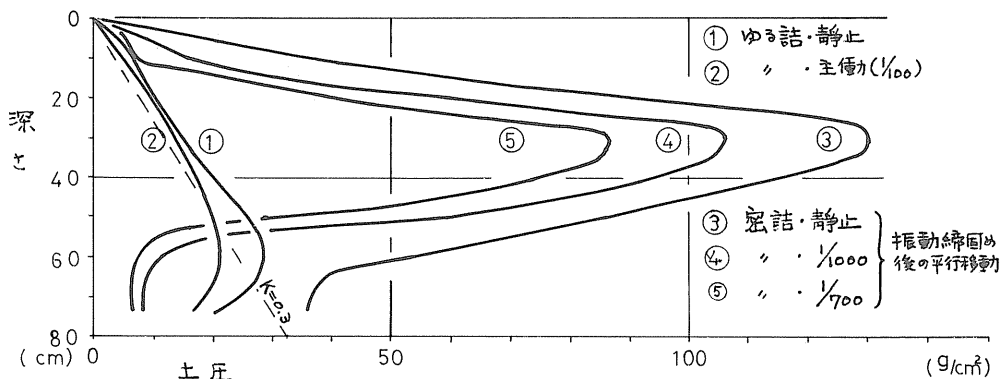


図-4 平行移動→振動締固め→平行移動の土圧分布

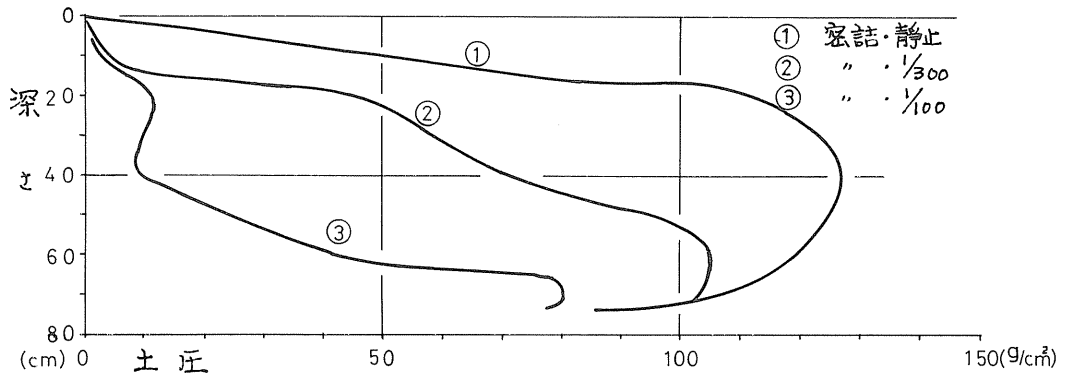


図-5 4層・振動締固め後の土圧分布(上部移動)

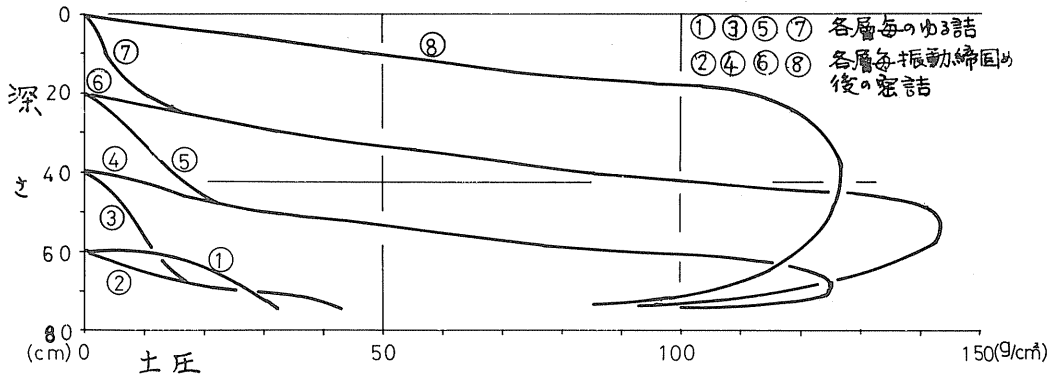


図-6 4層・振動締固めによる土圧分布の変化(静止状態)

図-2, 3, 4 から、ゆる詰めの場合には前回と同じような挙動がみられ、土圧計で測定したものと今回のように大きな面を受けた土圧分布の形と挙動は同じ結果となった。しかし、密詰めの場合の壁体の移動に伴う土圧分布のパターンの変化はゆる詰めの場合にくらべると大きくなり、ゆる詰めと密詰めの状態の変化に対する一つの特性の変化と見てよいだろう。また、実験槽のように周辺を拘束した状態で締固めた場合の土圧はあつたか受働状態のような値に著しく増大し、その上、土圧の合力の作用点が上方に移って行くことがわかる。これは締固めによって受働状態を形成する要素と与えることになり、この挙動は裏込め型土圧の特性を示す一つのあらわれと思われる。従って、この傾向は実際の構造物の安定性を考えるとき、締固めが土の圧縮特性や強度特性の改善に寄与することは当然のことながら、その反面土圧の著しい増大を招くことになるので、その配慮が必要となることも意味する。

図-5, 6 から、密詰めの状態の壁体の移動に伴う土圧分布の変化は、一体として締固めた場合の変化とほぼ同じ傾向を示すことがわかる。ただし、ゆる詰めのもの

を締固めることにより土圧が著しく増大し、一増大した土圧はわずかの鉛直圧力によりその土圧が減少することなく維持されている様子は特記すべき事項であるといえる。

なお、写真-4, 5は、ゆる詰めと密詰めとのそれぞれ主働状態における表面の状況を表わしたもので、段差のちがいが特徴的である。

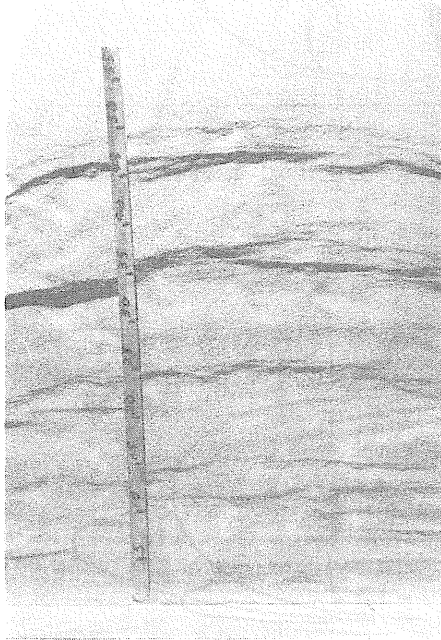


写真-4 ゆる詰めの場合の主働状態表面  
(手前が可動壁)

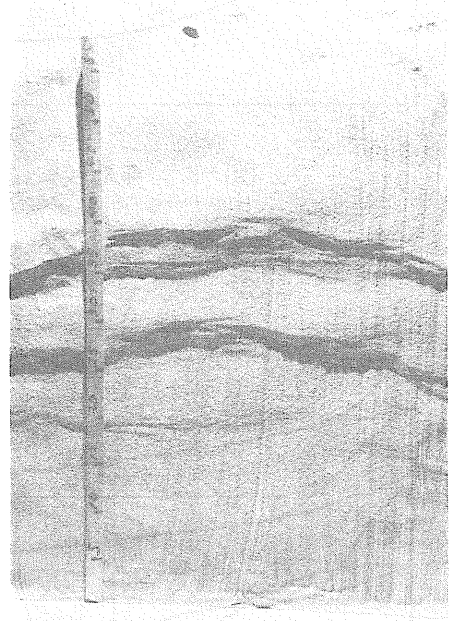


写真-5 密詰めの場合の主働状態表面  
(手前が可動壁)

#### 4. おおむね

いままでの2回に亘る試験方法を改めての試験結果から定性的にわらぬ次のようなことがいえる。

- (1). 土圧分布はいすいの場合でも腰高の三角形分布となり、7-ロンの三角形分布とはならない。
- (2). 初期に形成された土圧分布のパターンは、壁体の移動に伴ないゆる詰めでは大きな変化はなく、密詰めでは大きく変化する場合がある。
- (3). 拘束された状態での締固めにより、土圧は著しく増加し、合力の作用点が上方に移動する。これは裏込め型土圧を対象とする構造物の安定性に配慮を要する特性である。(棒状バイブレーターを用いて締固めた場合)

以上、概要をまとめながら今後共試験方法と条件を吟味して継続実験を行なう予定であり、添付批判をいたすべしである。

参考文献：

- |   |          |                   |
|---|----------|-------------------|
| 1) 土佐上・早川；三浦田次山氏の土質工学的性質にかんして(土圧実験と土圧特性)。技術庁報告資料 才16号 PP141~146 | 掘削可動壁-83 | 土質工学会北海道支部(S51.2) |
| 2) 最上武雄監修、松尾富永共著；土圧   | 鹿島土研会    | S50.10            |
| 3) 厚田千三郎共著；土圧計測新法   | 産業図書     | S40.10            |



くり返し応力による乾燥砂の変形特性の変化

201.6  
1.9

北見工業大学 鈴木輝之

1, まえがき

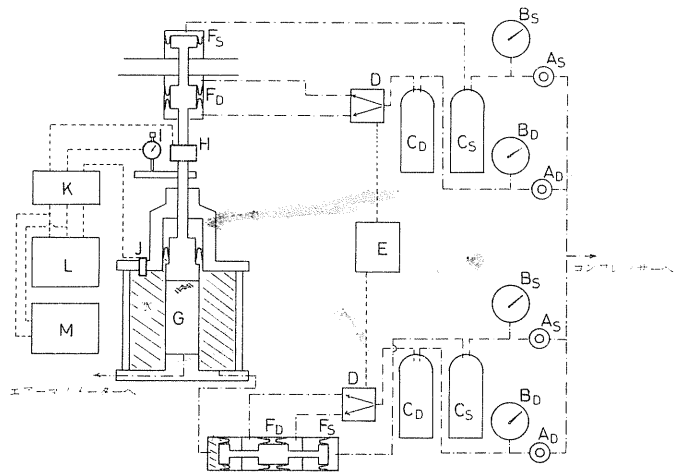
砂はある大きさ以上のくり返しせん断応力を受けると、くり返し回数の増加とともに塑性的な残留ヒズミが蓄積し、さらに弾性的な変形特性も変化してくる。本研究は新しく試作した応力制御型の空気圧式くり返し三軸試験機を用いて、側方応力一定の条件下で、軸方向応力として静的な一定軸差応力とくり返し軸差応力を種々の大きさに加えたとき、それらの載荷によって乾燥砂の変形特性がどのように変化しているかを検討したものである。

2, 実験装置および実験方法

図1に装置の機構図を示す。供試体への応力は単動式と復動式の2個のベロフラムシリンダーを連動させそれぞれに空気圧をかけることにより発生させている。まず静的な一定応力については、単動式のシリンダーに一定空気圧をかけることにより発生させ、一方くり返し応力は復動式シリンダーの両方あるいは一方に一定空気圧を電磁弁の切り換えによって断続的に加えることにより発生させる。側方応力はこのようにしてピストンの力として発生させた力をさらに単動式のベロフラムシリンダーを用いて水圧に変換して三軸セル内に加えている。また三軸セルは供試体と軸力載荷ピストンの直径を同じにしてあるので軸方向・側方向ともに静的な一定応力およびくり返し応力を任意

の大きさに独立して加えることができる。測定値の記録は、軸方向の応力と変位について、くり返し試験の場合は電磁オシログラフ；後述する静的試験についてはX・Yレコーダーを用いている。

実験の内容は次の通りである。まず静的な等方応力は全実験をおして  $\sigma_{3s} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$  とし、さらに軸方向応力として、静的な一定軸差応力  $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})$  とくり返し軸差応力  $\sigma_{AD}$  を種々の大きさに加えた。



- |                             |                                    |                |
|-----------------------------|------------------------------------|----------------|
| A <sub>0</sub> くり返し軸力用調圧弁   | D 電磁弁                              | I 軸ヒズミ計測用変位変換器 |
| A <sub>1</sub> 側方応力用調圧弁     | E 電磁弁切換え装置                         | J セル圧計測用液圧変換器  |
| B <sub>0</sub> くり返し側方用圧力計   | F <sub>0</sub> くり返し側方発生用ベロフラムシリンダー | K 増幅器          |
| B <sub>1</sub> 静的側方用圧力計     | F <sub>1</sub> 静的側方発生用ベロフラムシリンダー   | L 電磁オシログラフ     |
| C <sub>0</sub> くり返し側方用圧源タンク | G 供試体                              | M X・Yレコーダー     |
| C <sub>1</sub> 静的側方用圧源タンク   | H 軸力計測用荷重変換器                       |                |

図1. 実験装置の機構

その組合わせとしては、 $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$  (3段階) を一定値にとり、 $\sigma_{AD}$  を3~5段階に変化させるシリーズと $\sigma_{AD}$  (2段階) を一定値として、 $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$  を3~5段階に変化させる2つのシリーズを行なった。くり返し応力の波形は装置の機構上近似台形波となり、これを1サイクル毎の速さで300回まで載荷した。供試体は高さ125mm、直径50mmの円柱形で、密度は最もゆるくつめた場合と密につめた場合の2種類とした。以上のような試験における軸方向の軸差応力と変形の一般的な関係と記号の定義を図2に示した。なお300回のくり返し応力載荷の終了した全供試体について、ヒズミ制御による静的三軸圧縮試験を行なった。

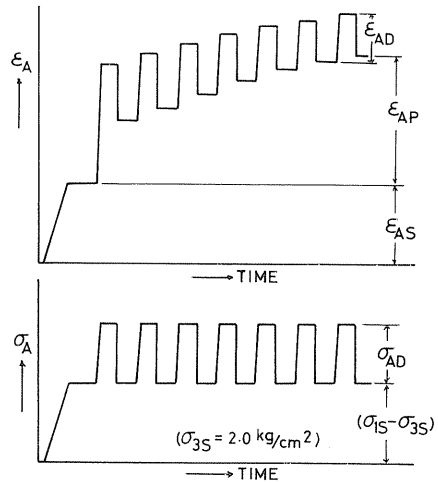


図2 軸方向の応力とヒズミ

3. くり返し回数による変形係数の変化

図①に示すように $\sigma_{AD}$ に対応するヒズミは $\epsilon_{AD}$ であるから、 $E_D = \sigma_{AD} / \epsilon_{AD}$ を変形係数と定義し、この値が $n$ によってどのように変化していくかを検討する。岩崎<sup>1)</sup>によれば密な砂においてくり返しのせん断ヒズミが $10^{-4}$ 以上であればせん断変形係数 $G$ はくり返し回数 $n$ によって変化することが示されている。本実験において測定された $\epsilon_{AD}$ の値は $2 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-3}$ 程度であるので、この場合 $E_D$ は $n$ によって変化することが当然予測される。図3(a)~(d)に $E_D$ と $n$ の関係の代表的なものを示した。これらの図によれば、 $n=10$ 回程度の少ないくり返し回数のうち $\sigma_{AD}$ が小さいほど $E_D$ は大きくなっている。 $\sigma_{AD}$ が大きいかほど $\epsilon_{AD}$ は大きくなるのであるから、このことはヒズミ制御のくり返しせん断試験において、くり返しヒズミ振幅の小さいほど $E_D$ は大きくなる<sup>1)</sup>という事実に対応すると考えられる。しかし $\sigma_{AD}$ がある程度大きい場合は、 $E_D$ は $n$ とともに増加の一途をたどり、 $n$ が増してくると $E_D$ の大小関係は $\sigma_{AD}$ のそれとは一致しなくなっている。つぎに図3において○×△印

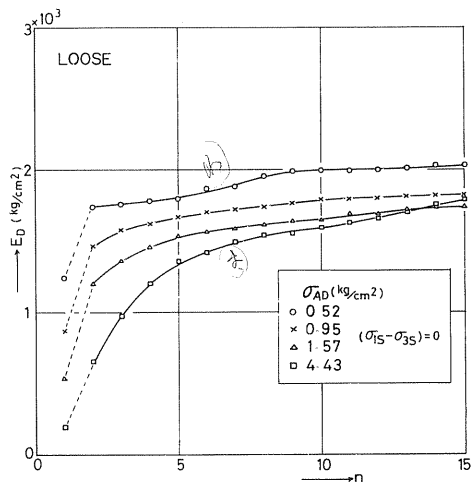


図3(a)  $E_D$ の $n$ による変化

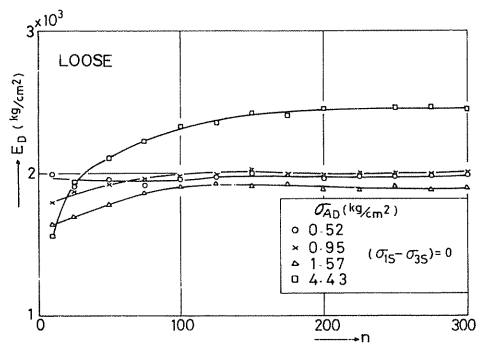


図3(b)  $E_D$ の $n$ による変化

で示される  $\sigma_{AD}$  が比較的小さい場合についてみると、密づめの場合は  $E_D$  の  $n$  による変化は比較的小さくまた  $E_D$  における  $\sigma_{AD}$  の影響が  $n$  に関係なく現われている。一方ゆるづめでは、 $n=100$  回あたりで  $E_D$  の大きさは  $\sigma_{AD}$  に関係なくほぼ同じ値になってきている。以上のことから  $E_D$  の大きさは  $\sigma_{AD}$  と  $n$  の両方の影響を受け、 $\sigma_{AD}$  が小さい程、さほど密づめである程、 $n$  による  $E_D$  の変化が少なく、相対的に  $\sigma_{AD}$  の影響が卓越して現われるといえよう。

以上において  $n$  による  $E_D$  の変化の傾向を定性的に述べてきた。八木<sup>3)</sup>は単純セン断試験機を用いた砂のくり返しセン断試験において、 $n$  が 10 回くらい以下であれば、セン断変形係数  $G$  とくり返し回数  $n$  との間には次式の成立することを示した。

$$n/G = a n + b \dots (1) \quad a, b \text{ は定数}$$

本実験における  $E_D$  は (1) 式の  $G$  に対応するものであるから、 $E_D$  と  $n$  の間に (1) 式と同じ関係が成立するはずである。図 4 に  $n/E_D$  と  $n$  との関係の代表的な例を示した。これらの図によれば第 1 回目の載荷の場合を除けば、少なくとも  $n=10$  回までは (1) 式で  $G$  を  $E_D$  に置き換えた関係が成り立つといえる。またこれらの関係は他の実験ケースにおいても同様であった。ここで第 1 回目の載荷において (1) 式の関係が成立しないのは、くり返しセン断応力の方向が反転してないことなどのためと考えられるが、この点については今後検討したい。

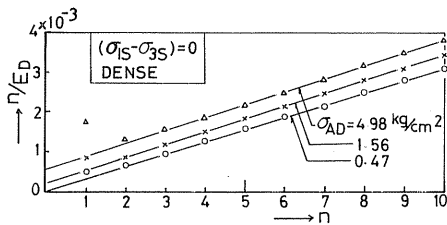


図 4 (a)  $E_D/n$  と  $n$  の関係

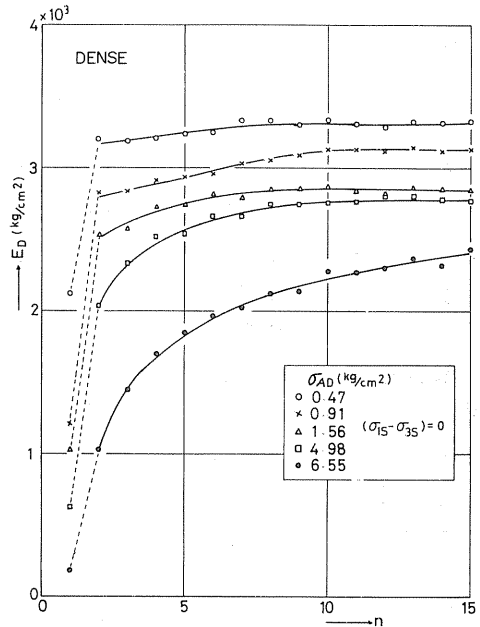


図 3 (c)  $E_D$  の  $n$  による変化

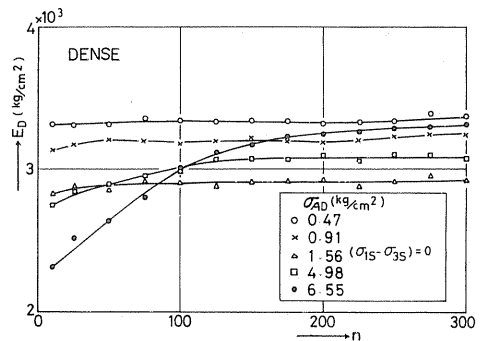


図 3 (d)  $E_D$  の  $n$  による変化

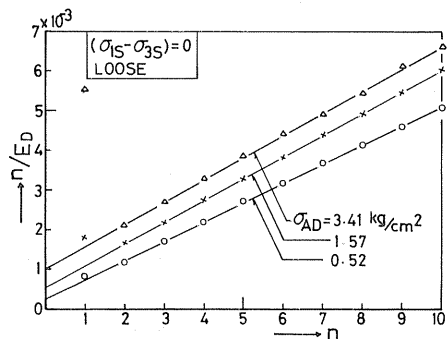


図 4 (b)  $E_D/n$  と  $n$  の関係

いま(1)式の $G$ を $E_D$ と置き換へ、さらに両辺を $n$ で割ると、

$$1/E_D = a + b/n \quad \dots (2)$$

となり、この式の形から、 $a$ は $n$ が無限に増加していったときに $E_D$ が最終的に着着く値を決め、 $b$ はこの最終値に至るまでの $n$ による変化の大きさを表わしている数値ということがいえる。ここでこの $a$ ・ $b$ が一定軸差応力 $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$ およびくり返し軸差応力 $\sigma_{AD}$ によってどのように変化するかを検討してみる。図5は $a$ ・ $b$ と $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$ との関係を示したものでこれらの図によれば、 $a$ は $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$ の増加とともに減少している。これは本実験の場合、 $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$ の増加は平均主応力の増加となるのであるから、当然の傾向といえる。一方 $b$ の $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$ による変化は本実験の範囲でははっきりしたものは見られないうのである。次に図6は $a$ ・ $b$ と $\sigma_{AD}$ の関係を示したものであるが、図6(a)によれば $a$ は $\sigma_{AD}$ の増加によって最初に多少の増加傾向を示すが全体としてその変化は少なく、ほぼ一定値とみなしても大過ないようである。また図6(b)によれば、 $b$ は $\sigma_{AD}$ の増加によって、ゆるづめでは増加の一途をたどり、一方密づめでは $\sigma_{AD} = 5 \text{ kg/cm}^2$ あたりまではあまり大きな変化はなく、 $\sigma_{AD}$ がそれ以上になると急に増加しはじめている。これらのことは $E_D$ の $n$ による変化の状況が $\sigma_{AD}$ の大きさによって変わるという図3での事実と対応するものであり、ゆるづめでは $\sigma_{AD}$ が小さくてもそれなりに $E_D$ は $n$ により変化するのに対して、密づめでは $\sigma_{AD}$ がある程度大きくなったところでこの変化が急に顕著になってくること

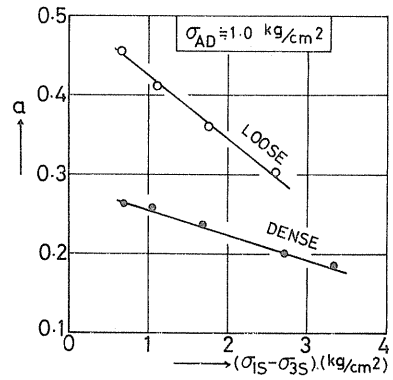


図5(a)  $a$ と $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$ の関係

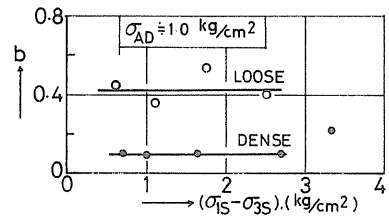


図5(b)  $b$ と $(\sigma_{15} - \sigma_{35})$ の関係

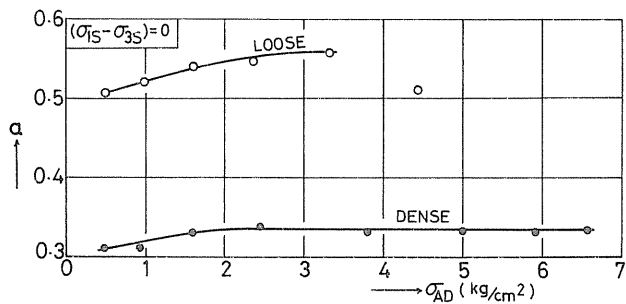


図6(a)  $a$ と $\sigma_{AD}$ の関係

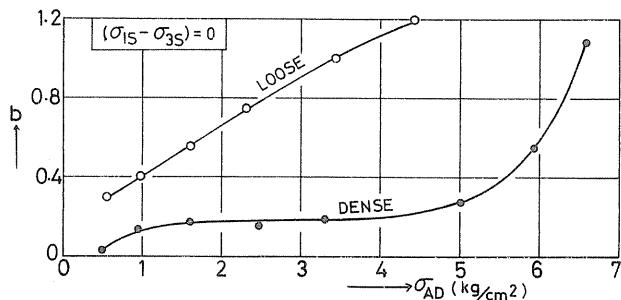


図6(b)  $b$ と $\sigma_{AD}$ の関係

る。

#### 4. くり返し応力載荷後の静的強度特性

くり返しせん断応力を受けることにより土の変形特性がどのように変化したかという点を調べるためにはくり返し応力載荷後に静的強度試験を行ってみることは有用である。そこで全実験ケースについて所定の  $\sigma_{AD}$  を載荷後に静的三軸圧縮試験を行なった。ただしこの試験は  $(\sigma_{15} - \sigma_{35}) = 0$  の加わたままの状態から始めている。

図7にこの試験における軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ -軸ヒズミ  $\epsilon_A$ -体積変化  $\epsilon_v$  の関係曲線の一例を示してある。

この図によれば、大きな  $\sigma_{AD}$  を受けたものほど、応力-ヒズミ曲線の立上りは急になり、最大強度に至るまでのヒズミも小さくなる。

さらに体積変化は膨張の傾向が強くなっていく。土岐ら<sup>3)</sup>によれば、

$\sigma_{AD}$  載荷後の静的最大強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  と  $\sigma_{AD}$  の関係は、両者を処女体試験の強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fs}$  で割り無次元化することにより密度に関係なく取扱えることが示されている。いまその考之方により本実験において、

$(\sigma_{15} - \sigma_{35}) = 0$  の場合について  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  と  $\sigma_{AD}$  の関係を示したものが図8である。この図での  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  の読み方においては、土岐

らが行なっているような、くり返し応力載荷中に生じた間ゲキ比変化に対する補正を行っていないが、本実験の場合この間ゲキ比変化は比較的小さいことを考慮すれば、図8の結果は土岐らの結果とほぼ同じとみなし得て、 $\sigma_{AD}$  が  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fs}$  の約70%をこえると、 $\sigma_{AD}$  の載荷による最大強度の増加を生じてくる

ことが分る。

図8においては最大強度だけに注目してきたが、図7によれば最大強度はほぼ同じ

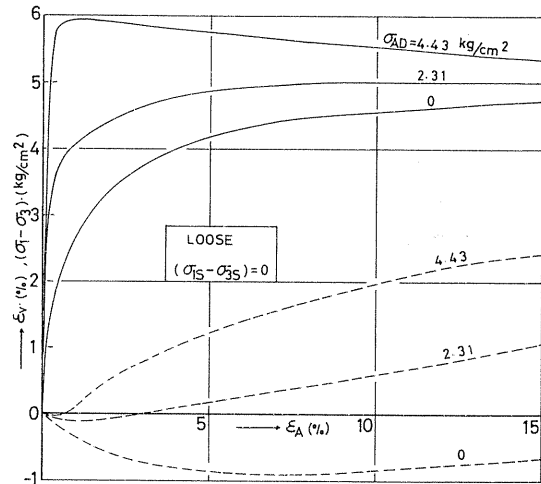


図7.  $\sigma_{AD}$  載荷後の静的変形特性

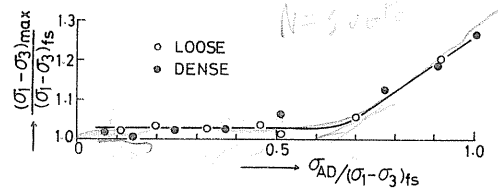


図8.  $\sigma_{AD}$  載荷による静的強度の増加

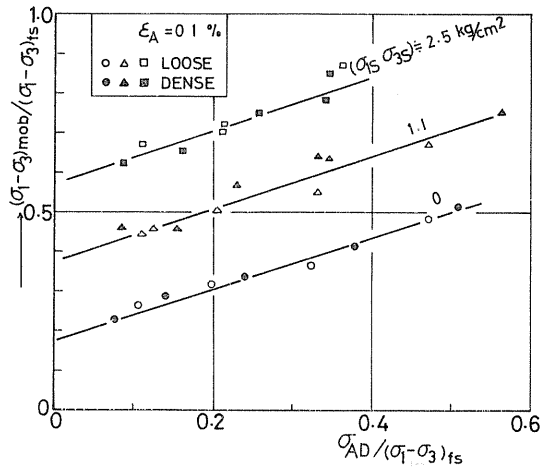
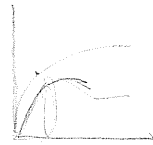


図9(a).  $\sigma_{AD}$  と  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{mob}$  の関係



でもそこまで至る応力-ヒズミ曲線の形は  $\bar{\sigma}_{AD}$  載荷の影響を受けている。この状態を見るために、静的三軸圧縮試験で軸ヒズミが0.1%になったときの軸差応力を  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{mob}$  とし、この値と  $\bar{\sigma}_{AD}$  および  $(\bar{\sigma}_{15} - \bar{\sigma}_{35})$  との関係を示したものが図9である。この図によれば、これらの値を  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fs}$  で割り無次元化することにより、各々の関係は密度に関係なく表示できること、さらに  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{mob}$  は、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{fs}$  および  $\bar{\sigma}_{AD}$  と直線関係をもっている

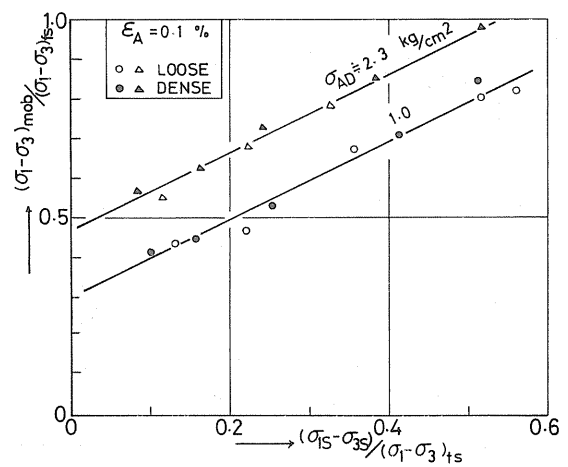


図9(b)  $(\bar{\sigma}_{15} - \bar{\sigma}_{35})$  と  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{mob}$  の関係

ることが分る。ただし図には表かれていないが、これらの関係は、 $\bar{\sigma}_{AD} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{fs}$  および  $(\bar{\sigma}_{15} - \bar{\sigma}_{35}) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{fs}$  が各々約0.6を越えたと成立しなくなる。図7~9における以上の内容から、 $\bar{\sigma}_{AD}$  の載荷がその後の静的変形特性に影響を与えるのは主にヒズミの小さいうちであること、また  $\bar{\sigma}_{AD}$  が大きくなると  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  時の軸ヒズミは小さくなるので、 $\bar{\sigma}_{AD}$  がある程度以上の大きさになってくると  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  の値にも、 $\bar{\sigma}_{AD}$  載荷の影響が現われてくることなどが考えられる。

5. まとめ

静的等応力を一定にとり軸方向に  $(\bar{\sigma}_{15} - \bar{\sigma}_{35})$  と  $\bar{\sigma}_{AD}$  を種々の大きさに載荷したくり返し三軸試験から得られた結果の主な内容は次のとおりである。

1),  $E_D$  は  $n$  と  $\bar{\sigma}_{AD}$  の両方の影響を受け、 $\bar{\sigma}_{AD}$  が大きく、ゆるぎめである程、 $n$  の影響は強く現われ、反対に  $n$  の影響の小さくなるような場合は  $\bar{\sigma}_{AD}$  の影響が相対的に強くなってくる。

2),  $E_D$  と  $n$  の関係において、第1回目の載荷を除けば、 $n=10$  回程度までは八木の提案した  $G$  と  $n$  の関係と同じ関係が成立する。

3), (2)式における  $a$  は  $(\bar{\sigma}_{15} - \bar{\sigma}_{35})$  により、 $b$  は  $\bar{\sigma}_{AD}$  により変化する傾向が強くなるようである。

4), くり返し応力載荷がその後の静的変形特性に与える影響は静的試験でのヒズミの小さいところで強く現われる。

本報告における実験は元本学学生、蛭沢俊光君・大橋正幸君・西沢俊夫君によって行なわれたものである、ここに記して謝意を表わす。

6. 文献

- 1), 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和: 第11回土質工学研究発表会講演集 P347
- 2), 八木則男: 第6回土質工学研究発表会講演集 P193
- 3), 北郷 繁: 土岐祥介, 星野 茂: 第9回土質工学研究発表会講演集 P359

## 繰返し载荷を受ける乾燥砂の力学特性

北海道大学工学部 北郷 繁, 土岐 祥介  
○鎌田 章  
日本上下水道設計(株) 佐藤 正則  
大林組(株) 松垣 久則

### 〔1〕 まえがき

土の動的性質を研究することは、地震あるいは交通荷重などによって繰返し荷重を受ける基礎や土構造物の合理的設計に不可欠である。このための実験的研究が国の内外で行なわれ、その成果が数多く報告されている。これらの研究の多くは、繰返し応力のもとにおける強度・変形特性あるいは間ゲキ水圧の発生特性などを調べたもので、土質工学の分野に多大の貢献を為している。

しかし、実際の動的外力は大小の入力が入り混じった不規則波であるのに対し、通常行なう室内試験は一定の大きさの応力を繰返し载荷するものがほとんどである。このため、室内試験の結果を実際の応力状態のもとにおける地盤の挙動の推定に適用する際、不規則な入力を規則的な入力とどのように対応させるかという問題が生じて来る。ところが、現在のところ不規則な大きさの繰返し载荷を一定の大きさの繰返し载荷に換算する方法についての研究は少ないように思われる。

Seed<sup>1)</sup>らは、地震のような不規則な大きさのせん断応力(最大値 $\tau_{max}$ )の繰返し载荷を、平均的な一定の大きさのせん断応力 $\tau_{ave}$ の繰返し载荷に換算する方法として、経験的に $\tau_{ave} \approx 0.65 \tau_{max}$ としている。しかし、この方法は飽和砂の液状化の予測を対象としたものであって、この関係が他の力学特性についてもあてはまるとは限らない。

そこで、本研究ではこの問題について基本的な研究を行なうことを試みている。まず、種々の大きさの規則的な繰返し载荷を受ける乾燥砂の体積変化が、繰返し応力の大きさおよび载荷回数とどのような関係にあるかを実験的に調べた。次いで、上記の関係を基に繰返し载荷中の体積変化に着目して、不規則な大きさの繰返し载荷(不規則载荷)を体積変化の面からみて、それと等価で規則的な一定の大きさの繰返し载荷(等価な規則载荷)に換算する方法を提案し、その妥当性を調べた。

一方、土の力学的性質が繰返し载荷を受けることによって、どのように変化するかを調べることも重要な課題である。繰返し载荷の効果には、土の間ゲキを減少して密度を増加する以上のものがあるはずで、締固めによる地盤の改良などと関連して興味ある問題である。そこで、本研究では繰返し载荷を受けた砂の静的強度が、繰返し応力の大きさおよび载荷回数とどのような関係にあるかを実験的に明らかにし、砂の粒子配列構造の変化に基づくと思われる硬化の発生特性についての考察をした。

なお、本研究の一部はすでに発表しているが<sup>2)</sup>、その後、新たな実験を行なったので合わせて報告するものである。

(2) 実験方法

実験は繰返し応力の大きさ  $\sigma_D$  と载荷回数  $N$  とを変えて、排水(気)状態で繰返し载荷を行なう前段の動的試験と、それに引続いて行なう後段の静的試験とから成る。動的試験は繰返し载荷によって生じる体積変化、動的変形係数などを調べることを目的とし、静的試験は繰返し载荷を受けた砂の静的強度特性を調べることを目的としている。両試験の方法は次の通りである。

(I) 動的試験 ある初期間ゲキ比  $e_0$  の処女供試体(繰返し载荷を受けていない供試体)の静的排水強度(側圧  $\sigma_{3s} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ ) を  $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{f_0}$ 、繰返し応力の大きさを  $\sigma_D$  として、 $R = \sigma_D / (\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{f_0}$  とする。以下においては、この無次元パラメーター  $R$  で繰返し応力の大きさを表わすことにする。 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{f_0}$  は、 $e_0 = 0.72$  で  $5.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $e_0 = 0.82$  で  $4.0 \text{ kg/cm}^2$  である。動的試験は全て最小主応力  $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$  で行ない(図-1参照)、 $R$  を 7種類(0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8)、载荷回数  $N$  を 9種類(10, 30, 100, 300, 500, 1000, 3000, 10000, 30000回)として、これらを組合わせた载荷条件で繰返し载荷を行なった。なお、繰返し载荷を受けた供試体の静的変形係数は以前に受けた応力の最終応力状態の影響を受ける<sup>4)</sup>ので、繰返し载荷の最終応力状態を全て図-1のF点で示す等方応力状態に規制した。また、 $N \geq 500$ 回のケースは従来通り<sup>3)</sup>正弦波形の繰返し応力の载荷によって行ない、 $N \leq 300$ 回のケースについてのみ矩形波形の繰返し応力の载荷を行なった。なお、繰返し応力が正弦波形か矩形波形かによって、動的および静的力学特性に及ぼす影響は異なると考えられるが、本報告ではこの点については特にふれないことにする。

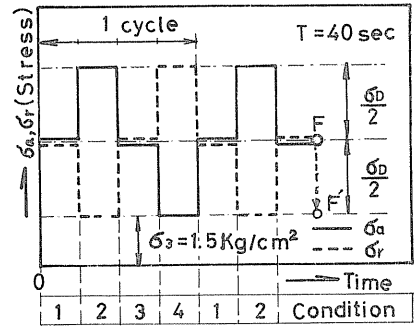
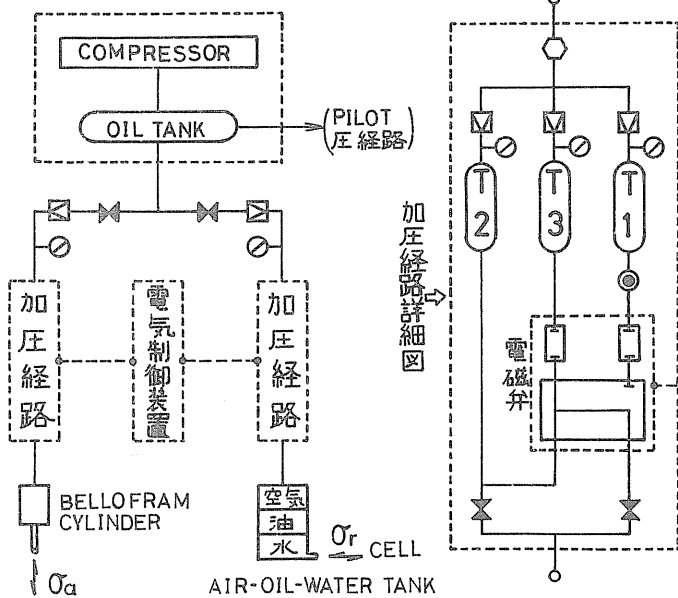


図-1 矩形波形繰返し応力の時間的变化



$G_s$	2.65
$D_{60}(\text{mm})$	0.213
$D_{50}(\text{mm})$	0.198
$D_{10}(\text{mm})$	0.162
$U_c$	1.31
$e_{max}$	0.949
$e_{min}$	0.628

表-1 豊浦標準砂の物理的性質

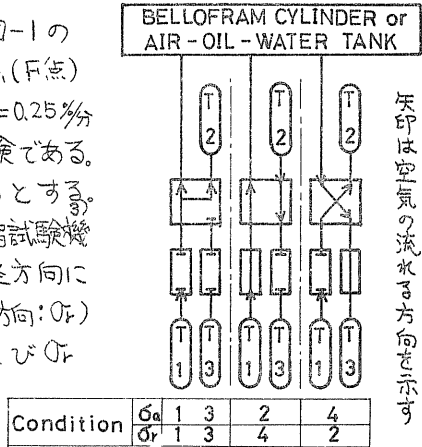
- ⊗ VALVE
- ⊠ REGULATOR
- PRESSURE GAGE
- ◇ AIR FILTER
- OILOR
- ⊠ 1 高压タンク
- ⊠ 2 中压タンク
- ⊠ 3 低压タンク

図-2 矩形波形の繰返し応力载荷装置概要図



(II) 静的試験 上述の動的試験に引続き、図-1のF点の状態から  $\sigma_1 = \sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$  の等方応力状態 (F点) にもどした後、側圧  $\sigma_3$  一定 ( $1.5 \text{ kg/cm}^2$ ) の下で  $\dot{\epsilon}_1 = 0.25\%$  分のヒズミ制御方式で行なう排水(気)三軸圧縮試験である。但し、FからF点に到る間の構造変化はないものとする。

使用した試験機は従来用いて来た振動三軸圧縮試験機に空気圧制御によって供試体の軸方向および半径方向に逆位相で矩形波形の繰返し応力 (軸方向:  $\sigma_a$ , 半径方向:  $\sigma_r$ ) を載荷できる装置を取付けたものである。 $\sigma_a$  および  $\sigma_r$  の時間的変化を図-1に示す。なお、繰返し載荷の周期は40秒である。矩形波形の繰返し応力載荷装置は、図-2に示すように所定の圧力に保った蓄圧タンク ( $T_1, T_2, T_3$ ) 内の空気圧を電気制御装置による電磁弁の切換え(図-3参照)によって、軸圧用ベロフラムシリンダーおよび側圧用空気-油-水分離槽に供給するものである。



矢印は空気の流れる方向を示す

図-3 電磁弁の作動と空気の流れた蓄圧タンク ( $T_1, T_2, T_3$ ) 内の空気圧を電気制御装置による電磁弁の切換え(図-3参照)によって、軸圧用ベロフラムシリンダーおよび側圧用空気-油-水分離槽に供給するものである。

供試体に載荷した応力は圧力変換器を介してX-Yレコーダーに記録し、体積変化は空気マノメータ<sup>5)</sup>を用いて測定した。

実験に用いた試料は全て気乾状態の豊浦標準砂で、その物理的性質を表-1に示す。また、供試体は直径50mm、高さ120mmの円柱体で、初期間ゲキ比 $e_0$ を0.72(密づめ,  $D_r = 71\%$ ), 0.82(ゆるづめ,  $D_r = 40\%$ )の2種類に変えて実験を行なった。

### [3] 実験結果と考察

3-1 繰返し載荷中の体積ヒズミ  $\epsilon_{vn}$  と載荷数  $n$  との関係

$R$ 一定の条件で、 $n$ 回の繰返し載荷によって生じる体積ヒズミ  $\epsilon_{vn}$  と  $n$  との間には図-4に示すように、次の(1)式で表わされる双曲線の関係にあることが認められた。

$$\frac{n}{\epsilon_{vn}} = a + bn \quad \dots (1)$$

ここで、 $a, b$ は常数で、体積ヒズミ  $\epsilon_{vn}$  は(%)でなく、小数で表わしている。

同様な結果は、すでに八木、大岡らによって報告されているが、双曲線の関係は  $n$  が比較的小さな範囲で満足され、 $n$  が大きくなるにつれてこの関係は認められなくなる。この限界の  $n$  について、八木は単純せん断試験から15回、平均主応力を一定とした三軸試験から7回と報告している。また、大岡はリングねじりせん断試験から5回と報告しているが、本研究においては、およそ30回であった。

図-4から各  $R$  について  $a, b$  を求め、両対数紙上にプロットすると図-4に示す

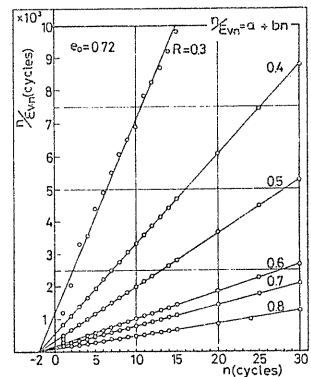


図-4 種々の各  $R$  についての  $n \epsilon_{vn}$  と  $n$  の関係

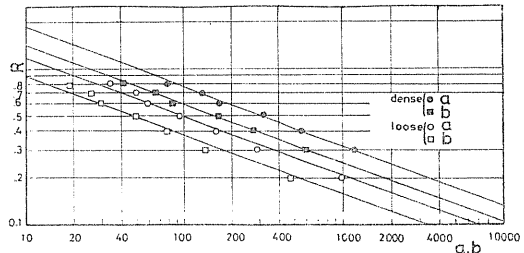


図-5  $R$  と  $a, b$  の関係

ように、両者の関係は互いに平行な直線関係にある。従って、この関係は  $A, B,$   $\psi$  を常数として、 $a = AR^p \dots (2)$ ,  $b = BR^p \dots (3)$  なる式で表わされる。図-5から、 $A = 49.4$ ,  $B = 24.7$ ,  $\psi = -2.67$  が求まり、(1)式の関係から、ある大きさの  $R$  のもとで、 $n$  回繰返し載荷を受けた際に生じる体積ヒズミ  $E_{v,n}$  は(4)式で表わされる。

密づめ：
$$E_{v,n} = \frac{n}{24.7(2+n)} \times R^{2.67} \dots (4)$$
, ゆるづめ：
$$E_{v,n} = \frac{n}{7.5(2+n)} \times R^{2.67} \dots (5)$$

図-4は密づめ供試体についての結果を示したものであるが、ゆるづめ供試体についても同様の結果を得た。各  $R$  について  $a, b$  を求めると図-5に示すようにゆるづめ供試体について得た  $R$  と  $a, b$  の直線関係は、密づめ供試体について得たものと平行な直線関係にあることが認められた。図-5から、 $A = 15.0$ ,  $B = 7.5$ ,  $\psi = -2.67$  が求まり、ゆるづめ供試体の  $E_{v,n}$  は(5)式で表わされる。

(4), (5)式から、 $E_{v,n}$  は  $D_r$  と無関係に、繰返し応力の大きさを表わす無次元パラメーター  $R$  の2.67乗に比例し、 $n$  と双曲線の関係にあることがわかる。

### 3-2 体積ヒズミ $E_{v,n}$ の面からみた $R$ と $n$ との等価な関係

上述のように、 $n$  回の繰返し載荷によって生じる体積ヒズミ  $E_{v,n}$  の大きさは  $n$  および  $R$  によって大きく異なる。特に、 $E_{v,n}$  は  $R$  の2.67乗に比例するので、 $R$  の大小が  $E_{v,n}$  に大きく影響する。従って、 $R_1$  の大きさの応力を  $n_1$  回載荷した際に生じる体積ヒズミと同じ体積ヒズミが、別の  $R$  と  $n$  のどのような組合せによって生じるかを調べることは、土質工学上重要なことである。例えば、非排水条件の下で飽和砂が繰返し載荷を受ける際に発生する間ゲキ水圧は、同じ繰返し載荷を排水条件の下で受ける場合に生じる体積ヒズミと表裏一体の関係にあるもので、地震のような不規則な繰返し載荷によって発生する間ゲキ水圧を予測する上でも興味ある問題である。

そこで、(4)あるいは(5)式を基にして、体積ヒズミ  $E_{v,n}$  の面からみて等価な  $R$  と  $n$  との組合せの関係を近似的に推定する方法を次のようにして考えてみた。

まず、(4)あるいは(5)式から、 $E_{v,n}$  をパラメーターとして  $R$  と  $n$  との関係を計算する(付図参照)。これを模式図に示すと図-6のようになる。次に、繰返し応力のレベルが同図中のさう入図に示すように  $R_1 \rightarrow R_3 \rightarrow R_2$  の順で変化する3波からなる不規則載荷を考え、以下に示す手順で体積ヒズミの面からみて載荷数が同じで、これと等価な規則載荷に換算してみる(図-6に示すA~F点を参照)。

- i)  $R_1$  の大きさで1回の載荷を受けると体積ヒズミ  $E_{v1}$  が生じ(A点)、これは  $R_3$  の大きさの  $n_1$  回載荷(B点)と等価である。
- ii)  $R_3$  の大きさで1回載荷を受けると体積ヒズミは  $E_{v2}$  となる(C点)。これは  $R_2$  の大きさの  $n_2$  回載荷(D点)と等価である。
- iii) 更に、 $R_2$  の大きさで1回載荷を受けると体積ヒズミは  $E_{v3}$  となる(E点)。

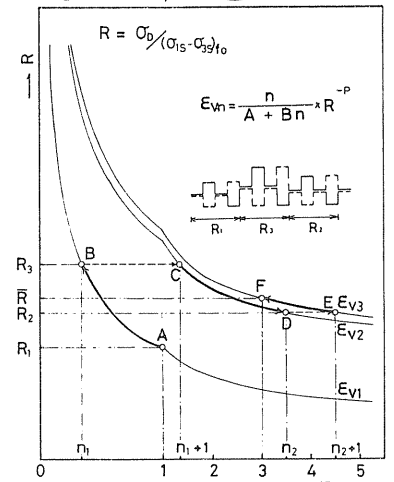


図-6  $E_{v,n}$  をパラメーターとした  $R$  と  $n$  の関係の模式図(i)

結局、 $R_1 \rightarrow R_2 \rightarrow R_3$ の順で繰返し載荷を受けると、 $\epsilon_{v3}$ なる体積ヒズミが生じることになる。また、この3波からなる不規則載荷は、 $\bar{R}$ なる一定の大きさの3波からなる規則的な繰返し載荷(F点)と等価であるということができよう。すなわち、これが上記の不規則載荷と等価な規則載荷ということになる。

この方法によって、任意の $m$ 回の不規則な繰返し載荷と等価で、同一の $m$ 回の規則載荷の応力の大きさ $\bar{R}$ を求めることができる。また、 $m$ 回と異なる $m'$ 回の規則載荷の応力の大きさ $\bar{R}$ を求めることもできる。この方法が妥当であるならば、地震のような不規則な繰返し載荷についての研究をする際、これと等価な規則載荷についての研究からその挙動を推定できることになり、土の動的性質を研究する上で、一つの基礎的資料を与えるものと思われる。

しかし、ここで問題となるのは上記に示した方法において、土の変形特性に重大な影響を及ぼす応力履歴の影響が考慮されていないことである。この点については別の機会に報告する予定である。次節では、ここで述べた考え方の妥当性を調べた実験結果について述べる。

### 3-3 不規則載荷における体積ヒズミ

図-7の○印のプロットは密づめ供試体について、そう入図に示すように $R_1=0.3$ 、 $R_2=0.5$ 、 $R_3=0.7$ の順でそれぞれ10回ずつ繰返し載荷を行なった試験の結果を示す。図中、実曲線(line-1,2,3)は前節3-2で述べた考え方に基づき、(4)式を用いて計算した体積ヒズミ $\epsilon_{vn}$ を表わす。なお、(4)式を実際を使用する際、 $\epsilon_{vn}$ をパラメータとして $R$ と $n$ との関係を図に示したもの(付図参照)を用いる。

まず、図-7中の実曲線の求め方についてその手順を述べる。

i)  $R=0.3$ の大きさで10回の繰返し載荷を受けると、付図から $n$ の増加とともに体積ヒズミは図に示すline-1になり、 $\epsilon_{v10} = 0.14(\%)$ となる。また、同じく付図から

この $\epsilon_{v10}$ は $R=0.5$ の大きさの0.56回載荷による体積ヒズミと等しいことが分かる。すなわち、 $R=0.3$ の10回載荷と $R=0.5$ の0.56回載荷とは等価である。

ii) 上の状態から、更に $R=0.5$ の大きさで10回の繰返し載荷を受け

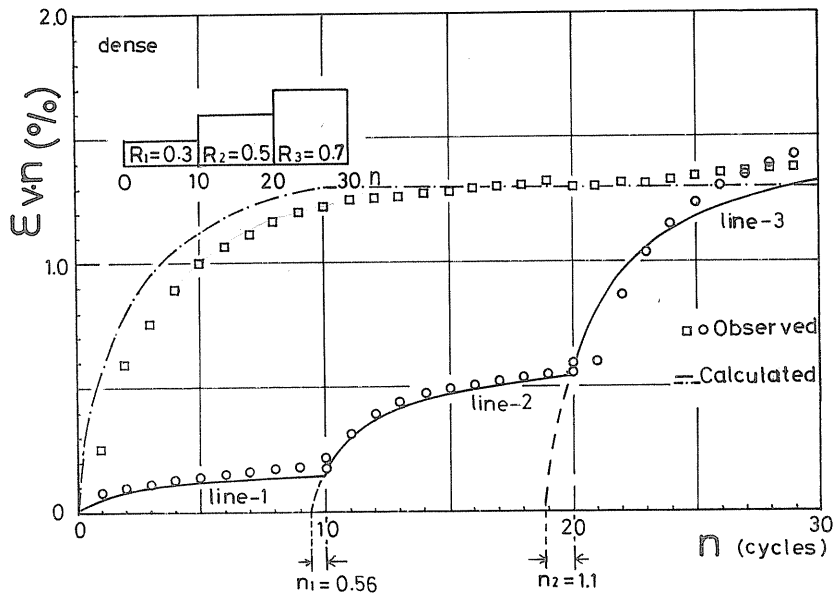


図-7 不規則載荷における載荷数 $n$ と $\epsilon_{vn}$ の関係(i)

ると、 $E_{v_n}$  は  $n$  とともに図に示す line-2 のように増加し、 $E_{v_{20}} = 0.54 (\%)$  となる。  
これは付図から、 $R = 0.7$  の大きさの1回載荷と等価である。

III) 同様にして、この状態から更に、 $R = 0.7$  の大きさで10回の繰返し載荷を受けると  $E_{v_n}$  は図に示す line-3 のようになり、 $E_{v_{30}} = 1.32 (\%)$  と推定することができる。

なお、この30回からなる不規則載荷に等価で、同一の30回からなる規則載荷の  $R$  を本方法によって求めると、 $\bar{R} = 0.675$  を得た。これを、前述の Seed 3 の考え方によれば  $R_{ave} = 0.65 R_{max} = 0.455$  となり、Seed 3 の考え方は本方法に比べ、かなり小さな値を与える。

このようにして、 $R$  が一定の繰返し載荷試験の結果を基にして、 $R$  が一定でない不規則な大きさの場合の  $n$  と  $E_{v_n}$  との関係推定することができる。図-7 に示す口印のプロットは上記の不規則載荷における  $E_{v_n}$  の実測値で、 $R$  の増加に伴うメンブレン貫入量によるみかけの体積変化を補正してある。実測値と、(4)式を基にして求めた計算値とを比較すると、 $R = 0.7$  の繰返し載荷の部分で不一致が目立つが全般によく合っており、前節3-2 で述べた考え方に大きな誤りはないと言えよう。しかし、上述では  $R$  は小さな値から大きな値へと段階的に増加する最も単純な場合であって、 $R$  の減少が含まれるケースでは応力履歴の影響を加味した、更に複雑な方法によるなければ  $E_{v_n}$  の予測は困難と考えられる。

例えば、前掲図-7 において口印のプロットは  $R$  が 0.7, 0.5, 0.3 の順でそれぞれ10回ずつ、計30回からなる不規則載荷で実測した  $E_{v_n}$  を示す。これによると、 $R = 0.7$  の10回載荷によって体積変化の大部分が生じており、これに続く  $R$  が 0.5, 0.3 の繰返し載荷による体積変化はほとんど認められない。

ここで、この時の  $E_{v_n}$  を予測するわけであるが、この例のように  $R$  が大きな値から小さな値へと段階的に減少していく不規則載荷の  $E_{v_n}$  は、これまで述べた付図から求める方法では計算できない。簡単のため、図-8 に示すように  $R_3$  の1回載荷と  $R_x$  の1回載荷からなる不規則載荷を考えると、 $R_3$  の1回載荷によって体積ヒズミ  $E_{v_3}$  が生じる。ここで、もし、 $R_x = R_2$  ならばこれは  $R_2$  の  $n_2$  回載荷と等価である。ところが、 $R_x$  が  $R_3$  に比べて極端に小さい  $R$  ならば付図の曲線群の形からも分かるように、 $R_1$  の大きさの繰返し載荷では  $n$  が無限でも  $E_{v_3}$  なる体積ヒズミは生じないことになる。従って、 $R_3$  の1回載荷と等価な  $R$  の載荷数を求めることができない。

このように、 $R$  が  $R_3$  から  $R_x$  に減少する不規則載荷においては、減少の割合が大きければ  $R_3$  の載荷と等価な  $R_x$  の載荷数を求めることができないので、 $R_x$  を多数回載荷しても、初めに  $R_3$  の載荷で生じた以上の体積変化を起こす効果はないということになる。

この考え方から、図-7 において口印でプロットしたケースの計算値は  $R = 0.7$  で10回載荷を受けた後の

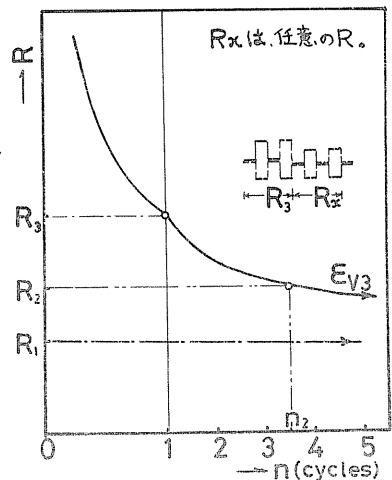


図-8  $E_{v_n}$  をパラメータとした  $R$  と  $n$  の関係の模式図 (2)

体積ヒズミが、その後の載荷によっても変化しないものとして示してある。多少の不一致はあるが、実測値と比べてほぼ妥当なように思われる。

しかし、図-9に示すように、大小のRを、その順を種々に変えて繰返し載荷した場合、 $E_{vn}$ の实測値と、以上に述べた方法による計算値との間にはかなりの相違が認められた。

不規則載荷と規則載荷とのあいだの相関を、体積ヒズミという一つの面について求める目途があったと思われるが、応力履歴の影響をより正確に評価できる解析方法が必要である。

### 3-4 繰返し載荷を受けた乾燥砂の静的強度

ここでは、載荷回数 $N$  ( $N \geq$  載荷数 $n$ ) 回の繰返し載荷を受けた乾燥砂の静的強度について述べる。一般に、排水条件のもとで $N$ 回の繰返し載荷を受けると、初期間ゲキ比 $e_0$ の供試体の間ゲキ比は $e_0$ から $e_c$ に減少し、その静的強度は図-10に示すように $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{f_0}$ から $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{f_c}$ に増加する。もし、ある処女供試体(繰返し載荷を受けていない供試体)の初期間ゲキ比がこの $e_c$ と同じであれば、その静的強度は $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{f_c}$ ということになる。ところが、一般に $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{of} \geq (\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{fc}$ となり、 $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{of}$ と $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{fc}$ との差は繰返し載荷を受けた供試体の粒子配列構造が、処女供試体のそれと異なることを示していると言えよう。

ここで、 $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{of}$ を $e_c$ と同じ初期間ゲキ比の処女供試体が發揮する強度 $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{fc}$ と、粒子配列構造の変化に基づくと思われる強度成分 $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{df}$ とに分けると、この $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{df}$ は、すでに報告しているように<sup>(10)</sup>、ある大きさ以上のRの繰返し載荷を受けた場合に生じ、それ以下のRの繰返し載荷では単に間ゲキ比の減少に基づく強度の増加しか生じない。

図-11は繰返し載荷を受けた砂の上記のような強度特性を調べるために、 $N \geq 500$ 回のケースについて載荷回数 $N$ をパラメータとして、 $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{df}/(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{fc}$ とRとの関係を示したものである。この $(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{df}/(\sigma_{1s}-\sigma_{3s})_{fc}$ が1より大きな場合には、繰返し載荷を受

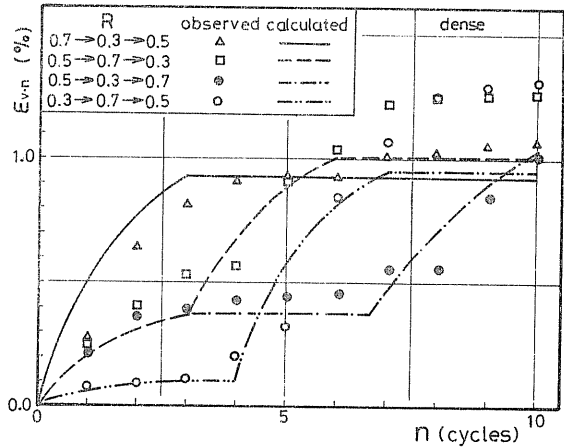


図-9 不規則載荷における載荷数 $N$ と $E_{vn}$ の関係<sup>(2)</sup>

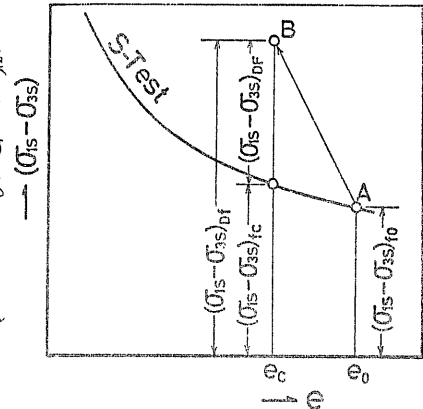


図-10 強度、強度成分の定義

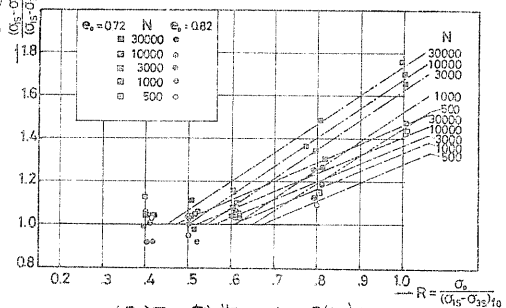


図-11 繰返し載荷による強度の増加

けたことによって、上述の  $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{DF}$  が生じていることになる。図-11において、載荷回数  $N$  で区別してプロットした点を見ると、それぞれ  $N$  について  $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{DF}$  が生じる限界の  $R$  を推定することができる。ここで、 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{DF}$  成分が生じる限界の  $R$  を  $R_{cri}$  と呼ぶことにする。例えば、密ぎめ供試体について  $N = 30,000$  回の繰返し載荷を行なった場合、 $R_{cri}$  は 0.45 である。すなわち、 $N = 30,000$  回の繰返し載荷を行なう場合、 $R \geq 0.45$  の応力を載荷すると  $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{DF}$  成分が生じ、間ゲキの減少による以上の強度増加が生じる。

この報告には示していないが、 $N \leq 300$  回のケースについても図-11と同様な関係が得られている。ただし、 $N \leq 300$  回では、 $R_{cri}$  以上の応力を載荷しても、図-11におけるような  $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{DF}$  成分の著しい増加は認められない。この事から、多数回載荷は砂の強度の改善に有効であると言える。

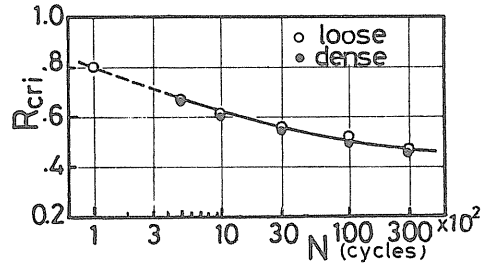


図-12 載荷回数  $N$  と  $R_{cri}$  の関係

そこで、載荷回数  $N$  によって  $R_{cri}$  がどのように変化するかを調べるため、密ぎめ・ゆるぎめ両供試体について、 $N$  と  $R_{cri}$  との関係を示したのが図-12である。これによると、 $N$  が小さくなるにつれ、 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{DF}$  成分の発生にはかなり大きな  $R$  を要することがわかる。この事から、比較的少数回の繰返し載荷によって地盤の改良などを行なう場合、静的強度に比べてかなり大きな繰返し応力を加えなければ、構造の変化に基づく強度増加、すなわち、間ゲキの減少による以上の強度増加は期待できないと言える。

なお、図-12に示す  $N$  と  $R_{cri}$  との関係から、 $N$  が 500~3000 回の間では  $R_{cri}$  を 20% 低下させるのに、 $N$  を約 6 倍に増加する必要があることがわかる。また、 $N$  が 1000~10000 回の間では、同じく  $R_{cri}$  を 20% 低下させるのに  $N$  を約 10 倍に増加する必要があることがわかる。

実際問題上、ゆるい砂地盤にその破壊強度に近い大きな応力を加えて締固めることは困難なことである。従って、比較的小さな繰返し応力で締固めを行なわざるを得ない場合が多い。この場合、繰返し応力のわずかな低下によって、同じ締固め効果をもたらすのに必要な載荷回数が極めて大きくなると言える。

#### [4] まとめ

土の動的性質を研究する上で、地震のような不規則な大きさの繰返し載荷（不規則載荷）を、それと等価で規則的な一定の大きさの繰返し載荷（等価な規則載荷）に換算する方法を見出すことは一つの重要な課題である。

また、繰返し載荷を受けることによって、土の力学的特性がどのように変化するかを調べることも締固めによる地盤の改良などに関連して重要な問題である。

本研究は上記二点を主眼として、繰返し応力の大きさを表わす無次元パラメータ  $R$  および繰返し応力の載荷回数  $N$  を種々に変えて、乾燥砂の繰返し三軸圧縮試験を行ない、以下に述べる結果を得た。

(i)  $R$  一定のもとで載荷回数  $N$  回の繰返し載荷によって生じる体積ヒズミ  $\epsilon_{vn}$  は、 $N$

と  $\gamma_{e,v,n} = a + b \cdot n \dots (1)$  で表わされる双曲線の関係にある。

- (ii)  $R$  を種々に変えた実験結果から、常数  $a, b$  を求めると、(1)式は  $C$  を初期間ゲキ比によって変わる常数として  $E_{v,n} = \{\gamma_e C(2+n)\} \times R^{2.67} \dots (2)$  となる。(2)式から、載荷数  $n$  が同一の場合、 $E_{v,n}$  は  $C$  と無関係に  $R$  の 2.67 乗に比例して増加すると言える。
- (iii) (2)式の関係から、不規則載荷を繰返し載荷によって生じる体積ヒズミの面からみて等価な規則載荷に換算する方法を誘導した。更に、この方法を基にして、不規則載荷によって生じる体積ヒズミを近似的に推定する方法を考察した。  
この方法によって予測した体積ヒズミは、単純な不規則載荷のケースでは実測値と比較的良く一致し、この方法に大きな誤りのないことが認められた。
- (iv) しかし、複雑な不規則載荷のケースでは、予測値は実測値とあまり良い一致を示さなかった。変形に及ぼす応力履歴の影響を加味した方法の考察が必要である。
- (v) 一般に、排水状態で載荷回数  $N$  回の繰返し載荷を受けた砂は、間ゲキが減少し、その静的強度を増す。しかし、 $N$  によって変わるある限界以上の  $R$  の繰返し載荷を受けると、単に間ゲキが減少したことによる強度増分以上の静的強度の増加が生じる。これは、砂の粒子配列構造の変化に基づく硬化によってもたらされると考えられ、この限界の  $R$  ( $R(N)$ ) と  $N$  との関係を実験的に求めた。
- (vi) 実際問題上、ゆるい砂地盤にその破壊強度に近い、大きな繰返し応力を加えて締固めることは困難なことであり、比較的小さい繰返し応力で高い締固め効果を期待するには極めて多数回の繰返し載荷が必要である。

#### [5] 謝辞

本研究は、佐藤・検垣の昭和50年度卒論研究ならびに昭和51年度卒論研究として実験を続行中の高津 忠、八谷好高両君の実験結果の一部をとりまとめたものである。実験を行なった高津・八谷両君ならびに本学修1、下倉 宏君の助役に謝意を表するものである。

なお、本研究は昭和50年および51年度文部省科学研究費の補助を受けて行なったものである。

#### [6] 参考文献

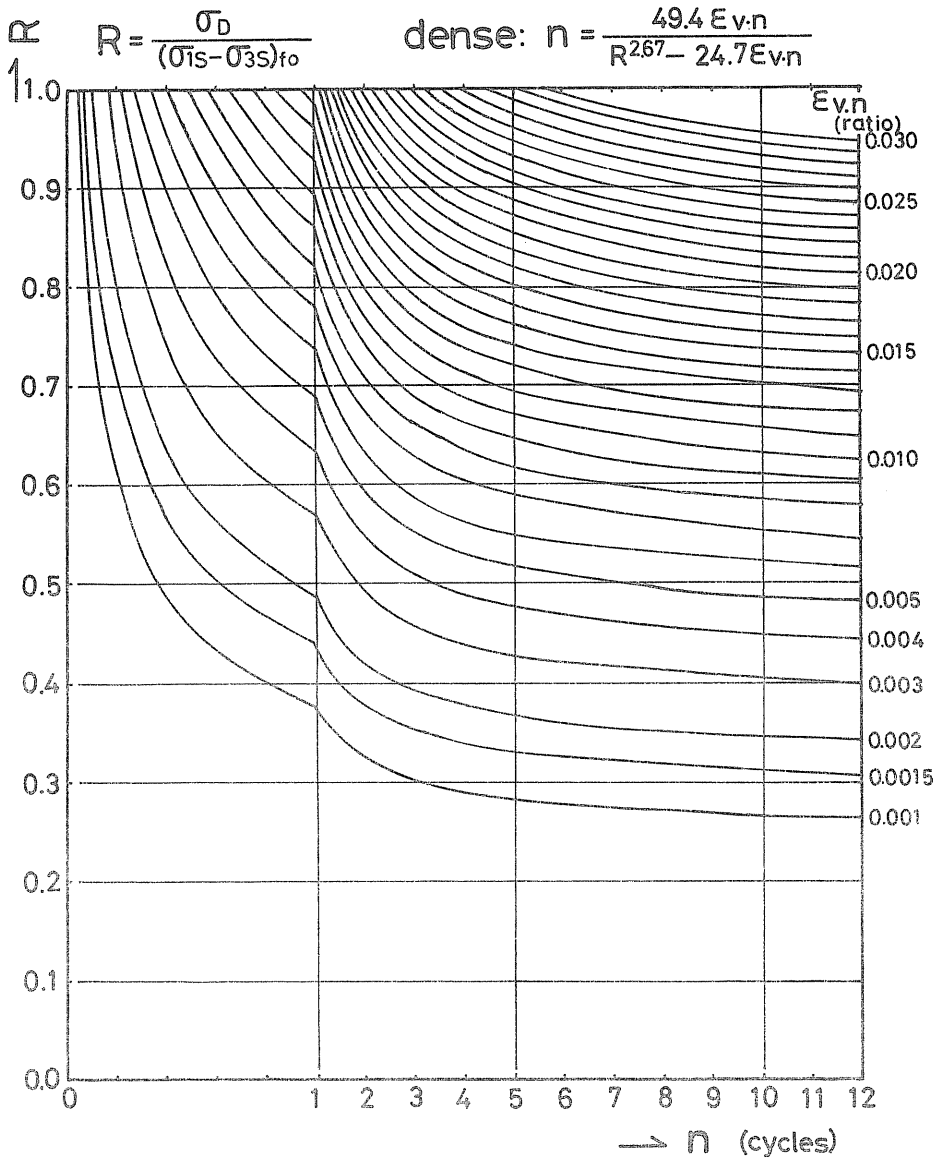
- 1) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential" Proc. A.S.C.E., Vol. 97, No. SM.9, Sep. 1971, pp. 1249~1273
- 2) 土岐, 鎌田, 北郷; 「乾燥砂の力学的特性と及ぼす繰返し載荷の影響」土木学会第31回年次学術講演会概要集第3部, pp. 85~86, 1976. 10. 東京
- 3) 土岐, 北郷; 「繰返し応力と受ける乾燥砂の間ゲキ比変化と変形」土質工学会論文報告集, Vol. 13, No. 3, Sep. 1973, pp. 77~86
- 4) 北郷, 土岐, 藤波; 「応力履歴により作られた砂の異示性の変形と及ぼす影響」土木学会第29回年次学術講演会概要集第3部, pp. 37~38, 1974. 10. 広島
- 5) Bishop, A.W.: "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test" E.J. Arnold & Henkel, D.J. Son, Ltd. pp. 63~74.
- 6) 八木; 「繰返しせん断による砂の変形特性」第6回土質工学研究発表会, pp. 193~196, 1971. 6. 札幌
- 7) 八木; 「繰返しせん断による砂の体積変化と過剰間ゲキ水圧」第7回土質工学研究発表会,

pp. 297~300, 1972.6, 広島

8) 八木, 西田. 今; 「繰返しせん断による砂の体積変化と過剰間キ水圧(鏡報)」第8回土質工学研究発表会, pp. 311~314, 1973.6, 新潟

9) 大岡; 「排水及び非排水状態における砂の繰返しせん断性状」第10回土質工学研究発表会, pp. 193~196, 1975.6, 長崎

10) 北郷, 土岐, 星野; 「繰返し応力を受けた乾燥砂の強度特性について」第9回土質工学研究発表会, pp. 359~362, 京都



付図  $E_{v,n}$  をパラメータとした  $R$  と  $n$  の関係



砂地盤における山留め支保工の応力測定例について

札幌市下水道局  
清水建設株式会社

○唐牛 義夫  
五十嵐修一朗

1. まえがき

地下鉄工事、下水道管渠布設工事など、地盤特性の良い所においては、普通開削工法にて施工されている。本工事例では、典型的な砂地盤での開削工法であり、切梁計による軸力測定とストレインゲージによるひずみの測定を各掘削及び埋戻し段階ごとに実施し、これら現場で簡便にできる測定法より、側圧分布の推定、膜おこしに作用する曲げモーメント等により現場の安全施工管理を行った例を紹介するものであり、今後、本工事現場に類似したような地盤での参考資料と成れば幸いである。

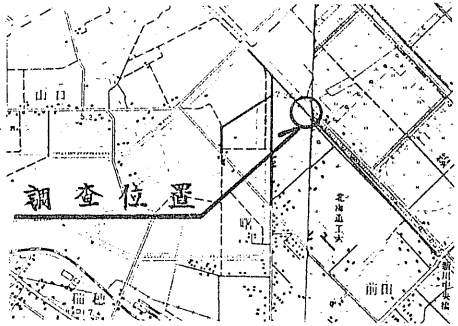


図-1 施工箇所

2. 工事および地盤の概要

本工事は、現在建設中の手稲処理場と、同処理場から新川に沿って上流側札幌市街寄り、約4kmの位置にある手稲中継ポンプ場を結ぶ下水道およびこれに接続する西区手稲地区の下水道布設計画に基づいて施工された幹線番号X-1000系統の下水道幹線工事である。構造物は平均土被り5.81m、内径2600mm x 2600mm、壁厚0.40mのRC造ボックス・コレクターである。なお平均根切り深さは、9.46mである。

地盤は、表面より1.8m位までは細砂およびシルト質細砂となっており、その下には、柔い粘土が層厚約3m位で存在し、その下は、締った砂と堅い粘土の互層となっている。図-2に土質調査結果を示す。

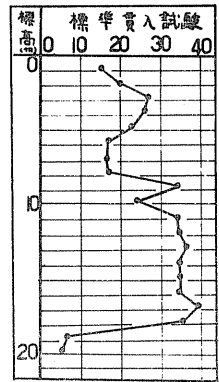


図-2 土質調査結果

本工事における山留め部材配置は、図-3に示す。土留工は、鋼矢板Ⅲ型(RSP-Ⅲ) L=15.60mを用いた。鋼矢板の打込はパイプハンマーによる直打設が困難なため、アースオーガー(中450mm)にて削孔を行ない地盤をゆるめて

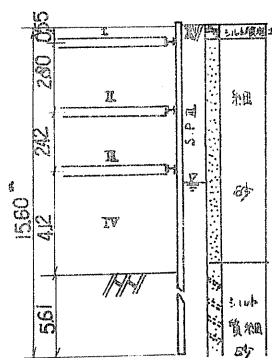
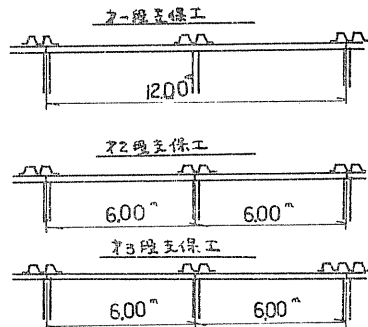


図-3



山留め部材配置

から、パイロハンマーにて打設をした。図-3のI~IVは、振削順序を示し、I、IIは、バツフォー(0.8<sup>m</sup>)にて振削し III、IVはクラムシエルにて、振削し上部より順次深設をした。腹起し材と土留工との間隙は、木製キャンバーを図-4のように挿入して施工をした。工事全景写真を写真-1に示す。

### 3. 山留めの挙動測定方法

工事の進行に伴う山留めの挙動を調べるために、つぎのような測定を行った。

- i) 切梁軸力の測定
- ii) 腹起し材曲げひずみの測定
- iii) 地下水位の測定
- iv) 温度(大気温)の測定

であり、振削および埋戻し時の各々の段階で測定をした。

軸力は、図-6に示す切梁計(最大荷重 $75^{Ton}$ 、最小目盛 $2^{Ton}$ )にて直続をした。

腹起し材の曲げ応力を求めるためにワイヤーストレインゲージ(KF C-5-C7)を腹起し材フランジに貼付し、リード線(0.75<sup>m</sup>)を接続して地上にて指示器(SH-60B)にてひずみを測定した。図-5にストレインゲージの貼付位置を示す。山留め背面

に作用する水圧を知るための地下水位測定は、土留の壁背面に水位観測井戸用パイプをウオタージュエットにて挿入し、管内にフロートを浮かして水位観測を行った。

切梁材に生ずる温度応力の影響を調べるために、一段梁の横にて大気温を水銀温度計にて測定をした。なお測定は切梁軸力を測定する時に同時に行った。

長期間にわたる測定のため、測定精度にも難点もあったが、以下、測定結果について述べる。

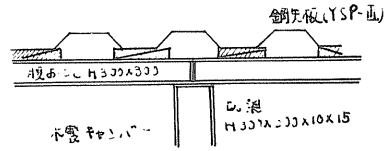


図-4 木製キャンバー

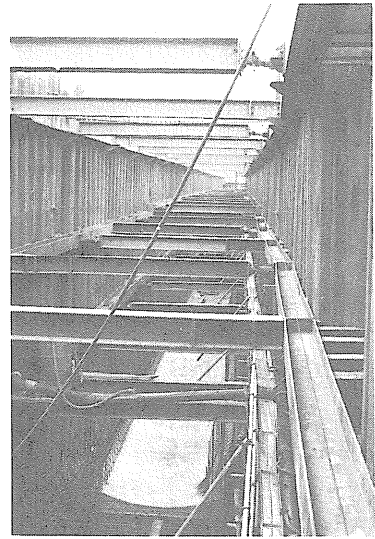


写真-1 工事全景写真

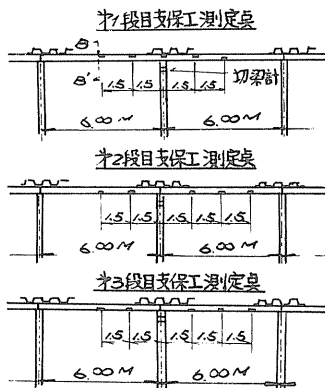


図-5 ストレインゲージの貼付位置

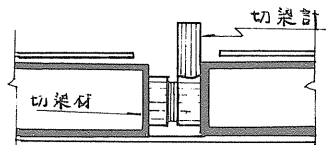
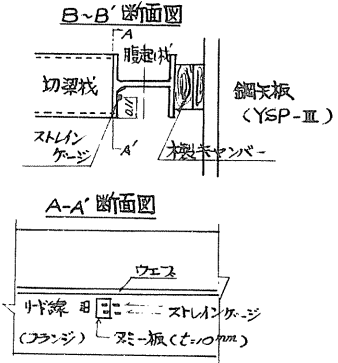


図-6 切梁計

#### 4. 測定結果と考察

##### 4-1. 切梁軸力に対する気温の影響

温度と切梁軸力との間に密接な関係があることは、過去の実測例からも明かにされている。本工程においても、振削終了し、床付けが始まり側壁上床コンクリート打設直前までの側圧の変動の無いときの温度と切梁軸力との関係を探った。図-7は、気温と切梁軸力経時変化を示している。この気温は切梁そのものの温度とは異なり、根切り内で測定したものであるが、切梁軸力との間には、図のような明白な相関関係が見えさせる。図-8は、これをリグータを、気温と切梁軸力のみ注目し整理したものであり、この関係は大概

$$\Delta R = 1.4 \times \Delta t \quad (4.1)$$

$\Delta R$  : 気温の昇降による切梁軸力の増減値 (ton)

$\Delta t$  : 気温差 (°C)

で表わされる。この関係は、本工程においては一役目、

二役目、三役目切梁ともほぼ同様な値を示している。これは、振削深も約10位で深さもあまり大きくなく、深さ方向に気温差がなかったこと、また切梁の断面積も同一だったことによるものと思われる。

いま、切梁両端を完全に固定し、切梁のなじみやたわみが無いと仮定した場合、切梁に作用する温度応力は次式で示される。

$$\Delta R = A \cdot E \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (4.2)$$

$\Delta R$  : 温度の昇降による切梁軸力の増減値 (ton)

$A$  : 切梁断面積 (m<sup>2</sup>)

$E$  : 切梁の弾性係数 (ton/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 切梁の線膨張係数

$\Delta t$  : 温度差

式(2)で  $E = 21 \times 10^6$  (kg/cm<sup>2</sup>)、 $A = 119.8$  cm<sup>2</sup>、 $\alpha = 1.32 \times 10^{-5}$  とし計算した場合  $\Delta R = 3.32$  (ton) となり実測値は、この値の約42%に値する。これは、仮に切梁表裏の平均的気温と気温(大気温)とが同一であるとするは、切梁材連結部のなじみ、切梁と腹おしとのなじみ、腹おしと山留壁との間のキャシパーによる軸力の吸収、山留壁とのたわみ等により軸力が逃げたものと考えられる。

なお、首都高速道路公団の規準では、切梁軸力の増加量として一括12tonの軸力増加を見込んでいる。これは、気温1°Cの上昇に対する切梁反力の増加が平均値で1.1~1.25 ton/°C であると、年間を通じて1日の温度差は約10°Cであると

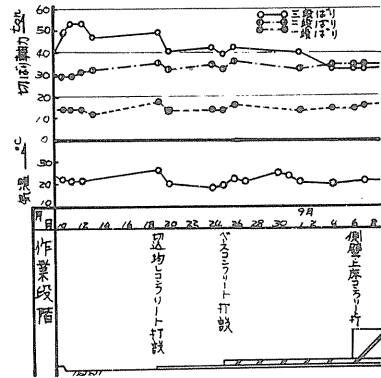


図-7 気温と切梁軸力経時変化

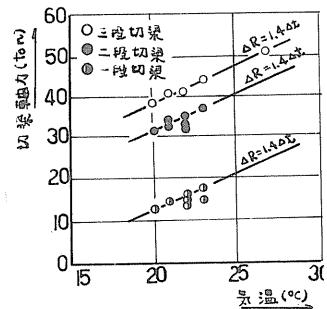


図-8 気温と切梁軸力

の考え方にたっている。

4-2. 工事の進行と切梁軸力の変化について

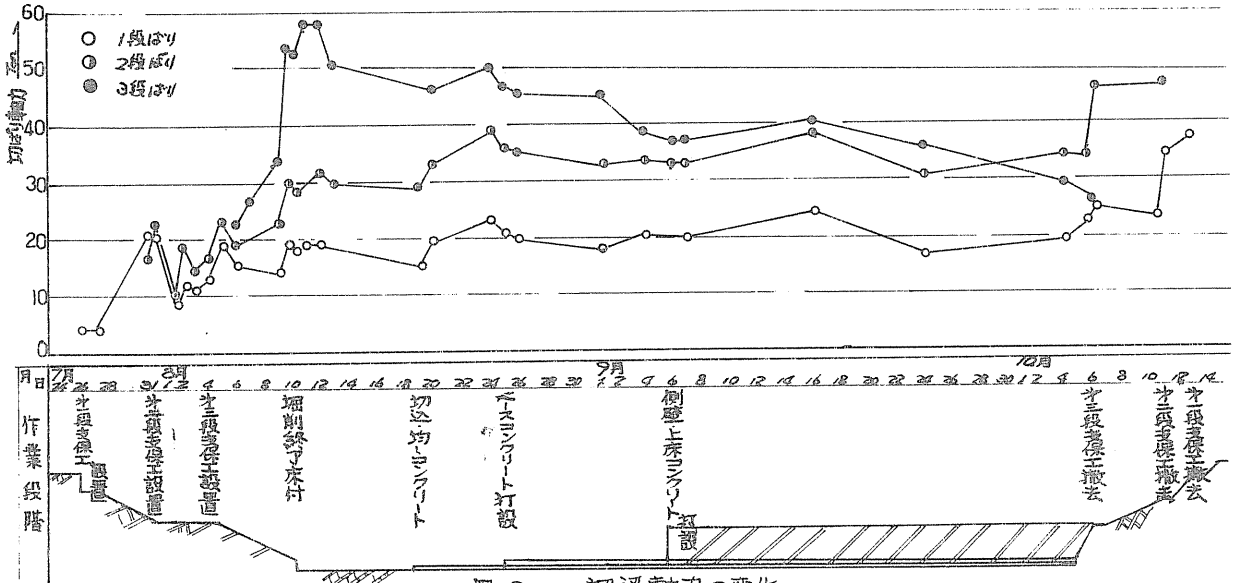


図-9 切梁軸力の変化

4-1の切梁軸力と温度応力の関係より $\Delta R = 1.4 \Delta t$ を用いて、今温度応力を含まない真の切梁軸力に補正したものを図-9に示す。(基準温度は、一段目切梁、三段目切梁については、切梁挿入時の気温 $25^{\circ}\text{C}$ を基準に、二段目切梁については、切梁挿入時の気温 $22^{\circ}\text{C}$ を基準に補正を行なった。)

i) 一段梁の変化について

掘削の進行に伴い切梁軸は増加傾向を示し、二段目切梁が挿入され、しばらくして後急激に軸力が減少したのは、二段目切梁を挿入したことにより、ギヤンバー等のなじみの物差しが破られたものと思われる、その後明白にはないが増加傾向を示し、掘削終了後、埋戻し直前まで大略一定値を保っている。

ii) 二段梁の変化について

二段梁を挿入後、一度軸力の急激な低下が見られる。これは、切梁計設置時に加えられた土圧計のプレストレスが除々に開放されるこのような傾向を示したものである。三段梁挿入後、幾分減少し、その後掘削の進行に伴い増加し、掘削終了後も幾分増加傾向にある。

iii) 三段梁の変化について

三段梁を挿入後、掘削の進行に伴い軸力は増加し、掘削終了後一度ピークを示し、その後、三段目切梁撤去まで減少傾向を示している。三段目切梁軸力が他と異なり、根切の進行の止まった定常状態で減少傾向を示したのは、三段目切梁付近の山留め壁が除々に変形し、作用土圧が静止状態から主動状態へ移行したからかもしれない、また、水位観測では、地下水位に変動は無かったが、何かの原因で実際は変動していたからかもしれない。

以上、各切梁ごとに説明したが、この他に各切梁に共通して、掘削に伴う側圧の切

梁への伝達は、時間遅れが無く、直ぐに伝達される傾向にある。埋め戻し時には、切梁撤去後の軸力の伝達は、すぐ上の切梁へ伝達される傾向にある。

4-3 山留めにかかる側圧について。

図-10に各工事段階での側圧分布を示す。図において斜線と引いた矩形分布は、実測軸力より各分割法にて求めたものである。また三角形分布をした側圧は、図-2の上質調査結果より平均N値と読みとり、大崎の式( $\phi = \sqrt{20N+15}$ )より土質常数を求め(表-1)それよりRankine-Resalの式より側圧分布を求めたものである。

図-10から明らかかなように、実測側圧に近いのは、Rankine-Resalの式、管囲地下鉄規準及び旧建築基礎構造基準、新建築基礎構造基準の順であり、本工事例では、Rankine-Resalの式がよく

深度	土質常数	内部摩擦角( $\phi$ )	粘着力( $c$ )	土の単位重(γ)	土の水中単位重( $\gamma_w$ )
G.L. - 4.00	-4.00	37°	0	1.72	—
G.L. - 4.00 ~ -9.00	-9.00	35°	0	1.75	0.75
G.L. - 9.00 ~	-9.00	40°	0	1.92	0.92

\* 地下水位 G.L. - 6.27m

表-1 土質常数

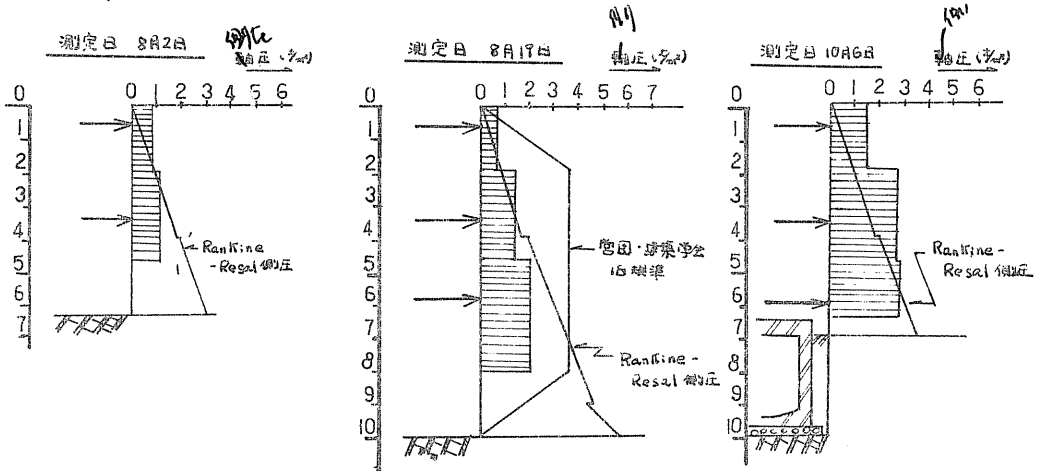


図-10 切梁荷重より求めた側圧分布

合っていると思われる。

図-11には、掘削段階における側圧係数の変化を示したものである。なお、側圧係数は、実測側圧分布を面積的に同等な矩形分布に置換えて求めた。図-10に示されるように、また図-11に明らかなように、埋戻し時の実測側圧が、Rankine-Resal式による側圧より大きいのは、埋戻し地盤の締め固めが困難で、在来地盤強度まで回復せず、一段目=二段目切梁に側圧を依存しているからと思われる。

図-12には、田中らが行った、わが国における多数の工事例から、N値と側圧係数との相関関係を総括したものであるが、

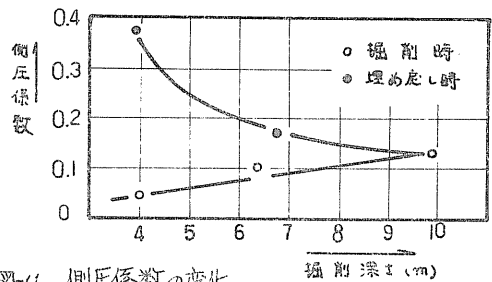


図-11 側圧係数の変化

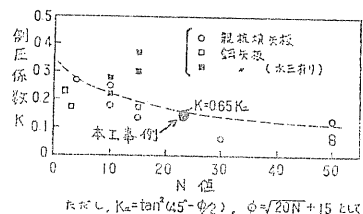


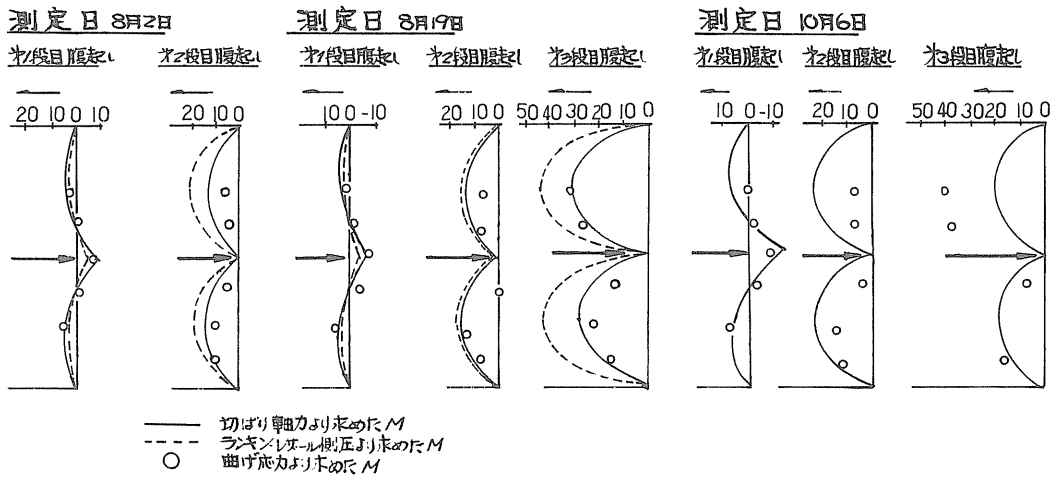
図-12 N値と側圧係数

本工程例もプロット(●印のもの)してみると図に示すおるように非常によい相関をもっている。

#### 4-4. 腹起し材に働らく曲げモーメントについて

次に、腹起しに働らく曲げモーメントが、①切梁軸力より求めたもの(M)②ストレインゲージによるひずみから求めたもの(M')③Rankine-Résalの式より求めたもの(M<sub>0</sub>)の間にとりな関係があるか述べる。①、③については、作用荷重は、いすれも  $\frac{1}{2}$  分割法にて行ない、曲げモーメントの算出にあたり、使用腹起し材の関係より一段目腹起しは、2径間連続はりとして扱ひ、二、三段目腹起しは単純はりとして扱った。②のストレインゲージのひずみからの曲げモーメントの算出にあつて、i) 測定ひずみ値と縁ひずみに換算する。ii) 縁ひずみ値より完全弾性体として縁応力を求める。  $\sigma = E \times \epsilon$  ただし  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、iii) 曲げモーメント M' は、  $M' = \Sigma \times \alpha$ 、断面係数  $\Sigma$  は、腹起し材のボルト穴による断面欠損を考へず 100%有効として行つた。

計算結果は図-13に示す。



— 切はり軸力より求めた M  
 - - - ランキン・レザール測定より求めた M  
 ○ 曲げ応力より求めた M

図-13 腹起し材に働らく曲げモーメント図

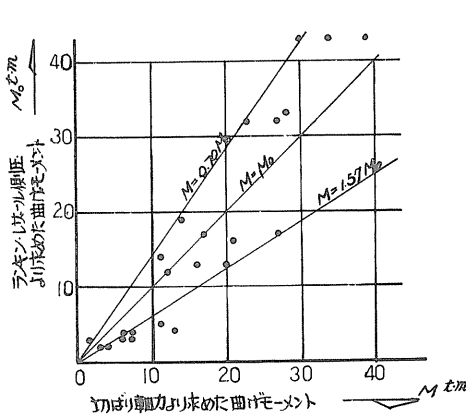


図-14

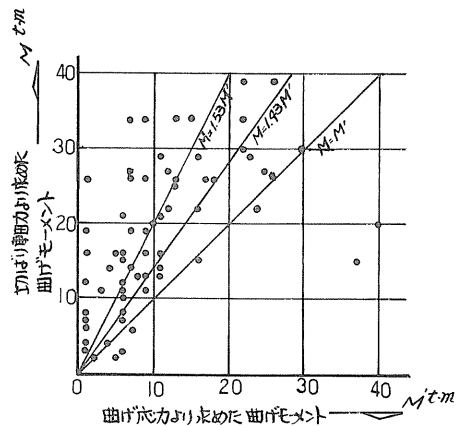


図-15

図-14, は切梁軸力より求めた曲げモーメント $M$ と, Rankine-Résal 式の側圧分布より求めた曲げモーメント $M_0$ との相関関係を示す。これから  $M$ と $M_0$ との関係は, 大略  $M = 0.70 \sim 1.57 M_0$  の範囲にある。また図-15は, 切梁軸力より求めた曲げモーメント $M$ と腹起しの曲げ応力より求めた曲げモーメント $M'$ との相関関係を示す。これから,  $M$ と $M'$ との関係は, 大略  $M = 1.0 \sim 1.53 M'$  の範囲にある。図-13によると, ストレインゲージのひずみより求めた, 実測曲げモーメント分布は, 測定日10月6日の第3段腹起し材の応力を除いて, いずれも切梁軸力より求めたもの, Rankine-Résal の式によつた側圧分布より求めた曲げモーメント分布より小さい。これより, 本現場の例による限りでは, 設計用に Rankine-Résal 式等により側圧分布を求めこれにより腹おこし部材断面を決定しても危険側にはないと思われる。10月6日の3段目腹起し材のストレインゲージのひずみより求めた曲げモーメント( $M'$ )が Rankine-Résal 式により求めた曲げモーメント( $M_0$ )より大きかつたのは, 3段目腹起し材に残留ひずみが残っていたからと思われる。

#### 4-5 腹起し材曲げ応力のばらつきについて

腹起し材と山留壁との接合方法には, 種々あり, 例えは, i) 鋼矢板に腹起し材をあてる方法, ii) 腹起しと鋼矢板の間に木製キャンパーをはさむ方法 iii) 間詰めコンクリートを打設する方法等がある。

山留め計画を経済性をあげたものにするには, 応力が許容応力いっぱいを使用するようになる。その反面, 安全性がおち, 経済性と安全性とは常に表裏一体の関係にある。

しかしその場合, 部材のすべての部分の応力が部材の許容応力内に入っていないものはいけない。以上のことより, 本工事のように, 腹起しと鋼矢板の間に木製キャンパーをはさんだ場合, 腹起し材に生ずる曲げ応力にとの位のバラツキがあるかを整理してみた。この結果を表-2に示す。表は, ストレインゲージのひずみより求めた曲げ応力であり, 掘削終了時の応力のバラツキである。これより, 本工事のような腹起し材の取付け方法では, 2~3割位の曲げ応力の変動があると思われる, 充分考慮する必要がある。

	1/2 点	1/4 点
2段目腹起し	標準偏差 $S=207\%$ 変動係数 $V=31\%$	$S=141\%$ $V=24\%$
3段目腹起し	$S=219\%$ $V=19\%$	$S=229\%$ $V=29\%$

表-2 腹起し材曲げ応力のばらつき

#### 5. ま と め

以上のように, 本工事の山留め支保工に関する諸測定結果より以下のことが分つた。

1) 気温と切梁軸力との間には密接な関係があり, 本工事においても以下のよう関係が見出された。

$$\Delta R = 1.4 \times \Delta t$$

$\Delta R$  気温の昇降による切梁軸力の増減値 (ton)

$\Delta t$  気温差 ( $^{\circ}C$ )

2) 掘削に伴う側圧力の切梁への伝達は、時間遅れが起る。また埋め戻し時には、切梁撤去後の軸力の伝達はすぐ上の切梁へ伝達される。

3) 本工事の側圧分布は、Rankine-Résal の式による側圧分布に近い。

4) 腹おしし様の曲げ応力より求めた曲げモーメントは、切梁軸力より求めた曲げモーメントより小さい傾向にある。

5) 腹おしし様の曲げ応力のバラツキは、大略20~30%の変動がある。

6) 山留工事において、本測定のような簡易な測定および解析により、充分施工管理もでき安全性も確認できるものと思える。

## 6. おわりに

最近、山留め工に関する計測が多方面にわたって行われ、より実際に近い山留現象を把握するという目的に向って研究されてきている。今後、われわれも、機会あるたびに、このような計測を行ない、データ集積をし、より現場に適合した設計をしていくよう努めていきたい。最後に本論文を作成するにあたり、データ整理、有益な助言をいただきました、清水建設株式会社、技術課、堀口 寛氏、並びに計測に御協力いただきました、清水建設株式会社手稻下水道作業所のみなさまに心より感謝いたします。

## 7. 参考文献

1) 日本建築学会； 建築基礎構造設計規程、同解説 1974

2) 田中修身他； 「実測切梁反力から推定した側圧係数について」日本建築学会大会学術講演梗概集 1974.10

3) 玉置 脩他； 「山留土圧について」第6回土質工学研究発表会 1971.6

4) 古藤田 喜久雄； 「軟弱地盤におけるオープンカットの切はり荷重について」第6回土質工学研究発表会 1971.6

5) 首都高速道路協会； 仮設構造物の設計施工に関する研究報告書 1971.10

6) Terzaghi, Soil Mechanics Engineering in Practice, p346~353

7) 玉置 脩他； 「多数の切はり反力実測値より求めた山留め土圧について」土と基礎 Vol. 21, No. 5, 1974.5



札幌扇状砂礫層におけるシールド工法を考慮した現場透気試験の紹介について  
(その1)

電々公社北海道電気通信局 施設部

福田 和宏  
駒崎 征明

I. はじめに

電々公社北海道電気通信局は、50.9月～12月にかけて、中央区北1～3条、西1～5丁目においてA,B,C,Dの4調査地点として、深度5～40mの範囲でボーリング及び各種原位試験などを含む工質調査を実施した。

その調査から考えられる札幌扇状地(豊平川)のブロックダイアグラムは図-1に示す通りであり、又今回の工質調査数量は表-1に、調査対象地盤の縦断方向連続柱状図は図-2に、さらに調査対象土層における比重-含水比曲線、粒径加積曲線線図は表-2、表-3に示す通りである。

本報告はその中で特にシールド工法採用の適否についてのキーポイントとなる圧気効果の有無の判定のための現場透気試験について、その試験概要、解析結果、問題点などについて紹介するものである。なお今回は紙数の関係から“その1”として透気試験の機構と概要並びに試験結果の紹介の範囲にとどめ、解析結果及びシールド工法への適用上の問題については、次回に“その2”として報告する予定である。

図-1 豊平川扇状地と周辺の地形地質

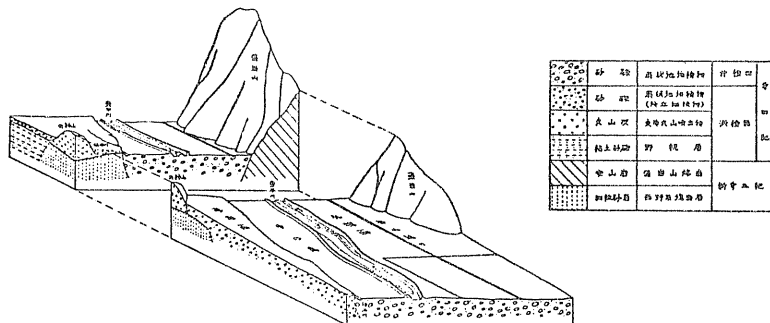


表-1 大森局管内土質調査数量調査

調査番号	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	B	C	D	計
主目的	調査孔	調査孔	調査孔	透気孔	揚水孔	調査孔	調査孔	調査孔	
ボーリング(66~86mm) m	40	40	40	30		40	35	40	265
ボーリング(400mm) m					40				40
標準貫入試験 回	39					39	34	59	151
間隙水圧測定 点	4					4	4	4	16
電気試験 所	1					1	1	1	4
透気試験 式			1						1
揚水試験 式			1						1
比重試験 点	8					20	9	8	45

含水率試験	点	8				20	9	8	45
改良試験(フルイ)	点	8				14	8	4	34
改良試験(フルイ+圧路)	点					6	1	4	11

図-2 縦断方向柱状図

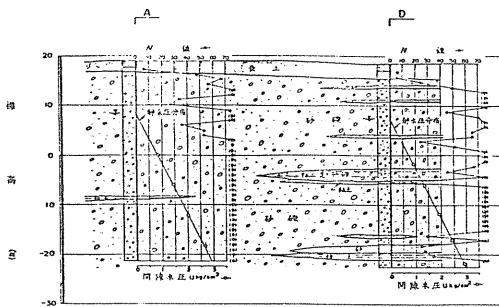
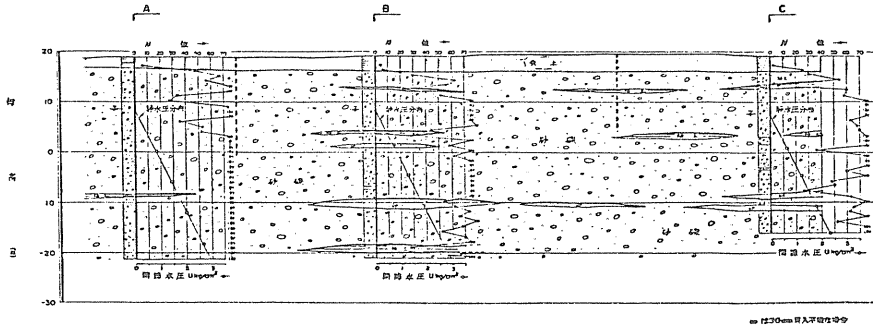


表-2 比置-含水率曲線

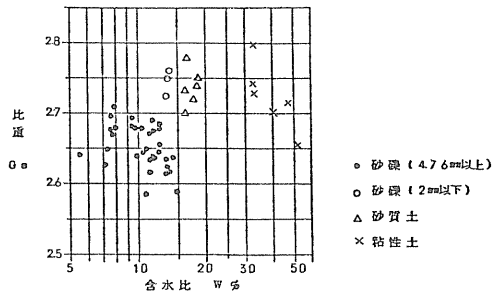
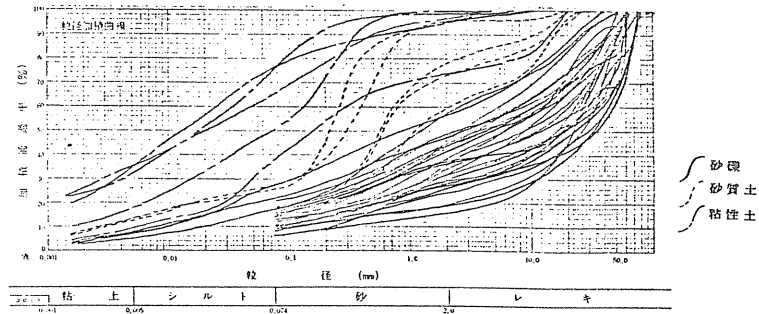


表-3 粒径加積曲線図



## II. 現場透気試験について

### 1. 試験位置

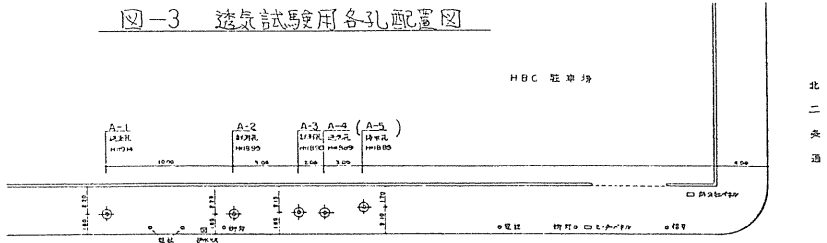
北1条西5丁目 HBC 駐車場側歩道上で図-3のような配置で実施した。

### 2. 試験装置概略図と試験位置土層断面図

現場透気試験用装置として送気装置と観測装置があり、その配置などは図-4に示してある。

又、本試験位置の土層断面図は図-5に示した通りであり、土層中に粘土の薄い“挟み層”を含んでいる砂礫層として存在している。

図-3 透気試験用各孔配置図



西五丁目通

図-4 透気試験時図

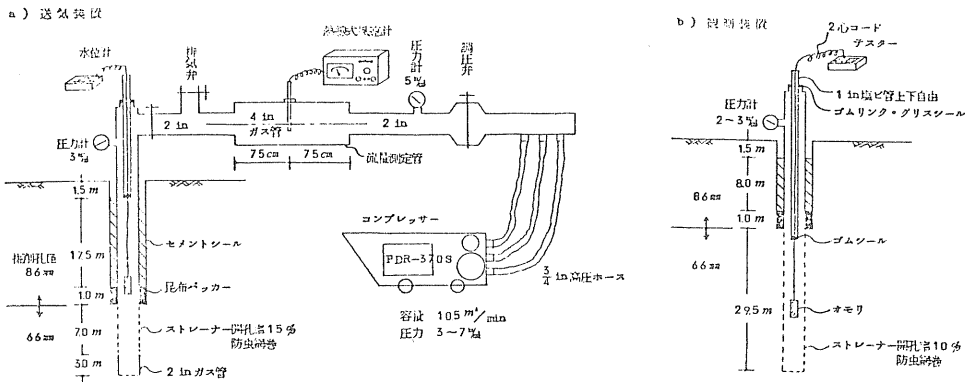
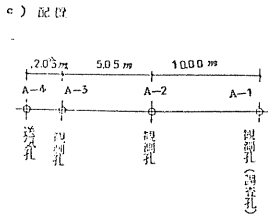
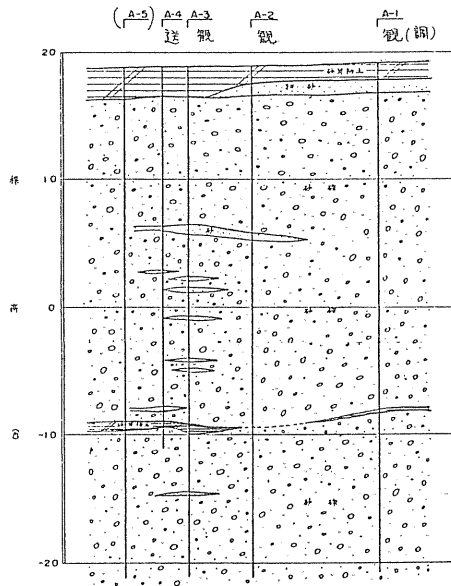


図-5 透気試験位置土層断面図



### 3. 透気試験測定項目

シールド工法への適用の可否に供するため試験時の測定項目としては、

- ① 地盤内への漏気量
- ② " の空気圧分布
- ③ " の地下水位低下量

さらに留意点としては、地下水位には

日変化、週変化があるので、試験前に地下水位測定をしておくことが望ましいと考る。

### 4. 透気試験仕様

試験装置などの概略仕様は表-4に示してある。

表-4 透気試験装置等各仕様

	仕 様
<p>① 透気孔および観測孔の掘削</p>	<p>掘削はロータリー式ボーリング機による。</p> <p>透気試験時図C)に示すように、各孔の呼名(調査番号)は透気孔をA-4、観測孔をA-1、2、3と称す。この内、A-1は調査孔を兼ねている。</p> <p>掘削深さ A-1、2、3 : 4.0 m A-4 : 3.0 m</p> <p>掘削孔径 各孔とも深さ1.5 mまでが116mm、その下は後述の昆布パッカー下端までを86mm、以深を66mmとした。</p> <p>孔壁保護 地下水面上はケーシング、地下水面下は泥水で保護した。通常用いられるベントナイト泥水を使用した場合、各孔の孔径が小さく、掘削深さが深いため、透気パイプまたは観測パイプ設置後に充分な洗浄を行うことが困難と判断されたので、泥水は海水層掘削保護剤(商品名レスター、Kエテルナイト製)を用いた。</p> <p>レスターは高分子無機高分子膠質有機物で構成される材料であり、初期にはベントナイト以上の粘性をもった泥漿を形成するが、水中で次第に分解されて、5-10日間で粘性が完全に消失し、水と同様になり流出する性質がある。</p> <p>透気試験は最終掘削後(A-3)14日間経過時以降に実施したので、泥水の影響は除去されたものと判断される。</p>
<p>② 透気パイプ、観測パイプおよびそのシールド</p>	<p>パイプ材 210mm風ガス管 掘削はケーシングネットとし、バルカータブ巻によって気密を保たせた。</p> <p>ストレーナー 5~10mm巾スリット A-1、2、3 : 開孔率10%、深さ1.05~4.0m間 A-4 : 開孔率15%、深さ2.0~2.7m間</p> <p>観測孔はストレーナー上端を地下水水位に等しくし、透気孔はシールド位深を深さ2.0~2.7mと仮定してストレーナーを設けた。しかし、前者の透気試験時における地下水水位は設設時よりも1.5m上昇していた。</p> <p>シールド材 ストレーナー上端の上方1mを昆布パッカーでシールドし、その上はセメントミルクを注入してシールドした。</p> <p>セメントミルクは凝結時の取除防止を考慮して、フライアッシュセメントを用い、デンカCMCを10%添加した。</p> <p>なお、昆布の膨張率は室内試験結果によると12時間吸水で1.6倍であった。</p> <p>ストレーナーおよびパイプ先端は目詰まり防止のため、防虫網1重巻きとした。</p>
<p>③ コンプレッサー</p>	<p>型 式 エンジン式ロータリー型(PDR-570S) 防音罩(掘削中心より2.0mの距離で7.0ホン)</p> <p>吐出容量 10.5 m<sup>3</sup>/min</p> <p>吐出圧力 3~7 kgf/cm<sup>2</sup></p>

㉔ 調圧弁	型 式    R P - 4 縦設圧弁 ( K K ベン製 )    呼び径 5 0 mm 適用流体    空気、ガス、水、油 一 次 圧    1 0 % 以下 二 次 圧    0.3 5 % より一 次 圧 の 8 0 % 以下
㉕ 給排式風速計	型 式    K - 1 0 S ( 石 橋 科 学 工 業 株 式 会 社 製 ) 測定範囲    V = 0 ~ 2 0 m / e o c
㉖ 流量測定管	4 1 0 ㎜ ガス 管 $\phi = 1.5 \text{ m}$ 内径 $D = 1 0 5.5 \text{ mm}$ 内 断 面 積 $A = 8 7.0 9 \text{ cm}^2$ 流量 $Q = VA = 0.5 \text{ V m}^3/\text{min}$ ( $V : \text{m}/\text{eoc}$ )
㉗ 水位計	2 心 コード を オモリ で 測定 管 内 に たら し、地 上 で テス ター を 用 い て 測定 し た。 こ の と き、管 内 の 気 密 を 保 つ こ と お よ び 水 位 測定 目 盛 の 読 目 に、図 に 示 す よ う な 1 1 0 ㎜ と 管 を 利 用 し、こ れ を 上 下 さ せ て 水 位 を 測定 し た。

### 5. 透気試験の機構とその試験概要

透気試験とは、一般的には滞水砂礫層におけるシールド工事において、切羽の安定、坑内への湧水防止を目的として圧気工法を採用するが、札幌地盤などの様な滞水砂礫層では切羽から地盤へ空気が漏洩し、切羽からの湧水、崩壊を誘い、シールドの掘進を困難にすることが予想される。故にこのような地盤におけるシールド工法の適用に際しては、圧気工法の目安としての現場透気試験がクローズアップされてきたのである。しかし、今日までこれに関する文献は少なく、試験法自体も未だ確立されていない。そこで今回の試験実施にあたっては、本島氏などの提唱する方法を採用したものである。

本島氏によれば透気試験の順序は図-6に示す様なフローチャートとなる。つまり透気試験は、ワンサイクルとして、送気圧を一定として送気を開始した時点より経過時間毎に地盤内の送気量、送気圧、送気孔内の地下水位、観送孔内の地下水位、空気圧を測定し、地盤内への送気量が一定となる状態を定常状態とみなし、定常状態のまま2・3時間測定を続けるという機構である。原理的には現場揚水試験と類似しているといえるであろう。

今回の透気試験は、11月12日～15日まで連続して実施し、その内訳は、予備試験

図-6 現場透気試験フローチャート

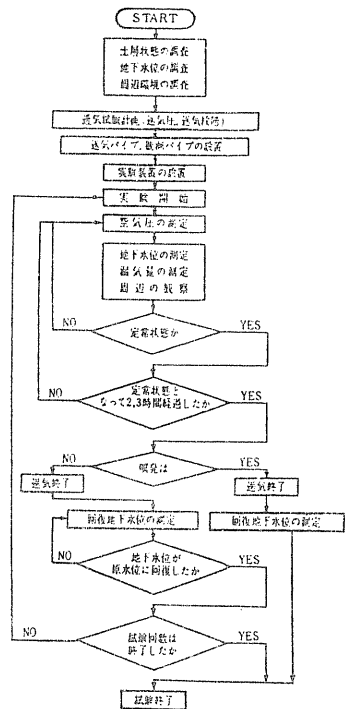


表-5 透気試験概要

、及び1~7回目試験となっており、表-5にその概要を示してある。

以上の様な要領で実施した試験において、噴発状態と判定された何れの場合も測定カ所近辺の地表面に噴発現象は認められなかった。

又、測定後の圧力開放時には測定管からゴボゴボという音が聞こえ、空気が噴出する現象が確認された。なおこの噴発空気は無色無臭であった。

### Ⅲ、試験結果及び検討

定常状態時の地盤への送気量、地下水位の低下などについてまとめると次の様である。

#### 1. 送気孔の水位

送気孔における水位は加圧後5分以内の極めて短時間で安定する傾向がみられる。

送気孔の送気圧と水位低下は図-7のようにまとめられる。

つまりストレナー上端までの地下水位は静水圧に等しいが、ストレナー上端を境にして下方では、いかに之れは水頭以上の送気圧段階では原水頭と比較して水位低下量は少なくなっている。

#### 2. 送気孔~観測孔の水位低下曲線と送気圧曲線

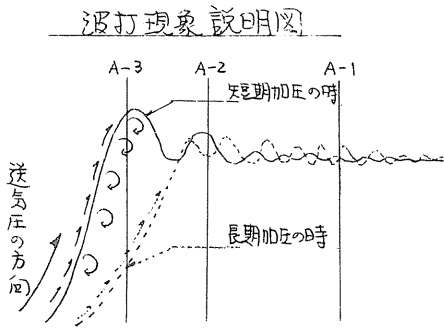
各試験回数最終時における水位低下と送気圧との関係を図示すると図-8、図-9のようになる。以上の図から判断すると、水位低下については1,2回目の短期加圧状態では送気孔に近いA-3地点で水位が高く、以遠のA-2地点では低くなっている。このことは、短期加圧の場合に水面が波打っている状況、つまり水と空気とが混じりあっている一種の乱流状態の様をものと推定される。これに対して、4~6回目のいわば、長期加圧状態では、A-3地点の水位が低くなり、A-2, A-1地点の水位がほぼ平行というきれいな曲線を形成している。

送気圧分布についても、図-9に見られる様に短期加圧段階では乱れているが、長期加圧段階ではきれいな曲線となっている。

なお、A-3地点の水位上昇については、次図の様な図解説明が想定される。つま

予備試験	各孔の静水位を測定した後、0.59%の圧力で10分間送気し、装置全体が気密であるとの確認がなされたので、送気を中止した。 送気中止後、各孔は密閉したまま水位変化を測定。
1回目 ●	予備的な短期加圧試験 ストレナー上端付近までの静水圧区間は段階的に20分毎の加圧を行い、送気圧がストレナー上端における静水圧を超えてからは30~90分間の加圧を行い、短気加圧時の水位変化を調べた。最大送気圧1.73%。
2回目 ○	所要加圧時間の確認 1.13%まで段階的に短期加圧を行い、引き継いで1.13%を4時間連続加圧し、この結果、送気量が3時間経過後では安定するものと判定された。
3回目 ×	1.20%まで段階的に短期加圧を行い、以降は3時間毎に加圧を行う予定にしたが、1.37%を測定後、次段階の1.54%で噴発現象となる。
4回目 △	3回目の噴発を再確認するため、初期圧力段階を無視して、1.44%、1.51%と3時間毎の加圧を行い、1.60%に至ったところ60分経過付近で噴発現象となる。
5回目 ◎	4回目噴発の確認。1.60%3時間後、1.75%30分経過時に噴発。
6回目 ▲	5回目の確認。1.59%2.5時間、1.75%3時間後1.89%加圧直後に噴発。
7回目 ▽	1.80、1.86、1.90%と3~5分毎の短期加圧を行い、1.96%加圧時に送気孔水位が2.86m以深(ストレナー下端よりも下方)に達し、測定不能になったので、30分経過後、送気を中止し、その後、各孔を密閉したまま圧力の減少状態を確認し試験を終了した。

り水面の波打現象により、A-3地点、A-2地点の水位が横方向の圧力により押し上げられているものと考えられる。



### 3. 透気係数

透気係数とは理論的には透水係数と類似の概念であり、透水係数が既知の場合には、透気係数は水と空気の粘性係数の比として求められる。

水と空気の粘性係数の比は図-10の通りである。

$$k_w = \frac{K \cdot w}{\eta_w}, \quad k_a = \frac{K \cdot w}{\eta_a} \quad \text{よ}$$

$$k_a = \frac{\eta_w}{\eta_a} \cdot k_w$$

- $k_w$ : 透水係数
- $k_a$ : 透気係数
- $K$ : 土の透過率
- $w$ : 水の単位体積重量
- $\eta_w$ : 水の粘性係数
- $\eta_a$ : 空気の粘性係数

上式の  $\frac{\eta_w}{\eta_a}$  は温度によって変る値である。

調査地付近の水温は資料によれば約10℃位なので、 $\frac{\eta_w}{\eta_a}$  を求めると  $\frac{\eta_w}{\eta_a} = 73$  となり  $k_a = 73 k_w$  として求め

図-7 送気孔の送気圧 ~ 水位

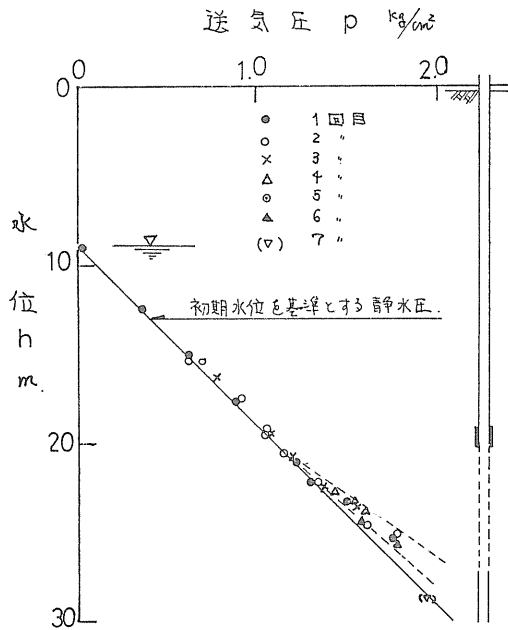
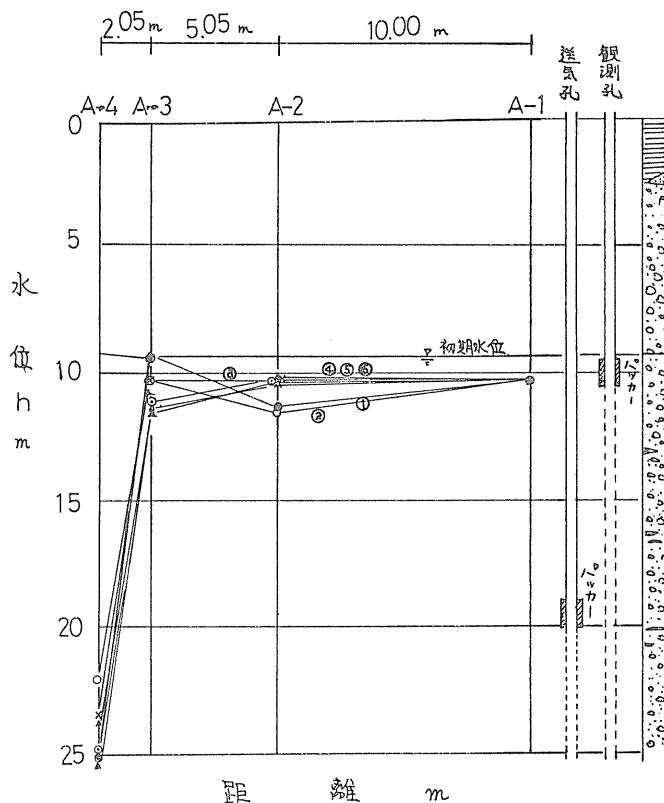
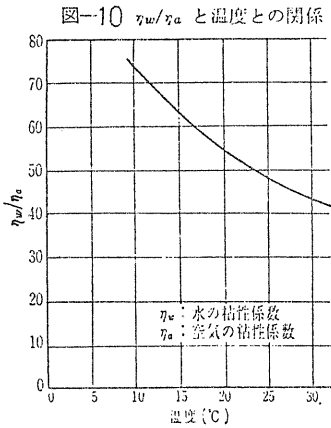


図-8 水位低下曲線(最終時)



される。又調査地盤の透水係数を  $k_w = 2.7 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$  とすると、 $K_u = 1.97 \times 10^3 \text{ cm/sec}$

本島氏によると、本地盤の様な場合には、空気の漏洩は透気係数に支配されると推定している。



4. 噴発と地盤内への透気量について、噴発という概念は一般に送気圧の増大につれて、送気量は増える傾向にあるが、ある限界以上の送気圧になると漏気量が急激に増大し、圧力を一定に保つことが困難になる場合がある。この範囲は一般的に、いわゆる層流から乱流に転移する限界圧力と考えられ、噴発現象はこの限界圧力以上の送気圧の時に生ずるものと説明されている。

本試験における実測送気量と送気圧との関係を図-11に、実気圧換算送気量と送気圧との関係を図-12に図示した。それらの図から判断すると、1, 2回目と7回目は実測送気量が  $4 \text{ m}^3/\text{min}$  以内であり、グラフ上は噴発現象は認められないが、3~6回目は何れも最終段階で流速計の針が  $20 \text{ m/sec}$  を越えてしまい、送気圧が一定に保てなくなり、噴発現象が生じたものと判断される。

なお噴発時の送気圧が天々異なり、

図-9 送気圧曲線(最終時)

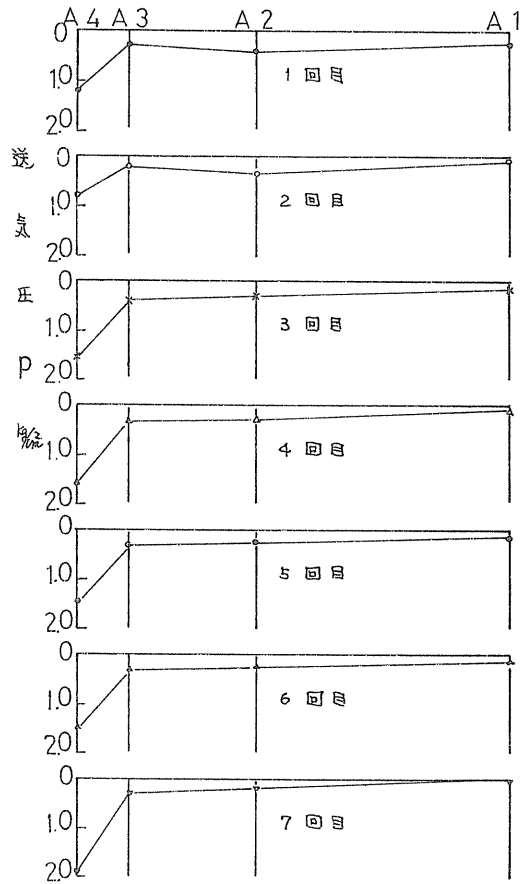
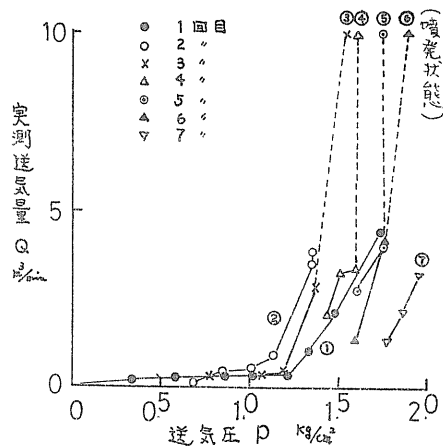


図-11 実測送気量-送気圧





いることについては、ある圧力、あるいは送気量に達すると地盤に空気の通りやすい通路が形成され噴発が生じると考えられる。

以上のことから推察すると、噴発の生じる送気圧は、図-11によると有効送気圧 (=送気圧 - ストレーナ上端までの水頭を引いたもの) は、

$$\begin{aligned} \Delta p &= \{ 1.5 - (2.0 - 0.9) \} \\ &= 1.5 - 1.1 \\ &= 0.4 \quad \text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

が限界圧力と考えられるが、一方図-11をよく見ると、むしろ限界送気量という考え方をとると、実測送気量で約  $4 \text{ m}^3/\text{min}$  位が限界送気量 (その地盤での最大に収容できる送気量と考える) と言えるであろう。なおこの概念については、あくまでも仮説であり、今後検討を続ける者である。

又、今回の噴発に際しては、地表面には噴発現象は確認できなかった。

さらに7回目送気中止後における各孔の圧力降下曲線は図-13の如くである。

### 5. 現場送気試験における問題点と検討事項など

① 短期加圧段階 (1回目、2回目に相当する) における限界圧力を判明させること

② 限界送気量という概念についての検討

③ 定常状態のまま、半日一日という長時間測定が必要と思われる

④ 空気層部分の空気圧分布が把握できなかったため、深度や位置を変えた空気圧測定の実施の必要性

⑤ 今回は歩道上であったため舗装の影響が考えられるので、次回は未舗装の場所を実施する予定

⑥ 噴発現象の確認をすること

⑦ 送気孔径をより大きなものとし、よりシールに断面に近い形で試験を実施する必要性

図-12 大気圧換算送気量～送気圧

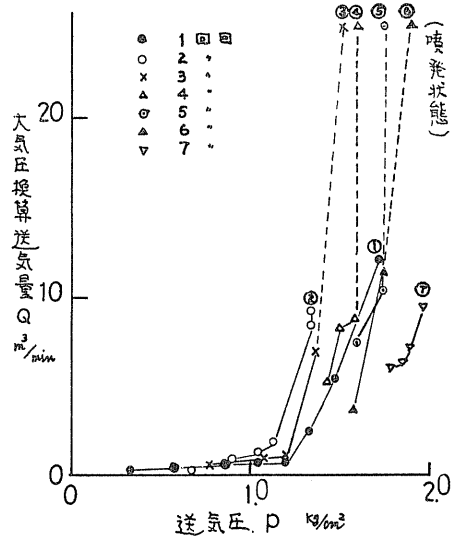
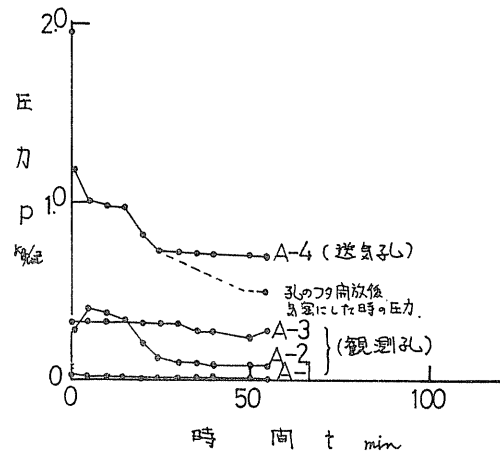


図-13 圧力降下曲線 (7回目送気中止後)



#### Ⅳ. 次回の報告についての構想

1. 地盤の透気性について  
送気圧の定常状態に達すること  
空気透過係数について  
圧気工法への適用について
2. シールド工法の可否について
3. 問題点など
4. その他

#### Ⅴ. おわりに

本透気試験については、北海道工質コンサルタントが実施したものであり、今回の報文はその工質調査報告書の中からの内容抜粋の紹介的なものである。

おわりにあたり、本報文を作成するについては、快く承諾していただいた北海道工質コンサルタント荻原氏、並びに数々の助言、参考意見を賜わった鹿島建設技術研究所木島氏の御好意に深く謝意を表するものである。

なお今回の報文では、はじめにも書いたように“その1”として透気試験の機構並びに試験結果を主としたため、全く内容紹介的なものとなってしまうところがある。次回には解析を中心に、シールドへの適用の可否という観点でまとめるつもりである。

#### Ⅵ. 参考文献

- |  |                             |
|--|-----------------------------|
| 圧気シールド工事に伴う現場透気試験について<br>現場技術者のための「都市土木」 | 工と基礎 Vol.123 No.4<br>鹿島出版会  |
| シールド工事と補助工法                              | 日本プロシエフトリカーキ<br>土木学会        |
| シールド工法指針                                 |                             |
| 大通局管内電気通信土木工質調査報告書<br>西局                 | 北海道工質コンサルタント<br>基礎地盤コンサルタント |

## 真駒内ダムの岩盤処理について（その1）

庁発局函館庁発建設部北桧山かんがい排水事業所、所長 鈴木 薫  
 副所長 広林礼司  
 せん堤係長 北島着子代  
 前田建設工業（株）札幌支店北桧山作業所、所長 阿曾 伸  
 日本グラウト工業（株）施工本部、 四方 哲雄

### 1. まえがき

水資源利用の立場から、ダム建設が今後ますます必要とされているが、限られた国土内では、良好なダムサイトを得ることが次第に少なくなり、従来不適當、あるいは開発困難とされていた特殊岩盤（シラス、マサ）、深い砂レキ岩基盤の上にも、ダムを築造する必要が生じつつある現状といえましょう。

こうしたとき、昭和51年6月に起ったアメリカ合衆国のテートダム決壊のニュースは、関係者のどきもとを冷し、次々に報告される調査団の生々しい大惨事の経過は、ダム建設に携わる人々に貴重な教訓をなげかけられている。

これらの調査報告の内には、基礎処理の重要性が今更りように述べられ、グラウトの向題、堤体や構造物と岩盤とのなじみ向題などについて、今後とも研究し、よりいっそうの慎重さが必要であると強調されている。

こうした観点から、今まで困難と思われていた凝灰質砂レキ岩地帯に築造された真駒内ダムの基礎処理経緯について、2・3その概要を述べ、特殊岩盤地帯のダム建設に当たって実施された岩盤処理の資料として報告したい。

### 2. ダム概要

真駒内ダムは、後志利別川の支流真駒内川に建設中のダムで、そのダムサイトは、合流地点より約10km上流に位置している。

このダムは、北桧山町・今金町・瀬棚町の3ヶ所に跨る受益面積2,070haの地域に農業用水を確保すると同時に、調整・治山治水もかね合せて農業経営基盤の安定化を押し進めようとする国営直轄かんがい排水事業の基幹施設になっている。

このダムの建設は、昭和44年度に着手しており、余水吐・集水塔、その他関連工事を残してはいるが、基礎岩盤処理については、ほぼ最終段階に入っている。

ここで、ダム型式などについて、2・3ふれておく、このダム建設に当たっては、昭和35年度よりダムサイトの調査が行なわれ、その調査資料からフィルダムに決

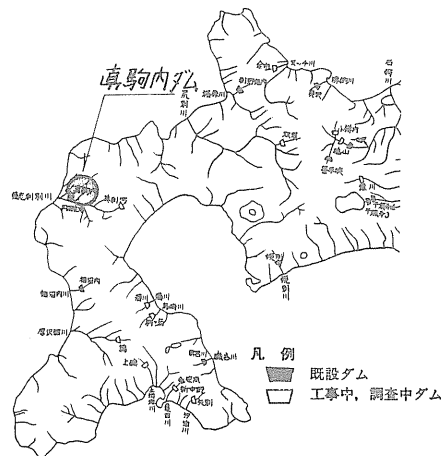


図-1 位置図

定された。つきに、型式についてはダムサイト近傍の地形、岩盤条件、さらに豊富な河床堆積物の活用など、総合的に検討された結果、「図-2」のようなサヤ土と河床砂レキに依存する中心コア型式が採用され、技術的にも、経済的にも有能なダムになるよう配慮された。

表-1. ダムの諸元

河川名		真駒内川		ダム型式		中心コア型フィルダム		
一 般	位置	瀬棚郡北松山町松岡		堤	堤頂標高	79.80 m		
	鼻水面積	49.5 km <sup>2</sup>			堤高	34.30 m		
	たん水面積	560,000 m <sup>2</sup>			堤長	234.60 m		
	総貯水量	6,480,000 m <sup>3</sup>			堤体積	355,400 m <sup>3</sup>		
	有効貯水量	5,590,000 m <sup>3</sup>		体	コア	① 58,500 m <sup>3</sup>		
	堆砂量	890,000 m <sup>3</sup>			サヤ土	②③④ 271,800 m <sup>3</sup>		
	満水面標高	75.54 m			フィルター	⑤ 25,100 m <sup>3</sup>		
	低水面標高	62.10 m			余水	洪水量	484 m <sup>3</sup> /s (200 確率)	
	利用水深	13.44 m			吐	溢流堤長	103 m	
					溢流水深	1.37 m		
				取水施設	取水	取水量(最大)	5,797 m <sup>3</sup> /s	
						表面温水取水装置		

仮排水トンネル  
内径 2.7m x 2R  
長さ 325m

### 3. 地形地質

ダムサイト近傍の河川勾配は、約1/50程度で前岸には、河床から約10<sup>m</sup>~15<sup>m</sup>程度の低位段丘と、30<sup>m</sup>~50<sup>m</sup>程度の高さに中位段丘が広がり、それぞれ

の段丘には、段丘レキ層が分布している。そのレキ層の底部からは、殆んどいってもよい程、地下水が湧水していた。

また、堤高34.30<sup>m</sup>に存るこのダムは、中位段丘面より低く、谷部の低位段丘と氾濫原をうめる形にたん水するダム型式が採用されている。

このダム基盤の地質は、新第三紀の瀬棚層からなり、「図-10」に示したごとく、ほぼ水平に近い成層状態に存っていた。

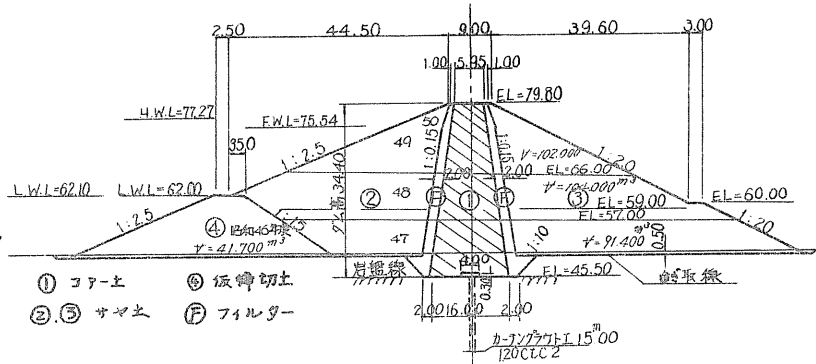


図-2. 標準断面図

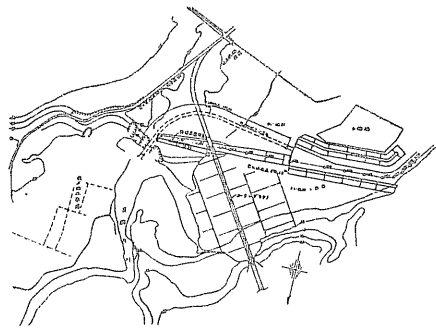


図-3. 平面図

この瀨棚の岩質は、おおまかな傾向として、低位段丘面以下の瀨棚は固結度の低い凝灰質泥岩、頁岩砂岩などが主な構成軟質岩類になっているが、河床部、あるいは河床部以深の凝灰質砂岩は、比較的固結している状態の岩層が分布していた。

低位段丘面付近から中位段丘にかけて分布する瀨棚は、軽石が多く凝灰質砂岩や、軽石レキ混り粗粒砂岩が互層になっていた。

この瀨棚の特長としていえることは、石厚5~10cmのものから、3~5mの厚い地層もあったが、

同一層内でも岩相の変化に富み、ある部分は軽石レキが多いにもかかわらず、その先をながめると、ほとんど凝灰質粗粒岩になっているばかりか、石厚も増減するといった状況にしばしばなっていた。

このように、このダムサイトの岩盤は見かけ上、未固結の凝灰質砂、砂レキ岩群が主体をなしていたが、左岸部の中位段丘部については全域で最も岩質が悪く、かなり深部まで良好な岩層を期待することのできない岩質であった。

#### 4. 岩盤の透水性

ダムサイトの岩盤が持つ透水係数は、「図-10」のごとく $10^{-3} \sim 10^{-6}$ オーダーの範囲にバラツキ、同一地層といえどもある部分は $10^{-6}$ オーダーの値が、近接の透水試験結果によると、 $10^{-4}$ オーダーに変化している。この傾向は地質でも述べたように、同一層の水平岩質変化によく一致していた。

さらに、この砂レキ岩のP~Q曲線では、「図-5」のように、未固結の軟質岩といえども、限界圧が高く、弾性変位を示しそうな傾向があり、凝灰質砂レキ岩の特性を表している。

#### 5. 岩盤処理

このダムサイトでは、「図-6」のグラウト孔標準断面によった。特に、カーテングラウト孔は、いかなる場合も深度15mまで確実に改良しておく、しかも $8 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 以下の値になるよう確実に対処しておくことを主眼に施工計画、施工後チェック孔などを設け、

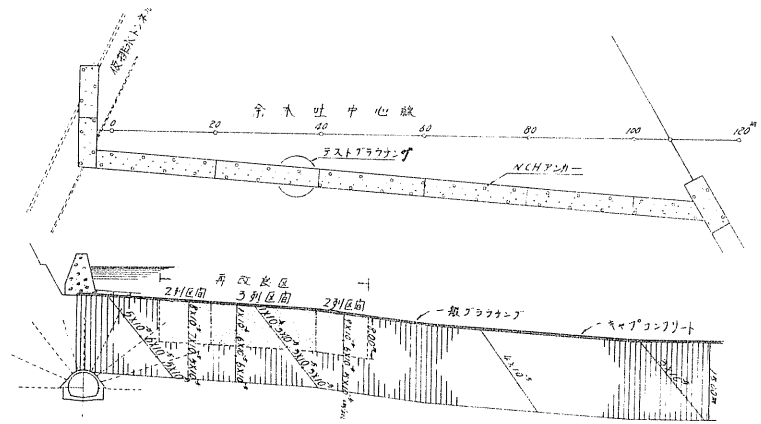


図-4. 断面図

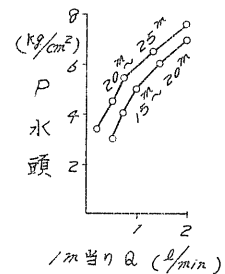


図-5. P~Q曲線

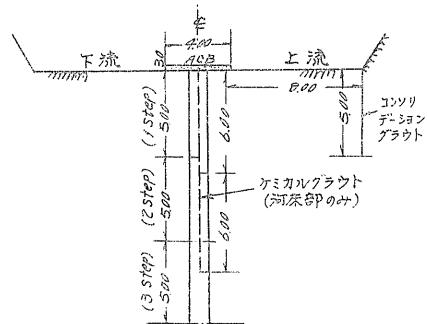


図-6. グラウト孔標準断面図

完全なカーテンゾーンを造成することに重点を置いた。

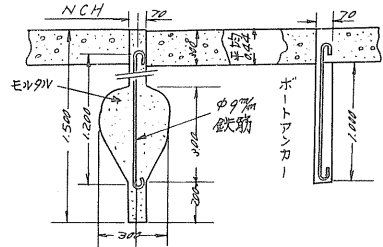
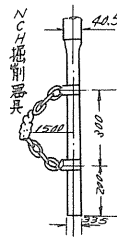
さらに、基礎処理工事において注意した点は、次のものである。

- 1 床掘り後の岩盤を軟弱化させない施工、特に基盤が凝灰質の軟岩である。
- 2 カーテンゾーン付近の湧水に対しては徹底した改良を行ない、軟弱化防止。
- 3 グラウトの漏出防止、コア土の接着が確実にこなせるような条件にする。
- 4 その他、完全なカーテンゾーンの築造。

これらの諸条件を満す目的でこのダムでは、いろいろな方法を企画実施した。

その一つとして、N.C.Hアンカー付きグラウトキャップコンクリートの築造があげられる。

特に、1, 4の条件に合致するもので、1ステージから十分に注入圧が加えられる幅4m、平均厚さ0.3mのキャップコンクリートを打設した後、N.C.Hアースアンカーを設置している。



配列平面図 S=1:200

このアンカーの設置は、「図-7」のごとく孔径66mmで約1.5m掘削した後、N.C.H器具に取替え、岩盤より0.7mの位置で30~40分ボーリングマシンを回転させると、直径0.3mの円球状の穴ができる。その中に、φ9mm鉄筋を埋込みモルタルを填充すると「写-1」のようになる。

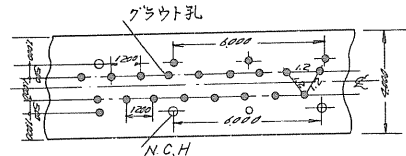
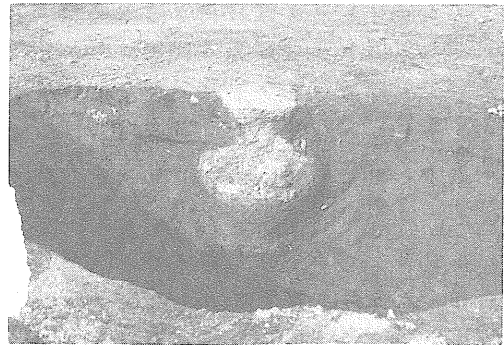


図-7 N.C.Hアンカー

このアンカーを「図-7」のように配置して、岩盤との一体化を計っている。

つぎに、グラウチングの注入孔配置は、地質状況を考え合せて、できるだけ密な配置になるよう配慮した。そこで、孔間隔を1.2mに取り、列間隔1.0mの2列千鳥にしているが、河床部については、「図-6」のように3列にした。その状況は「図-8」に示す通りである。



写-1 N.C.Hアンカー

グラウチングは、5m1ステージの一般方法を採用し、3ステージまで実施した。

その基準的なステージ工法は、次表の通りである。

表-2. 注入基準

ステージ	深度	圧力	基準量	時間	注入前の浸透試験圧力
1	0~5m	3kg/cm <sup>2</sup>	0.5kg/min	20分以上	1.5kg/cm <sup>2</sup> が基準 0kg/cm <sup>2</sup> ~1.5kg/cm <sup>2</sup> の2段階、各10分、2回測定して、1分間当りの浸透量と算出する。
2	5~10	"	"	"	2.5 " " 1 " ~ 2.5 "
3	10~15	"	"	"	2.5 " " 1 " ~ 2.5 "

\* 地質の状況により圧力を低下することがある。

さらに、注入材料については、対象岩盤が砂岩、あるいは砂レキ岩に存ることから、できるだけ微粒子の材料を利用する必要がある。したがって、このダムでは、コロイドセメントを主に注入材として用いた。その他の注入材としては、注入孔3列に存っている河床部の中央1列は「図-6」にも示したように、セメント類よりも優れた透水性を持つケミカルグラウト（スミノイル）を注入している。

カーテングラウトの注入順位については、まず下流側の注入孔を1ステージから3ステージの注入が完了すると、2孔（3.6m 離して）間隔に同様の作業を進め、上流側とも2孔以上は常に離れた状態で岩盤改良するように手配した。その他グラウトのセメント比などは、一般グラウトの方式によって実施した。

また、河床部については岩盤の軟弱化とコア-土の接着向上を目的としたコンソリデーショングラウトを1ステージ実施している。

### 6. コア一部の岩盤処理

この部分については、46年度と47年度に行ない、46年度は河床谷部のキャップコンクリートの打設に伴って一連の岩盤改良を実施している。また、47年度には河床部のケミカルグラウト、兩岸の岩盤改良をそれぞれ行なっている。

ここで、47年度の注入実績によると、1m当りのセメント量は下記の通り。

右岸、 10.2kg

左岸、 8.8kg

河床部で注入したケミカルグラウトは、1m当り85.2ℓ程度になっている。

表-3. 作業実績

項目	46年度	47年度
カーテングラウト	346孔(1,009ステージ)	98孔(294ステージ)
コンソリデーション	28孔(28ステージ)	—
NCHアンカー	66孔	24孔
ケミカルグラウト	87孔(174ステージ)	—

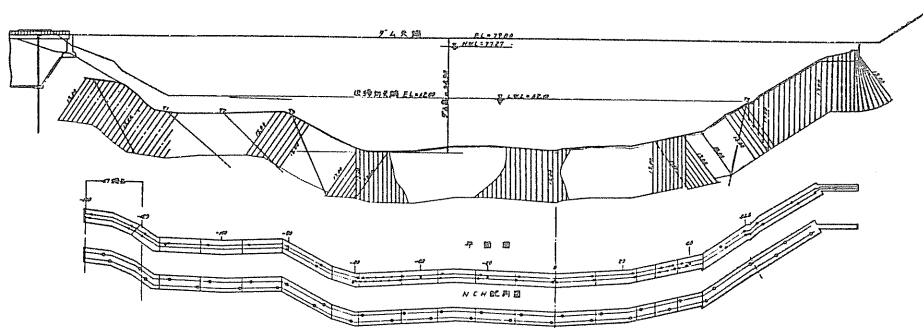


図-8. 岩盤処理断面図

また、46年度河床部の岩盤改良を実施している際、全孔にわたって被圧地下水の湧水があった。その湧水は下部のステージに移るほど多くなる傾向が認められ、それに対して注入するセメント量も増し、多いステージでは3~5本注入した場所もあった。しかし、いずれの場合もチェックテストの値は、 $8 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 以下になり、平均  $1.8 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 程度になった。

## 7. 余水吐部の岩盤処理

この岩盤処理は、48年度に約100m区間、49年度は約60m区間改良して終えているが、余水吐の上流部にまだ $10^{-4}$ オーダーの部分もある。

ここで、まずキャップコンクリートやNCHアンカーの配置は「図-9」に示す通りで、その実績は次のようになる。

表-4. 作業実績

項目	48年度	49年度
カーテングラウト	1443L(432ステップ)	1213L(321ステップ)
NCHアンカー	28孔	22孔

この48年度の1m当りのセメント量は、10.1kg程度になっているが、49年度は7.5kg程度しか入っていない。

つぎに、岩盤改良後の危は49年度施工の一部を除いて所要のものに改良されていた。この未改良部分は、改良前とほとんど変わらない $10^{-4}$ オーダーになった。この一般グラウティングは、セメントを中心になしているが岩相を考慮して透過性のよい超微粒子セメントを用いたにもかかわらず改良できなかった。

ここで、今後の岩盤改良を如何に対処するかが向題になり、材料、施工方法の両面から検討をかさねた。その結果これまで利用してきたセメントに粘土を加えた材料で、この岩盤を改良できる二重管式グラウトを採用することにした。その理由は次の通り。

①従来の工法ではノステージのどの個所、深さに注入できたかは確認できないが、この工法は明確にわかり、岩相と合せた均一な改良が出来る。

②「図-12」のように任意の個所に随時注入が繰り返す材料を変えても行なえる。

以上のようにきめ細かい入念な施工ができることになった。

(あとがき) 現在この工法のテストパターンを設け実施している。その成果は、才2報で述べてみたい。

以上、岩盤改良工事の概要を報告したがこれまでに担当された事業所長以下の方々の成果であり深く謝意を述べる次第である。

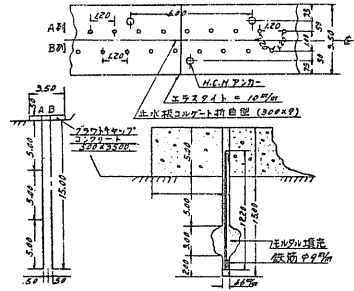


図-9. 断面図

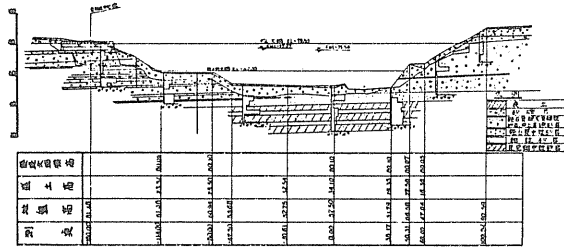


図-10.

岩盤改良断面図

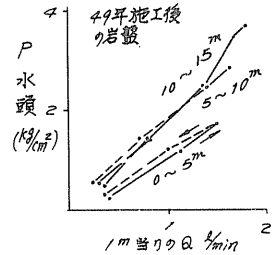


図-11. P~Q曲線

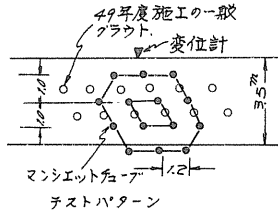


図-12. マンシエットチューブによるテストグラウティング



ケミコパイル工法の改良効果についての一考察

小野田セメント(株)

高橋 秀雄

(I) まえがき.

ケミコパイル工法の改良効果に関しては今まで各種の報告がなされていゝが、ここではその程度測り手として基に脱水量から導いた理論量との対比を行ふ。特に強度向上効果について考察する。

(II) 改良原理.

1 脱水量

軟弱地盤にケミコパイルを打設した際の脱水量  $\Delta W$  は、ケミコライムの消化吸水作用とそれによって生ずる水和生成物のサフシヨシ効果による毛細管吸水吸着作用として表わされ、次式で求めらるゝ。

$$\Delta W = a_s \{0.3 \gamma_c + M'(\epsilon_m + 1) S_r\} \quad \text{--- (1)}$$

ここに  $a_s$  : パイルの打設面積比

$\gamma_c$  : ケミコライムの充填密度

$M'$  : パイルの膨張後の間隙率 ( $\approx 0.5 \sim 0.6$ )

$\epsilon_m$  : パイルの貝掛け膨張率 ( $\approx 0.6 \sim 0.8$ )

$S_r$  : パイルの間隙水飽和度 ( $\approx 0.8 \sim 0.9$ )

この内、 $M'$ 、 $\epsilon_m$ 、 $S_r$  は水和パイルの水平全断面の平均密度及び含水量を測定する事により決定されるものであり、特に貝掛け膨張率  $\epsilon_m$  はケミコライムの充填密度  $\gamma_c$  に依り変化するので注意を要する。

従つて、改良対象土の乾燥密度を  $\gamma_d$  とすれば含水量低下量  $\Delta W$  は (2) 式で求める事ができる。

$$\begin{aligned} \Delta W &= \Delta W / \gamma_d \\ &= (1/\gamma_d) a_s \{0.3 \gamma_c + (\epsilon_m + 1) S_r\} \quad \text{--- (2)} \end{aligned}$$

2 間隙比低下量

飽和状態の土と仮して地盤の間隙比低下量の脱水量に相当し、原地盤の間隙比を  $e$  とすれば (3) 式で求められる。

$$\Delta e = (1 + e) \Delta W \quad \text{--- (3)}$$

3 強度増加量

地盤の間隙比の低下は、正規圧空領域に於いては圧空現象としてとらえられ、間隙比低下量  $\Delta e$  に対応する増加圧空荷重  $\Delta p$  が作用した事になり、その対応分だけ粘着力の増加に寄与する。すなわち、正規圧空領域に於いては (4) 式で示される様に間隙比  $e$  は圧縮指数  $C_c$  を介して圧空圧力  $p$  の対数と直線関係にある。

$$e' - e_0 = -C_c \log p'/p_0 \quad \text{--- (4)}$$

(4) 式は対数の変換を含め (5) 式の様に書き換へらるゝので、これと圧空先行荷重  $p_0$  との差が強度増加に有効な荷重  $\Delta p$  と見らるゝ。

$$p' = p_0 \{ \exp^{(2.3 \Delta e / C_c)} \} \quad \text{--- (5)}$$

$$\Delta p = p' - p_0 = p_0 \left[ \exp \left( \frac{2.3 \Delta e}{C_c} \right) - 1 \right] \quad (6)$$

また、原地盤から採取した不攪乱試料について圧密試験によって求めた  $e - \log p$  曲線を利用すれば、間隙比低下量  $\Delta e$  に対応する増加圧密荷重  $\Delta p$  が作図にて求まる。(図-1) 土の粘着力は増加圧密荷重に比例して増加し、その多寡を粘着力増加係数  $M$  として (7) 式を示す。

$$\Delta C = M \cdot \Delta p \cdot U \quad (7)$$

ここに  $\Delta C$  : 増加粘着力  
 $U$  : 圧密度

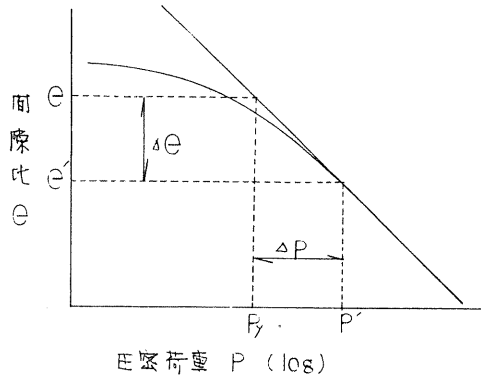


図-1  $e - \log p$  曲線による  $\Delta p$  の決定

粘着力増加係数  $M$  の値は、原地盤から採取した不攪乱試料の圧密急速セメント試験により求められ、地盤の含水状態等により若干異なる、一般の粘性土においては  $M = 0.2 \sim 0.4$  の範囲にある。

### (III) 理論強度増加量と改良実測ゲータとの対比

改良原理の項に述べた計算方法により求めた理論値及び改良後の実測ゲータを表-1に示し、各々に対応させたグラフを図-2に示す。

但し、(1)式の水量計算式を使用するパイルの粘性に関する諸数値の取扱いは、周辺地盤の状態によりバラつきがあり一概に設定するに問題があるが、計算の便宜上は平均的値として  $M' = 0.55$ ,  $\varepsilon_u = 0.7$ ,  $S_r = 0.85$  を代入して計算を行う。

また、ここに示した実測ゲータは、その大部分が1ヶ月以内で、測点位置はパイロパイロ間対南線中心位置のものである。

対比結果では、図-2に示す如く理論値と実測値はほとんど一致せず、全般的に理論値を増加している。

表-1 理論及び改良実測粘着力増加量

工事場所	$d_s$	$e$	$C_c$	$p_y$	$\Delta C$	$\Delta C'$
東京 大井 下水道	10.4	2.48	0.89	0.50	2.0	1.7
“ “ 夫岡 埠	13.3	2.63	1.04	0.65	3.3	2.2
“ “ 火力発電所	8.7	2.00	0.67	0.80	3.0	2.0
“ 江東 地下鉄1	“	1.62	0.63	0.88	3.0	3.0
“ “ “ 2	“	1.62	0.60	1.02	3.7	3.0
“ “ “ 3	“	1.89	0.86	1.55	3.8	2.5
“ “ “ 4	“	1.93	0.76	1.08	3.2	2.5
横浜 首都高	“	2.07	0.80	1.02	3.0	2.3
大阪 門真 下水道	16.0	2.20	0.72	0.50	6.0	4.5
“ “ 平太町	8.7	1.62	0.59	1.20	4.2	2.5
岡山 水島 タンク 1	6.4	1.27	0.53	0.98	2.5	2.0
“ “ “ 2	“	1.35	0.51	1.15	2.9	2.7
札幌 道路	5.0	1.90	0.64	0.74	1.6	1.6

$d_s$  : パイロ面積比 (%)  
 $\Delta C, \Delta C'$  : 理論及実測粘着力増加量 ( $\text{kg/cm}^2$ )

この原因として次の2点が考えられる。

- 1) 圧密度設定値の影響
- 2) 改良後の測定位置による影響

各々について若干検討を加えれば

- 1) 圧密度設定値の影響について

テミコパイルを打設した地盤が圧密理論通り挙動すると仮定して検討を行って行く。

通常テミコパイル工法の改良対象となる様な地盤について、圧密係数を調べてみると  $C_v \approx 10^{-1} \sim 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$  のオーダーと

なる事が多い。また、水平方向の圧密係数と鉛直方向の圧密係数の関係については種々研究されている様であるが確たる取り決めが無い様なので、いま仮りに  $C_h \approx C_v$  として採用し、(8)式及び図-3の  $U - T_h$  関係図を用いて理論圧密度を計算して行く。

結果は表-2に示すが、この範囲の圧密係数であれば砂令1ヶ月で90%圧密は十分達成している様である。

$$T_h = D_e^2 / C_v \cdot t \quad (8)$$

ここに  $t$ : 30日

表-2に示した圧密度を基に、全て圧密度  $U=100\%$  となる様に仮定した時の補正後のグラフを図-4に示す。この結果を見るかぎり圧密度の影響は比較的少ない様である。

- 2) 改良後の測定位置による影響

テミコパイル工法の改良計算に於いては対象系内の平均剛性について計算している。一方、改良後の現場測定位置はパイル～パイル間対称線中心位置を行っていきケースが殆んどであり、一番改良度合いが少ない部分の測定を行って

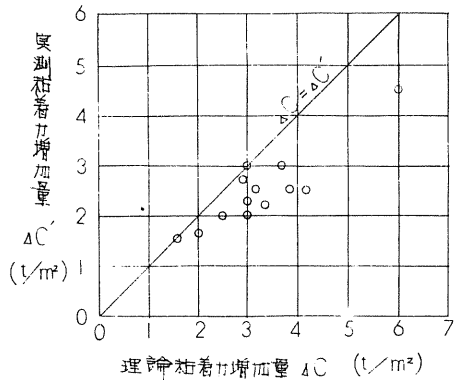


図-2 理論及実測、沈着増量

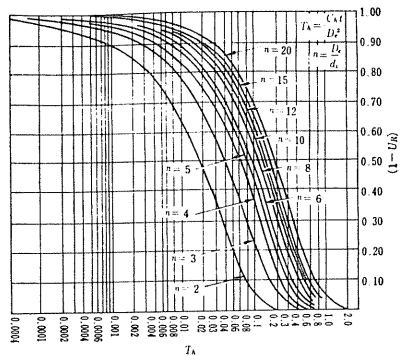


図-3  $U - T_h$  関係図

表-2 理論圧密度

工事場所	$C_h$ (cm <sup>2</sup> /min)	$T_h$	$n$	$U$ (%)
東京 大井 下水道	$6.0 \times 10^{-2}$	0.17	3.1	92
" " 大井 浄水場	$2.8 \times 10^{-1}$	0.66	3.4	100
" " 江東地下鉄1	$1.4 \times 10^{-1}$	0.33	"	96
" " 2	$1.1 \times 10^{-1}$	0.26	"	95
" " 3	$2.2 \times 10^{-1}$	0.52	"	98
" " 4	$1.0 \times 10^{-1}$	0.23	"	95
横浜 首都高並	$2.0 \times 10^{-1}$	0.47	"	99
大阪 内裏下地道	$4.2 \times 10^{-2}$	0.20	2.7	95
大阪 弁天町	$2.6 \times 10^{-1}$	0.61	3.4	100
岡山 水島カウ1	$1.6 \times 10^{-1}$	0.28	4.0	100
" " 2	$3.5 \times 10^{-1}$	0.60	"	100
札幌 道路	$3.6 \times 10^{-1}$	1.90	4.5	100

事と存す。この事は2~3の測定結果からも実証される(図5, 図-6)

筆者が手稲地区に測定した結果を図-7に示すが、この結果によれば平均強度を示すものは100mm~150mm間の1/4程度であり、その位置の増加強度と直接測定する対角線中心位置の増加強度の比を $f$ とすれば、 $f=1.4$ という値が得られた。

平均強度を示す位置が、図-5, 図-6に示したものに適用できるとすれば、 $f=1.45, 1.24, 1.37$ の値が得られる。この結果を基にして表-1に示した実測結果を補正し、( $f=1.2\sim 1.5$ の範囲)理論値と対比させたグラフを図-8に示す。

補正の結果比較的45°の線( $\Delta C = \Delta C'$ )に近づき、この手帳の妥当性の一面を指摘して置くものと考えらる。

#### (IV) まとめ

工事後に於いて時折直面する理論強度と実測強度に差が生じる原因は、複雑に要因が絡みだ結果起こる事も予想されるが、ここにはその内、圧密度の影響及び測定位置の違いによる影響の2点に絞って検討を行なう。

圧密度に関しては計算上は90%以上達成されては保証されていると考えられるが、一方、施工時に特にパイプハンマー等を使用した場合、その攪乱により、不攪乱の場合に比べて圧密度が1/5程度に減少するといふ見方もあるため、一概に不攪乱試料により計算した圧密度だけで判断するが無利益のことも知られる。また特に鋭敏性の高い地盤では施工時の攪乱により土質の強度低下減少を示す事が予想されるので、シキントロピー現象との関連にも検討す

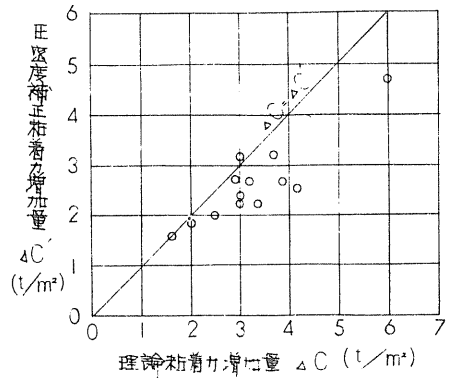


図-4 理論及圧密度補正粘着増大量

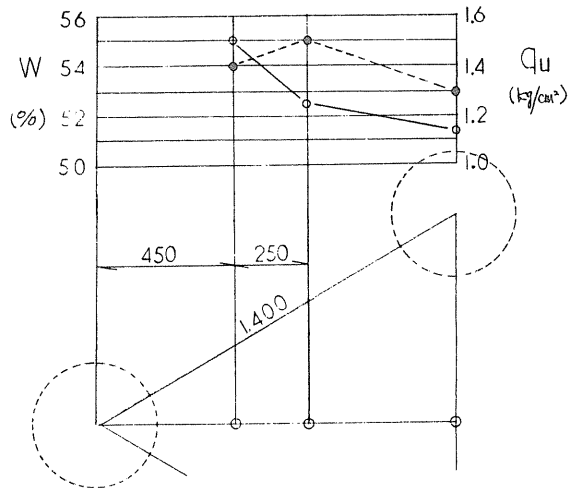


図-6 パイルからの距離と強度の関係(1)

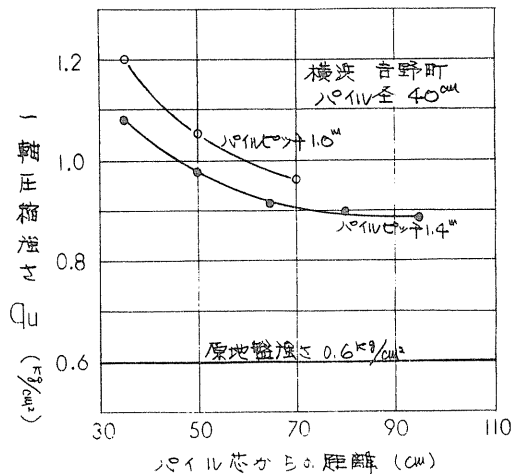


図-6 パイルからの距離と強度の関係(2)

る必要がありそうである。

また、改良後の測定位置の向類に  
関しては、前記の様に非常に影響  
する様であり、特にパイル近傍は  
パイル厚以上に入ると強度が降  
られるケースも<sup>4)</sup>あるため、地盤強  
度としては対象系内の平均的なも  
のとして計測が良い様である。  
従って、地盤改良後の確認試験の  
際は測定項目を絞って、対照線中  
心からパイル側面に向かって少く  
とも3段階実施し、その平均を  
考えざるが良い。

また現時点より対照線中心の計  
測と仮定する場合は、前記の係数(f)  
を付して平均強度とするのが望ましい。  
但し、係数の取扱いは関しては今後の  
データの積重ねにより対応した。

(V) あとがき

ケミコパイル工法の改良効果のうち持  
続強度増加の面を日産疑問に思われ  
ていまいちについて検討を試みたが、今回  
は特に離れていないが、その改良原理か  
ら考えて含水比を測定する事によりそ  
の低下割合からも大略の効果判定が可  
能となるので、実施に際しては数多く  
測定してよい計測が良いと考えます。

また今回はケミコパイルの水和反応後の物性に関する値は平均値を用いて脱水量計  
算式に使用したが、この値は今後も機会をとらえて測定し、地盤特性に対応す  
るものに改めていきたい。

結論らしきものを思いだすにいま終りに付すが、今後の工事に於いて多少とも  
役立てば幸いである。

(VI) 参考文献

- 1) 例えに 軟弱地盤の調査設計施工法 土質工学会
- 2) " 土質工学ハンドブック 技報堂
- 3) 軟弱地盤の調査から設計施工まで 福田信徳著
- 4) 生石灰パイルによるラジウム基礎の地盤改良工事 施工技術

その他本報文中に使用した資料は次の通りである。

アミコパイルによる軟弱地盤処理の施工について 渡辺他。

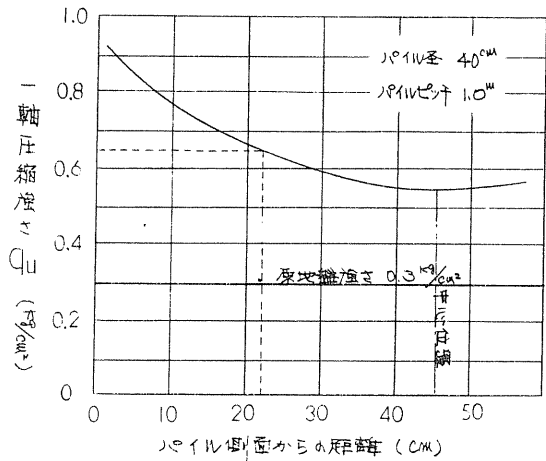


図-7 パイルからの距離と強度の関係 (3)

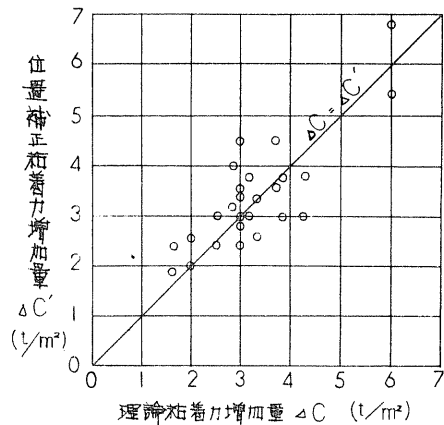


図-8 理論及び位置補正粘着力増加量

大阪データ通信局舎(弁天町)新築工事における生石灰パイルによる地盤改良について  
石井他.

東電大井父カ建設工事におけるケミコパイルによる地盤改良工法 播磨他  
横浜市高速鉄道、吉野町工区における生石灰による軟弱地盤改良工事。

岡沢他.

生石灰パイル工法による地盤改良の一例(セービング阻止対策として)  
安森他

# 防振壁による地盤振動の遮断効果について (第2報)

北海道開発局土木試験所 佐々木晴美

木元 喬之

能登 繁幸

○東海林邦夫

## 1. まえがき

近年、建設工事の大型化、自動車交通量の増大および土地利用の高密度化などに伴ない、建設機械や自動車交通による地盤振動が問題となっておりある。著者らは、数年来、地盤振動の実態予知方法、さらには軽減対策工について調査研究を続けて来ているが、ここでは、昨年度報告した第1報に引き続き、防振壁の厚さ、深さ、および材質による振動軽減効果の変動について試験した結果を報告する。



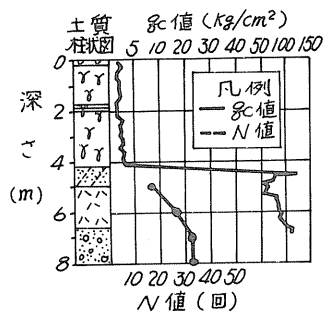
図-1 測定カ所図

## 2. 試験カ所の概要

試験カ所は、図-1に示すとおり、一般国道5号札幌市地内札幌新道の新設工事現場であり、測定カ所の土層構成は、図-2に示すとおり深さ4m付近までは、主に泥炭層であり、 $\gamma_c = 2 \sim 3 \text{ Kg/cm}^2$ の軟弱土層である。また、土質常数は、表-1に示すとおりである。

## 3. 試験要領

第1報では、発泡スチロール、発泡ポリエチレン、硬質ポリウレタンフォームおよび発泡ポリエステルで作られた等厚の防振壁の地盤振動軽減効果について比較検討したが、今回は、より大きな密度をもったGRCフォーム、コンクリート中空板などを防振壁とした場合の振動軽減効果ならびに発泡スチロールの防振壁の振動軽減効果に及ぼす壁材の厚さおよび埋設深さの影響について検討するため、表-2に示すような種類の試験工区を設けた。すなわち、厚さによる振動軽減効果の変動については、No1, No2, No3工区で防振壁の厚さを10cm, 25cm, 50cmとした場合の振動、深さによる効果の変動



土質凡例  
 [V] 腐植土 [X] シル質砂  
 [Y] 泥炭 [H] 火山灰  
 [≡] 粘土 [□] 砂礫

図-2 地盤の性質

表-1 地盤の性質

深さ (m)	湿潤密度 $\gamma_t (\text{g/cm}^3)$	含水比 $W (\%)$	比重 $G_s$
1~2	1.011	551.4	1.552
3~4	0.981	604.0	1.590

については、No2とNo4工区で深さを2<sup>m</sup>、3<sup>m</sup>とした場合の振動、材質による効果の変動については、No2、No5、No6工区で発泡スチロールとGRCフォームおよびコンクリート中空板を埋設したときの振動をそれぞれ測定比較することとした。

これらの防振壁の詳細については、表-3および図-3に示すように、発泡スチロールは第1報で用いたものと同じ材質であり、GRCフォームは発泡スチロールとグラスコンクリートの合材であり、コンクリート中空板は軽量コンクリート材の

表-2 防振壁試験工区内容

工区番号	防振壁材	深さ H(m)	厚さ D(cm)	延長 L(m)
NO1	発泡スチロール	2	10	30
NO2	発泡スチロール	2	25	30
NO3	発泡スチロール	2	50	30
NO4	発泡スチロール	3	25	30
NO5	GRCフォーム	2	25	30
NO6	コンクリート中空板	2	25	30

表-3 防振壁材の特性

壁材	密度 g/cm <sup>3</sup>	引張強度 Kg/cm <sup>2</sup>	圧縮強度 Kg/cm <sup>2</sup>	弾性減衰係 数速度(S波) m/sec	備考
発泡スチロール	0.029	5.0	3.0	60.0	
GRCフォーム	0.132	—	—	—	密度=重量/見かけの体積
コンクリート中空板	0.980	—	—	—	

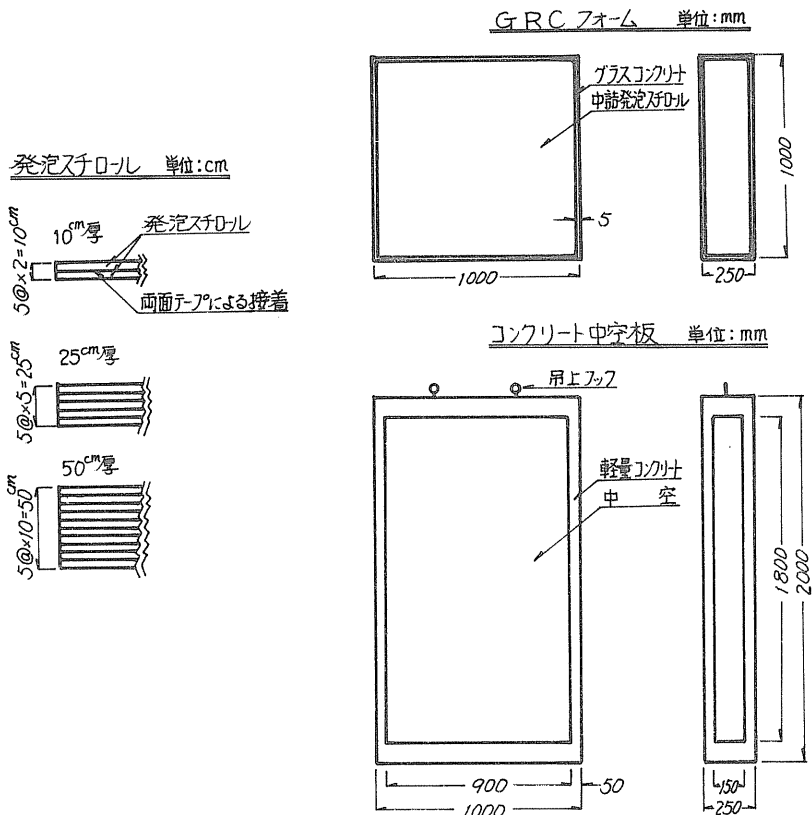


図-3 防振壁材断面詳細図



内部に空隙を設けて軽量化している。  
 また、防振壁を設置する場合には、縦断排水管理設用の溝に壁材を立て込み土を埋め戻したもので、図-4に示すような断面となっており、全6工区の設置位置は図-5に示すとおりである。

測定位置は、図-6に示すように、振動源端から2m、3m、5m、7m、8m、10m、15m、20mとした。但し

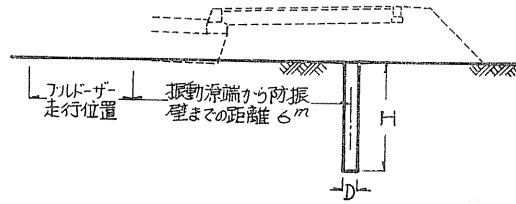


図-4 防振壁設置断面図

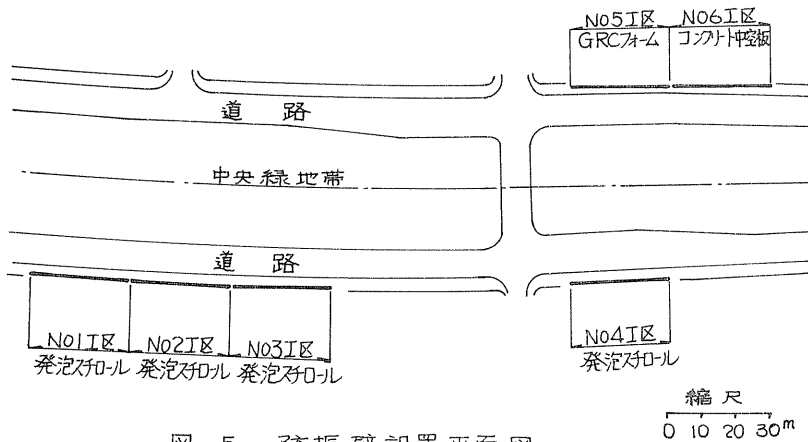


図-5 防振壁設置平面図

溝と測定予定点との位置関係、および測定予定点における測定器設置の難易により、全点測定は行わず、I区ごとに同図の中から選定した。

測定解析は、公害用振動計で測定し、記録計、ローパスフィルタ、オシログラフを通し、読み取り演算を行った。また、測定単位は、Diekmann, Meisterの報告、ドイツのVDI等を参考にし、さらに、第1報との関連上、振動速度(mm/sec)とした。

なお、測定方向は上下動が水平動より一般的に大きいことから、上下動(Z方向)を抽出し、振動速度のピーク値で解析した。

振動源については、三菱BD-11Tブルドーザーを路盤の未完成な状態の路面で2速(約5km/h)の速度で走行させたものを用いた。

写真-1および2は、現場における調査の状況を示す。

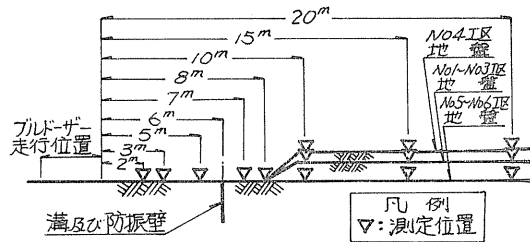


図-6 測定位置標準図

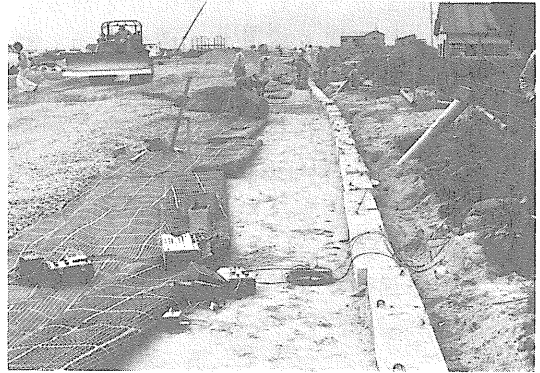


写真-1 No4工区における溝切り後の振動測定状況

写真-2 No5, No6工区における防振壁設置後の振動測定状況

#### 4. 試験結果と考察

##### 4-1. 原地盤の振動状況

空溝および防振壁による振動軽減効果の検討に際しては、原地盤の振動が比較対照の基準となる。各工区ごとに測定した原地盤の振動は、表-4に示すとおりであるが、以後の軽減効果の比較検討を容易にするため、これらの測定値をレイレイ波の距離減衰式に代入し、最終的には、地盤条件等が類似した区間ごとに、平均的な

表-4 原地盤の振動測定値

単位: mm/sec

振動発端からの距離(m) I区 No	2	3	5	7	10	15	20
1	13.21	2.11	1.89		0.77	0.61	0.50
	15.00	3.11	2.00	—	0.85	0.71	0.48
	18.75	3.67	1.56		0.85	0.79	0.54
	11.79	2.59	1.56		0.73	0.64	0.45
2	—	2.22	2.78		0.50	0.39	0.25
	—	3.56	3.11	—	0.77	0.57	0.39
	11.79	3.11	2.33		1.15	0.54	0.39
	9.64	3.78	3.00		1.08	0.61	0.43
3	9.64	4.11	2.89		0.73	0.71	0.50
	8.57	4.11	2.89	—	0.88	0.89	0.57
	8.93	3.89	3.22		0.92	0.86	0.54
4	6.43		1.50	1.24	0.89	0.71	
	6.43	—	1.33	1.14	0.89	0.79	—
	6.79		1.44	0.93	0.86	0.75	
5	9.64		5.00	2.90	1.68	1.68	
	10.71	—	4.81	3.79	2.68	1.71	—
	10.71		5.56	3.45	2.25	2.14	
	10.71		5.19	3.10	2.36	1.93	
6	9.64		4.07	3.10	2.25	2.04	
	8.57	—	4.63	3.45	3.21	2.04	—
	8.57		4.44	3.79	3.00	2.14	

表-5 原地盤の減衰常数

工区	減衰常数 α	工区ごとの平均減衰常数	地盤の種類別 平均減衰常数
1	0.079	0.084	0.087
	0.086		
	0.090		
	0.081		
2	0.091	0.094	0.087
	0.084		
	0.103		
	0.097		
3	0.090	0.082	0.087
	0.075		
	0.080		
4	0.077	0.072	0.072
	0.065		
	0.073		
5	0.065	0.058	0.046
	0.060		
	0.051		
	0.055		
6	0.039	0.031	0.046
	0.028		
	0.026		

距離減衰を算定した。すなわち、まず、各工区ごとにレイレイ波とした場合の減衰  
 常数 $\alpha$ を求めた。その結果は表-5に示すとおりである。次に、 $\alpha$ は地盤の土性な  
 により変化する常数であるので、現場の状況ならびに同表に示した $\alpha$ の値を勘案  
 して、当該カ所地盤を（No1～No3）、（No4）、（No5～No6）の3種に大別す  
 ることとし、それぞれの区間の $\alpha$ の平均値を用いて、振動源端から2<sup>m</sup>の地点にお  
 ける振動測定値を基準（=100）とした振動距離減衰を求めた。これを表-6に示す。  
 同表の値を基本にして、以下の考察を進めることにする。

表-6 振動源端からの距離が2<sup>m</sup>の点を基準とした各工区地盤の距離減衰

振動源端から I区No 距離(m)	2	3	5	7	8	10	15	20
1～3	100.00	74.85	48.72	34.60	29.67	22.30	11.78	6.61
4	100.00	75.98	50.96	37.29	32.46	25.14	14.32	8.65
5～6	100.00	77.98	55.09	42.47	37.94	30.95	20.08	13.82

#### 4-2. 溝による振動軽減効果

ここでは、防振壁埋設前の縦断排水管理設用の溝を利用して、空溝による振動軽減  
 効果について検討する。各工区ごと3～4回の測定値を整理し、原地盤と同一条  
 件である振動源端から2<sup>m</sup>の地点の振動を基準にして、各測定点の振動の距離減衰  
 比を求めると図-7のとおりとなる。同図に示すように、溝によって振動はかなり  
 軽減されており、原地盤の振動に対して、溝背後の振動は、溝の深さ2<sup>m</sup>のNo1～  
 No3工区では約38%、溝の深さ3<sup>m</sup>のNo4工区では約33%であり、No5～No6工区  
 では溝の深さが2<sup>m</sup>で約55%の振動となっている。

著者らは、過去に、溝切り後の振動減衰に関する現場実験を行い、溝2本1<sup>m</sup>深  
 と1本2<sup>m</sup>深ならびに2本2<sup>m</sup>深の場合には(1)式があてはまることを確かめ、  
 種々の溝の深さと本数の場合に対して(2)式を提案した<sup>2)</sup>。なお、2<sup>m</sup>の深さ1本  
 の溝のときは(1)式と(2)式が同一となる。

$$y = \frac{C}{2\sqrt{x+2D}} e^{-\alpha(x+2D)} \text{-----} (1)$$

$$y = \frac{C}{D\sqrt{n}\sqrt{x+2D}} e^{-\alpha(x+2D)} \text{-----} (2)$$

ここに、C、 $\alpha$ は原地盤の振動常数であり、Dは溝の深さ、nは溝の本数である。  
 図-7に、(1)式および(2)式による振動減衰曲線を示したが、No1～No3  
 工区とNo4工区では、実測値は、おおよそ(1)式に近似している。一方、No5～  
 No6工区では、溝のすぐ背後で近似した結果になっているが、約10<sup>m</sup>離れた地点で  
 は、相当の差が生じており、地盤条件の違いなどの影響かとも考えられる。

ここで、振動軽減の程度と(溝の深さ/振動の波長)との間に一定の関係を見い  
 出した鈴木らの実験成果<sup>3)</sup>に今回の測定結果をプロットすると、図-8のとおりと  
 なって、両者は近似している。ている。

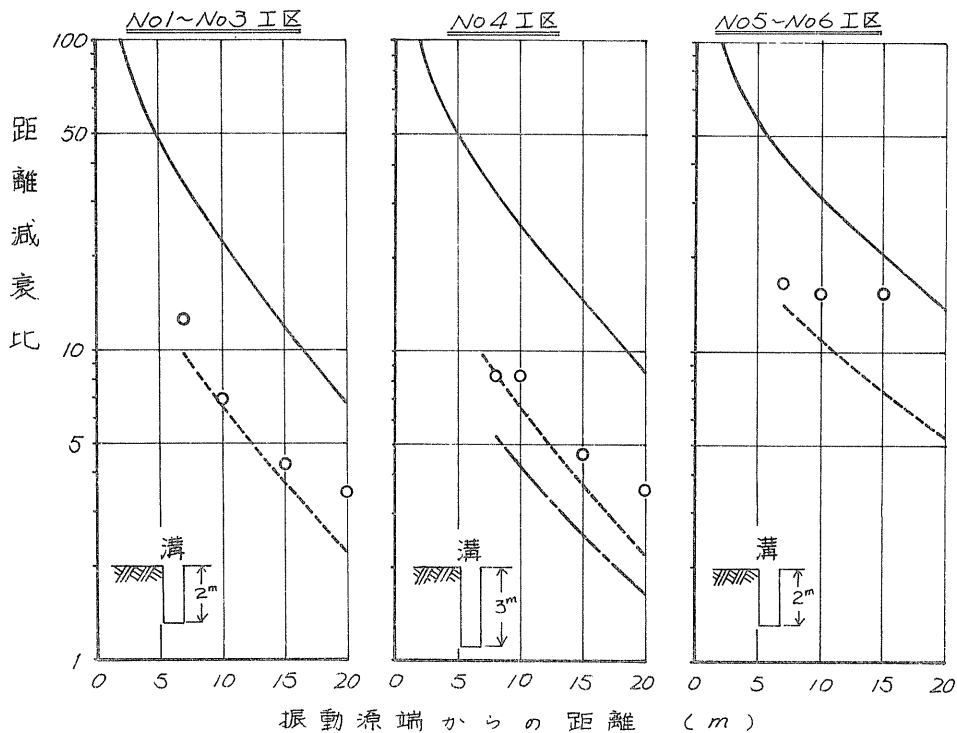
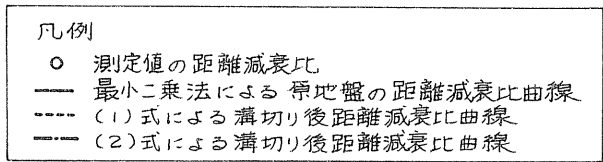


図-7 振動源端から2mの点を基準とした距離減衰比と振動源端からの距離の関係

この様な結果から、溝切り後の振動軽減効果を推定する場合、著者らの提案した(1)式または鈴木らの実験結果を用いて、概略的な軽減効果を推定することができるものと思われる。

#### 4-3. 防振壁による振動軽減効果

各種防振壁埋設後に各工区ごと3~4回づつ行った振動測定の結果を整理し、原地盤の場合と同様に、振動源端から2mの地点の測定値を基準として、防振壁背後の振動の距離減衰比を求め、さらに、原地盤の振動距離減衰比で除して、振動速度比としてまとめると

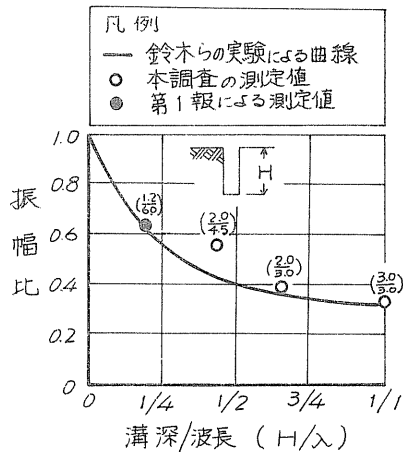


図-8 溝の振動遮断効果

表-7 原地盤に対する防振壁背後の振動速度比

工区No	防振壁からの距離 (cm)	1	2	4	9	14
1	速度比	79.05	—	65.74	69.95	—
		90.29	—	85.70	85.06	—
		97.69	—	85.70	112.82	—
	平均値	89.01	—	79.05	89.28	—
2	速度比	44.54	—	94.22	68.93	—
		47.77	—	94.22	92.70	—
		35.29	—	85.56	107.98	—
	平均値	42.53	—	91.33	89.87	—
3	速度比	50.14	—	83.68	101.36	—
		44.28	—	79.06	104.92	—
		44.77	—	77.80	101.36	—
	平均値	46.40	—	80.18	102.55	—
4	速度比	—	49.41	60.86	56.01	62.54
		—	36.91	31.62	28.14	37.57
		—	49.97	43.16	37.50	48.55
	平均値	—	61.61	50.91	46.58	66.24
5	速度比	—	49.48	46.64	42.06	53.73
		—	86.45	106.40	114.89	—
		—	95.07	132.67	109.51	—
	平均値	—	92.15	79.00	91.33	—
6	速度比	—	91.22	106.02	105.24	—
		—	110.54	117.03	168.68	—
		—	87.85	86.17	107.57	—
	平均値	—	110.54	126.49	143.13	—
6	速度比	—	102.98	109.90	139.79	—
		—	110.54	117.03	168.68	—
		—	87.85	86.17	107.57	—
	平均値	—	110.54	126.49	143.13	—

表-7に示すとおりとなる。これらの値を用いて、以下の検討を行う。

4-3-1. 防振壁の厚さによる振動軽減効果の変動について

防振壁による波動の遮断効果については、次のような理論式が提唱されている。<sup>4)</sup>

$$T_w = \frac{4\tau}{\sqrt{2\{2(1+\tau^2)^2 - (1-\tau^2)^2(1+\cos 2\beta hH)\}}} \quad \text{----- (3)}$$

$$\text{ここに、} \tau = \frac{V'\rho'}{V\rho}, \quad \beta = \frac{V}{V'}, \quad h = \frac{n}{V}$$

$T_w$ : 波動伝達率

$V'$ : 防振壁材の弾性波伝播速度 (cm/sec)

$V$ : 地盤の弾性波伝播速度 (cm/sec)

$\rho'$ : 防振壁材の密度 ( $g/cm^3$ )

$\rho$ : 地盤の密度 ( $g/cm^3$ )

$n$ : 円振動数 (rad/sec)

$H$ : 防振壁厚 (cm)

上式を用いて、発泡スチロール材の防振壁厚が10<sup>cm</sup>、25<sup>cm</sup>、50<sup>cm</sup>の場合の波動伝達率を算出すると、表-8のとおりとなる。これに対して、今回の調査結果は図-9に示すとおり、理論計算値ほど大きな軽減効果を示していない。これは、上式が無限に深い壁の場合を想定して、透過波の伝達率について算出しているのに対して、実際には、壁が有限深さであって、防振壁の下端を通る回折波の影響が生じているためと推定される。従って、第1報にも述べたように、深さ方向に有限な防振壁の軽減効果を求める際に、上式の理論式を適用するのは問題があると思われる。

壁厚による実際の振動軽減効果の変動は、図-9に示したように、壁の直ぐ背後において、10<sup>cm</sup>厚の速度比が約90%であるのに対し、25<sup>cm</sup>および50<sup>cm</sup>厚の場合には、両者ほぼ同じで45%前後となっており、厚さの差による効果の差が見られる。しかしながら、壁から4<sup>m</sup>以上離れると、振動速度比は、10<sup>cm</sup>厚の場合には、ほぼ80~85%と大きな変化は見られないが、25<sup>cm</sup>厚と50<sup>cm</sup>厚の場合には、急激に軽減効果が減少し、とくに50<sup>cm</sup>厚の場合には、壁から9<sup>m</sup>も離れるとほとんどこの効果が認められないという結果になっている。

なお、図中の点線は、昨年度の調査結果を参考に示したものである。

以上述べたように、壁厚による振動軽減効果の変動については、定量的な結論を導き難く、今後の検討を要するものと考えられる。

#### 4-3-2. 防振壁の深さによる振動軽減効果の変動について

溝を深くすると振動軽減効果も大きくなるが、同様に、防振壁の深さを深くすることによって、振動軽減効果を

表-8 伝達率一覧表

壁厚 D (cm)	波動伝達率 Tw
10	0.362
25	0.158
50	0.088

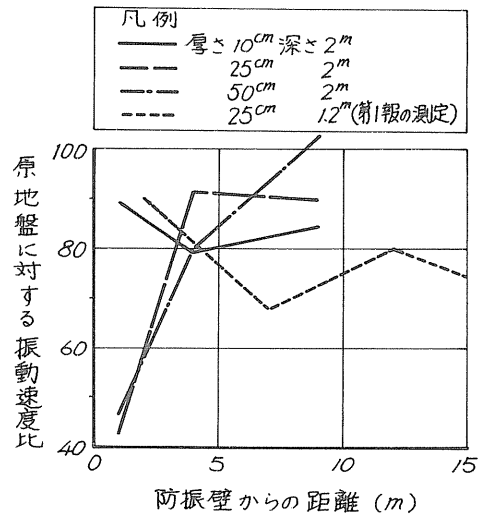


図-9 発泡スチロールによる防振壁の厚さごとの振動速度比と防振壁からの距離の関係

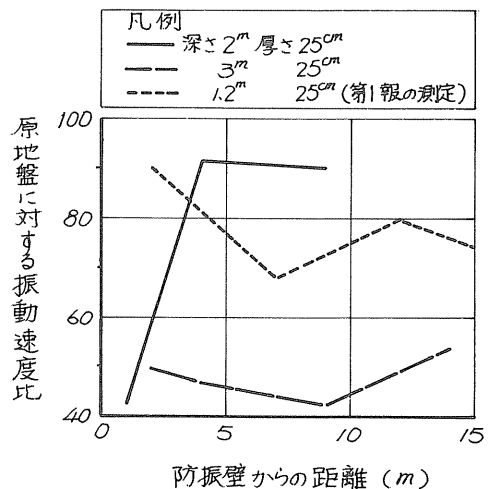


図-10 発泡スチロールによる防振壁の深さごとの振動速度比と防振壁からの距離の関係

より大きくすることができると思われる。

図-10に本調査で測定した2m深さと3m深さの場合の振動軽減効果、ならびに昨年度調査した1.2m深さの場合のそれを示す。同図によれば、深さ3mの防振壁を埋設したときは、壁背後の振動は、原地盤の振動に対して、距離による変動が小さく、ほぼ50%程度になっており、顕著な振動軽減効果がみられるが、深さ2mの場合は、壁の直後で約43%に減少してはいるものの、壁から4mほど離れると90%程度に達し、顕著な振動軽減効果が認められなくなっており、昨年度の1.2m深さの防振壁の場合よりも効果が小さい結果になっている。今、2m深さの場合のデータを、その距離減衰の形と大きさから、何らかの問題を含むものと考え、これを除外して、1.2m深さと3m深さの場合を比較すると、壁の深さが2.5倍の3m深さの場合に軽減効果もほぼ2.5倍になっているところから、防振壁の振動軽減効果は、壁の深さに、おおむね、比例するという推定は可能かもしれない。

#### 4-3-3. 防振壁の材質による振動軽減効果の変動について

図-11に3種類の防振壁材料を用いた場合の振動軽減効果を示す。同図によれば、発泡スチロールの場合、壁の直後で約43%の振動速度比を有していて、壁から4mも離れるとほとんど効果がなくなるようであるが、GRCフォームおよびコンクリート中空板は、壁の直後であってもほとんど軽減効果がなく、壁から離れると、むしろ、原地盤よりも大きな振動が発生して、軽減効果がまったくない結果になっている。それぞれの材料の密度は表-3に示したとおりであり、地盤の密度に対する比率は、およそ、発泡スチロールで3%、GRCフォームで13%、コンクリート中空板で98%となっている。(3)式の $\tau$ は、インピーダンス比と呼ばれるものであるが、同式による $\tau$ が1.0の場合、遮断効果がまったくなく、1.0より小さくなるかもしくは大きくなる場合に、しだいに効果が大きくなる。第1報の試験結果によるインピーダンス比と振動速度比の関係においても、インピーダンス比が1.0に比べて小さくなるにしたがって効果が大きくなるという結果が得られている。インピーダンス比の変数である地盤および壁材の密度と振動軽減効果との関係を調べることも意

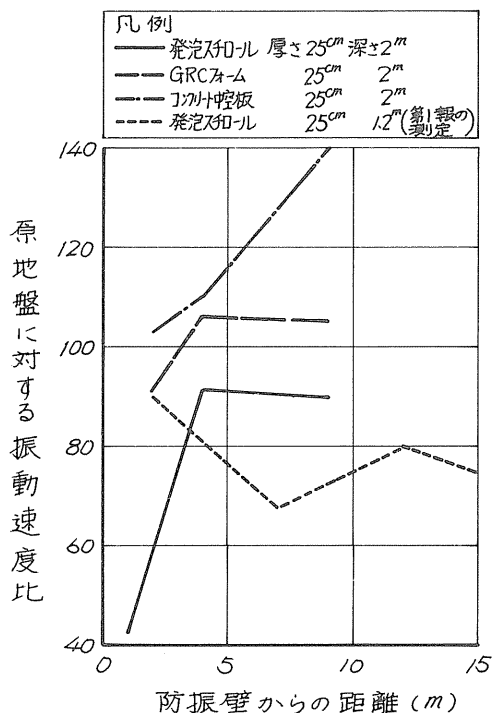


図-11 壁材の材質による振動速度比と防振壁からの距離の関係

味があるとの判断から、このような観点に立って考察すると、地盤密度との差異が大きい密度をもった壁材ほど、大きな振動軽減効果を有すると考えてよいのではないかと思われる。さらに、地盤振動が問題となる軟弱地盤は、せん断強さが小さく、圧縮性が大きいことから、土よりかなり小さい密度を有する発泡材の防振壁を用いるのが適当と考えられる。

## 5. 結論

以上の結果と考察をまとめると次のとおりである。

- ① 防振壁の厚さが軽減効果に及ぼす影響については、壁の直後では10<sup>m</sup>厚の振動速度比が約90%、25<sup>m</sup>厚と50<sup>m</sup>厚が45%前後となって、厚さの効果が見受けられるが、壁から4<sup>m</sup>も離れると、これらの傾向が不定となって十分説明できない。今後の研究を待つ必要がある。
- ② 防振壁の深さが軽減効果に及ぼす影響については、本調査の場合のデータが異常であるため、結論を導き出せないが、第1報のデータと較べると、深さと軽減効果は比例関係にあり、壁の深さによる効果を確認できる。
- ③ 防振壁の材質が軽減効果に及ぼす影響については、軽減効果が地盤密度に近い密度の材質を用いると、軽減効果がほとんどないことから、密度と密接な関係があるものと思われ、地盤密度よりかなり小さい密度を有する発泡材を防振壁として用いるのが適当と考えられる。

## 6. あとがき

本調査の測定データからは、十分満足できる説明ができないため、期待していた結論も不十分であるが、今後、増大するであろう地盤振動問題を早期に解決するため、今までのデータを含め、この種の調査研究を進めて、よりよい防振壁対策を確立したいと考えている。

最後に、本報告作成にあたり、現場測定その他多くの御協力をいただいた札幌開発建設部札幌新道建設事務所、ならびに関係した各位に対して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 佐々木・木元・能登・東海林「防振壁による地盤振動の遮断効果について」昭和50年度土質工学会北海道支部第15号技術報告資料
- 2) 小林・佐々木・能登「軟弱地盤上の道路における施工機械・走行車輛による地盤振動の軽減対策について」昭和48年度土質工学会第13号技術資料
- 3) 鈴木・石垣「衝撃波の最大振幅が色々の溝によって減少する割合について」地震, Vol.12, No3, 1960
- 4) 畠山・瘦辺「振動の伝播の遮断について」土質工学会関西支部, 昭和50年度講習会テキスト



# 粘土の供試体作製法に関する実験的研究

北見工業大学

○山田 洋石

シ

鈴木 輝え

## 1. まえがき

練り返した粘土を用いて圧密特性や強度特性を調べる時に、一般にはスラリーの状態から予備圧密した後に成形した供試体（以下予圧密供試体という）を用いる場合が多い。しかし、試験手順の簡便さからある含水比の下でビーティングにより練り合わせた後に成形するという、いわゆるビーティング法によって作った供試体（以下ビーティング供試体という）を用いる場合も少なからずあるようである。本研究はこのような供試体作製法が、圧密・強度特性にどのように影響してくるかを調べたものである。本研究の結果、圧密・強度特性は供試体作製法の影響を強く受けること、さらに予圧密供試体の方が自然地盤の不カク乱粘土と類似した圧密・強度特性を示すことがわかった。

## 2. 試料及び試験方法

(1) 試料 使用した試料は紋別市郊外から採取したもので、 $G_s = 2.75$   $LL = 55\%$   $PL = 21\%$  粘土分、シルト分、砂分がそれぞれ67%、29%、4%の物理的性質をもった乱した粘土である。

### (2) 試験方法

1) 予圧密法：試料を水でスラリー状にしたものを内径約17cm、高さ26cmの円柱形の圧密容器へ真空吸引する。その後、圧密圧 $0.7 \text{ kg/cm}^2$ で排水が終了するまで圧密する。圧密終了まで7日間必要とした。その後、試料を乱さないように注意して圧密容器からとり出し、直径5cm高さ12.5cmの供試体を作製した。予備圧密後の含水比（初期含水比 $W_0$ ）は43.21~46.31%であった。

2) ビーティング法：スラリー状の試料を室内で所定の含水比になるまで乾燥させる。その後、試料を均一にするために約2時間鉄板上で練り返し、上記寸法の供試体を作製した。練り返し後の含水比（初期含水比 $W_0$ ）は4段階（38.77~39.98, 35.39~36.13, 30.81~31.62, 27.48~28.85）とした。圧密は1)2)とも等方圧密であり、圧密圧 $\sigma_{3c}$ は0.8, 1.5, 2.5,  $4.0 \text{ kg/cm}^2$ の4段階である。コン断試験は一軸圧縮試験であり、したがって間ク

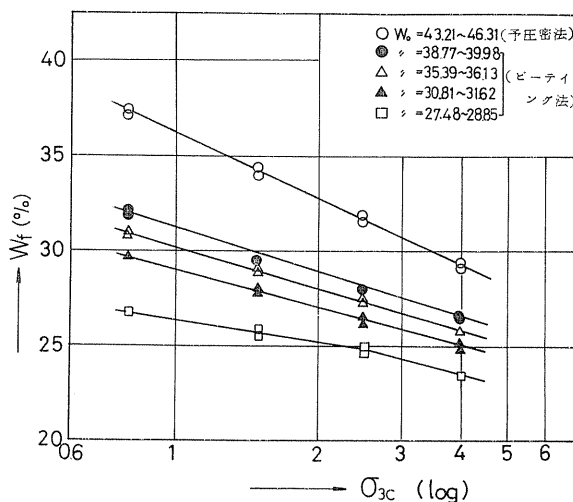


図 1

キ水圧の測定はしていない。セン断速度は供試体高さの1%/分であり、軸ヒズミは15%まで測定した。

### 3. 実験結果と考察

図1は圧密後含水比(セン断時含水比 $W_f$ )と圧密圧 $\sigma_{3c}$ との関係である。明らかに予圧密供試体とビーティング供試体においては傾き(圧縮指数)は異なっている。又同じビーティング供試体においても $W_0$ が最も小さい場合には直線とはならなかった。このように繰り返し含水比が小さくになると、直線にならないことは池浦<sup>1)</sup>も報告している。

図2, 3に $W_f$ と $\sigma_{3c}, \sigma_u$ との関係を示す。自然地盤における乱さない粘土では、標準圧密試験あるいは三軸圧密試験においても $e-\log P$ 曲線が $e-\log \sigma_u$ 曲線と平行になると云われている<sup>2)</sup>。今回の実験結果では、予圧密供試体の場合は平行となっているがビーティング供試体においては $W_0$ が高くて平行とはならなかった。したがってこの結果からみれば、予圧密法で作製した供試体はより自然地盤の乱さない粘土の特性に類似していると考えられる。図4に $C_u$ と $\sigma_{3c}$ の関係を示す。予圧密供試体においては原点を通る直線となっているが、ビーティング法の場合は $W_0$ が高くて原点を通る直線とはならなかった。さらに図からも明らかのように圧密圧の増加による強度の増加割合は、予圧密供試体よりビーティング供試体の場合の方が大きくな

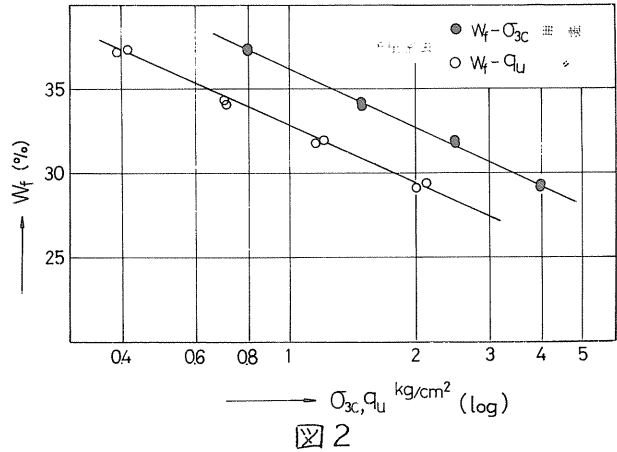


図2

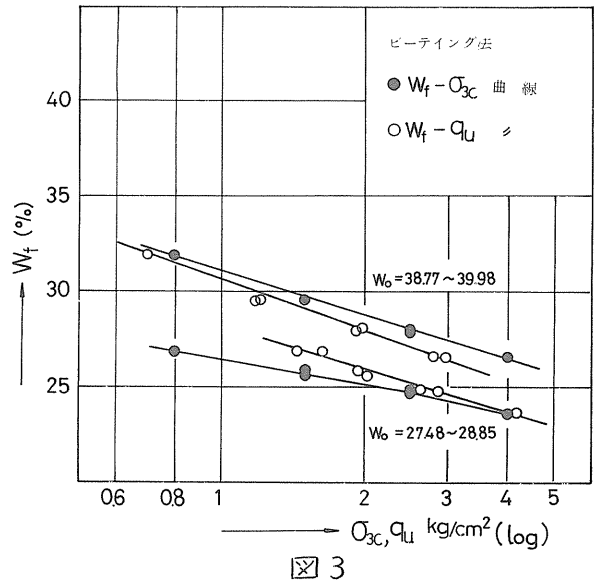


図3

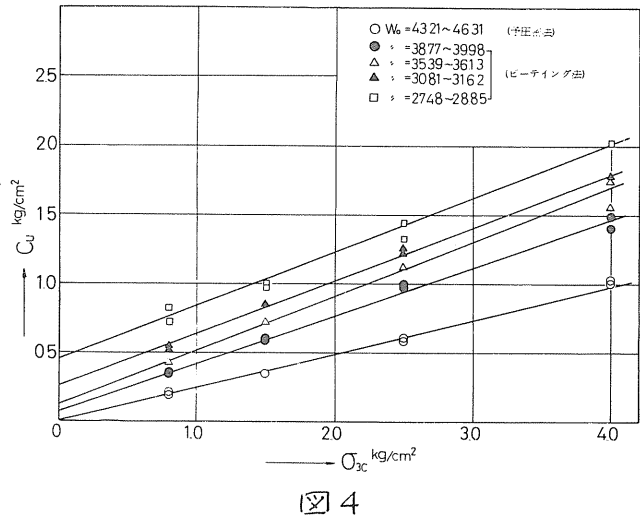


図4

っている。又ビーディング供試体の場合、 $w_0$ が異なっても強度増加割合はほぼ同じ値(0.35~0.39)となっている。したがってこの場合には

$$C_u = C_0 + 0.37 \sigma_{3c} \quad (1)$$

$C_0$ : 圧密前の強度と表わすことができる。図5に $w_f$ と $\sigma_u$ の関係を示す。予圧密供試体とビーディング供試体とでは、同一含水比で比較してもかなりの違いがみられ、又同じビーディング供試体でも $w_0$ が違えば、 $w_f$ が同じでも強度は異なることがわかる。しかし $w_0$ が高くなるとその違いは小さくなるようである。図に圧密しない場合の $w_f(w_0)$ と $\sigma_u$ の関係も示してあるが、圧密後のこの関係と同じく直線となるようである。したがってこの関係は

$$\log C_0 = 1.8 - 0.075 w_0 \quad (2)$$

と表わすことができる。(1)(2)式から

$$C_u = 10^{1.8 - 0.075 w_0} + 0.37 \sigma_{3c} \quad (3)$$

を求められる。(3)式はビーディング供試体における圧密後の強度 $C_u$ 、初期含水比 $w_0$ 、圧密圧 $\sigma_{3c}$ との関係である。このようにビーディング供試体の圧密非排水強さは圧密圧だけでは決まらないことがわかる。この性質は自然地盤の不かつ乱粘土の強度特性とは異なるものと考えられる。これに対して予圧密供試体では、図4から圧密非排水強さが圧密圧のみによって決められているようであり、この点においても粘土の強度特性を調べるための供試体としては予圧密法によるものの方が適当であると云えよう。

図6に $\varepsilon_f$ と $w_f$ との関係を示す。予圧密供試体においては $w_f$ に関係なく4%前後となっている。ビーディング供試体の場合は予圧密供試体よりも $\varepsilon_f$ は大きく、 $w_0$ が小さい程 $\varepsilon_f$ は大きくなるが、 $w_0$ が大きくなるとその差は顕著でなくなる。図5,6のこれ

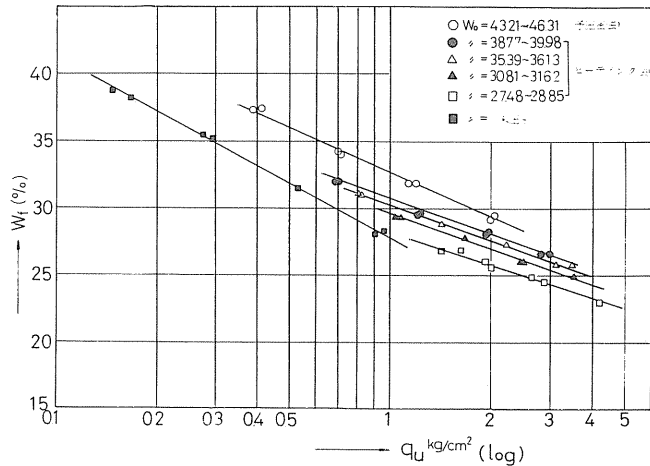


図 5

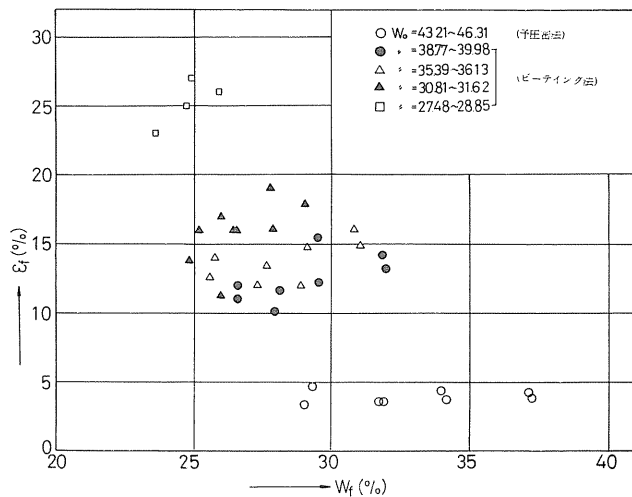


図 6

らの現象は供試体を作製するときの不均一によるものと考えられる。すなわち、 $W_0$ が低い程ビーティングによって供試体を均一にすることが困難になると思われ、さらに圧密の段階でも $W_0$ が小さいと圧密による変形量も少ないので圧密圧に応じた構造になりにくく、圧密後の不均一性は高くなるものと思われる。供試体が不均一であると供試体の弱い部分からセン断されてく

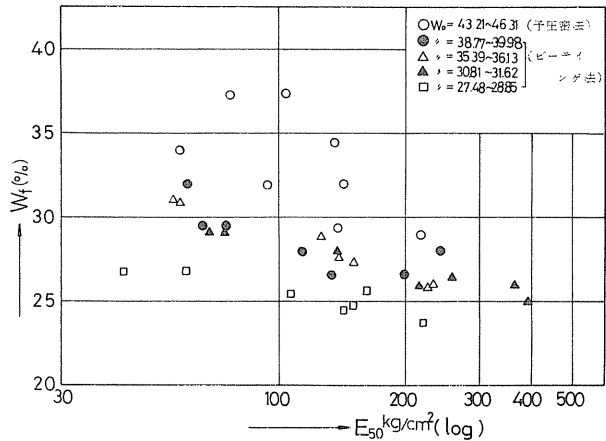


図 7

るため、供試体が全体として同時に最大強度を発揮しなくなるので強度は小さくなるものと考えられる。さらに最大強度を発揮するまでに必要な軸ヒズミも大きくなる。図7に $W_f$ と $E_{50}$ の関係を示す。 $E_{50}$ の値はバラツキが大きくははっきりしたことは云えないうが、予圧密供試体はビーティング供試体よりも大きいようである。ビーティング供試体の場合 $W_0$ による差は明確ではない。

以上 予圧密法とビーティング法とで供試体を作製したときの圧密・強度特性について述べたが、まとめると

#### 4.

1) 予圧密供試体はビーティング供試体に比べて、圧密特性や強度特性が自然地盤の乱さない粘土のそれに近く、粘性土の強度特性を調べるための供試体としてより適当であると云える。

2) 粘土の圧密による強度増加割合は、ビーティング供試体の方が予圧密供試体より大きく、又同じビーティング供試体では $W_0$ が違ってもその値はほぼ同じとなる。

3) 圧密非排水強さは、同一セン断時含水比で比較すると、予圧密供試体はビーティング供試体よりかなり大きく、又同じビーティング供試体では $W_0$ が低い程強度は小さくなる。 $E_f$ 値はビーティング供試体が予圧密供試体より大きく、又同じビーティング供試体では $W_0$ が小さくなるにつれて $E_f$ 値は大きくなる。

終わりに、本研究は元本学学生、一戸利雄、石崎正行両君の卒業研究を、山田鈴木がまとめたものである。心から謝意を表するものである。

#### 参 考 文 献

- 1) 池浦 勲 : 乱された粘性土の圧密性状について 技術報告資料 第15号 B250
- 2) S.MURAYAMA et al : The effect of the moisture content on the strength of an alluvial clay. Disaster prevention Research Inst. Bul No12.

# 伸張状態における異方圧密粘土の強度特性について

北海道大学工学部

北 郷 繁

同

三田地 利之

北海道工業大学

○神谷 光彦

北大工学部大学院

近藤 始郎

日本住宅公団

吉本 祐二

## 1. まえがき

土の強度が試験方法により異なることは、多くの研究者により報告されており、それゆえ、安定解析に用いる強度は、原位置の応力条件、変形条件により、異なる強度定数を用いるべきである。そこで、本研究は圧密時とせん断時の最大主応力方向が異なる場合の、強度・変形特性を調べるために、三軸圧縮試験機を用い、圧縮、伸張試験を行なった結果の報告である。なお、本研究の一部は第11回土質工学会研究発表会で発表したものであるが、今回は、その後行なったKoaC試験の結果を加えて報告する。

## 2. 実験結果および実験方法

実験に用いた試料は空知郡北村入願より採取した自然粘土で、 $LL$  53%、 $PL$  33%、 $G_s$  2.67であり、これを $0.42\text{mm}$ でふるい別けし、その通過分を泥水状にし、 $0.7\text{kg/cm}^2$ の垂直圧で一次的に予圧密したのち、径 $50\text{mm}$ 、高さ $120\text{mm}$ の円筒供試体を切り出したものである。行なった実験は、等方圧密非排水圧縮、伸張試験(各々IC、IE試験と略す)、側方の変位を許さず圧密した非排水圧縮、伸張試験(KorC、KorE)および軸方向の変位を許さないで圧密した非排水圧縮試験(KoaC)の5種である。用いた側圧は、IC、IE、KoaCでは2、4、6 $\text{kg/cm}^2$ 、KorCでは2、3、4 $\text{kg/cm}^2$ 、KorEは1、2、3、4、6 $\text{kg/cm}^2$ である。圧密過程では、側圧は全試料とも段階的に増加させた。そのため圧密期間は3~14日であり、拘束圧が大きくなるに従い、長時間を要した。圧密は間ゲキ水圧の95%以上の消散をもって完了とした。また、Kor圧密は自動Ko圧密装置<sup>2)</sup>を用い、側方変位のないように軸圧を調整して行ない、最終的なKo値は約0.5であった。Koa圧密は試験機の機構上、完全に軸方向の変位を拘束することが困難なため、また、Kor試験との比較を容易にするため、八木ら<sup>3)</sup>の報告によるKoa値とは異なるが、軸方向の変位を拘束しつつ、Koa値が0.5となるように軸圧を調整し、圧密を行なった。つぎに、せん断過程は側圧一定のヒズミ制御で行なった。すなわち、圧縮試験では軸圧増加、伸張試験では軸圧減少である。ヒズミ速度は全試験とも供試体初期高さの $0.04\%/min$ で行なった。なお、伸張試験については、 $0.01\%/min$ で行なった実験もあるが、これによると、ヒズミ速度による強度等々の影響はほとんどなかった。また、バックプレッシャーは $1\text{kg/cm}^2$ で、圧密過程より用い、間ゲキ水圧は供試体の下端で測定した。

## 3. 実験結果と考察

IC、IEとKorC、KorEにおける、強度特性、間ゲキ水圧特性の比較について

ては、前報<sup>1)</sup>において報告したので、本報告は主に、KorとKoa試験の比較を中心に  
1で報告する。

3-1.  $S_u \sim \sigma'_{ic}, W$  の関係

図-1にIE, KorC, KorE, KoaCの非排水強度  $S_u$  と最大圧密圧力  $\sigma'_{ic}$  の  
関係を示す。ICについては図示していないが、IEとほぼ同じである。この図よ  
りKoaCについてみると、IEとKorEの間にあることが分かる。しかし、KorC  
との大小関係はデータのバラツキにより論ずることはできないが、現在実験中の  
他試料の結果より見ると、KorCとKoaCの  $S_u \sim \sigma'_{ic}$  の関係は、ほぼ同一と見るこ  
とができる。この理由は、つぎのように説明できるであろう。圧密中の中間主応力  
の大きさはKor圧密の場合、最小主応力に等しく、Koa圧密では最大主応力に等し  
い。したがって、同一の最大主応力についての含水比はKoa圧密の方が低くなる。  
(図-2)一方、圧密終了時の粒子の配列構造は、Kor圧密の場合鉛直軸に垂直、  
Koa圧密では鉛直軸に平行になっていると推定される<sup>4)</sup>。また、發揮され  
る抵抗は、粒子配列の方向に直角な方向から圧縮力を加えた方が大きいと考えられ  
るから、同一含水比のKoa  
試料とKor試料の非排水圧  
縮強度は、後者の方が大き  
くなるかと推定される。すな  
わち、圧密時と破壊時で最  
大主応力の方向が回転する  
と、強度は減少すること  
になる。従って、図-1の  
KorCとKoaCの  $S_u/\sigma'_{ic}$  がほ  
ぼ等しいのは、中間主応力

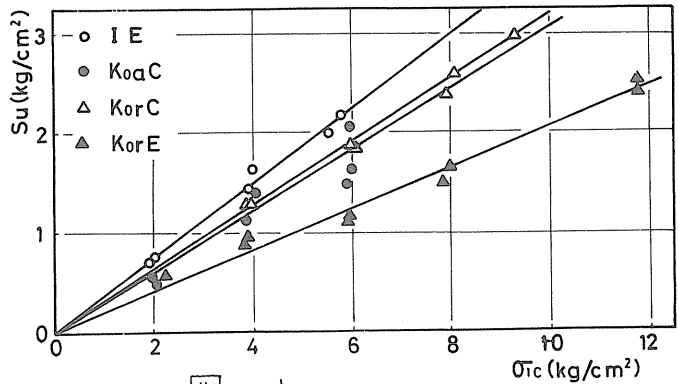


図-1

の大きさの違いによって生じた含水比  
の差と、粒子の配列構造の違いによる  
強度の差とが、ちょうど相殺されたこ  
とによるものと思われる。そこで、図  
-2のKoaCの  $w \sim \log \sigma'_{ic}$  の線がKor  
のそれと重なるように、平行移動させ  
てみると、KoaCの  $w \sim \log S_u$  はKorC  
のそれと同一となる。つまり、片対数  
紙上で、同一含水比におけるKorとKoa  
の最大圧密圧力  $\sigma'_{ic}$  の差と、非排水強度  $S_u$   
の差とが等しいということは、 $S_u/\sigma'_{ic}$   
が両者で等しいことにほかならない。  
一方、図-2で、KoaCとKorEの  $w$   
 $\sim \log S_u$  関係が等しいのは、両者の破  
壊時の最大主応力方向が、ともに圧密

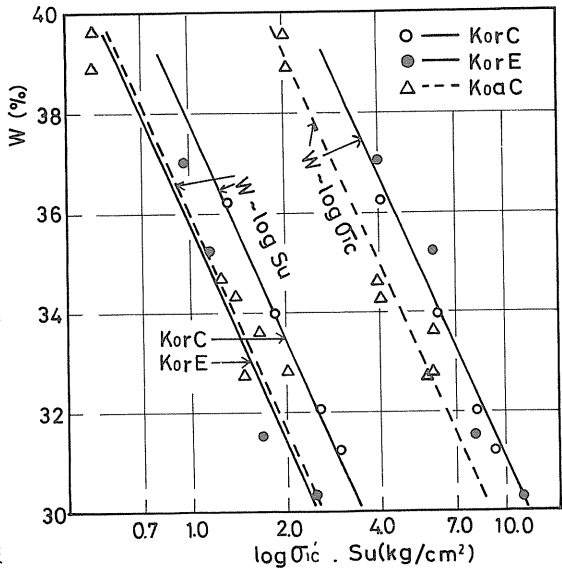


図-2

時の粒子配列の方向と平行であるため、同一含水比での非排水強度が等しくなるとみるこ  
が  
できよう。

3-2. 間ゲキ水圧挙動

表-1に各々の試験より求めた、破壊時のSkemptonの間ゲキ水圧係数 $A_f$ , Henkelの拡張された間ゲキ水圧係数 $\alpha_f$  および $\phi'$ 等の値を示す。ここで、 $\alpha_f$  および、伸張時の $A_f$  は次式より求めたものである。

$$A_f(ext) = 1 - \Delta U / (\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r) \dots (1)$$

ここに、 $\Delta \sigma_a, \Delta \sigma_r$  : 軸方向応力および側方応力の増分

$$\alpha_f = (\Delta U - \Delta \sigma_m) / \Delta \tau_{oct} = U_{sp} / \Delta \tau_{oct} \dots (2)$$

ここに  $\Delta \sigma_m$  : 平均主応力の増分  $\frac{1}{3}(\Delta \sigma_a + 2\Delta \sigma_r)$

$\Delta \tau_{oct}$  : 正八面体せん断応力の増分  $\frac{\sqrt{3}}{3} |\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r|$

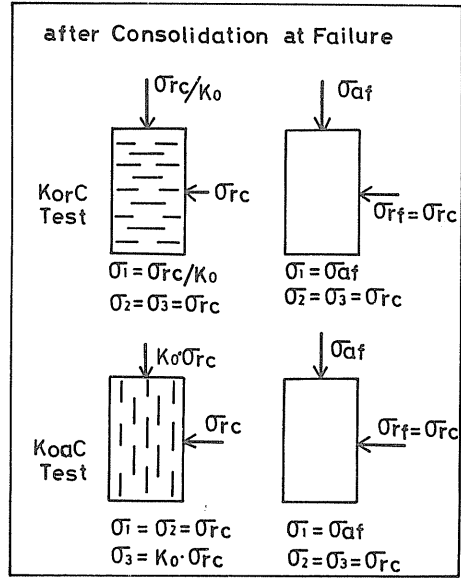


図-3

$A_f$  についてみると、 $KoaC$ の値は、異方圧密試料のみに着目すると、

KorEの方に近い値となる。しかし、圧縮と伸張では、せん断中の載荷方法が異なるため、 $A_f$ を直接比較することはできない。そこで、Henkelは、粒子骨格を弾性体と考え、平均主応力の変化 $\Delta \sigma_m$ が、それと同量の平均主応力による間ゲキ水圧を発生

させるものとして、間ゲキ水圧を平均主応力によるものとせん断応力によるものに分け、(2)式を提案した。この式より求めた $\alpha_f$ についてみると、 $KoaC$ は $A_f$ と同様、 $KorE$ に近い値となった。すなわち、せん断時に最大主応力の回転を受ける場合は、せん断応力による間ゲキ水圧係数 $\alpha_f$ は、ほぼ近い値になると言えよう。しかし、 $Koa$ と $Kor$ では圧密時の最大主応力の方向が異なるため、また、せん断時の最大主応力の回転の有無によって $\Delta \tau_{oct}$ の大きさが異なるため、 $\alpha_f$ の値からは、発生する間ゲキ水圧そのものの大小は論ずることができない。そこで、せん断応力によって発生する間ゲキ水圧 $U_{sp}$ を比較するために、 $U_{sp}$ と軸ヒズミ $\epsilon$ の関係を図-4に示

表-1

	IC	IE	KorC	KorE	KoaC
$E_f$	14.0	8.0	9.1	10.9	15.0
$S_u/\sigma'_{ic}$	0.40	0.38	0.32	0.21	0.31
$A_f$	0.87	1.15	1.52	0.96	0.68
$\alpha_f$	1.14	1.03	2.51	0.63	0.74
$\phi'$	34.5	46.1	32.0	42.4	31.4
$\alpha$	1.38	1.20	1.29	1.08	1.26

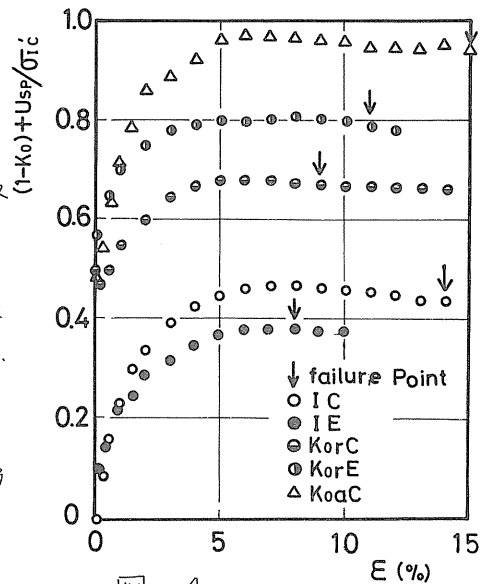
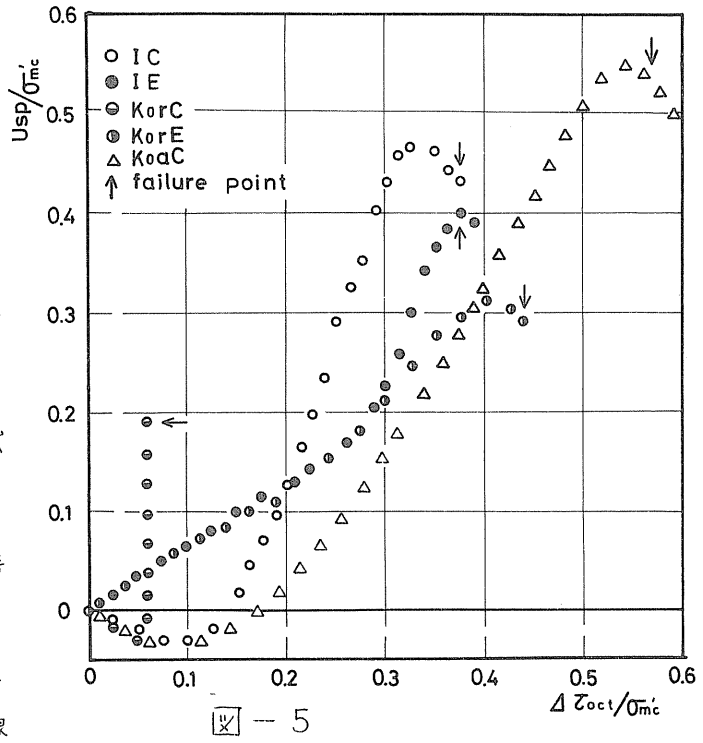


図-4

す。図より等方試験での  $U_{sp}$  は IC の方が大きく、 $K_{oa}$  試験では、 $K_{oaC} > K_{orE} > K_{orC}$  の順となった。 $L_{o5}$  は乱さない粘土について種々の実験を行ない、 $U_{sp}$  と  $\varepsilon$  の関係を示したが、それによると、等方試験と Kor 試験では、ある種の補正を行なっても、 $U_{sp} \sim \varepsilon$  の関係は一致しないが、等方、Kor 試験についてみると、圧縮・伸張とも同一の線に乗ることを示し、 $U_{sp}$  はせん断時の最大主応力の方向によらず、一致するとしている。しかし、本実験では、載荷方法により各々異なる線



となった。これは粒子骨格を弾性体と考え、 $U_{sp}$  を単純に  $\Delta U$  より  $\Delta \sigma_m$  を引いて求めたことによるものと考えられる。すなわち、実際の粒子骨格は、弾性体と考えられないため、試験の載荷方法や中間主応力の大きさ（圧縮試験では  $\sigma_2 = 0$ 、伸張試験で  $\sigma_1 = \sigma_2$ ）の影響を受け、異なる  $U_{sp} \sim \varepsilon$  の関係が得られたものと思われる。また、 $K_{oaC}$  については、圧密方法が異なるため、Kor 試験との直接比較はできないが、 $K_{orC}$  と  $K_{orE}$  との関係から類推して、せん断中の最大主応力の回転が大きな  $U_{sp}$  を発生させるものと考えられる。つぎに圧密時の平均主応力  $\sigma_m^c$  で正規化した  $\Delta T_{oct}$  と  $U_{sp}$  の関係を図-5 に示す。柴田らは等方圧密の圧縮と伸張試験を行ない、 $U_{sp}$  は正八面体せん断応力に深い関係を持ち、せん断終期には、 $U_{sp}$  は  $\Delta T_{oct}$  の方向に関係なく  $\Delta T_{oct}$  の大きさのみによるとして、間ガキ水圧の応力依存性を示している。そこで、本実験についてみると、図-5 に示すように、等方試験での  $U_{sp} \sim \Delta T_{oct}$  の関係は、 $\Delta T_{oct}$  の方向の影響を受け、異なる径路を示すが、破壊点に着目すると、せん断力の方向によらずほぼ同一の点に集まり、 $U_{sp}$  は  $\Delta T_{oct}$  の方向に無関係と言える。つぎに、 $K_{oa}$ 、 $K_{or}$  についてみると、径路も破壊点も異なり、 $U_{sp}$  は最大主応力の回転およびせん断力の方向の影響を受けることがわかる。つぎに、図-5 の曲線の形状についてみると、せん断時に最大主応力の回転を受ける  $K_{oaC}$  および  $K_{orE}$  は、各々 IC と IE の曲線の形状に類似している。これを粒子構造について考えると、等方圧密では、圧密時にはランダムな粒子配列を有しているのに対して、 $K_{oa}$ 、 $K_{or}$  圧密では、前述のように、最大主応力方向に垂直な、粒子の配列構造を有していると考えられる。そして、 $K_{oaC}$  や  $K_{orE}$  ではせん断時の最大主応力の回転によって、ランダムな配列構造へ移行し、等方圧密終了後の粒子



配列と類似してくるため、 $U_{sp} \sim \Delta \tau_{oct}$  は大きさは異なるが、曲線形状は類似してくるものと思われる。

3-3, 応力経路, 強度定数  $\phi'$ ,  $\alpha$

図-6 に等方試験, 図-7 に Ko 試験の軸差応力 ( $\sigma_a - \sigma_r$ ) と平均有効主応力  $\sigma_m'$  の応力経路を示し, 表-1 に Mohr-Coulomb の破壊規準より求めた  $\phi'$  と拡張された von Mises 規準より求めた  $\alpha$  (図-6, 7 の破壊包絡線の傾き) の値を示す。これら

らの図より、圧縮試験では、応力経路は、初期において  $\sigma_m'$  が増加し、その後減少して、破壊線に至るのに対し、伸張試験では、 $\sigma_m'$  は減少しつづけたまま破壊線に到達する傾向にあることが分る。それゆえ、Roscoe<sup>7)</sup>らの Critical State の理論や、Parry<sup>8)</sup>の実験に見られるような、応力経路の対称性は、せん断初期においても見られなかった。つぎに、KoaC についてみると、破壊点は KorC とほぼ同じ線上にあり、圧縮試験の強度定数に関しては、Su<sup>9)</sup>と同様せん断時の最大主応力の回転に影響されないものと考えられる。しかし、応力経路についてみると、KoaC は IC と、また KorE は IE と類似の形状を示す。これは、有効応力が発生間が

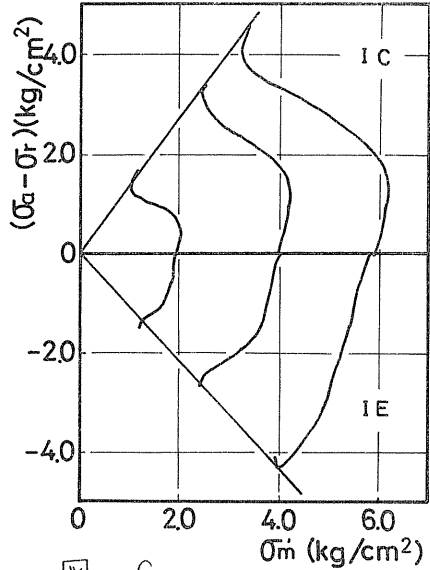


図-6

たように、Ko 圧密試験では、せん断時に最大主応力の方向が回転することにより、粒子の配列構造に乱れが生じるためと思われる。また、破壊規準についてみると、本実験では、前報で述べたように、Mohr-Coulomb 規準より、von Mises 規準に近い値となった。すなわち、Mohr-Coulomb 規準では、中間主応力の影響が考慮されておらず、圧縮と伸張では中間主応力の大きさが異なるため、圧縮と伸張の  $\phi'$  に差が生ずるものと考えられる。一方、KoaC の  $\phi'$  がせん断時に最大主応力の回転を受けるにもかかわらず、KorC のそれと一致するのは、KoaC の破壊時の中間主応力の大きさが、KorC と同一であるためと思われる。これを他の研究者の実験結果と比較してみると、等方試験では、Henkel<sup>9)</sup>などのように、圧縮と伸張の  $\phi'$  が等しいという報告もあるが、そ

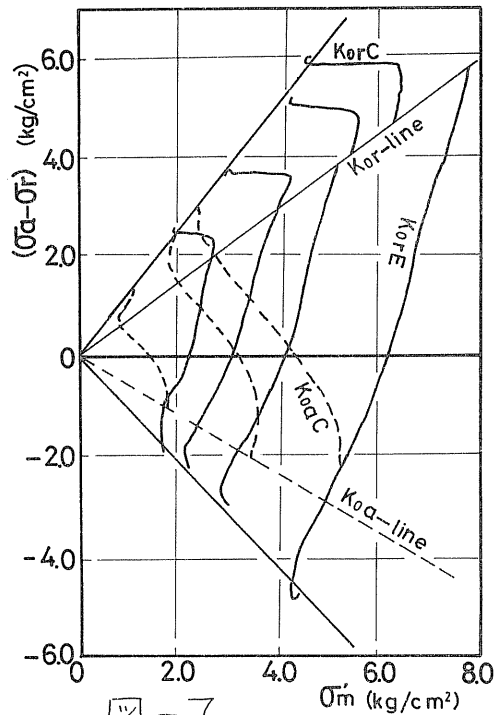


図-7

これらは、いずれも  $S_u/\sigma_c$  は、圧縮の方が大きくなっている。そこで、等方試験での  $S_u/\sigma_c$  と  $\phi'$  の関係についてみると、圧縮、伸張試験とも次式で表わされる。

$$S_u/\sigma_c = \sin\phi' / \{1 + (2A_f - 1) \sin\phi'\} \quad \dots\dots (3)$$

この式より、圧縮と伸張で  $S_u/\sigma_c$  と  $\phi'$  が同時に等しくなるのは、 $A_f(\text{com}) = A_f(\text{ext})$  の場合に限られる。しかし、本実験および他の研究者の実験よりみると、一般的に、 $A_f(\text{com}) < A_f(\text{ext})$  の傾向にあった。それゆえ、本実験では、IC, IE の  $S_u/\sigma_c$  がほぼ一致したため、IE の  $\phi'$  の方が大きくなったものと考えられる。また、Kor 試験において、 $S_u/\sigma_c$  については KorC,  $\phi'$  については KorE が大きくなるのは、Ladd<sup>(10)</sup> などと同一の結果を示している。

#### 4. まとめ

以上のことを KoaC 試験についてまとめると、

- 1) 圧密による強度増加率  $S_u/\sigma_c$  は、破壊時の最大主応力方向が同一であるところの KorC 試験の結果とほぼ同一となった。一方、同一含水比において非排水強度  $S_u$  を比較すると、KorE の値にほぼ等しいという結果が得られた。各々の試験における圧密中の中間主応力の大きさおよび、せん断中の最大主応力の方向と粒子配列の方向との関係を考慮すると、つぎのことが言えるであろう。すなわち、圧密時の中間主応力の大きさの違いによって生じる含水比の低下に伴う強度の増分と、せん断中の最大主応力方向の回転による強度の減分とはほぼ等しい。
- 2) 間ゲキ水圧は、せん断時の載荷方法が試験により異なるため、 $A_f, A_f'$  では直接比較はできないが、せん断応力によって発生した間ゲキ水圧  $U_{sp}$  で比較すると、せん断時に最大主応力方向の回転を受けた KorE, KoaC は、いずれも高い  $U_{sp}$  を示し、KoaC の  $U_{sp}$  は、KorE より大きくなった。
- 3) 有効せん断抵抗角  $\phi'$  はせん断中の最大主応力方向の回転にもかかわらず、KorC の実験結果とほとんど等しい値を示した。

おわりに、本実験は、昭和50年度文部省科学研究費の補助を受けたものであり、実験およびデータ整理に関して、工藤豊教官の協力を得た。記して謝意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) 北郷, 三田地, 神谷; 土質工学会第11回研究発表会, 1976, pp239~242
- 2) 三田地, 北郷, 鹿井; 土質工学会第8回研究発表会, 1973, pp292~302
- 3) 八木, 西川; 第26回土木学会年次学術講演会, vol.3, 1971, pp101~102
- 4) Mitchell, J.K; Proc. Highway Research Board, No.35, 1956, pp693~713
- 5) Lo, K.Y; Canadian Geotechnical Jour., vol.6, 1969, pp383~412
- 6) 柴田, 軽部; 京大防災研究所年報, 第8号, 1965, pp515~523
- 7) Roscoe, K.H, Burland, J.B; Engineering Plasticity, Cambridge press, 1968, pp535~609
- 8) Parry, R.H.G, Madarajah, V; Geotechnique, vol.24, No.3, 1973, pp345~358
- 9) Henkel, D.J; Proc. A.S.C.E. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp533~554
- 10) Ladd, C.C; Proc. Int. Conf. S. M. F. E, vol.1, 1965, pp282~286

# 平面ヒズミ状態における粘性土の強度特性について (第2報)

北大工学部(正) 北 郷 繁  
" (正) 三田地 利之  
" (正) 〇三浦 清一  
電々公社 佐藤 正朝  
日本道路公団 橋 孝則

## [1] まえがき

斜面の安定性の検討や基礎地盤の支持力の算定を行なう場合、軸対称三軸圧縮試験から得られる強度常数を用いて実施することが多い。しかし原位置のスベリ土塊内部の土要素を考えると、そのスベリ面上の位置によって応力条件および変形条件が異なっていることが考えられる。そこで室内試験から強度・変形特性を調べようとする際には、現場に対応した応力・変形条件を再現することが望ましい。ところで、通常われわれがよく行なう試験は軸対称三軸圧縮試験であるが、これ以外の試験は特殊な目的の場合を除いて、まず行なわれることがないであろう。従って軸対称三軸圧縮試験を基準にして、その他の試験から求まる強度・変形特性とを比較しておけば実用上有益である。また、この比較の理論的根拠を与えるために、任意の応力・変形条件下におけるせん断挙動を统一的に表現できる破壊規準を見いだすことも重要である。

従来、圧縮側について軸対称・平面ヒズミ両条件下でのせん断挙動の比較や破壊規準の検討に関する研究は少なくないが、<sup>1) 4) 5)</sup> 圧密条件を原位置の条件に合致させた $K_0$ 圧密とし、主応力面の回転を伴う伸張側でのこれらの研究報告は極めて少ない。この報告は、 $K_0$ 圧密を受けた飽和粘性土について平面ヒズミ圧縮・伸張試験および軸対称圧縮・伸張試験の4種の非排水三軸試験を行ない、変形条件の相違および主応力面の回転の有無が強度、変形、ダイレイタンスー特性にどのような影響をおよぼすかについて検討したものである。なお、本研究の一部は第3回土木学会年次講演会において発表している。<sup>2) 3)</sup>

## [2] 実験装置および方法

本実験に用いた試料は液性限界53%、塑性指数20%の乱した自然粘土で、これをスラリー状態から $0.7 \text{ kg/cm}^2$ の圧力で予圧密したのち、 $50 \times 50 \times 120 \text{ mm}$ の角柱状試体を切り出し、軸対称三軸および平面ヒズミ三軸試験に供した。試験はいずれも $K_0$ 圧密非排水試験で、図-1に示してある実験装置を用いた。この装置は、筆者らが平面ヒズミ三軸圧縮試験用に試作した装置<sup>6)</sup>の改良型であって、平面ヒズミ状態での伸張試験が可能ないように設計したものである。

本実験において、伸張側では主応力面の回転が生ずるので、主応力表示として $\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3$ 座標系を用いる。つまり $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ は圧縮側でそれぞれ最小、中間、最大主応力であり、一方伸張側では最大、中間、最小主応力となる。ここで各試験の応力状態を表現するために、図-2(a)のような全応力に関する主応力空間を考える。圧

密はすべて \$K\_0\$ 圧密であるから、図-2(a)の原点 \$O\$ から \$K\_0\$ 線に沿って点 \$A\$ で圧密が完了する。その後点 \$A\$ から点 \$P\_i\$ (\$i=1\sim 4\$)へ到るせん断径路を進むことになる。ここで応力点 \$P\_i\$ の位置は、等方応力軸と点 \$C\$ で直交する \$\Pi\$ 平面上に座標原点 \$O\$ から投影した点 \$P'\_i\$ とあらわすことができる。ベクトル \$\vec{OP}\_i\$ は等方圧成分 \$\vec{OC}\$ とせん断応力成分 \$\vec{CP}\_i\$ に分解される。ここで正八面体垂直応力およびせん断応力をそれぞれ \$\sigma\_{oct}\$, \$\tau\_{oct}\$ とおくと、\$\vec{OC}\$ および \$\vec{CP}\_i\$ は次式であらわされる。

$$\vec{OC} = \sqrt{3} \cdot \sigma_{oct} = \frac{\sqrt{3}}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \dots (1)$$

$$\vec{CP}_i = \sqrt{3} \cdot \tau_{oct} = \frac{\sqrt{3}}{3} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2} \dots (2)$$

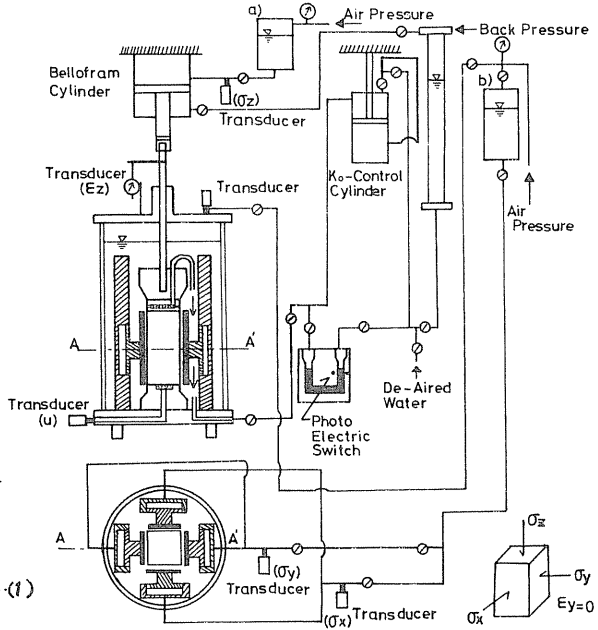


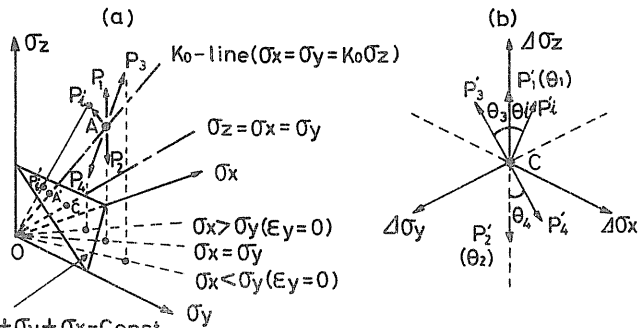
図-1 平面ヒズミ試験装置

\$P\_i\$ の位置は、図-2(b)のように \$\Pi\$ 平面上の距離 \$\vec{CP}\_i\$ および \$\Delta\sigma\_z\$ 軸 (\$\sigma\_z\$ 軸の投影線) と \$\vec{CP}\_i\$ がなす角 \$\theta\_i\$ で決定される。\$\theta\_i\$ は式(3)であらわすことができる。

試験は以下に示す4種類ですべての試験について \$K\_0\$ 圧密 \$\sigma\_z + \sigma\_y + \sigma\_x = \text{Const}\$ 終了時の鉛直応力を 2.0, 4.0, 6.0 \$\text{kg/cm}^2\$ の3段階とした。\$K\_0\$ 値は \$0.50 \pm 0.03\$ であった。

- ① PCAS 試験; 圧密終了後、側圧一定 (\$\sigma\_x = \sigma\_y\$) で軸応力 (\$\sigma\_z\$) を増して破壊に到らしめる。
- ② AEAS 試験; 同じく側圧一定で軸応力を減じて破壊に到らしめる。
- ③ PCPS 試験; 平面ヒズミ条件 (\$E\_y = 0\$) で軸応力を増して破壊に到らしめる。
- ④ AEPS 試験; 同じく軸応力を減じて破壊に到らしめる。

以上、4種の試験のすべてについて \$1.0\%\$ の initial back pressure をかけ、供試体下端に筒ゲキ水圧を測定した。せん断時のヒズミ速度は ①~③ 試験については \$0.05\%/\text{min}\$, ④ の試験については \$0.01\%/\text{min}\$ とした。



- \$\vec{AP}\_1\$: PCAS (\$\sigma\_z \uparrow > \sigma\_y \uparrow = \sigma\_x \uparrow\$)
- \$\vec{AP}\_2\$: AEAS (\$\sigma\_z \uparrow < \sigma\_y \uparrow = \sigma\_x \uparrow\$)
- \$\vec{AP}\_3\$: PCPS (\$\sigma\_z \uparrow > \sigma\_y \uparrow > \sigma\_x \uparrow\$)
- \$\vec{AP}\_4\$: AEPS (\$\sigma\_z \uparrow < \sigma\_y \uparrow < \sigma\_x \uparrow\$)

$$\tan \theta_i = \frac{\sqrt{3} \cdot n}{(2-n)} \dots (3)$$

$$n = \frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{(\sigma_z - \sigma_x)}$$

$$\theta_1 = \theta_2 = 0$$

図-2 応力と応力径路の表示

[3] 応力-ヒズミ挙動について

主応力差  $|\sigma_z - \sigma_x|$  を  $K_0$  圧密終了時の鉛直応力  $\sigma_{zc}$  で除した値と軸ヒズミ  $\epsilon_z$  の関係を図-3に示している。圧縮側では、PCPSとPCASのピーク時の  $\epsilon_z$  がそれぞれ、3%、9%であり、他の報告<sup>5) 6)</sup>と同様な傾向を示している。一方伸張側では主応力の回転が  $\epsilon_z = -0.3\%$  (AEPS),  $-0.4\%$  (AEAS) を生じている。またピーク時の  $\epsilon_z$  は AEPS  $-8\%$ , AEAS  $-11\%$  であり、圧縮側と同様に平面ヒズミ (PS) の応力-ヒズミ曲線は軸対称 (AS) に比べ、立ちあがり之急であるといえる。また圧縮・伸張両側の PS の  $|\sigma_z - \sigma_x|$  は AS のそれにくらべて大きく、さらに圧縮と伸張の比較では、全般的に圧縮側の方が大きい傾向にある。これらの結果は Vaidら<sup>7)</sup>の報告とも一致しており、中間主応力が圧縮・伸張両側の応力-ヒズミ挙動に影響を与えているといえよう。

次に中間主応力を考慮にいれた正八面体面上での応力-ヒズミ関係を検討するため、図-4にせん断応力  $\tau_{oct}$  と垂直応力  $\sigma'_{oct}$  の比 ( $\tau_{oct}/\sigma'_{oct}$ ) とせん断ヒズミ  $\gamma_{oct}$  の関係を示した。ここで  $\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2}$  である。圧縮側では

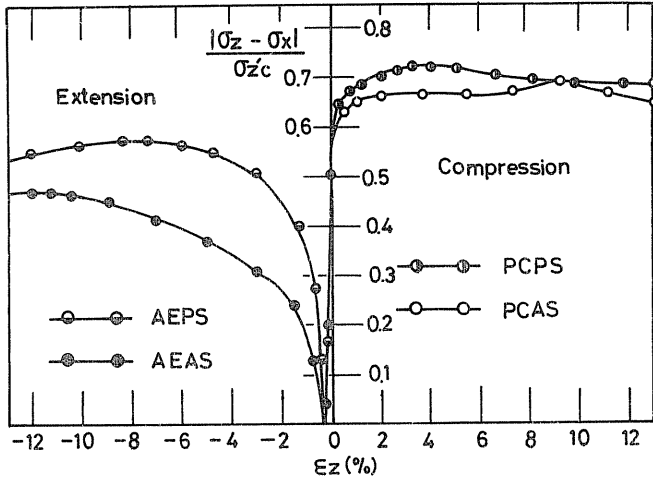


図-3  $|\sigma_z - \sigma_x| / \sigma_{zc}$  と  $\epsilon_z$  の関係

AS がやや下側を推移しているが、AS と PS はほぼ一致しているとみなせる。伸張側では、AS と PS の一致はほとんど認められないが、PS の曲線は  $\gamma_{oct}$  をシフトさせれば、圧縮側の曲線に一致しうるのである。AEAS はこの曲線のかなり下側を推移するが、その理由は次のように考えられる。AEAS では  $\tau_{oct}$  は  $|\sigma_z - \sigma_x|$  に比例し、 $\sigma_z = \sigma_x$  の時  $\tau_{oct} = 0$  となるが、AE

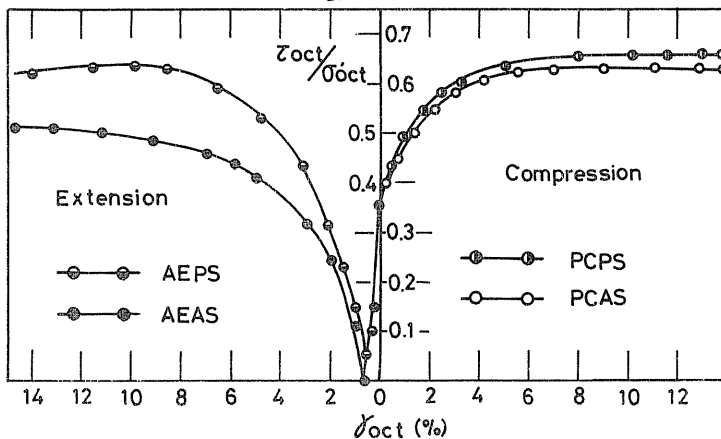


図-4  $\tau_{oct} / \sigma'_{oct}$  と  $\gamma_{oct}$  の関係

PS では  $\tau_{oct} = 0$  となるための条件、つまり  $\sigma_z = \sigma_y = \sigma_x$  状態がせん断中生じ得ないことから、 $\tau_{oct} = 0$  とはならない。その結果、伸張側では AS と PS は同一の有効応力径路を取り得ないことになる。この点については、別の応力径路の平面ヒズミ伸張試験を実施して、さらに確認する必要がある。

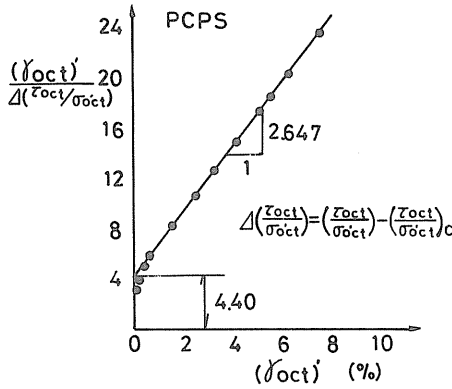


図-5  $(\gamma_{oct})' / \Delta(\tau_{oct}/\sigma_{oct})' \sim (\gamma_{oct})'$  関係

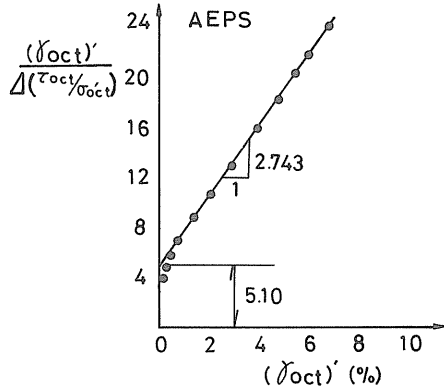


図-6  $(\gamma_{oct})' / \Delta(\tau_{oct}/\sigma_{oct})' \sim \gamma_{oct}$  関係

る。

Kondner<sup>8)</sup>は土の応力-ヒズミ関係の非線形特性が双曲線によって高い精度であらわせることを示しているが、本実験結果のうちAEASを除けばほぼ一本の双曲線で表示可能であることを以下に示す。

伸張側では主応力面の回転によって、 $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})$ の値がせん断初期に低下するため、 $K_0$ 圧密完了時の主応力比 $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})_c$ に到達した時のせん断ヒズミを0とし、それ以後のヒズミを $(\gamma_{oct})'$ であ

らわす。 $(\gamma_{oct})'$ の増加に伴う応力比の増分 $\Delta(\tau_{oct}/\sigma_{oct})'$ は $[(\tau_{oct}/\sigma_{oct})' - (\tau_{oct}/\sigma_{oct})'_c]$ で定義する。図-5,6にPCPSおよびAEPS試験の $(\gamma_{oct})' / \Delta(\tau_{oct}/\sigma_{oct})' \sim (\gamma_{oct})'$ 関係を示してある。ここでPCAS試験の関係は図-5にほとんど一致しているので図は省略した。これらの直線関係から $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})'$ と $(\gamma_{oct})'$ の関係は次式のような双曲線による表示が可能である。

$$\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}\right)' = \frac{(\gamma_{oct})'}{a + b \cdot (\gamma_{oct})'} + \left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}}\right)'_c \quad \text{----- (4)}$$

ここで $a, b$ はそれぞれ図-5,6の切片および勾配、 $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})'_c = \sqrt{2}(1-K_0)/(1+2K_0)$ 図-5,6から求めた係数 $a, b$ を用い、式(4)より求めた計算値を図-7の破線で示してある。実測値と計算値は良好な一致を示しており、さらにPCPSとAEPSの曲線がほぼ一致していることがわかる。また破壊時の $(\gamma_{oct})'_f$ は4種の試験すべてについてほぼ8%を示しており、 $(\gamma_{oct})'$ で整理すれば破壊ヒズミには差がないようである。

このように応力-ヒズミ関係を双曲線で表示可能であれば、実験から求められる

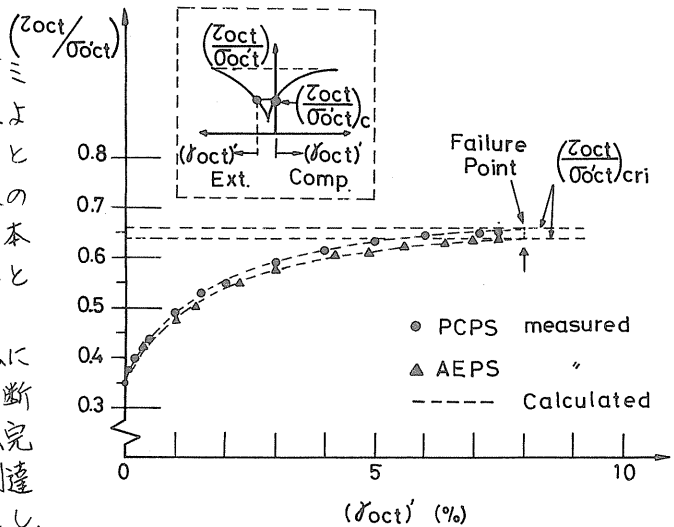


図-7  $\tau_{oct}/\sigma_{oct}'$  と  $(\gamma_{oct})'$  の関係

$K_0$  値および2つの係数のみにより、 $\sigma_y$ - $\epsilon_z$  曲線が表現でき、実用上有利であると考えられる。

[4] 中間主応力  $\sigma_y$  の挙動について

平面ヒズミ状態 ( $\epsilon_y = 0$ ) では、圧縮・伸張両側で中間主応力が発生するため、応力経路としては、図-2(a)の  $\overline{AP}_3$  (PCPS),  $\overline{AP}_4$  (AEPS) の経路を進むことになる。このような応力経路では  $\theta_i$  と各主応力との間に式(3)のような関係がある。(図-2(b)参照)

$$\tan \theta_i = \frac{\sqrt{3} \cdot n}{(2-n)}, \quad n = \frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{(\sigma_z - \sigma_x)} \quad \dots (3)$$

$n$  値はせん断中発生する中間主応力の相対的な大きさをあらわす係数であるが、本実験に用いた試料の場合、圧縮側ではすでに報告しているように<sup>1)</sup>、0.17~0.18の値を示している。また伸張側ではせん断初期に主応力面の回転が生じたのち、ほぼ0.33の値になっている。この両試験で得られた  $n$  値を式(3)に代入して得られた  $\theta$  を表-1に示してある。圧縮側 ( $\theta_3$ ) と伸張側 ( $\theta_4$ ) の一致は認められないが、本実験に用いた試料の場合、平面ヒズミ状態でのせん断過程中の応力経路は  $\theta = 10^\circ \sim 16^\circ$  の範囲にあるものと推定される。砂についての研究を含め他の報告も表-1に示してあり、本実験結果と同様の傾向にある。ここで粘性土を対象に平面ヒズミ伸張試験を行なったのは、Campanella & Vaid だけであるが、彼らの  $\theta$  は  $14^\circ \sim 16^\circ$  と本実験結果と同様の傾向を示しているが、わざわざ圧縮側の  $\theta_3$  が大きめの値を与えている。

	$\theta$ (°)	Sample and Its Dimension (cm)
Present authors	$\theta_3 = 10^\circ, \theta_4 = 16^\circ$	Clay, 5x5x12
Campanella & Vaid <sup>9)</sup>	$\theta_3 = 14^\circ, \theta_4 = 16^\circ$	Clay, 10x56x25
Karube & Harada <sup>10)</sup>	$\theta_3 = 15^\circ - 23^\circ$	Clay, 6x3.5x2
Henkel <sup>4)</sup>	$\theta_3 = 15^\circ$	Clay, 41x10x5
Ichihara & Matsuzawa <sup>11)</sup>	$\theta_3 = 11^\circ$	Sand, 41x10x5
Miyamori <sup>12)</sup>	$\theta_3 = 15^\circ - 30^\circ$	Sand, 10x10x10

表-1 平面ヒズミ条件下の  $\theta$

以上のことから、平面ヒズミ状態での応力経路は主応力軸 ( $\Delta\sigma_z$  軸) を中心軸として、等方応力軸上の点Cを頂点とした円錐面上を進むことが推定される。

次に中間主応力  $\sigma_y$  と他の主応力の和 ( $\sigma_x + \sigma_z$ ) との比を  $m$  とし、 $m$  と  $\epsilon_z$  の関係を示したのが図-8である。圧縮側においては既に報告<sup>6)</sup>した結果と同様にヒズミに無関係に一定値 ( $m_c \doteq 0.29$ ) を示している。一方伸張側ではせん断初期に主応力面の回転が生じたのち、 $\epsilon_z \doteq 4\%$  以後一定値 ( $m_E \doteq 0.64$ ) とし、 $m_E$  は  $m_c$  の約2.2

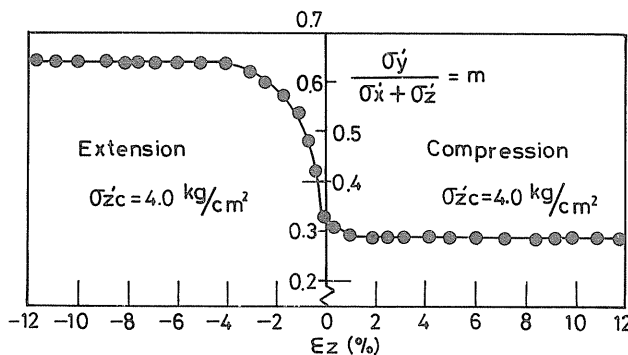


図-8  $m$  と  $\epsilon_z$  の関係

倍の値を示している。Campanella ら<sup>9)</sup> は、 $m_c = 0.36$  および  $m_E = 0.39$  の値を報告しており、本実験結果とは違っている。

一方 ( $\tau_{cut}/\sigma_{cut}$ ) と  $m$  値および  $\phi'$  の間には、後述するように[6]項の式(12)で示される関係がある。本実験のように  $\phi'$  が大きく異なり、かつ ( $\tau_{cut}/\sigma_{cut}$ ) の値が圧縮と伸張でほぼ等しい値をとる場

合には、 $m_E$  が  $m_c$  より大きな値を示しても矛盾は生じないといえる。この点に関しては、今後別の応力経路の平面ヒズミ試験を実施して詳細に考察を加えるつもりである。

[5] ダイレイタンスー特性について

ダイレイタンスー特性は、土粒子相互の相対変位の結果として生ずるものである。この相対変位は、土粒子の接触点でのスベリや回転が起こるため発生するものであるから、せん断ヒズミやせん断応力と深い関連を有しているはずである。このような考え方をすると、ダイレイタンスー特性は変形条件や主応力面の回転の影響をうけると考えられる。

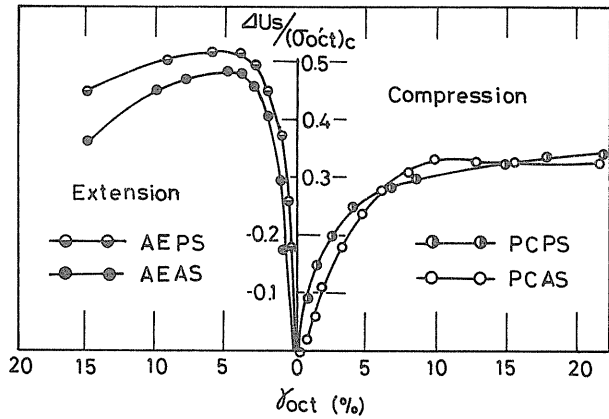


図-9  $\Delta U_s/(\sigma_{Oct})_c$  と  $\gamma_{Oct}$  の関係

本研究では、純粋にダイレイタンスーに寄与する量としてせん断中発生する間ゲキキ圧  $\Delta U$  と、せん断中の平均主応力の変化量  $\Delta \sigma_{Oct}$  の差 ( $\Delta U_s$ ) を定義する。圧密完了時の平均主応力  $(\sigma_{Oct})_c$  で正規化すると、 $\Delta U_s$  は次式であらわせる。

$$\frac{\Delta U_s}{(\sigma_{Oct})_c} = \frac{[\Delta U - \Delta \sigma_{Oct}]}{(\sigma_{Oct})_c} = \left[ \Delta U - \frac{1}{3}(\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z) \right] / (\sigma_{Oct})_c \quad \text{----- (5)}$$

図-9に  $\Delta U_s/(\sigma_{Oct})_c \sim \gamma_{Oct}$  関係を示してある。圧縮側では PCPS, PCAS とともにバラツキはあるが、一本の曲線上にあるとみなすことができる。一方伸張側では、すべてのせん断ヒズミで AEPS が AEAS よりも大きな  $\Delta U_s$  を与えている傾向が認められる。これらの挙動は Vaid ら<sup>7)</sup> の報告とほぼ同様の傾向にあるが、伸張側の  $\Delta U_s$  が圧縮側のそれよりも全般的に大きいという点で彼らの報告とは異なっている。いずれにしても、 $\Delta U_s/(\sigma_{Oct})_c$  と  $\gamma_{Oct}$  の関係におよぼす変形条件の違いの影響は小さいが、圧縮、伸張の相違による影響は大きいといえる。圧縮と伸張におけるこの挙動の相違は、 $k_0$  圧密過程に生じた粘土粒子の配列構造の異方性に起因するものと考えられる。

次にダイレイタンスー特性とせん断応力の関係を検討するため、せん断応力として正八面体せん断応力  $\tau_{Oct}$  をあてることとし、 $\Delta U_s$  と  $\Delta \tau_{Oct}$

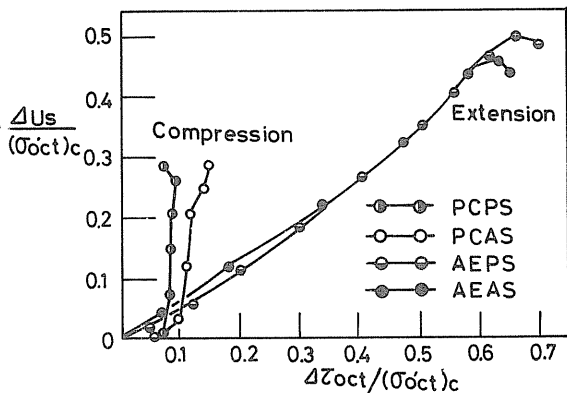


図-10  $\Delta U_s/(\sigma_{Oct})_c$  と  $\Delta \tau_{Oct}/(\sigma_{Oct})_c$  の関係



の関係を図-10に示してある。ここで  $\Delta\tau_{oct}$  として式(6)のように定義する。

$$\Delta\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_y)^2 + (\Delta\sigma_y - \Delta\sigma_x)^2 + (\Delta\sigma_x - \Delta\sigma_z)^2} \quad \text{----- (6)}$$

また  $\Delta\tau_{oct}$  として式(7), (8)による表示も可能である。<sup>5) 4)</sup>

$$\overline{\Delta\tau_{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \quad \text{----- (7)}$$

$$\Delta\tau_{oct}' = \frac{1}{3} \Delta \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad \text{----- (8)}$$

ここで  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  はそれぞれ最大, 中間, 最小主応力である。

圧縮側においては主応力の回転がないので  $\Delta\tau_{oct} = \overline{\Delta\tau_{oct}} \approx \Delta\tau_{oct}'$  であり, 一方伸張側では主応力の回転が生ずるが, 回転前に  $\Delta\tau_{oct} = \overline{\Delta\tau_{oct}} \approx \Delta\tau_{oct}'$  であり, 回転後は  $\Delta\tau_{oct} \approx \overline{\Delta\tau_{oct}} \approx \Delta\tau_{oct}'$  とする。

$\Delta\tau_{oct}$  を用いた図-10においては, 圧縮側, 伸張側ともに変形条件の影響をあまり受けないほぼ直線的な関係を示している。しかし圧縮と伸張と比較すると両者は全く異なった挙動を呈している。式(7), (8)による  $\overline{\Delta\tau_{oct}}, \Delta\tau_{oct}'$  は複雑さを避けるため図中には示していないが, たとえば AEPS などの挙動を説明すると,  $\overline{\Delta\tau_{oct}}$  および  $\Delta\tau_{oct}'$  を  $(\sigma_{oct})_c$  で正規化 (図-10の横軸) した値が 0.35 の付近で左側に急折して上昇する傾向にあり, ダイレイタンシーに関連する量としてうまく説明できないものと考えられる。

以上の実験的事実からダイレイタンシー特性はせん断ヒズミ ( $\sigma_{oct}$ ) やせん断応力 ( $\Delta\tau_{oct}$ ) に深い関連をもちそうであるが, 圧密時の応力条件が異なるとある場合には主応力面の回転に大きく影響をうけるといえよう。

#### [6] 強度特性

強度常数等の実験値を表-2に示してある。破壊時の間ゲキ水圧係数  $A_f$  は, 圧縮側・伸張側ともに平面ヒズミ条件にくらべ, 軸対称条件の方が大きな値を示していることがわかる。ここで伸張試験における  $A_f$  は,  $(1 - \Delta u / \Delta \sigma_z)$  で計算した値である。

有効せん断抵抗角  $\phi'$  は軸対称条件下において, 伸張の方が圧縮よりも約  $10^\circ$  大きく, この傾向は等方圧密試験料についても同様である。<sup>13)</sup> このように  $\phi'$  が圧縮と伸張で大幅に異なるとする研究報告は多く, たとえば K. 圧密試験料についての Ladd<sup>14)</sup>, Parry ら<sup>15)</sup>, および Vaid ら<sup>7)</sup>, 等方圧密試験料についての Broms ら<sup>16)</sup> である。平面ヒズミ条件についても同様の傾向であり, その差は軸対称条件にくらべ, より大きくなっている。また伸張側において変形条件の影響は圧縮側と同様であり中間主応力の  $\phi'$  におよぼす影響が認めら

	PCAS	AEAS	PCPS	AEPS
$\phi'_{(0)}$	32.5	42.4	41.2	56.7
$A_f$	1.50	0.97	1.37	0.92
$\tau_{oct} / \sigma_{oct}$	0.617	0.519	0.666	0.636
$Su/P$	0.343	0.233	0.370	0.266
* Present Authors	1.00	0.68	1.08	0.78
* 7) Vaid et al	1.00	0.63	1.10	0.79
* 14) Ladd	1.00	0.48	1.03	0.58

\*  $Su/P / (Su/P)_{PCAS}$

表-2 強度常数一覧

れる。

圧密による非排水強度の増加率を  $S_{up}$  であらわすと、 $S_{up}$  は軸対称、平面ヒズミ両条件下で圧縮と伸張の差が約30%生じている。これは異方圧密中に最大主応力面に平行に土粒子が配列するとされているが、このこととせん断中に主応力面の回転が生ずることの2つが主たる要因となつて、 $S_{up}$  値の異方性がより強く現われるものと考えられる。また圧縮側で軸対称、平面ヒズミ両条件下での  $S_{up}$  値を比較すると、約8%平面ヒズミ条件の方が大きい。一方伸張側でも同様の傾向を示しており、その値は14%程度である。表-2に本試験および他の研究報告の  $S_{up}$  値をそれぞれPCASの  $S_{up}$  値と他の試験から得られた  $S_{up}$  値との比を示してある。試験条件による  $S_{up}$  値の大小関係はすべての報告について、PCPS > PCAS > AEPS > AEAS なる傾向にある。このことから  $S_{up}$  値は主応力面の回転および中間主応力の影響をうけているといえよう。

軽部<sup>17)</sup> は  $\phi'$  が圧縮・伸張によらず一定であると仮定し、さらに2, 3の仮定を設定し、Roscoeらの提案している等価ゲージ比線にバウシinger効果を考慮した式を基礎にして、 $K_0$  圧密試料の軸対称圧縮・伸張の非排水強度比を次式であらわした。

$$\left(\frac{S_{UE}}{S_{UC}}\right) = \frac{3}{3+M} \exp\left\{\frac{M}{1.75} \left(\frac{M}{3+M} - \frac{3}{6-M}\right)\right\} \quad \text{----- (9)}$$

$$\text{ここに } M = 6 \frac{\sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

一方 Parry<sup>19)</sup> は同じく  $\phi'$  一定の仮定のもとに、軸対称圧縮と伸張および軸対称圧縮と平面ヒズミとの非排水強度比をそれぞれ次式のように与えている。

$$\left(\frac{S_{UE}}{S_{UC}}\right) = \frac{3 - \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad \text{----- (10)}, \quad \left(\frac{S_{up}}{S_{uc}}\right) = \frac{3 - \sin \phi'}{2(1+m)} \quad \text{----- (11)}$$

$$\text{ここに } m = \frac{\sigma_y'}{\sigma_x' + \sigma_z'}$$

式(9)と(10)の相違は破壊時の有効平均主応力に關する仮定の違いによるものであって、Parryは圧縮、伸張にかかわらず平均主応力一定と仮定している。図-11は式(9)、(10)、(11)による非排水強度比と  $\phi'$  の関係曲線およびPCASの強度を1.0としたときの実測値による非排水強度比を示したものである。なお、前述のように実測の  $\phi'$  は圧縮と伸張で大きく異なっているが、非排水強度比はすべてPCASによる  $\phi'$  の線の上にプロットしてある。図中の①、②、③の破線上の実測値がそれぞれ筆者ら、VaidらおよびLaddのものである。図から明らかのように理論曲線と実測値との対

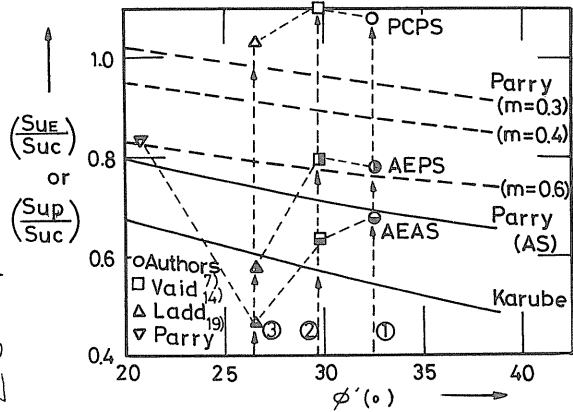


図-11  $\phi'$  と非排水強度比

応力は必ずしも良くないが、この原因は $\phi'$ 一定の仮定と破壊時の有効応力に関する仮定とが同時に満足されていないことである。Parry<sup>20)</sup>は式(4)、(11)とは別に、Mohr-Coulomb規準に中間主応力の影響を評価する項を導入した新しい破壊規準を提案し、圧縮試験による $\phi'$ から伸張状態での $\phi'$ を推定する手法を提案している。しかしこの提案式においても、破壊時の有効平均主応力が圧縮・伸張によらず一定と仮定されているので、実測値との対応はあまり良くないようである。<sup>21)</sup>

本実験の場合、表-2に示されているように正八面体せん断応力と垂直応力との比

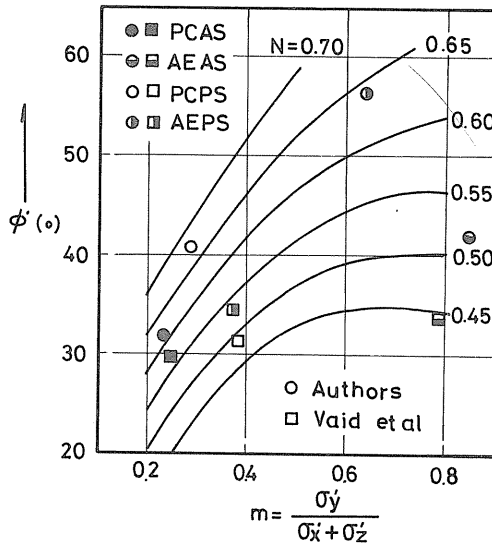


図-12  $\phi'$ と $m$ の関係

の比 ( $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$ ) の最大値はAEASのものを除けばほとんど一致している。さらに、式(4)であらわされるようにやはりAEASを除けばその応力-ヒズミ挙動も一致している。そこで破壊時の条件として、 $\phi'$ と( $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$ )および $m(= \sigma_y' / (\sigma_x' + \sigma_z'))$ の関係を導くと次式を得ることができる。

$$\sin \phi' = \sqrt{2N^2(1+m)^2 - (2m-1)^2} / \sqrt{3} \quad \dots(12)$$

$$\text{ここで } N = (\tau_{oct}/\sigma_{oct})$$

図-12は $N$ をパラメーターとして $\phi'$ と $m$ の関係曲線および実測値をプロットしたものである。Vaidら<sup>22)</sup>は古典的破壊規準のいずれもが実測値をうまく説明できないとしているが、本実験の場合はAE

AS以外で抗張 von Mises規準に適合し、AEASでは抗張 von Mises と Mohr-Coulomb 規準の中間となっている。したがって破壊規準としては、最大主応力と中間主応力が等しい値をとる時に Mohr-Coulomb に近くなるように von Mises 規準を修正した形のものとなろう。この点に関しては、中間主応力を任意に変化させて、つまり $m$ 値を変化させた試験を行なってさらに検討する必要がある。

## [7] 結論

K<sub>0</sub>圧密をうけた飽和粘性土について、中間主応力および主応力面の回転が強度、変形特性におよぼす影響を実験的に調べた。得られた結果を要約すると次のようである。

- 1) 応力-ヒズミ曲線、 $\phi'$ および $S_{up}/\phi$ は圧縮、伸張両側で大幅に異なり、さらに中間主応力の影響をうけている。また( $\tau_{oct}/\sigma_{oct}$ )~( $\sigma_{oct}$ )関係はAEPSを除けば比較的精度よく式(4)の関係で与えられる。また破壊時の( $\sigma_{oct}$ )はすべての試験について一致しており、ほぼ8%を示している。
- 2) 平面ヒズミ条件( $\epsilon_y=0$ )を保持した応力経路に対して式(3)で示される $\theta$ の値はほぼ一定値を示していることから、 $\epsilon_y=0$ の応力経路は $\sigma_2$ 軸の投影線( $\Delta\sigma_2$ 軸を中心

軸として、等方応力軸上の点Cを頂点とした円錐面上にあることが推定される。

3) ダイレクタンシー特性は  $\sigma_{oct}$  や  $\Delta T_{oct}$  と関係のあることが示されたが、中間主応力の影響よりも主応力面の回転の影響を大きくうけている。このことから、 $K_0$  圧密の過程に生じた粘土粒子の配列構造の異方性がダイレクタンシー挙動に、より強く反映されているものと考えられる。

4)  $(T_{oct}/\sigma_{oct})$  と  $\phi$  および  $m$  の間には式(12)の関係がある。本実験においては圧縮と伸張で  $\phi$  および  $m$  が大幅に異なり、さらに A E A S を除けば  $(T_{oct}/\sigma_{oct})$  が一致しているの、破壊規準としては最大主応力と中間主応力が等しい値をとる時 Mohr-Coulomb 規準に近くなるように拡張 von Mises 規準を修正した形のものとする。

## [8] あとがき

本文は佐藤・橋の卒業論文のために行われた実験結果の一部をとりまとめたものである。実験・データ整理に関しては本学技官工藤豊君の協力を得た。また本研究に対して文部省科学研究費の補助を受けた。記して深甚なる謝儀を表す。

## 参考文献

- 1) 北郷・三田地・三浦・鈴木；土質学会道支部技術報告資料，才16号，pp.33~42，1976
- 2) 三浦・三田地・北郷；土木学会才31回年次学術講演会概要集才3部，pp.142~143，1976
- 3) 三田地・北郷・三浦； " " " " ，pp.147~148，1976
- 4) Hembel, D.J. & N.H. Wade ; Proc. ASCE , Vol. 92 , SM 6 pp 67~80 , 1966
- 5) Shibata, T. & D. Karube ; Proc. 6th Int. Conf. SMFE , Vol. 1 , pp.359~363, 1965
- 6) 北郷・三田地・三浦；土木学会才28回年次学術講演会概要集才3部，pp.25~26，1973
- 7) Vaid, Y.P. & R.G. Campanella ; Proc. ASCE Vol. 100 , GT 3 , pp.207~224 , 1974
- 8) Kondner , R.L. ; Proc. ASCE , Vol. 89 , SM 1 , pp.115~143 , 1963
- 9) Campanella, R.G. & Y.P. Vaid ; Proc. 8th Int. Conf. SMFE , Vol 1 , pp.85~92, 1973
- 10) 軽部・原田；土木学会論文報告集，No. 147，pp.1~9，1967
- 11) 市原・松沢； " " " " , No. 173 , pp.47~59 , 1970
- 12) 宮森建樹； " " " " , No. 255 , pp.81~91 , 1976
- 13) 北郷・三田地・神谷；才11回土質工学研究発表会講演集，pp.239~242，1976
- 14) Ladd, C.C. ; Proc. 8th Int. Conf. SMFE , Vol 4-2 pp.108~115 , 1973
- 15) Parry, R.H.G. & V. Nadarajah ; Géotechnique Vol. 24 , pp.345~358 , 1973
- 16) Broms, B.B. & A.O. Casbarian ; Proc. 6th Int. Conf. SMFE Vol 1 pp.179~183, 1965
- 17) 軽部大蔵；才20回土質工学シンポジウム，pp.45~60，1975
- 18) Roscoe, K.H. , A.N. Schofield & A. Thurairajah ; Géotechnique Vol 13 , pp.211~240, 1963
- 19) Parry, R.H.G. ; Proc. 1st Australia - Newzealand Conf. Geomechanics , pp.11~15, 1971
- 20) Parry, R.H.G. ; Proc. 4th Asian Reg. Conf. SMFE Vol 1 pp.159~165 , 1971

## 圧密試験の整理法と沈下解析に対する考察

基礎地盤コンサルタンツ(株)札幌支社 三浦盛男  
塚本光夫  
○佐田頼光

### 1. ま え が き

湿潤状態の地盤に載荷すると、まず瞬間的に沈下が生じ時間の経過とともに沈下は継続していくのが一般である。粘性土地盤の場合この時間的に経過していく沈下を圧密沈下と称して解析の手段を Terzaghi の圧密理論に求めているのは周知のとおりである。

しかし、北海道に広く分布している軟弱な粘土や泥炭性の地盤では、Terzaghi の理論とは違った沈下経過を示す場合が多いことがこれまでの調査研究で指摘されており、実務上では経験的法則にもとづいて問題を処理しているのが現状であろう。現行の圧密試験の整理法や沈下解析の手法はいわゆる Terzaghi の一次圧密理論を基本にしているから、長期にわたって続く二次圧密性の沈下や即時沈下を表示し得ないのは当然であるが、有機質土や極めて軟弱な粘土からなる地盤の基礎処理工法など軟弱地盤対策工を検討する上でも、この両沈下の性状を的確に評価することが極めて重要である。

筆者らもこれまで沈下解析上の問題点や実用的手法について検討を行ってきたが、<sup>注-1)</sup>解析上必要なパラメータと土質条件との関連性についての検討が不十分なままになっていた。沈下時間経過の計算式の適用性を高めるためには、計算式の中に含まれるパラメータと現行の圧密試験から得られる圧密係数( $C_v$ )および層厚( $H$ )などとの関連性を明らかにする方が一般性があり、当面1つの指向すべき方向であろうと考えられる。

この報文ではこうした観点から現行の圧密試験(JIS, A. 1217)の整理法を修正し、即時沈下及び二次圧密性沈下を含めた時間経過を解析する手法を検討したものである。

### 2. 土質による圧縮曲線の一般的特性

通常行なわれている圧密試験の時間～圧縮量の関係(以下圧縮曲線と呼ぶ)は、土質を細砂、シルト粘土などの鉱物質材料と腐植土あるいは泥炭などの有機質材料に大別するならば図-1のように表わされる場合が多い。すなわち、土質による圧縮曲線の特性は、まず土質によって(2, 1)式で定義される $C_t$ の値が異なる点を指摘することができる。

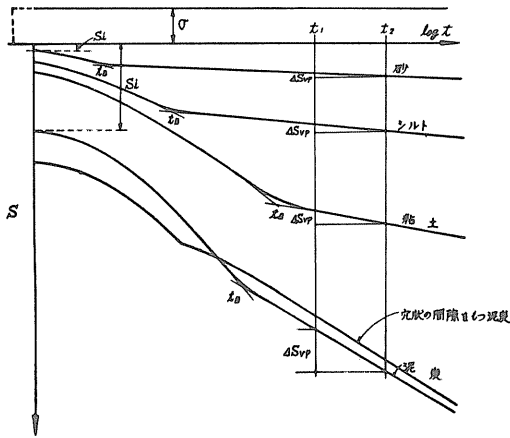


図-1 土質別に見た圧縮曲線の例 (log t 法)

比と飽和度によって大小が左右されるものと考えられている。さらに、折点 (t<sub>B</sub>) の位置は、土の透水性に左右され、砂では圧縮曲線の極めて初期に表われるので通常の観測では認められないかまたは見落してしまう場合が多い。

泥炭などの有機質土の場合には、鉱物質材料に較べて格段大きい c<sub>t</sub> の値を示すことと植物の根や茎などによる穴状の間隙があり、図-1 に示された曲線のように極めて特異な圧縮曲線となる。

このような圧縮曲線の傾向から、図-2 に示すように曲線をつぎの3つの要素で区分した方が、現象を説明するのに都合がよい

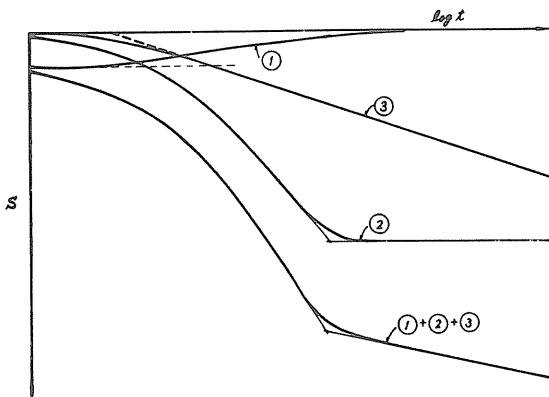


図-2 3要素から構成される圧縮曲線の概念図

$$c_t = \frac{\Delta S_{vp}}{\log \frac{t_2}{t_1}} \dots\dots\dots (2.1)$$

c<sub>t</sub> の値は、log t 法で表示した圧縮曲線の終りの直線部分の勾配を表わすからいわゆる2次圧密部分の大小を表わしているともいえる。

また、各曲線に共通して指摘される傾向として、σ の載荷直後に瞬間的な圧縮が認められることで、これはこれまでも指摘されている即時沈下 (Immediately Settlement) に対応するものであろう。

瞬間的な圧縮は、主として土の間隙

が、現象を説明するのに都合がよいのではなからうか。

すなわち、観測された圧縮曲線を

- ① 瞬間的圧縮
  - ② 一次圧密 (弾塑性的挙動)
  - ③ 二次的圧密 (粘塑性的挙動)
- から構成されると考えるわけである。

3. レオロジーモデルによる一次圧密ヒズミ（弾塑性的挙動）の表示

土のヒズミの過程を表わすのにしばしばレオロジーモデルが用いられる。簡単な例として周知のように図-3に示されるような Hook 体と Newton 体を並列に組合せたいわゆる Kelvin-Unit と称されるものがある。このモデルに対する応力（ $\sigma$ ）とヒズミ（ $\epsilon$ ）の関係は(3.1)式で表わされる。<sup>注-2)</sup>

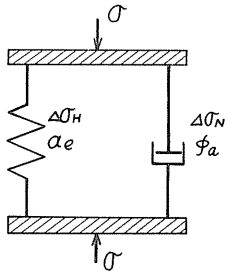


図-3 Kelvin-Unit

$$\sigma = \frac{\epsilon}{\alpha_e} + \frac{1}{\phi_a} \cdot \frac{\alpha_e}{\alpha_t} \dots\dots\dots (3.1)$$

(3.1) 式を  $t=0$  で  $\epsilon = \epsilon_0$  なる初期条件で解くと、任意時間 ( $t$ ) におけるヒズミ ( $\epsilon t$ ) は (3.2) 式で表わされる。

$$\epsilon t = \epsilon_0 \cdot \exp\left(-\frac{\phi_a}{\alpha_e} \cdot t\right) + \alpha_e \left[1 - \exp\left(-\frac{\phi_a}{\alpha_e} \cdot t\right)\right] \cdot \sigma \dots\dots\dots (3.2)$$

(3.2) 式の右辺第1項  $\epsilon_0$  は、載荷と同時に生じる瞬間ヒズミに対応するものであり、第2項は弾塑性的挙動 (Elasto-Plastic behavior) を表わし Terzaghi の一次圧密ヒズミに対応するものである。

さて、(3.2) 式を実用に供するためには、バネの圧縮係数 ( $\alpha_e$ )、ダッシュポットの流動係数 ( $\phi_a$ ) などのレオロジー常数と圧密常数との関係を検討し圧密試験からこれらの値が容易に得られるようにしておく必要がある。実際の土層あるいは供試体は、こうしたレオロジーの Unit が無限に集積されたものであると考えることができる。

こうした考えから、例えば Leonardo Zeeveart<sup>注-3)</sup> は両者の関係を以下のように導いている。

(3.2) 式の右辺第2項を (3.3) 式のように書換ると、

$$\begin{aligned} \alpha_e \left[1 - \exp\left(-\frac{\phi_a}{\alpha_e} \cdot t\right)\right] \cdot \sigma &= mep \left[1 - \exp\left(-\frac{\phi_a}{men} \cdot t\right)\right] \cdot \sigma \\ &= \left[1 - \exp\left(-\frac{\phi_a}{men} \cdot t\right)\right] \cdot mep \cdot \sigma \dots\dots\dots (3.3) \end{aligned}$$

$$\text{こゝに、} \alpha_e = \frac{1}{mep}$$

$mep = \Sigma men$  (弾塑性的挙動による体積圧縮係数)

さらに (3.3) 式の [ ] の中を変形すると

$$\left[1 - \exp\left(-\frac{\phi_a}{men} \cdot t\right)\right] = \left[1 - \Sigma \frac{men}{mep} \exp\left(-\frac{\phi_a}{men} \cdot t\right)\right] \dots\dots\dots (3.4)$$

(3.4) 式の右辺が Terzaghi の1次元圧密理論の平均圧密度に相当する。

一方, Terzaghi の平均圧密度は, 周知のように ( 3.5 ) 式で示される。

$$U = \left\{ 1 - \frac{m}{m} \frac{\infty}{0} \frac{8}{(2m+1)^2 \cdot \pi^2} \cdot \exp \left[ - \frac{(2m+1)^2 \cdot \pi^2}{4} \cdot Tv \right] \right\} \dots\dots\dots ( 3.5 )$$

$$Tv = \frac{Cv \cdot t}{H^2}$$

( 3.4 ), ( 3.5 ) の両式を比較すると

$$\frac{\phi_a}{men} \cdot t = \frac{(2m+1)^2 \cdot \pi^2 \cdot Tv}{4}$$

$$\frac{men}{mep} = \frac{8}{(2m+1)^2 \cdot \pi^2}$$

これにより,

$$\frac{\phi_a}{mep} = \frac{\frac{men(2m+1)^2 \cdot \pi^2}{4 \cdot t} \cdot Tv}{\frac{(2m+1)^2 \cdot \pi^2 \cdot men}{8}} = 2 \cdot \frac{Tv}{t} = \frac{2 \cdot Cv}{H^2} \dots\dots\dots ( 3.6 )$$

$$\phi_a = \frac{2 \cdot Cv \cdot mep}{H^2} \quad \text{または} \quad \phi_a = \frac{2 \cdot K}{r_w \cdot H^2}$$

( 3.6 ) によって見かけの流動係数  $\phi_a$  が排水距離 (H), 圧密係数 (Cv) 及び弾塑性挙動の体積圧縮係数 (mep) など一般の圧密パラメーターで表示されたことになる。また, ( 3.2 ) 式 1 項の瞬時的ヒズミの項も同様の考え方から ( 3.7 ) 式のように書換えられる。

$$\epsilon_0 \cdot \exp \left( - \frac{\phi_a}{mep} \cdot t \right) = \epsilon_0 \cdot \exp \left( - 2 \cdot \frac{Cv}{H^2} \cdot t \right) = \epsilon_0 \cdot \exp \left( - 2 \cdot Tv \right) \dots\dots\dots ( 3.7 )$$

4. Z-Unit による二次的圧密ヒズミ (粘塑性挙動) の表示

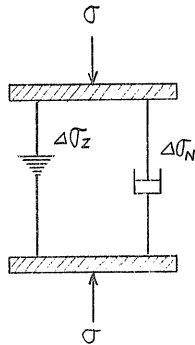


図-4 Z-Unit

注-3) Leonardo Zeevaert は, 粘土鉱物やコロイドなど微小な隙間からしぼりだされる動水は粒子間との粘性によって時間的おくれを生じこれが図-2 に表示した二次的圧縮ヒズミに表われるとして図-4 の Z-Unit を提案し結局 (4.7) 式を導いている。  
 図-4 に示される Z-Unit のモデルは次の条件を必要とする。



$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \Delta \sigma_z + \Delta \sigma_N \\ \varepsilon_{vp} &= \Delta \varepsilon_z = \Delta \varepsilon_N \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.1)$$

非線型要素 ( Nonlinear viscous element ) に対するヒズミ速度 (  $\frac{d \Delta \varepsilon_z}{dt}$  ) は ( 4.2 ) 式で表わされるものとする。

$$\frac{d \Delta \varepsilon_z}{dt} = \left( \phi_f + \frac{a}{b+t} \right) \Delta \sigma_z \dots\dots\dots (4.2)$$

( 4.2 ) 式で表されるヒズミ速度は、 $t = 0$  で

$$\frac{d \Delta \varepsilon_z}{dt} = \left( \phi_f + \frac{a}{b} \right) \Delta \sigma_z, \quad t \rightarrow \infty \text{ で } \frac{d \Delta \varepsilon_z}{dt} = \phi_f \cdot \Delta \sigma_z \quad \text{となる。}$$

線型要素 ( Linear viscous element ) は Newton の法則に従って ( 4.3 ) 式で表わされる。

$$\frac{d \Delta \varepsilon_N}{dt} = \phi_a \cdot \Delta \sigma_N \dots\dots\dots (4.3)$$

$$(4.2), (4.3) \text{ 式から } \sigma = \Delta \sigma_z + \Delta \sigma = \left( \frac{1}{\phi_f + \frac{a}{b+t}} + \frac{1}{\phi_a} \right) \frac{d \varepsilon_{vp}}{dt} \dots\dots (4.4)$$

( 4.4 ) 式を  $\varepsilon_{vp}$  について解くと ( 4.5 ) 式が得られる。誘導過程の詳細は文献注-3) を参照されたい。

$$\varepsilon_{vp} = a \cdot \text{Log} \frac{\frac{a}{\phi_a} + t}{\frac{a}{\phi_a}} \cdot \sigma \dots\dots\dots (4.5)$$

なお、3 節 ( 3.6 ) 式の関係から、( 4.5 ) 式は ( 4.6 ) 式になる。

$$\varepsilon_{vp} = a \cdot \text{Log} \frac{\frac{a}{\phi_a} + t}{\frac{a}{\phi_a}} \cdot \sigma = a \cdot \text{Log} \left( 1 + \frac{2mep}{a} \cdot Tv \right) \cdot \sigma \dots\dots\dots (4.6)$$

## 5. 全ヒズミの表示

以上の考察から全ヒズミ ( $\varepsilon_v$ ) は ( 5.1 ) 式となり、図-2 で模式的に表示した 3 つの要素を加えて全ヒズミを求めることが可能となる。

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \varepsilon_a + \varepsilon_{ep} + \varepsilon_{vp} \\ &= \varepsilon_0 \cdot \exp(-2Tv) + mep \cdot \sigma \cdot F(Tv) + a \text{Log} \left( 1 + \frac{2mep}{a} \cdot Tv \right) \end{aligned}$$

ここに,

$$mt = \frac{Ct}{(2H) \cdot \sigma} = 2.31 \cdot a, \quad Ct = \frac{\Delta Svp}{\log(t^2/t_1^2)}, \quad \epsilon_o = mea \cdot \sigma$$

$$\beta = \frac{mt}{mep}, \quad k = \frac{mea}{mep}$$

とすれば,

$$\epsilon_v = \left\{ [k \cdot \exp(-2 Tv) + F(Tv)] mep + mt \log \left( 1 + \frac{4.62}{\beta} \cdot Tv \right) \right\} \cdot \sigma \quad \dots\dots (5.1)$$

なお、(5.1)式の第1項  $k \cdot \exp(-2 Tv) \sigma$  は瞬間的に生じた即時ヒズミの時間的变化を表わしているが、式の形から理解されるように時間の経過に伴ない減少していくものである。これは、次節で触れるように、即時ヒズミが主として土の中に含まれる気体によって生じるものであれば、圧縮の進行に伴ない土中の気体は大気中に放出されていくので、ヒズミは減少していくと考えることができる。

#### 6. 即時ヒズミに対する体積圧縮係数 (mea) についての補足

土は、液体・固体及び気体の3相から構成されていることは周知のとおりであるが、間隙に存在するわずかな気体は、載荷重によって瞬間的に圧縮することは想像に難くない。圧力を受けた気体は、圧縮の進行に伴ない間隙水の流出と共に間隙から徐々に排出されるであろうし、また何らかの衝撃によって極めて短い時間で排出される可能性がある。地盤の瞬間的な圧縮を考える場合、こうした間隙中にわずかに存在する気体 (Entrapped air) の圧縮が極めて重要であることは文献<sup>注-4)</sup>に詳しい。

いま、圧力  $P_1$  の状態から  $P_2$  の状態に変化した場合を考える。それぞれの圧力下における液体、固体、気体の含有率 (全体の体積に対する) を  $n_1, m_1, S_1, n_2, m_2, S_2$  とすれば、全ての排出を許さない条件下においては、液体及び固体の圧縮性は実用上無視できるので、 $V_1 \cdot n_1 \div V_2 \cdot n_2, V_1 \cdot m_1 \div V_2 \cdot m_2$  と置くことができる。従って体積ヒズミ ( $\epsilon_a$ ) は、

$$\epsilon_a = \frac{\Delta V}{V_1} = \frac{[V_2(m_2 + n_2 + S_2) - V_1(m_1 + n_1 + S_1)]}{V_1} = \frac{1}{V_1} (S_2 \cdot V_2 - S_1 \cdot V_1) \quad \dots\dots (6.1)$$

ボイル・マリオットの法則から、次の関係が導かれる。(図-5参照)

$$\left. \begin{aligned} \text{気体の全体積} \quad Va'_1 &= Va_1 + \mu Vw_1 \\ Va'_2 &= Va_2 + \mu Vw_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに、 $\mu$  は溶解度係数である。  $Va'_1 \cdot p_1 = Va'_2 \cdot p_2$

$$(Va_1 + \mu Vw_2) p_1 = (Va_2 + \mu \cdot Vw_2) p_2 \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

(6.3)式の関係を(6.1)式に入れて整理し、 $mea = \frac{\epsilon_a}{\Delta p}$  なる関係を適用すると、(6.4)式が得られる。

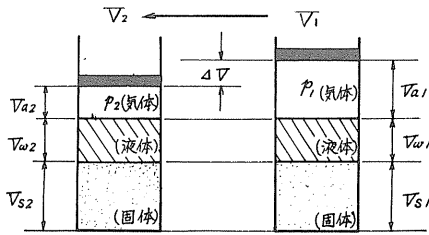


図-5

$$mea = \frac{\frac{e_1}{1+e_1} (1-Sr_1) + \mu \frac{e_1 \cdot Sr_1}{1+e_1}}{p_2}$$

$$= \frac{e_1}{1+e_1} \cdot \frac{1-(1-\mu) Sr_1}{p_2} \dots\dots\dots (6.4)$$

自然堆積土については、 $\mu$  の値としては 0.026~0.0245 の範囲と考えられる。そこで、飽和度 ( $Sr_1$ ) が 90~100

％の場合に種々の圧力 ( $p_2$ ) に対する  $\frac{mea}{1+e_1}$  の値を計算すると、図-6 が得られる。

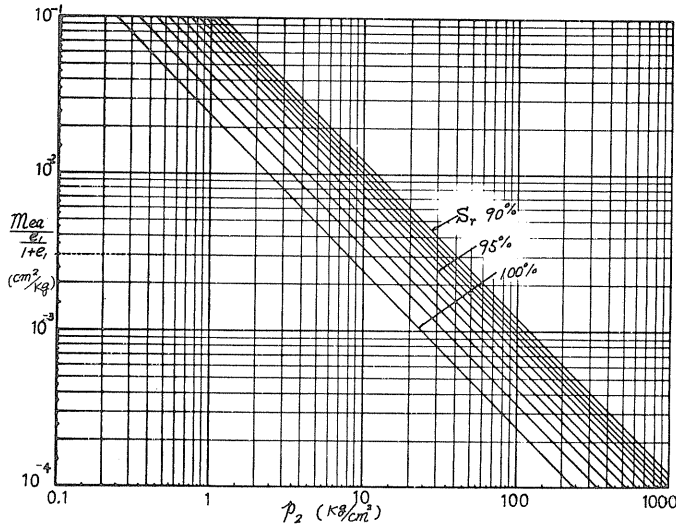


図-6 気体による体積圧縮率 (mea)

いま、 $p_1 = 0.5$  気圧の圧力下にあった飽和度 95%、間隙比  $e_1 = 1.0$  の土が  $p_2 = 1.5$  気圧に圧力が変化した場合の即時ヒズミの体積圧縮率 (mea) 及びヒズミ ( $\epsilon_a$ ) は、

$$p_2 = 1.5 \text{ 気圧} \rightarrow \frac{mea}{1+e_1}$$

$$= 5.5 \times 10^{-2} \text{ (cm}^2/\text{kg)}$$

$$\frac{e_1}{1+e_1} = 0.5$$

$$\therefore mea = 5.5 \times 10^{-2} \times 0.5$$

$$= 2.75 \times 10^{-2} \text{ (cm}^2/\text{kg)}$$

$$\epsilon_a = mea \cdot \Delta p = 2.75 \times 10^{-2} \times (1.5 - 0.5) = 2.75 \times 10^{-2}$$

層の厚さ  $H = 2 \text{ cm}$  の場合の即時圧縮量  $\Delta Ha = 2.75 \times 10^{-2} \times 2 = 5.5 \times 10^{-2} \text{ cm}$

$H = 200 \text{ cm}$  の場合  $\Delta Ha = 2.75 \times 10^{-2} \times 200 = 5.5 \text{ cm}$

泥炭のように、間隙比が 8.0 程度の試料について試算すると、

$$\frac{e_1}{1+e_1} = \frac{8.0}{1+8.0} = 0.89 \quad mea = 5.5 \times 10^{-2} \times 0.89 = 4.895 \times 10^{-2} \text{ (cm}^2/\text{kg)}$$

$$\epsilon_a = 4.895 \times 10^{-2} \times 1.0 = 4.895 \times 10^{-2}$$

$H = 200 \text{ cm}$  の場合  $\Delta Ha = 4.895 \times 10^{-2} \times 200 = 9.79 \text{ cm}$

$H = 400 \text{ cm}$  の場合  $\Delta Ha = 9.79 \times 2 = 19.58 \text{ cm}$  となる。

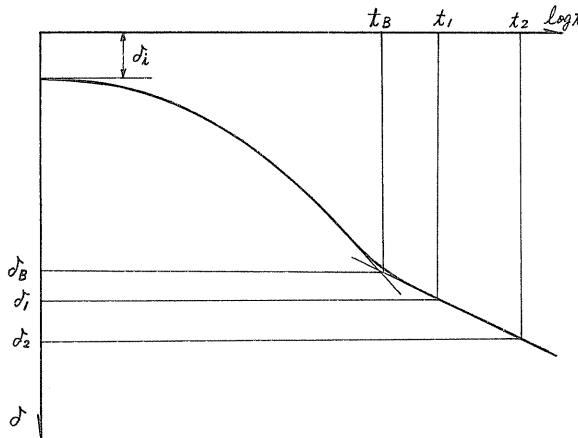
なお、mea の値を実測するには水の排出を許さない閉じた状態で圧縮ヒズミを測定することになるが、一般の圧密試験機では測定ができない。従って補正初期値 ( $d_o$ ) から計算するのも一方法であろう。

7. 重ね合せ法 ( Fitting Method ) による圧縮パラメーターの決定法

これまで検討してきた近似的理論にもとづき、一般に実施されている圧密試験からパラメーターを決定する方法を述べる。

( 5.1 ) 式は、 $\beta = mt/mep$  の関係から ( 7.1 ) 式のようになる。

$$\epsilon_v = \sigma \cdot mep \left\{ k \cdot \exp(-2 Tv) + F(Tv) + \beta \log \left( 1 + \frac{4.62}{\beta} Tv \right) \right\} \dots \dots \dots ( 7.1 )$$



また、  
 $t_B$  —  $F(Tv) = 1.0$   
 $Tv \doteq 1.3$  であるから  
 $\frac{\epsilon_B}{\sigma} = \left\{ k \times 0.0743 + 1.0 + \beta \cdot \log \left( 1 + \frac{\delta}{\beta} \right) \right\} mep$   
 $= 0.0743 me_a + mep + mt \log \left( 1 + \frac{\delta}{\beta} \right)$   
 $\alpha = \frac{Ct}{\delta_B}$  ,  $mt = \frac{Ct}{2H \cdot \sigma}$  ,  
 $Ct = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log \frac{t_2}{t_1}}$

図-7

$$\frac{\epsilon_B}{mt \cdot \sigma} = \frac{0.0743 me_a}{mt} + \frac{1}{\beta} + \log \left( 1 + \frac{\delta}{\beta} \right)$$

$$\therefore \frac{1}{\alpha} = A + \frac{1}{\beta} + \log \left( 1 + \frac{\delta}{\beta} \right) \dots \dots \dots ( 7.2 )$$

$$A = \frac{0.0743}{mt} me_a \quad \text{と お いて}$$

$$\frac{1}{\alpha} - A = \frac{1}{\beta} + \log \left( 1 + \frac{\delta}{\beta} \right) \dots \dots \dots ( 7.3 )$$

図-7に示したように、 $Ct$ と $\delta_B$ から $\alpha$ を如り、初期沈下 $\delta_i$ から $A$ の値を得て、図-8を使って $\beta$ の値を読みとることができる。

8. 適用性についての検討例

7節で触れた重ね合せ法で決定されるパラメーターを用いて( 8.1 )式により圧縮曲線を計算し、実験値と比較することにより理論式の妥当性を検討することとする。

$$S = mep \cdot \sigma \cdot h \left( \frac{me_a}{mep} \cdot \exp \left( -\frac{8 \cdot Cv}{h^2} \cdot t \right) + \Gamma \left( \frac{4 Cv}{h^2} \cdot t \right) + \beta \cdot \log \left( 1 + \frac{1848}{\beta} \cdot \frac{Cv}{h^2} \cdot t \right) \right) \dots \dots \dots ( 8.1 )$$

図-9は、併示したパラメータに対して行なった理論値と実験値の比較例である。これによれば、両者はよい対応性を示してはいるが、若干実験値の方が大きな圧縮量を示すことが指摘される。この傾向は、通常観測される24時間の範囲ではいずれの時間でも同様であり、恐らく

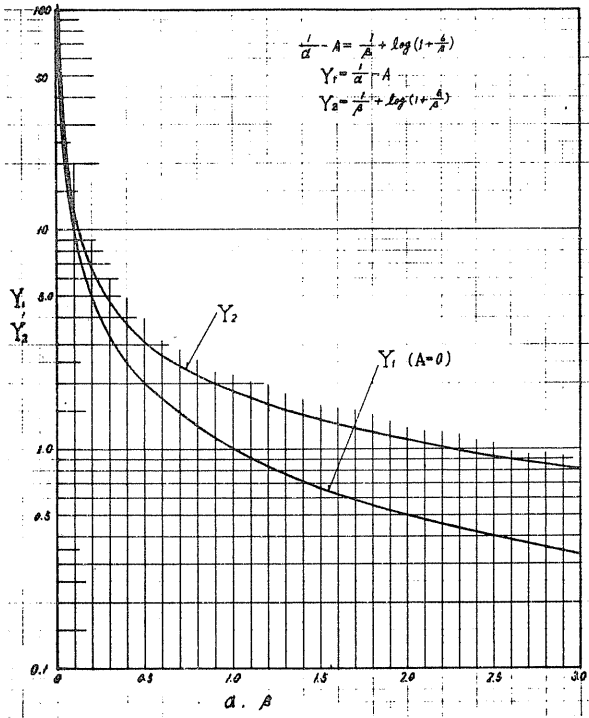


図-8  $\alpha$  から  $\beta$  を決定する図表

植物質部分の圧縮などによるものであろうと予想される。

いま、多くの観測データについて理論値に対する実験値の比 ( $R$ ) を検討したものが図-10である。同図の中に含まれるデータは、泥炭や有機質シルトのものであるが殆んどのデータは  $1.0 \leq R < 1.2$  に包含されている。これらについては今後いろいろな土質について検討を加えるとともに、現地における観測データとの対比も進める必要があるが一応 (8.1) 式の適用性については期待がもてそうである。

さて、これまで検討した事項から得られる知見及び問題点を要約するとつぎのとおりである。

- (1) 一般にいわれる二次圧密性の沈下が大い土質は  $\beta$  の値が大きくなる。これは  $\beta$  が  $mt/mep$  の比で定義されていることから明らかである。
- (2) 圧縮速度を大きくする (沈下促進) ためには当然排水距離を短縮させることが有効である

がこれは一次圧密のヒズミに対して有効であり、いわゆる二次圧密性のヒズミに対してはそれ程有効ではない。すなわち、(8.1) 式に示されているように、{ }

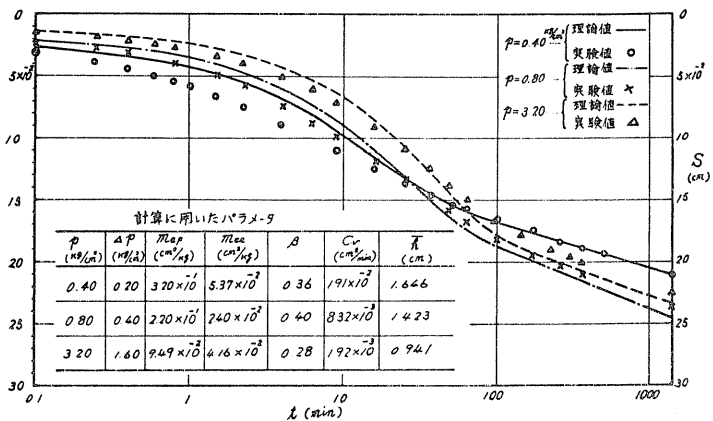


図-9 理論値と実験値の比較図 (泥炭, 初期含水比  $W_0 = 57.0\%$ )

内の第3項は排水距り ( $\bar{h}/2$ ) の変化が  $\log$  の変化に置き換えられることから容易に理解されよう。これまで泥炭性地盤の沈下促進としてのドレーン効果が疑問視されているのはこうしたことにも関連があるのではなからうか。

(3) ここで提示した理論式によると、圧縮沈下は一次圧密が終了したあとも、主に粘塑性的挙

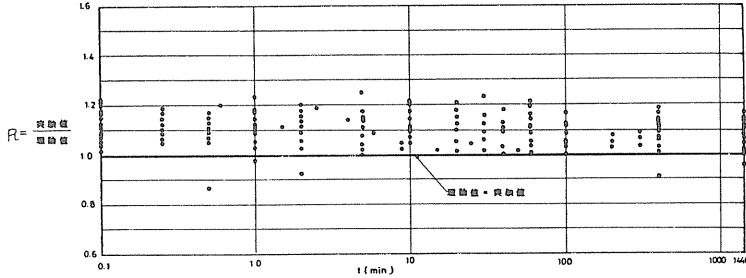


図-10  $R = \frac{\text{実験値}}{\text{理論値}}$  と経過時間の関係図

動のヒズミによって継続することになるが、例えば道路舗装に着手する時期などの検討に際しての工学的処理としては年間沈下量の制限値あるいは耐用年数など維持補修の面から判断すべきと思われる。

(4) 粘塑性的ヒズミを低減させるには、 $\beta$  の値を小さくすることの方が排水距離を短くすることよりも有効でありそのためにはこれまでも指摘されているように  $mt$  <sup>注-5)</sup> あるいは  $Ct$  を低下させることになる。 $mt$  または  $Ct$  の低下はプレロードなどによってもかなり効果があるといわれている。

(5) 土の中の気体量を増加させ飽和度 ( $S_r$ ) を低下させると即時ヒズミは増大する。

(6) 今後の問題点として、有機質部の圧縮の評価、即時ヒズミ測定法の確立、飽和度測定の精度、多層地盤へ適用するに当たってのパラメーターの評価方法及びパラメーターと土性との関連性などが挙げられよう。

#### 参 考 文 献

- 注-1) 鳴海直信, 三浦盛男 : 下野幌第三団地における泥炭性地盤上の試験盛土について  
(基礎地盤コンサルタンツ施工例集, 未発表資料)  
佐田頼光 : 盛土基層のスベリと沈下に対する若干の考察(土質工学会北海道支部技術報告資料第9号, 昭和44年2月)
- 注-2) 例えば M. ライナー : レオロジーの基礎理論(コロナ社)
- 注-3) Leonardo Zeevaert : Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions (Van nostrand reinhold Company)
- 注-4) 赤井浩一監修 : フローリンの土質力学(II) (森北出版)
- 注-5) 谷口秀男 外 : 石狩泥炭地における基層粘土の工学的性質(昭和37年2月, 北海道開発局土木試験所)
- 宮川 勇 : 泥炭地における土質工学上の2, 3の問題(昭和37年2月)

1 まえがき

余市郡仁木町地内の円山(標高275m)付近で、昭和50年4月8日未明に融雪に伴う山地崩壊が発生した。約2万m<sup>3</sup>の崩落土砂は、山麓に沿って走る函館本線222+220m付近の工留よう壁を破壊させ、さらに線路を土砂が埋めたために、15日に亘って不通となる多大の被害をもたらした。この付近の山地は、これまで、昭和12年に大規模な山地崩壊が発生して以来、しばしば線路に影響を及ぼすような崩壊があり、昭和37年には、線路の山側に工留壁を設けた。その後も、昭和39年8月、42年9月にも小規模ながら山地崩壊が発生しており、保線巡回にあたっては特に警戒していた箇所であった。当日の巡回は、例年融雪時期に山地崩壊が発生することから、とくにこの地帯での土壁変状、地下水の湧出等と注意していたとの事であるが、前日の時侯では全く異状はなかったとの事である。小樽測候所の気象記録から崩壊発生地帯を推定すると、崩壊発生の日前には10数ミリの降雨があり、また気温も7～10℃と急激に上昇している。

2 地形、地質概要

調査地は、余市郡南部にあたる函館本線銀山～然別間219km～224kmである。今回、崩壊が発生したのは、標高271mの円山南隣の山(214m)であるが、周辺は、稲穂嶺、銀山等の山々が連なっている。これらの山々は、赤井川カルデラの外輪山にあたり、円山もその山系の一つである。この外輪山の内側には余市川が北流し、河岸段丘、氾濫原、後背湿地等がみられる。また、余市川は河床勾配が大きく、蛇行しており、融雪時等に氾濫することが多いと言われている。調査地の地質は、新生代第三紀中新世以後の火成岩類および堆積岩類を主としている。調査地内で最も古い積丹層群弄沼累層では安山岩質凝灰角礫岩(Ac)が広く分布しており、石英安山岩(Dc)とはほとんど同時か、あるいは、石英安山岩が岩床～岩脈状に侵入したものと考えられる。また、粗粒晶流紋岩(Rky)は、これらの安山岩類に岩床として侵入している。その後、調査地南部に流紋岩質火成作用があり、流紋岩および同質火山砕屑岩(Rkソz)が形成された。

粗粒玄武岩(Do)は、この流紋岩および同質火山砕屑岩を貫き、小さな岩床となり、N50～70°E、N0～15°W方向の断理や断層に沿って侵入している。小岩脈も多い。弄沼累層中にある粘土化の進んだ変質帯はおそらく、この時代にできたものと思われる。これより以降に堆積した泊累層の泥岩(Tm)や礫岩(Tg)中には変質帯は見られない。しかし、粗粒玄武岩(Do)と泊累層の間が不整合となっており、確かな変質の時期はわからない。調査地周辺の断層は大別すると、NNE～SSW系、NW～S系に存する。このうち、NNE～SSW系の断層は、赤井川カルデラの周縁に発達する、いわゆる“うずまき”状を呈する断層群の

一方で、調査地周辺では、もっとも規模の大きいものである。山地崩壊を生じた斜面は、この断層によつて出来た断層崖との疑いは強いが、調査地域内では、断層は確認できない。NW-SW系の断層は、小規模ではあるが数が多い。断層の幅はいずれも確認されたところでは、1m以内のものである。(図-2, 3)

### 3.2.2\* 200m (崩壊地) 付近の斜面崩壊

昭和50年4月8日赤木の斜面崩壊の応急対策として、崩壊土砂舌端部を切り取り、仮線を設け、同日午後閉通の運びとなった。しかし崩壊地は、大きな崩落崖が残っており、今後恒久的な対策を検討する必要があるため、地表地質調査、ボーリング調査等をおこなない。崩壊地の地質、崩壊の機構を解明し、斜面の安定と対策について検討した。(図-4)

#### 3-1 崩壊地付近の地形

崩壊地付近の地形は、余市川の攻撃斜面にあたり、傾斜約40°の急斜面となっており、この急斜面の比高は約60~240mに達する。このような急斜面は、後背の山又から分岐して延びた稜線部に相当し、この稜線の先端が攻撃斜面となっており、また、これらの斜面は典型的な断層崖ともなっており、山麓沿いに、赤井川カルデラ形成時の円山型の断層が推定される。崩壊地の急斜面上部は、階段状に数個の小平坦面が発達し、細長い凹地も見られる。このような小平坦面や凹地は山頂付近まで分布しており、山頂を越えた反対側の斜面にまで、深さ数m、延長数10mのV字状の溝となっており、このような小平坦面、凹地などが、大規模な崩壊地によくみられる。

#### 3-2 崩壊地付近の地質

崩壊地付近の崖錐堆積層の表層は、径5~10cmの風化礫を主としており、部分的に数10cmに達する礫が密集しているところもある。平面的には斜面上部と崩壊地周縁部に比較的硬質の礫が密集し、中央部から下半部にかけては、ほとんど風化礫よりなる。また、崖錐堆積層の下部は、表層から次第に礫径が大きくなり、1~2mに達する礫ともない、基盤岩との境界は明確ではなく、巨礫群から、次第に開口したクラックの多い岩盤へと移行する。また新しく崩壊した崩落崖直下には、礫質の多い崩壊土砂(岩屑)が堆積している。氾濫原堆積層は、旧余市川によるもので、かつて余市川は山すそを流れ、あるいは対岸数100mのところを流れ、さかんに蛇行、氾濫を繰り返し、着しい側方侵食があったものと考えられる。この頃は、旧線より山側へ、20~30m程度のところまで侵食が進んでいたと思われる。ところが、旧線は切り取り区間となっており、この「地山」が露出していった。したがって、この「地山」は、川の上に覆い崩れてきた巨大な堆積物という事になる。

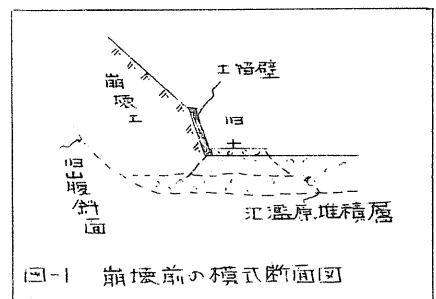
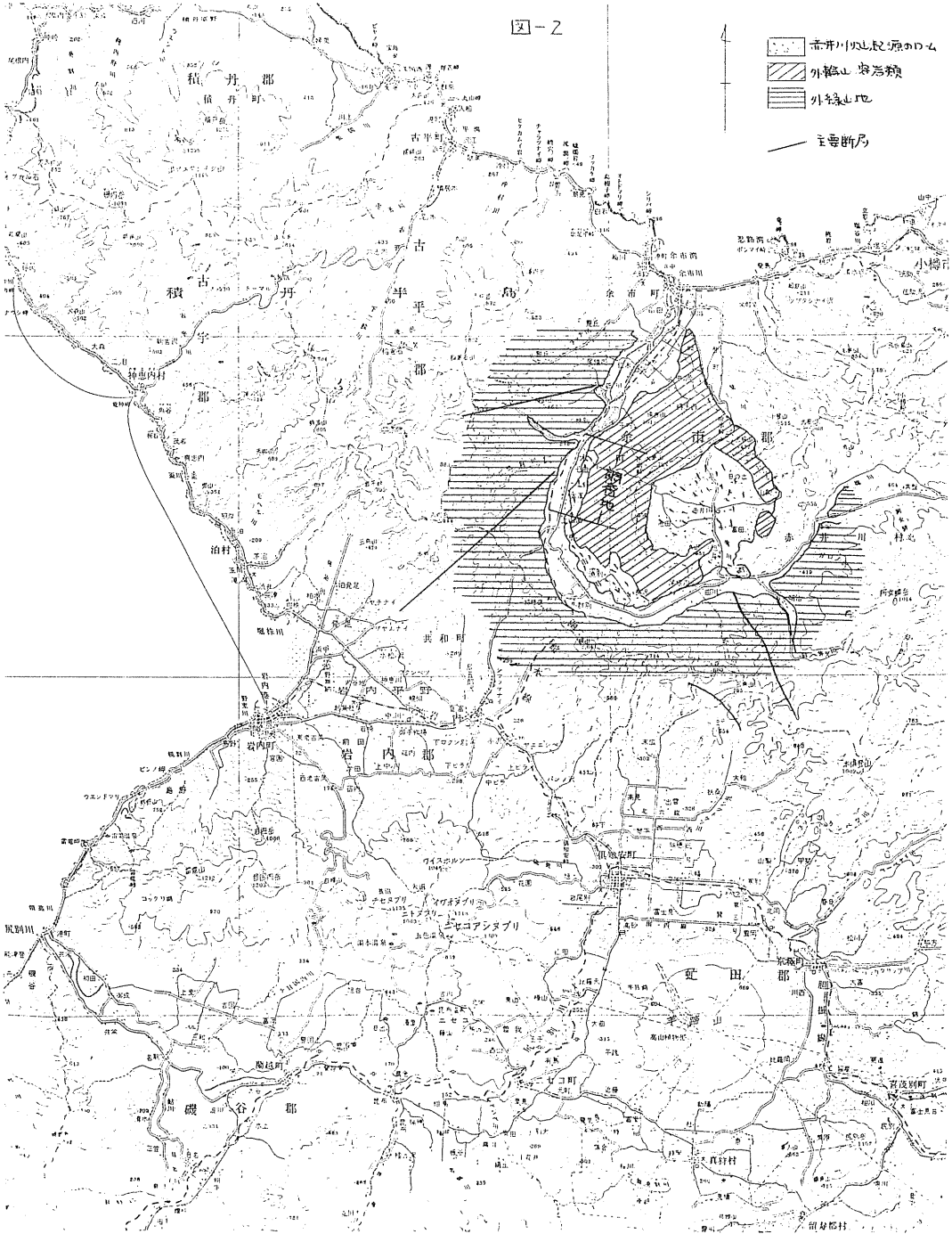




図-2



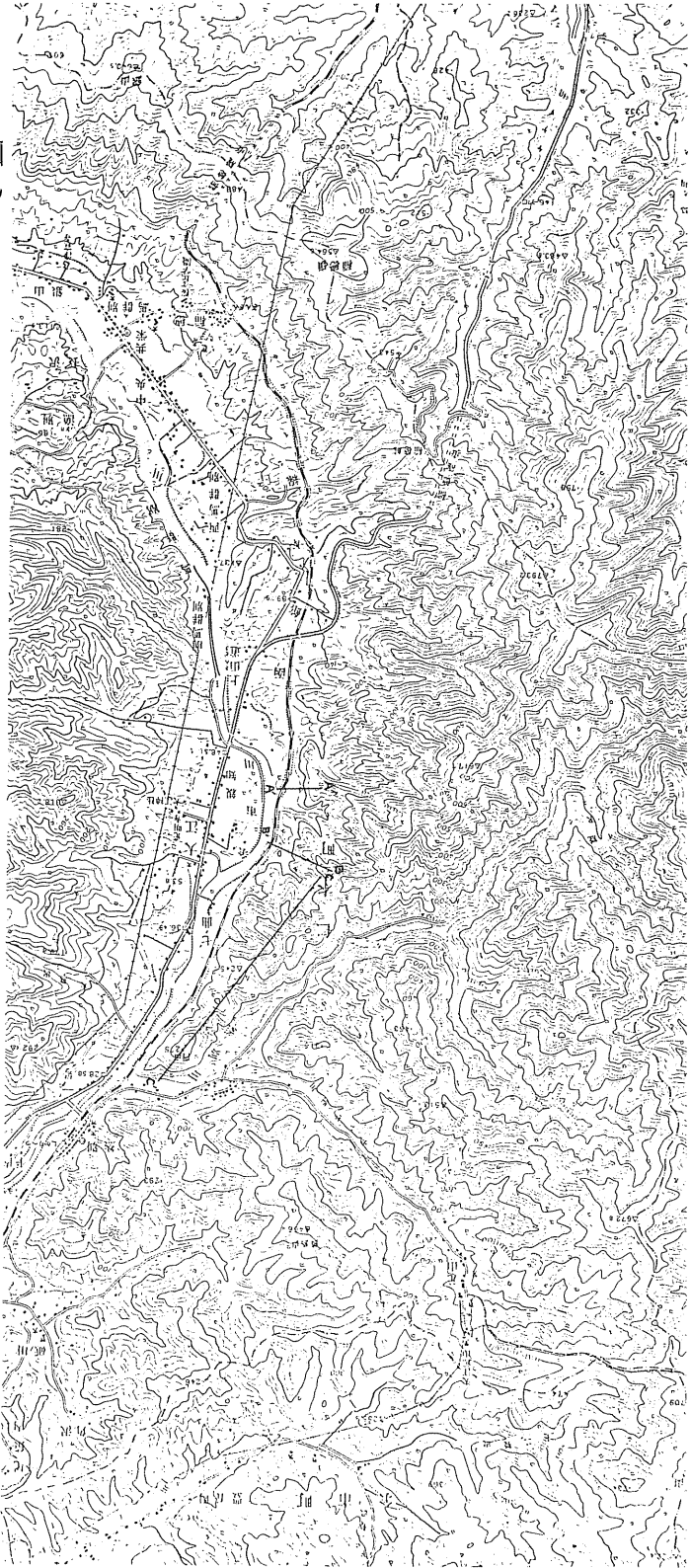
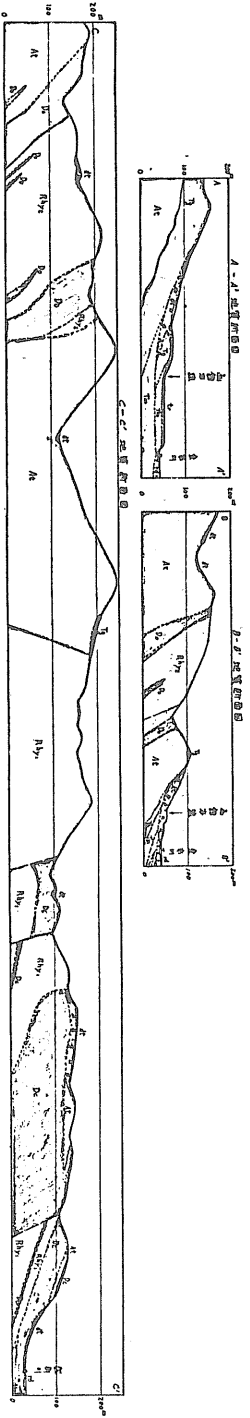
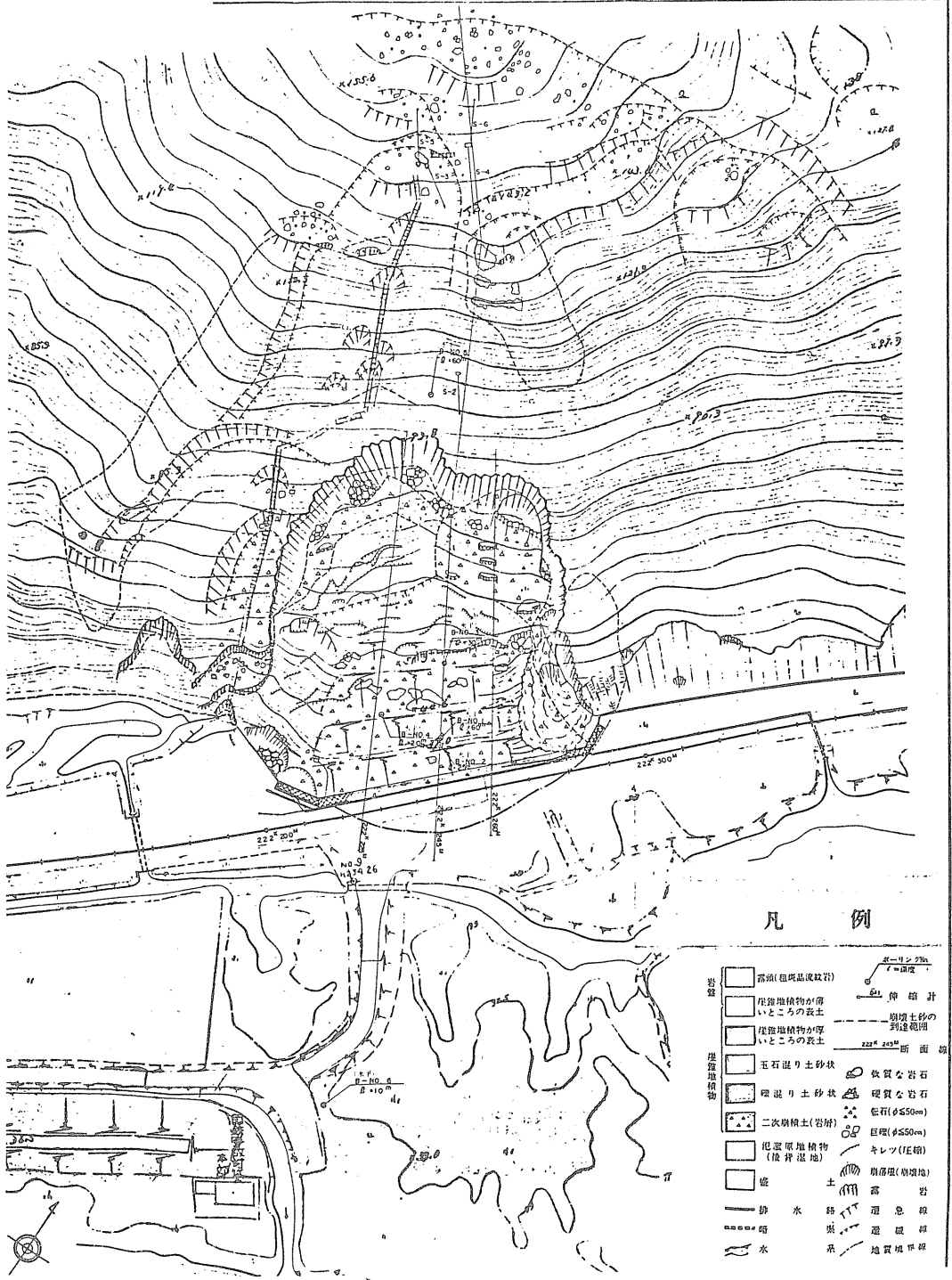


图-3





凡例

- |       |                |            |            |
|-------|----------------|------------|------------|
| 岩盤    | 露頭(粗礫品流紋岩)     | 断面計        | 断面計        |
|       | 崩壊地植物が厚いところの表土 | 崩壊土砂の到達範囲  | 崩壊土砂の到達範囲  |
|       | 崩壊地植物が薄いところの表土 | 222+200M断面 | 222+200M断面 |
| 崩壊地植物 | 玉石混り土砂状        | 軟質な岩石      | 軟質な岩石      |
|       | 砂混り土砂状         | 硬質な岩石      | 硬質な岩石      |
|       | 二次崩壊土(岩屑)      | 礫石(φ550=)  | 礫石(φ550=)  |
|       | 肥溜地植物(接岸湿地)    | 巨礫(φ550=)  | 巨礫(φ550=)  |
|       | 盛土             | キレフ(E礫)    | キレフ(E礫)    |
|       | 盛土             | 崩壊地(崩壊地)   | 崩壊地(崩壊地)   |
|       | 排水             | 急流線        | 急流線        |
|       | 排水             | 避難線        | 避難線        |
|       | 排水             | 地質境界線      | 地質境界線      |

### 3-3 斜面崩壊の発生機構

本調査では、地形・地質を主に調査とおこなったが、斜面崩壊の要因をまとめてみる。

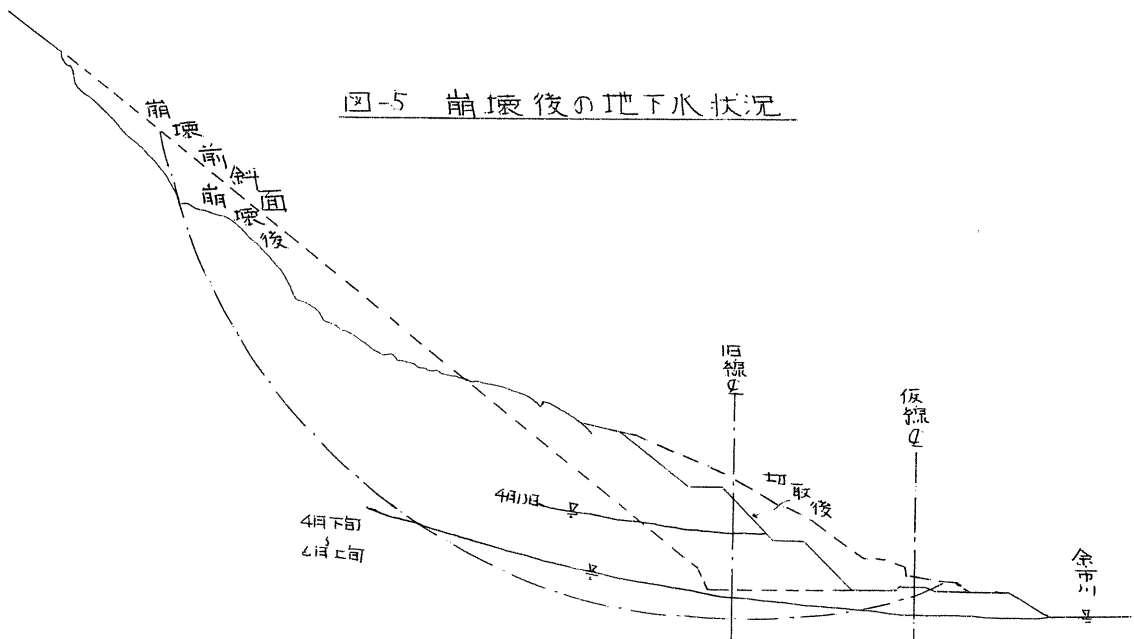
#### a) 地形

- 断層崖が攻撃斜面にあたり、傾斜4°前後の急斜面となっていた。
- 斜面上部に小平担地があり、残雪を多く残していた。
- 斜面上部の微地形など、もともと「地すべり地形」を呈していた。
- 斜面下部が以前より崩壊を繰り返し、あるいは切り取りにより、斜面脚部の土荷重が除去されていた。

#### b) 地質

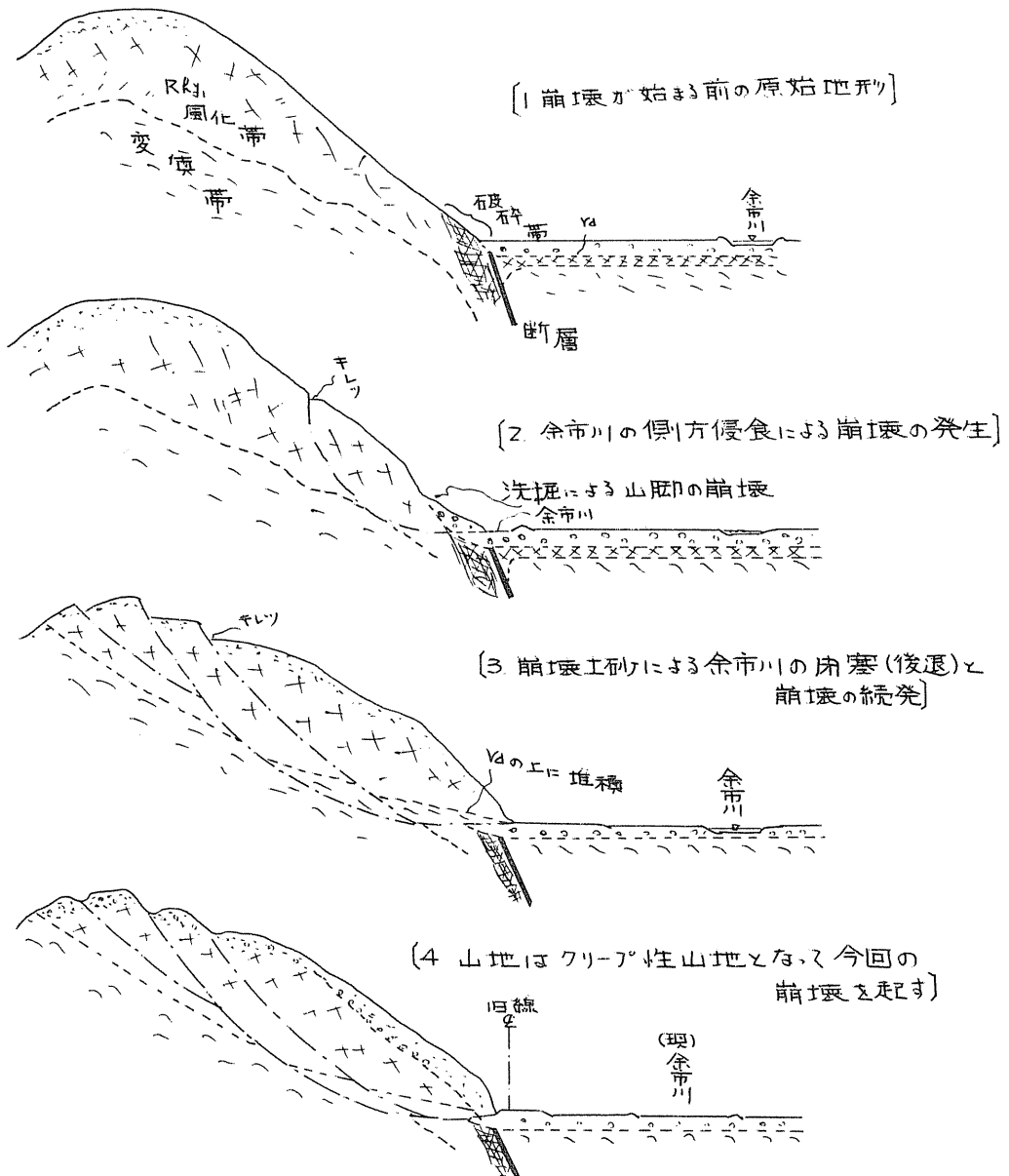
- 粗斑晶流紋岩に著しい変質帯が存在している。
- 変質帯が不透水層を形成し、流水盤となっている。
- 変質帯の上側の粗斑晶流紋岩には開口クラックが多く、変質帯の上面に水を供給しやすい。

このような地形・地質的条件が相互作用して、結果的に、融雪による地下水が、すべり面付近に多量に供給される、地すべり粘着力Cを著しく低下させたものと思われる。崩壊後5日目の崩壊土砂比切取時に観察した地下水の状況は、図-5のとおりである。



また、ボーリング調査 地表地質調査等の結果から、崩壊地付近の地形発達を推定すると、図-6 のようになる。

図-6 地形発達史模式断面図

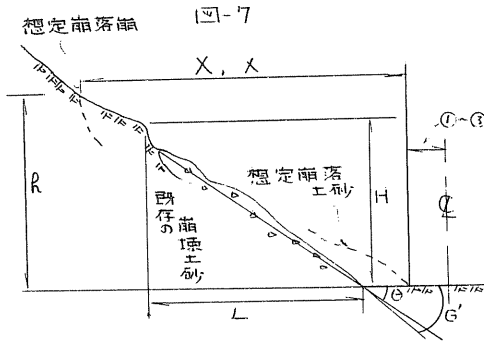


#### 4. 崩壊土砂の到達距離の検討

以下に述べることは、崩壊発生についてのいくつかの仮定条件を設けて検討したものであり、実際には、個々の斜面の地形、地質条件により、また、同一斜面でも、降雨、融雪等の気象条件により崩壊の形態や、崩壊土砂の流出範囲は異なると

るが、本調査では、次の3つの方法を検討した。

- a) 現地調査を主とする方法—すべり面と崩壊土砂の堆積角 $\theta$ を想定し、地形、地質的条件を考慮して図学的に求める。
- b) 崩壊事例を主とする方法—想定した崩落崖から崩壊した場合について、 $\alpha = R \cdot L / H$ を用いて計算する。
- c) 自然斜面の安息角を主とする方法—想定した崩落崖から崩壊した場合について  $\alpha = R / \tan 32^\circ$ を用いて計算する。



- $\theta$ : 既崩壊土砂の堆積面の安息角
- L: 既崩壊土砂の流出範囲
- H: 既崩落崖の比高
- R: 想定崩落崖の比高
- $\alpha$ :  $R \cdot L / H$
- X:  $R / \tan 32^\circ$

- ①-③: 想定崩壊土砂の到達位置(線路Qを越えないものが⊖)
- ①: すべり面と $\theta$ を想定し、地形、地質を考慮して図学的に求めた。
- ②:  $\alpha = R \cdot L / H$ より求めた。
- ③:  $\alpha = R / \tan 32^\circ$ より求めた。

表-1 崩壊土砂の流出区域計算結果

	$\theta$ $\theta'$	L	H	$L/H$	R	$\alpha$	X	①	②	③
220° 720 <sup>m</sup>	24°	37	35	(1.06) 1.93	40.5	78.2	64.8	11.5	28	14.5
221° 380 <sup>m</sup>	32° 19	83	53	1.57	86.5	135.8	138.4	0.5	0	2.5
221° 615 <sup>m</sup>	30° 36	92.5	73.5	1.26	114.5	144.3	183.2	-3.5	-11.3	27.5
222° 245 <sup>m</sup>	23° 26	110	57	1.93	132.5 110.0	255.7 212.3	212.0 176.0	54.5	42.5	1.2 16.0
222° 970 <sup>m</sup>	35°	27	22.5	(1.20) 1.93	58.5 31.0	112.9	49.6	5	7	8

### 5. 対策

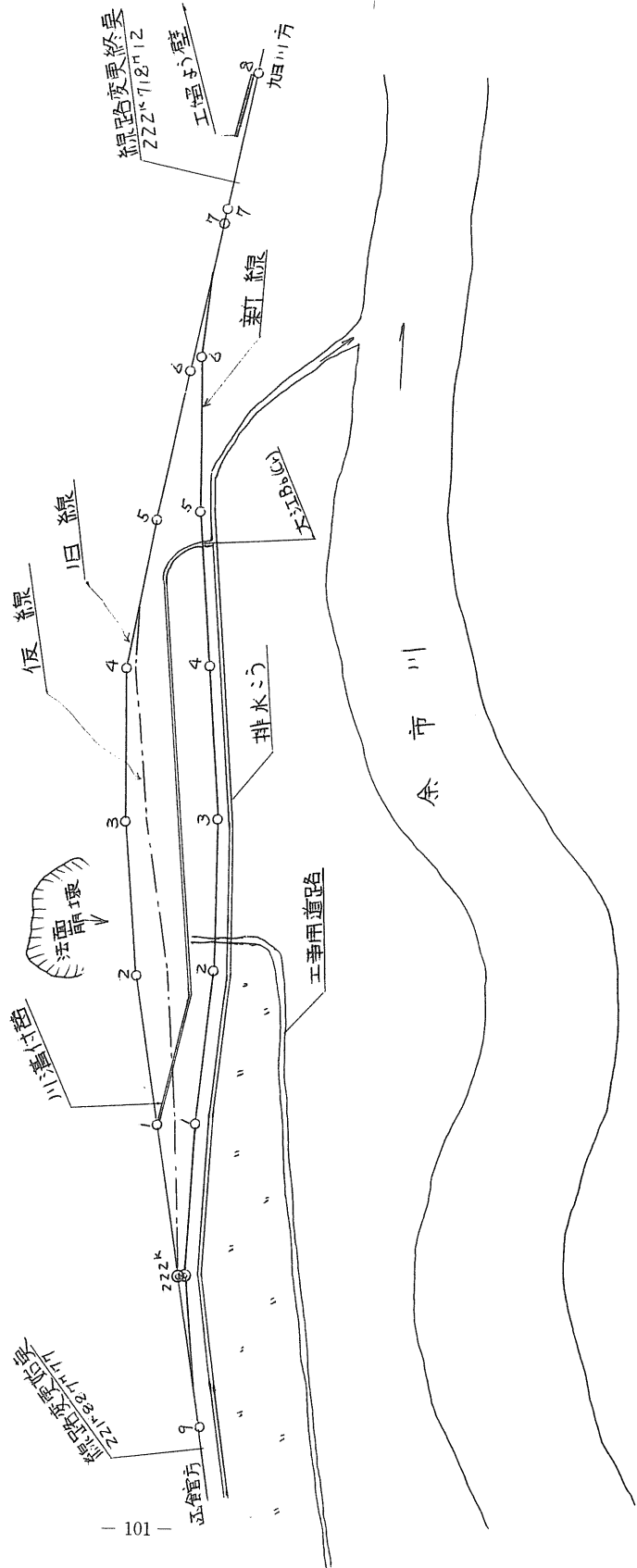
- a) 鉄道路線を山地からある程度の離れを取りながら平地部を渡る案
- b) 路線と余市川石岸に変更する案
- c) 要注意区間とトンネルで渡る案

以上の案を検討した結果、施行の難易より、想定崩壊の最も大きい222° 200 ~ 222° 700 mの位置を別線ルートで大きく避け、残りの箇所は、想定崩壊の規模により、水抜工作用した土留さう壁、検知とく、落石警報装置と施行する事とした。これらのうち、今回は別線ルートとして、在来線より、余市川方に60m (崩壊箇所) 離しく、河川敷を占用し、施工した工事について若干ふれてみる。

(図-8)

図-8 函館本線 銀山・然別間 222\*200m 付近 線路変更工事

線路平面略図



### 5-1 施工概要

- 1) 崩壊箇所を中心(222K 250M)として、在来線より余市川に40m離して河川敷を占用し線路を新設する(40m以上離すと余市川の遊水効果と低下させるため、河川側の了解は得られない)
- 2) 遊水敷占用の線路路盤には、護岸のり面工を新設して、旧河川の川畔を付替を施工し、護岸法面工と橋りょうを新設する。
- 3) 222K 750~970M付近は、水抜工を併用した土留まう壁と検知さくを併設し、落石警報装置を新設する。

### 5-2、工事

災害復旧工事は、札幌工事局において、9月16日より工事に着手したが、当地は例年秋季には降雨が続き、また冬期間の豪雪地帯のため、50年度の工事は、付替線路部分の土工、路盤、橋りょう、護岸関係について12月15日にしゅん功した。工事中は降雨が44日間と、実に工期の半数以上が天候不良となり、当初予定した盛土資料も使えず、工取場の変更も余儀なくされ工事施工に甚だしく支障を来たしたが無事完了した。

51年は融雪水に対処するため、4月早々、道床バラストを搬入し、軌道新設作業を開始した。6月24日 9時25分 百十数名の作業員により、切替工事が開始された。10時35分 試運転列車による試運転が行われ、11時40分 無事切替工事が完了した。

(おわり)



小 森 地 す べ り に つ い て

北海道土木部函館土木現業所 上野 寛  
 明治コンサルタント株式会社 三室俊昭  
 福島 裕

1 はじめに

小森地すべりは、檜山郡上ノ国町小森に位置する。地すべり地は上ノ国町で日本海に注ぐ天ノ川の左岸にあり

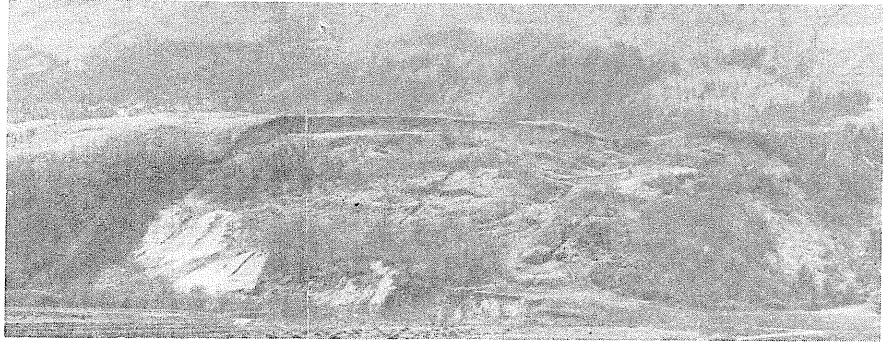
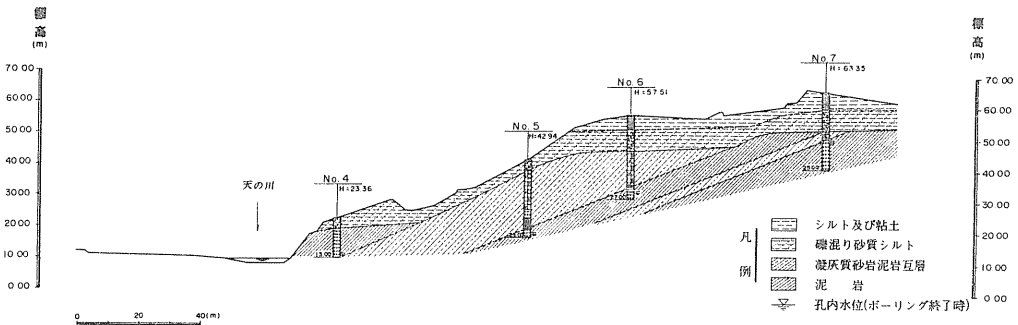


図 - 1 地すべり地全景

開析の進んだ丘陵地である。地すべり状況は図-1の写真に見るごとくであり、地すべり規模は、巾100m、奥行100mで方形を呈する。地すべり地の南西端は、落差約8mの垂直な滑落崖が見られる。頭部は約2mの滑落崖が見られ、この下方には、2~3ヶ所の二次滑落崖が見られる。又舌端部は河床、河岸に押し出しと隆起が認められ、この押し出された土塊は、天ノ川の洗堀を受けている。この地すべりは昭和47年に一度比較的大規模なすべりが生じておりさらに大規模な移動を初めた場合は天ノ川の下流域が土石流の被害をこうむることは明らかで、調査が昭和48年から開始され50年まで実施された。この結果対策工として、排土工が実施されている。現在までに排土工は、地すべり地の3分の1強が実施されており、今後も引き続き施工の予定である。ここで報告するのは、この調査の概略と対策工についてである。

2 地すべり地の地質

図-2 地質断面図



地すべり地付近の基盤を構成するのは、新第三紀中新世の頁岩、泥岩、凝灰質砂岩の堆積岩である。これらの地層の走向傾斜は、 $N 5^{\circ} E, 15 \sim 25^{\circ} E$ とゆるく東側に傾斜している。従って、地すべりブロックでは流れ盤となっている。地すべり地は、南西端の崖に見られる様に凝灰質砂岩、泥岩の互層である。ボーリング結果及露頭状況から地すべり地に範囲を限ると最上部は、塊状泥岩で泥岩と凝灰質砂岩の細互層、泥岩、凝灰質砂岩、泥岩と順次下位にある。(図-2地質断面図参)

それら基盤を覆って段丘礫層、地表にはシルト、粘土が分布している。地質構造的には地すべり地付近は、凝灰質砂岩泥岩の互層で東にゆるく傾斜する単斜構造と考えられ、走向方向の断層とそれにやや直交する断層系が考えられる。それから地すべり地南西端の崖も断層と推定される。

### 3. 地すべり調査

既往の調査は、表1並び図-3調査平面図に示す調査を実施した。この結果当地域の地質状況は、図-2地質断面図に示す様に比較的浅い深度に基盤の凝灰質砂岩、泥岩が認められる。この基盤は地すべり地南西端の崖の露頭と傾斜の点で非常によく合致し流れ盤となり、しかも凝灰質砂岩、泥岩の細互層が全体に非常に風化をうけていること、又選択的に互層部の泥岩の部分で粘土化が極端に進んでいること、さらに歪計の観測結果を重ね考えれば、この地すべりは基盤の岩相境界にすべり面を発生する所謂岩盤の層すべりに近い円弧すべりと判断された。

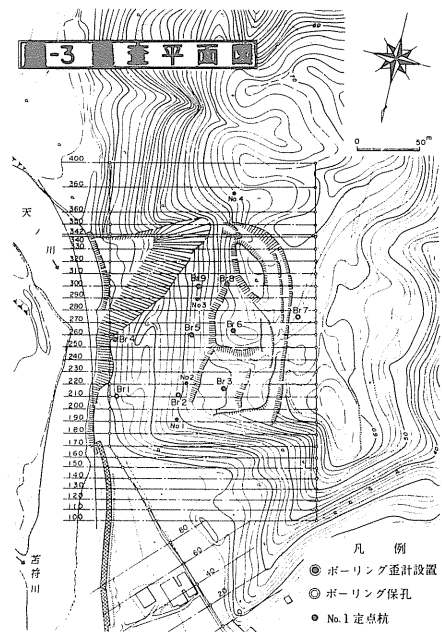
表-1 調査数量

調査項目	数量
調査ボーリング	9孔延 216 m
地表踏査概査	一式
歪計設置	7孔
標柱設置観測	4点
歪計、地下水位観測	一式
継横断測量	一式

この地すべり地のボーリング孔内水位から見た地下水は、すべて深い位置にあり観測結果では日降雨量50%以上の融雪期の場合、地すべり地下部で4~5mの上昇が認められる。地すべり地上部では、ほとんど地下水位の上昇は認められない。

定点観測の結果は、昭和50年3月~4月に定点No.1、No.2、No.3で約1m天ノ川側に引っぱられた様な移動が観測された。これは融雪期と降雨の重なった時点で移動が生じたものと推定され、地すべりブロック全体は除々に天ノ川側に移動しているものと判断された。

従って、この地すべりの滑動形態は、地下水位の上昇によって間隙水圧が増加し、そのためにバランスを崩してすべり出すと言った通常の滑動形態がそれ程強くなく基盤の凝灰質砂岩・泥岩の互層部の特に泥岩部の地盤強度が低下しており、それが融雪、降雨等の影響で水がすべり面に入りこむことによりますます地盤強度が低下してすべりが生ずると言



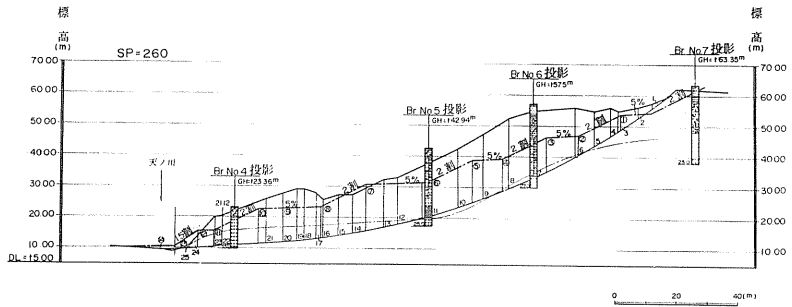
った滑動形態と想定される。この様な滑動形態を考慮すれば、地下水排除工では地下水位が低いこと、又滑動形態があまり有効ではなく、抑止工では、地すべり土塊の規模から施工不可能となり対策工法としては排土工を主体として考えることとし次項の様な安定解析を加えて排土工を立案した。

#### 4. 安定解析と対策工

歪計の観測、解析の結果からすべり円弧は、二通りの円弧が考えられる。それは  $S_p=260$  (図-4 安定計算図) と  $S_p=300$  (図-5 安定計算図) とに代表される。両

者の境は漸移するはずであるが、便宜的に  $S_p=190\sim 270$  までと  $S_p=280\sim 340$  までとに分けて検討を進めた。(図-3 調査平面図 参)

図-4 安定計算図



#### 4-1 地盤強度の推定

地すべりの移動の状況から考えれば、 $S_p=260$ 、 $S_p=300$  ともに現状の安全率は、 $F_s=0.90\sim 1.00$  にあると考えられ、さらに  $F_n \text{ near } 10$  と考えられる。従って、これを目標として地盤強度を逆算すれば、図-6 C- $\phi$ 図の様になり一般的な地すべりの(C、 $\phi$ )の組合せを考慮して、この地すべりの(C、 $\phi$ )を次の様に決定した。

$$S_p=260 \dots C=20 \text{ t/m}^2$$

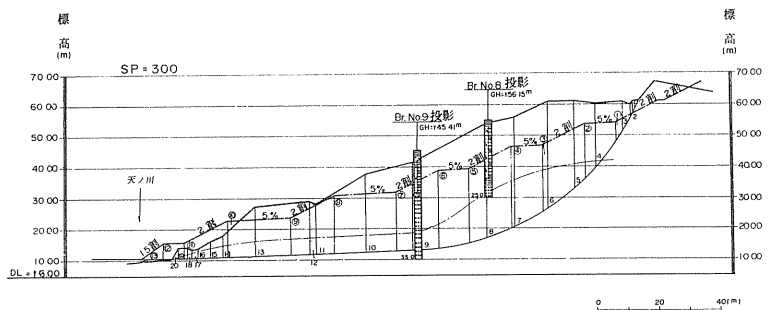
$$\phi=13^\circ \quad \tan \phi=0.231$$

$$S_p=300 \dots C=35 \text{ t/m}^2$$

$$\phi=16.7^\circ \quad \tan \phi=0.299$$

この地盤強度を使って現状の安全率を計算すると、 $S_p=260$   $F_s=0.994$ 、 $S_p=300$ 、 $F_s=0.991$  となる。

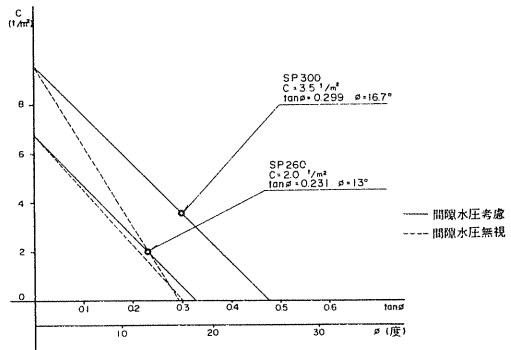
図-5 安定計算図



4-2 対策工

対策工としては、調査結果から排土工とした。排土工は、非常に大規模な切土となるため基本的には、地山の斜面勾配がかなりゆるいことから、ノリ勾配は2割とし、ステップを比較的広くとって斜面全体の勾配をゆるくすることを考慮されるべくすべり土塊の上部を多量に切土することに努めた。と同時に、地盤強度を前述の様に決定していることから、図

図-6 C-φ図



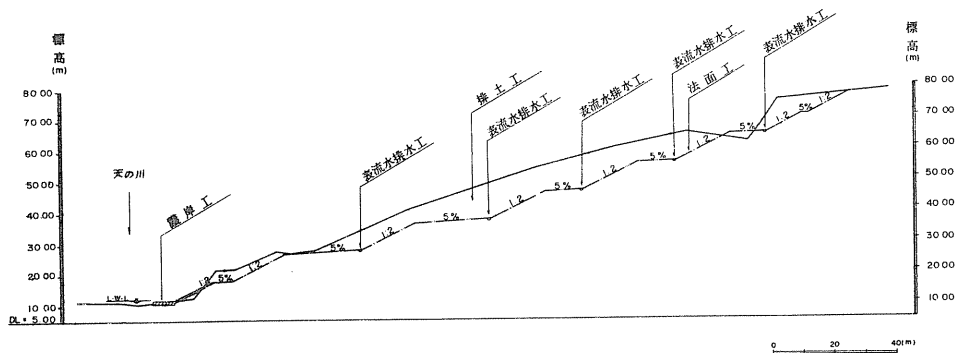
1-3 調査平面図に示す様に10 mピッチで安定計算を実施し、最も危険となる断面についても排土後（観測期間中の高水位で） $F_s=1.20$ を保ち得る様に設計した。その試算結果は、表-2に示す通りとなる。

表-2 安全率

排土後のノリ面処理は、張芝工と半円コルゲートによる表流水排除工を考え、地すべり舌端部の天ノ川沿いには、護岸工を考えている。これらの概略は、排土計画も含めて図-7 土工定規図に示す。

Sp	C・φ	F <sub>s</sub>		Sp	C・φ	F <sub>s</sub>	
		現地地形	排土後			現地地形	排土後
190		1219	1239	270	C=20, φ=6°	0.977	1.310
200	C=20	1175	1403	280	C=35	1.306	1.599
210	φ=13°	1075	1255	290	φ=16.7°	1.277	1.541
220	tan φ=0.231	1087	1255	300	tan φ=0.299	0.991	1.299
270		1075	1271	310		1.257	1.754
240		1099	1276	320		1.224	1.889
250		1041	1308	330		1.226	1.805
250		0994	1285	340		1.264	1.808

図-7 土工定規図



5 おわりに

昭和50年以降、排土工が実施され、現在まで全体の約3分の1強の排土が実施された。排土量が非常に多くなるため単年度では、実施し切れないが、今後引き続き排土工を実施し、その後順次護岸工、ノリ面処理工、表流水排除工を施工する予定である。現在排土の実施されている地域については、地盤伸縮計によって排土後の状態をチェックしているが、現在の所移動状況は認められていない。

# 円弧スベリ面法による盛土の安定計算上の問題点

日本道路公団札幌建設局  
同上

中出尚夫  
○ 栗原則夫

## 1. はじめに

軟弱地盤上の盛土の安定計算を行なう場合、単一円弧のスベリ面を用いて全応力法( $\phi_u=0$ 法)によって計算する方法が広く用いられている。道路公団において名神・東名高速道路沿線の約37kmに及ぶ軟弱地盤についての設計・施工の資料をもとに、この方法を原則とした設計法を定めている(設計要領 昭45・1)。

この設計法における詳細な安定計算では、圧密理論を用いて地盤の強度増加も考慮するようになつており、実際の計算にあたっては、電算を用いた相当な量の演算が行なわれている。しかし、計算の過程には数多くの仮定が含まれており、得られた計算結果をもとに実際の盛土断面や地盤処理工などを決定するためには、経験をもった技術者の総合的判断によらねばならない場合が多く、費用と労力がかかる割には、必ずしも詳細検討の名に見合うだけの結果が得られていないというのが現状のように思われる。

もともとこの円弧スベリ面法による安定計算は、単一土層の斜面や直立法面の安定問題に剛塑性論を適用して、極限状態における応力の平衡状態を論ずるところから生れた手法であつて、変形を全く無視している点で根本的な欠陥を含んでいる。したがつて、盛土による軟弱地盤の破壊のように、地盤の圧密やせん断が複雑にからみあつて大きな変形を伴ないながら盛土と地盤が一体となつて破壊状態へ至るといった問題に機械的に適用すれば、折角の計算結果も実態とは全く合わない無意味なものとなる可能性が大きい。したがつて、基本的には応力と変形を統一的に取扱う「新しい土の力学の基本式」の確立を待たなければ根本的な解決は得られないが、それまでは現行法の前提条件や計算式を実測値にもとづく実験公式で修正し、適用してゆくのがよりよい設計法のあり方といえるであろう。

こうした方向で検討すべき現行の安定計算法の問題点をあげれば、

- ① 地盤の強度変化をどのように考慮するか
- ② 地盤と盛土の変形をどのように考慮するか

の2点に要約されるであろう。前者は、地盤の圧密度の推定、強度増加率の設定、強度定数のとりかたなどの問題であり、後者は、盛土の沈下形状および沈下量の推定、スベリ面の形態やテンションクラックの考えかたなどの問題である。さらに、実際の計算にあつては、

- ③ 土質試験結果から設計定数を定める際の考えかた

- ④ 土層構成の特性(スベリ面を拘束するような土層の存在、基盤の傾斜など)を考慮したスベリ破壊形態の推定

などについての吟味が必要である。そして、種々の検討を加えた上で、最終

的にその内容および設計対象の重要度に応じて、設計安全率をいくらに設定するかという判断がなされなければならぬ。

この報文では、上記③の点に関連して現行の円弧スベリ面法を變形の大きい軟弱地盤上の盛土の安定計算に用いる場合の向題点について若干の考察を行ない、その場合の計算法についての提案を行なっている。

## 2. 盛土による軟弱地盤の破壊機構

安定計算において地盤と盛土の變形をどのように考慮するかを検討するためには、まず実際の地盤の破壊機構を知る必要がある。そこで、ここでは軟弱地盤上に帯状の中広い盛土が急速に施工された場合の地盤の破壊機構について、模型実験や現場での観測データをもとに検討してみる。

### 2-1 模型実験や現場での観測結果

網干<sup>1)</sup>は、粘土地盤の一部に剛な基礎を通じて等分布荷重が載荷されたときの地盤の破壊状況を模型実験によって観察している。

図-1は、破壊時のスベリ面の状況を示しているが、これによれば剛塑性論による支持力理論でのスベリ面とよく似た状況があらわれている。この実験は、剛な基礎による載荷であるため、盛土のようなたわみ性荷重による地盤の破壊状況とは当然様相の異なる点があるであろうが、それをもいくつかの重要な示唆を我々に与えてくれている。すなわち、

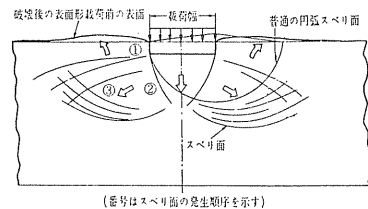


図-1 粘土地盤の破壊の模型実験 (番号はスベリ面の発生順序を示す)

- (1) 破壊は、円弧の回転スベリではなく、スベリ面はもう少しフラットで、摩擦性材料の場合の対数らせんに近い。
- (2) スベリ面は、載荷部付近の高い応力の部分から発生して、荷重の増加とともに次第に周辺へ広がってゆく進行性破壊の形をとる。そして、荷重-沈下の関係から、破壊荷重を越えたと思われる状態に達しても、このスベリ面の先端はまだ地表面に達していない。

また、フローリン<sup>2)</sup>は、理論と模型実験の結果から、つぎのことを指摘している。

- (A) 剛な基礎を通じて傾斜荷重が作用する場合、すなわち鉛直荷重と基礎底面に沿うせん断荷重が同時に作用する場合、せん断荷重が地盤の破壊強度に近い大きさのときは、図-2に示すようにせん断は多くの場合、一部は底面に沿い、一部は底面の中央部からはじまる

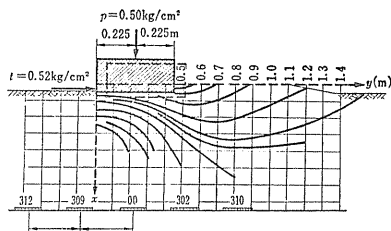


図-2 ロームの模型地盤の傾斜荷重載荷実験 (图中曲線が変位線)

スベリ線に沿って起こる。この場合、基礎底面下のくさび領域は発生していない。

さらに、チエボタリオフ<sup>3)</sup>の土質力学の教科書の中には、ゼラチン模型による直立法面の破壊実験の結果が示されている(図-3)。それによれば、粘着性のある直立法面の破壊に伴って、剛塑性論で説明されているテンションクラックが天端面から鉛直に入る様子がよくわかる。すなわち、

- (二) 単一土層の斜面や直立法面の破壊に際して、地表面から鉛直なテンションクラックが発生する。

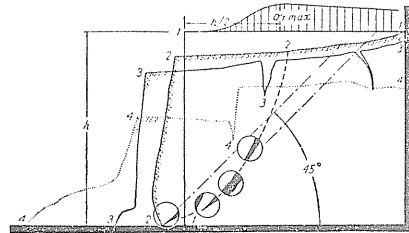


図-3 直立法面の破壊の模型実験

一方、高速道路などの盛土による軟弱地盤の実際の破壊例などから観測されているいくつかの知見をあげれば、以下のとおりである。

- (ホ) 盛土の横断方向の沈下形状は、図-4の例のように、計算で推定されるよりずっと盛土中央部の沈下が卓越した形になるケースが圧倒的に多い。すなわち、多くの場合、盛土はくさび状に沈下する。

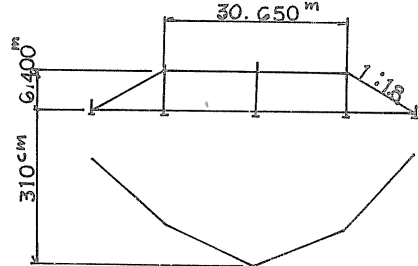


図-4 盛土の沈下形状(東名・焼津高崎地区)

- (ハ) 完全なスベリ破壊を起こす前に、盛土天端面に縦断方向に連続したヘアークラックが発生することが多く、このクラックは観察によれば、ほぼ地盤面にまで達する鉛直に近いクラックであると推定される。
- (ニ) このヘアークラックの発生は、盛土の沈下やのり尻付近の地盤の側方変位などの急増傾向を伴うが、一定のスベリ面が発生しているような兆候はまだ見られない。しかし、この時点は荷重-変位の関係からみれば、曲線が急に変曲する限界荷重の状態であり、変位からみれば最終的なスベリ破壊まではまだかなりの変位を生じるが、荷重からみれば破壊荷重に非常に近い状態である。これは、たとえば図-5のような軟弱地盤上の盛土の破壊例における盛土荷重とのり尻の水平変位の関係をみれば、理解されるであろう。

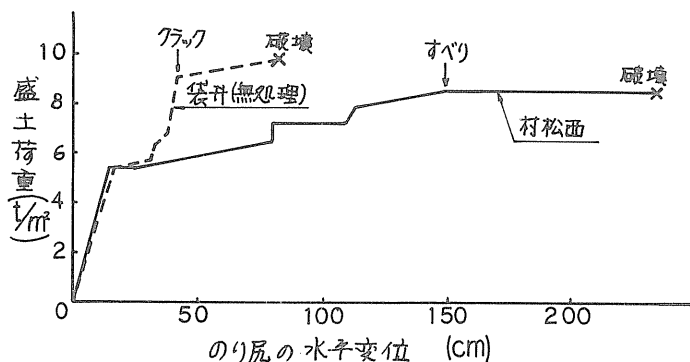


図-5 盛土の荷重-変位関係の例(東名)

スベリ破壊まではまだかなりの変位を生じるが、荷重からみれば破壊荷重に非常に近い状態である。これは、たとえば図-5のような軟弱地盤上の盛土の破壊例における盛土荷重とのり尻の水平変位の関係をみれば、理解されるであろう。

- (4) 1アークラック発生後完全なスベリ破壊に至る場合は、クラックの開きの増大とともにクラックに段差が付きはじめる。この段階が進行してゆくと、ついに一定のスベリ面に沿うスベリ破壊の状態に入る。同時に、このクラックより盛土中央部側へ2次的なクラックが発生拡大し、全体としてスベリ領域が拡大しながら最終的な崩壊に至る。
- (5) 完全なスベリ破壊例の事後調査によれば、複合スベリ的のケース以外は、推定されるスベリ面は円弧ないしそれに近い形状であることが多い。

## 2-2 破壊機構についての仮説

以上のような模型実験や現場での観測結果から、軟弱地盤上に地盤と剛性の異なる幅広い帯状の盛土を急速に載荷した場合の地盤の破壊機構を推定してみると、つぎのようになるであろう。

- (1) 盛土の築造とともに盛土中央部の沈下が段々大きくなり、のり尻付近は地盤の側方流動で外側への変位とふくれ上りがはじまる。すなわち、地盤を周辺へ押し出すような変形を伴いながら、盛土が全体としてくさびのような形で貫入するような沈下が徐々に進行し、盛土底面が拡大してゆく(前節(1))。こうした変形は、地盤に対して盛土底面に沿うせん断力の作用を伴うであろうし、盛土底部には引張力が作用するであろう(前節(1))。→ 図-6 (a)
- (2) 盛土荷重が限界荷重近くになると、盛土底面付近から局部的な破壊領域が発生しはじめ、次第に周辺部へ拡大してゆく(前節(2))。それとともに地盤の側方流動、すなわちせん断変形が急増しはじめる。
- (3) 盛土は地盤の変形に追従してかなりの程度まで変形することができ、軟弱地盤を構成する飽和粘土や泥炭のような土に比べれば、かなり剛塑性的な性質をもつのが一般的である。したがって、地盤内の局部的な破壊領域が発達してきた、盛土の変形が追従できなくなると、盛土底部にクラックが発生する。盛土底部がくさび状の沈下に伴って広がる傾向は、このクラックを助長する方向へ作用するで

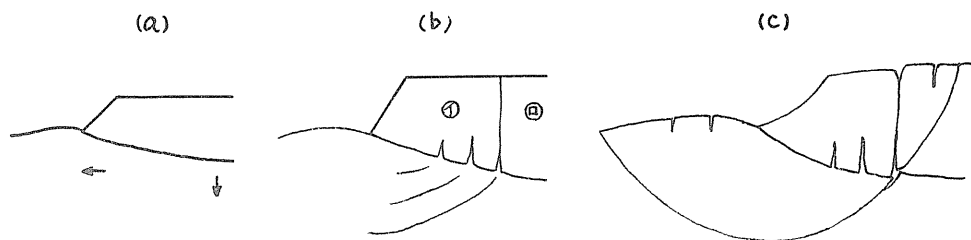


図-6 軟弱地盤の破壊模式図



あろうし、土が引張に対し著しく弱いことを考えれば、このクラックは盛土全体へ鉛直に入ることになるであろう（前節(i)）。→図-6(b)

(4) クラックが発生する時点でのクラックの両側の盛土土塊の力のつりあいは、ちょうど擁壁に作用する土圧のような関係になるであろう。すなわち、外側の土塊（図-6(b)の④の部分）を擁壁とすると、この擁壁が外側へ変位する形となるから、内側の土塊（図-6(b)の③の部分）から主動土圧を受けることになる。したがって、土塊③に関する力のつりあいは、土塊③の自重と土塊④からの主動土圧および地盤の支持力からバランスする形になる。このときの地盤の支持力は、限界支持力と考えよ（前節(ii)）。

(5) 地盤内の破壊領域がさらに拡大すると、ついにはある一定のスベリ面が形成され、このスベリ面に沿った崩壊がはじまる。このスベリ面は、円弧ないしそれに近い形状であろう（前節(iii)）。→図-6(c)

(6) この過程は、同時に盛土天端面に二次的のテンションクラックが順次発生し、破壊領域が盛土中央部へ向って拡大してゆく現象を伴う（前節(iv)）。この二次的のクラックの多くは、剛塑性論で説明されるところの盛土地表面から入るテンションクラックであろう（前節(v)）。

### 3. 安定計算法の提案

前節で示したような盛土による軟弱地盤の破壊機構から、つぎのような安定計算法を提案する。

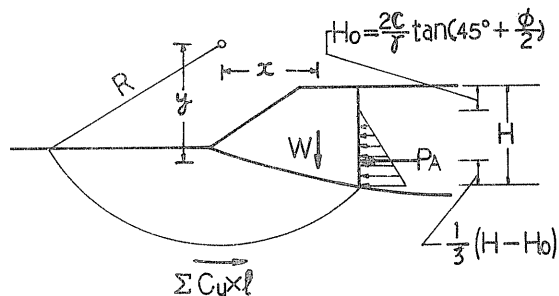
計算対象時点は、図-6(d)の限界状態とする。

(i) まず、所定の盛土高に対して計算時点の沈下量を計算し、盛土の沈下形状を含めた断面形状を決める。同時に、地盤の強度増加も計算する。

(ii) このようにして求めた断面条件に対して、安定計算を行なう。この場合、スベリ面の形は円弧と仮定するのがもっとも便利であり、対数らせんその他実際に近い複雑な曲線と仮定したときの計算結果と比較しても実用上大差ないことが証明されている。具体的

には、図-7に示すように地盤内のみを通る円弧（盛土内は鉛直なクラックが全厚に入るものとする）について、円中心のまわりのモーメント計算を行なう。

すなわち、図-7に示す二次式により安全率を計算する。



$$F_s = \frac{(\sum C_u \times l) \times R}{W \times x + P_A \times y}$$

ここに、 $\sum C_u \times l$  = 地盤の粘着力  $C_u$  による円弧に沿う抵抗力、 $R$  = 円弧の半径、 $W$  = 盛土の自重（地表面以下の沈下部分に地下水面下の部分は浮力補正を行う）、 $x$  = 盛土の重心と円中心の水平距離、 $P_A$  = 主動土圧、 $y$  = 土圧作用点と円中心の鉛直距離、である。

なお、主動土圧は、

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - z \times H \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) + \frac{c^2}{\gamma}$$

で与えられるものとす。

ここに、 $\gamma$  = 盛土の単位重量、 $H$  = 盛土厚さ、 $c, \phi$  = 盛土の強度定数である。

(iii) こうしていくつかの円について  $F_s$  を計算し、最小安全率  $F_{smin}$  を求める。

#### 4. 解析例

3. で提案した安定計算法を実際例に適用した例を以下に示す。解析例は、日本道路公団札幌建設局が岩見沢市下志文町で現在実施している岩見沢試験盛土のサンドドレーン断面である。軟弱地盤の層厚は、約13mであり、盛土計画高は6.5mである。地盤には、盛土全中に基盤までφ40cmのサンドドレーンが△2.0mピッチで打設された。図-8に計算条件、表-1に設計時の盛土高6.5mに対する安定計算結果を示す。ただし、盛土速度は、盛土厚さで5cm/日とし、沈下量および地盤の強度増加は、通常の応力計算と圧密計算によっている。また、計算法①は、公団設計要領によるもので、盛土の沈下量は無視し、テンションクラックを盛土天端面から2.5mを限度として見込む方法である。計算法②は、計算法①で沈下量を見込む方法であり、計算法③は、計算法②でテンションクラックを盛土全厚に見込む方法である。計算法④が、ここで提案する方法である。

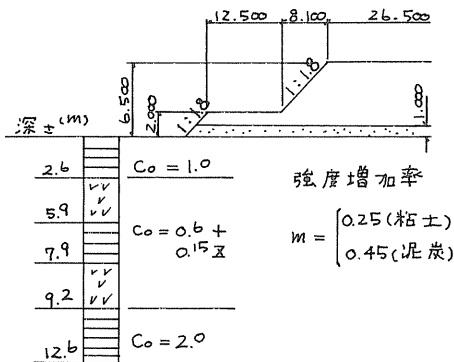


図-8 計算条件

表-1 安定計算結果

	最小安全率 $F_s$				摘要
	1.0	1.1	1.2	1.3	
計算法①	1.17 ~ 1.26				公団設計要領 テンションクラック≦2.5m 沈下量無視
計算法②	1.04 ~ 1.12				同上、ただし 沈下量見込む
計算法③	1.31				計算法②と同じ ただし、テンションク ラックは盛土全厚
計算法④	1.12 ~ 1.14				テンションクラック盛土 全厚、主動土圧

なお、盛土材は、風化シキ<sup>2</sup>、室内試験から  $c = 1.0 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 20^\circ$  と仮定されたが、試験結果にバラツキが多かったため、 $c, \phi$  のとりかへによる計算結果がどの程度変動するかをチェックする意味もあり、①  $c = 0 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 30^\circ$  ②  $c = 1 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 20^\circ$  ③  $c = 2 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 10^\circ$  ④  $c = 3 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 0^\circ$  の4ケースについて計算した。(表中、安全率  $F_s$  にゆがみがあるのはこのため<sup>2</sup>、ここ<sup>2</sup>は①のケースが  $\min$ 、④のケースが  $\max$  の値を与えている)

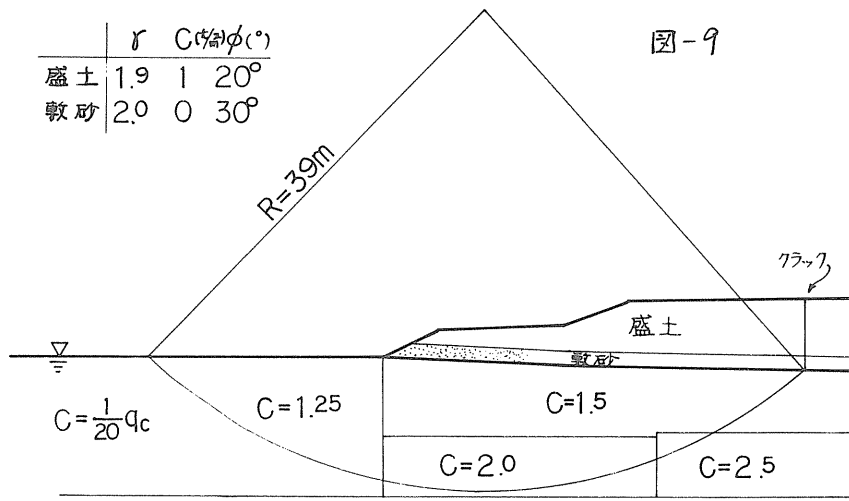
計算結果からわかることは、

- (i) 計算法①, ②の現行法<sup>2</sup>は、盛土の  $c, \phi$  のとりかへによる  $F_s$  は相当大きな変動を示すこと
- (ii) 計算法③は、相当過大な  $F_s$  を与えること
- (iii) これに対し計算法④は、 $c, \phi$  のとりかへはそれほど結果に影響しないし、得られた結果も他とくらべてそれほどおかしな値<sup>2</sup>もないこと
- (iv) また、計算法①のように沈下量を無視すると、このケースのように沈下量が大きい場合には、過大な  $F_s$  を与えること

ほど<sup>2</sup>ある。

この他、現行の計算法①, ②の場合、実際上問題とならない浅い臨界円が得られたり、地盤処理をした場合、計算上臨界円が盛土の外側へ出さくるケースが多いなど問題が多いが、提案する手法<sup>2</sup>はこうした欠陥はなくなるようである。

この試験断面は、実際には盛土高  $4.8 \text{ m}$  (盛土厚  $5.8 \text{ m}$ ) の時点で、盛土天端面に鉛直なヘアークラックが発生し、盛土を一時中止した。このクラックは、ほぼ地盤面にまで達するものであることが確認された。この時点で直ちにダウケコーンによる地盤の  $\gamma_c$  測定が実施され、地中変位計や変位杭のデータ、さらにはヘアークラックの位置などからスベリ面を推定し、安定計算を行なった。



その結果が 図-9 に示してある。ここに提案する方法によれば、前記④~⑥の  $c, \phi$  に対し  $F_s = 1.02 \sim 1.05$  であり、テンションクラックを盛土全厚に見込んだ現行法(前記計算法③)では、 $F_s = 1.10$  であった。

#### 5. あとがき

ここに述べた軟弱地盤の破壊機構は、軟弱地盤上に地盤と剛性の異なる巾広い帯状盛土を急速に施工した場合について考察したものであり、巾の狭い盛土やその他のケースについては別の検討が必要と考えられている。

今後、模型実験なども含め、さらに検討をすすめる予定がある。

#### <参考文献>

- 1) 網干寿夫：“地盤の変形と破壊における理論と実際” 土と基礎, vol. 21, No. 11, 1973, p. 9~15
- 2) フローリン：“フローリンの土質力学” 第Ⅲ巻(森北出版), p. 229
- 3) チェボタリオフ：“チェボタリオフの土質工学” 上巻(技報堂), p. 184

# 単ぐいの水平抵抗とくい断面

開発局土木試験所 森 康 夫  
 逢坂 秀 俊  
 ○堀 暁 児

まえがき

軟弱地盤における橋梁、擁壁などの基礎としては、くい基礎がよく用いられているが、その際くい本数およびくい断面は、くいの水平抵抗から決まるケースが多く、その水平抵抗の検討には、一般に Y-L chang の式が使われている。しかし、Y-L-chang 式を適切に運用するには、式の性格上くいの断面性能、地盤条件および水平変位などを考慮して水平地盤反力係数 K 値を適確に推定することが必要となる。

本報文では、以上のことを考慮して軟弱地盤の 2 現場でくい断面の異なる数種の試験ぐいに対して実施した単ぐいの水平載荷試験結果を報告するとともに、その結果にもとづき、特に、軟弱地盤における K 値の推定方法と経済性を考慮した合理的なくい断面の選定方法について検討を加えた。

## 1 試験概要

### 1.1 試験個所の土質状態

水平載荷試験は、I 現場（シラルト口橋）と II 現場（大曲くい試験所）の 2 個所で実施した。I、II 現場における土質柱状図を図-1 に示した。

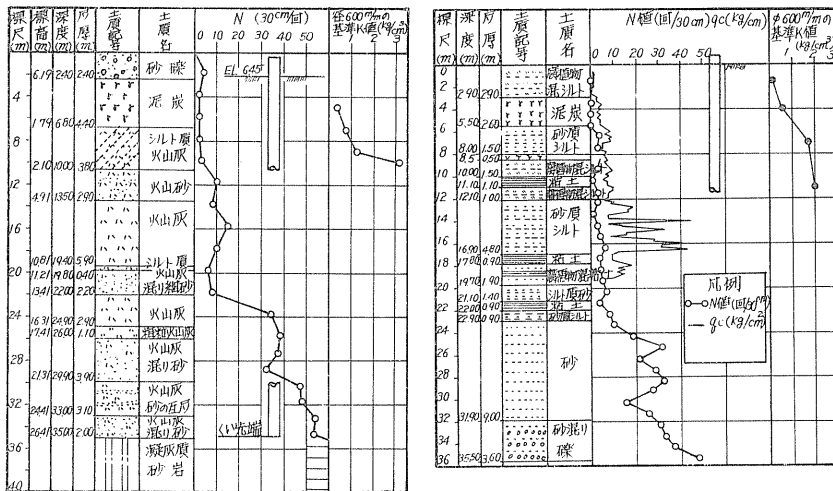


図-1  
土質柱状図

I 現場 (左)

II 現場 (右)

図をみてもわかるように両現場とも地表面付近では N 値が 2~3 以下と非常に軟弱な泥炭および粘性土によって構成されている。

### 1.2 くい諸元

I, II 現場におけるくい諸元を表-1、表-2 に示す。表-1 に示す a、b タイ

プは、荷重方向に翼が付いているタイプ、c、dタイプのくいは、荷重方向に翼が付いているタイプ、eタイプは、普通鋼管ぐいである。表-2に示す1~5のタイプは、くい径400~600mmの普通鋼管ぐいである。

表-1 I現場くい諸元一覧表

TYPE	断面形状	くい幅 cm	断面二次 モーメント cm <sup>4</sup>	ヤング係数 kg/cm <sup>2</sup>	くい長(L) cm	備考
a		60	174200	2.1×10 <sup>6</sup>	L=3510 L1=870 L2=2400	
b		60	125400	2.1×10 <sup>6</sup>	L=3510 L1=870 L2=2400	
c		100	95800	2.1×10 <sup>6</sup>	L=3510 L1=870 L2=2400	
d		80	95800	2.1×10 <sup>6</sup>	L=3510 L1=870 L2=2400	
e		60	95800	2.1×10 <sup>6</sup>	L=3510	

表-2 II現場くい諸元一覧表

TYPE	断面形状	くい幅 cm	断面二次 モーメント cm <sup>4</sup>	ヤング係数 kg/cm <sup>2</sup>	くい長(L) cm	備考
1		40.64	23300	2.1×10 <sup>6</sup>	2400	
2		50.8	60600	2.1×10 <sup>6</sup>	3450	
3		60	73000	2.1×10 <sup>6</sup>	3600	
4		81.28	184000	2.1×10 <sup>6</sup>	3600	
5		101.6	477000	2.1×10 <sup>6</sup>	2400	

I現場の翼付き異形鋼管ぐいは、水平抵抗増加工法の1つであり、翼を付けたことによりくい巾Dが一定で断面二次モーメントIが一定でDが増加した時、水平抵抗がどのように変化するか調べるために施工した試験ぐいである。また、普通鋼管ぐいは、DとIの両者が増加していくものである。なお両現場のくいとも半無限長のくいと見なしうる根入れ長さである。

### 1.3 試験要領

試験要領は、一般に使われている緩速載荷方式に準拠し行なった。各載荷試験から次の荷重段階への移行は、水平変位測定用のダイヤルゲージの読みが、10分間に $2/100 \sim 3/100$  mm以下になった時点で行なった。

試験に際しては、I、II現場で荷重~変位の関係の他に、各荷重段階におけるくい軸方向の傾斜角分布のほか、II現場では、くいの曲げ応力分布を測定している。

## 2 水平載荷試験結果

### 2.1 I現場における試験結果

I現場における水平載荷試験結果から求めた荷重と変位の関係を図-2に示し、Y-L-changの式によって求めた逆算K値と変位の関係を図-3に示した。

各タイプの水平抵抗の大小関係を求めるため、図-2より地表面変位10<sup>mm</sup>に対す

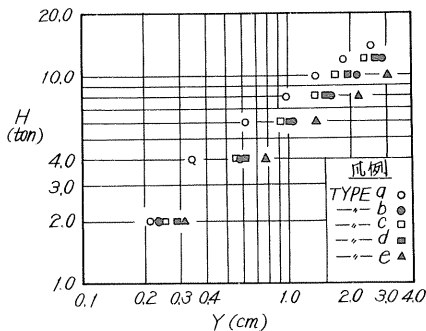


図-2 荷重と変位の関係

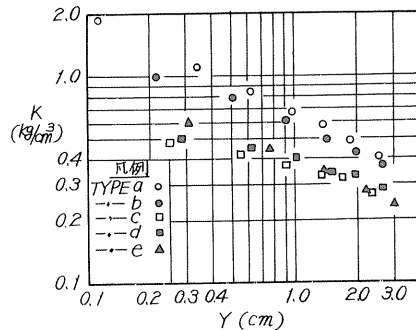


図-3 逆算K値と変位の関係

る水平荷重（以下  $H_{10}$  とする。）で比較すると、 $a > c > d > b > e$  の順となる。また図-3より同一変位  $10^{mm}$  に対応する  $K$  値（以下  $K_{10}$  とする）を比較すると、 $a > b > e > d > c$  の順となり、図-2、3の水平抵抗の大小関係が異なっている。このことは、試験地盤が異なる処において、くい諸元が同一であるくいの逆算  $K$  値で水平抵抗の大小関係を比較するには問題ないが、試験地盤が同一な個所において、くい諸元が異なるくいの逆算  $K$  値で、水平抵抗の大小関係を比較するには、不適當であることを示している。水平抵抗の大小関係はある変位置に対する水平荷重で比較する方が適當であろう。

Y-Lchang 式の妥当性について検討すると次のようになる。くいの軸方向に設置した傾斜計測定用角パイプにより、傾斜角を求め変位を算出した実測値の結果と Y-Lchang 式より変位を算出した計算値の結果との一部を対比して示すと図-5 のようになる。この図より実測値と計算値は良い対応を示し、ある程度の精度で Y-Lchang 式が適用可能である。

### 2. 2 II 現場における試験結果

II 現場における水平載荷試験結果から求めた荷重と変位の関係を図-5 に示し、Y-Lchang の式によって求めた逆算  $K$  値と変位の関係を図-6 に示した。

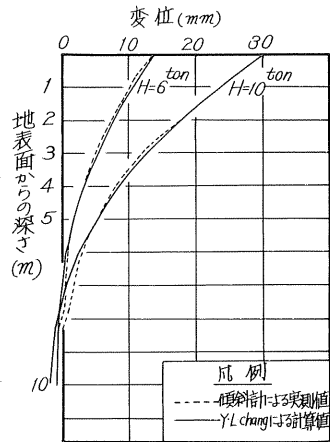


図-4 くい軸方向の水平変位分布

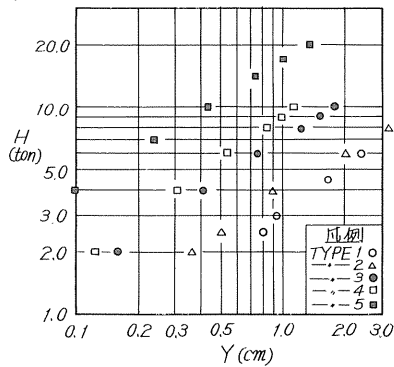


図-5 荷重と変位の関係

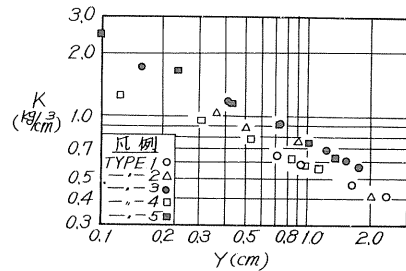


図-6 逆算  $K$  値と変位の関係

I 現場で行なった同一方法により水平抵抗の大小関係を比較すると、図-5より  $1 < 2 < 3 < 4 < 5$ 、図-6より  $3 > 5 > 2 > 4 > 1$  の順となり、I 現場同様、同一とならなかった。このことは、I 現場で述べた同一理由によるものと思われる。

I 現場同様に、Y-Lchang 式の妥当性について検討すると次のようになる。くい軸方向の傾斜計測定用パイプとワイヤーストレンゲージを用いて、実測したくい軸方向の変位と応力と Y-Lchang 式による計算値を対比させると図-7、8 のようになる。これらの図より実測値と計算値は比較的良好に対応し、I 現場同様 Y-Lchang 式を適用させても大きな問題はないものと思われる。

### 3. 考察

#### 3.1 逆算K値とくい巾及び断面二次モーメントの関係

I, II現場と過去においてII現場で実施した試験データ(試験ぐいのタイプについては表-3に示した通り鋼管矢板でありH~YおよびY~Kの関係については文献1)を参照も加えて、各タイプの任意のくい巾比 $D/D_0$ と荷重比 $H/H_0$ ( $D_0$ :各タイプ別の最少くい巾、 $D$ :各タイプ別の任意のくい巾、 $H_0, H$ :くい巾 $D_0$ と $D$ で変位 $10\text{mm}$ に対応する水平荷重)との関係を示すと図-9のようになる。

図から普通鋼管ぐいと鋼管矢板および翼付鋼管ぐいとは、明らかに異なった傾向を示していることがわかる。

また、普通鋼管ぐいと鋼管矢板のくい径と断面二次モーメントを示すと図-10のようになり、図-9のような結果となったのは図-10から判断して、両者のくい径の違いによるくい断面二次モーメントの増加割合が異なるためと思われる。(このこ

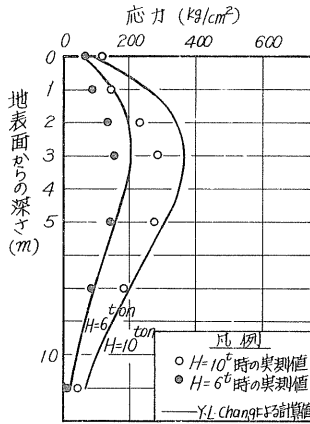


図-7 曲げモーメント分布図

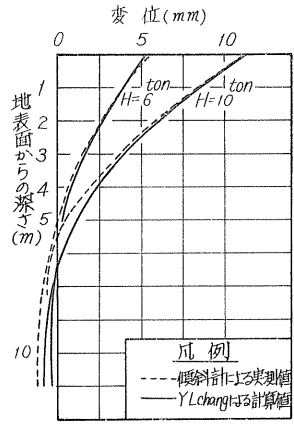


図-8 水平変位分布図

表-3 鋼管矢板のくい諸元

TYPE	断面形状	くい幅 cm	断面二次 モーメント cm <sup>4</sup>	ヤング係数 kg/cm <sup>2</sup>	くい長(L) cm	備考
1		55.9	23500	$2.1 \times 10^6$	2400	
ロ		107.6	46700	$2.1 \times 10^6$	2400	
ハ		159.4	70700	$2.1 \times 10^6$	2400	
ニ		211.1	94000	$2.1 \times 10^6$	2400	

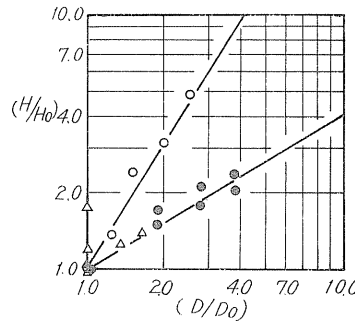


図-9 くい径比 $D/D_0$ と荷重比 $H/H_0$   
凡例

- △ I現場(タイプa-e) 翼付き異型鋼管
- II現場(タイプb-5) 普通鋼管
- III現場(タイプf-h) 鋼管矢板

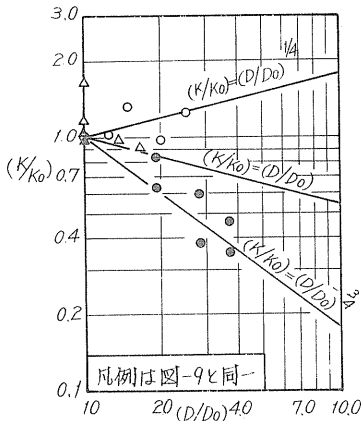
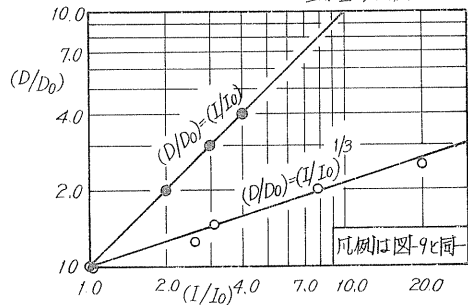


図-11 K値の比 $K/k_0$ と  
くい径比 $D/D_0$

図-10 くい径比 $D/D_0$ と断面二次  
モーメント比 $I/I_0$





とは後述する図-15と図-10を対比するとより明確となる。)

次に、変位  $10^{mm}$  に対応する逆算K値の比  $K/K_0$  ( $K_0, K: D_0$  と  $D$  に対する逆算K値)を示すと図-11のようになる。

一般にK値はくい幅の  $1/4 \sim 3/4$  に逆比例すると言われているが、図によると I 現場と II 現場の鋼管矢板は一般的な傾向と一致しており、II 現場の普通鋼管は、バテツイではいるがくい幅の  $1/4$  に正比例しているのがわかる。

いまここでK値の比とくい幅比および断面二次モーメント比との間に次の関係が成立し

$$(K_0/K) = (D/D_0)^n (I/I_0)^m \quad \dots\dots\dots (1)$$

図-10, 11を利用して  $n$  および  $m$  を求めると次のようになる。

図-10より、 $I/I_0$  と  $D/D_0$  の関係を求めると次式が得られた。

$$\left. \begin{aligned} (I/I_0) &\div (D/D_0)^3 && \dots\dots\dots \text{普通鋼管ぐい} \\ (I/I_0) &\div (D/D_0) && \dots\dots\dots \text{鋼管矢板} \end{aligned} \right\} (2)$$

(2)式を(1)式に代入すると次式が得られる

$$\left. \begin{aligned} (K/K_0) &= (D/D_0)^{n+3m} && \dots\dots\dots \text{普通鋼管ぐい} \\ (K/K_0) &= (D/D_0)^{n+m} && \dots\dots\dots \text{鋼管矢板} \end{aligned} \right\} (3)$$

図-11より、 $K/K_0$  と  $D/D_0$  の関係を求めると

$$\left. \begin{aligned} (K/K_0) &= (D/D_0)^{1/4} && \dots\dots\dots \text{普通鋼管ぐい} \\ (K/K_0) &= (D/D_0)^{-3/4} && \dots\dots\dots \text{鋼管矢板} \end{aligned} \right\} (4)$$

(3)および(4)式から係数  $n, m$  を求めると  $n = -5/4, m = 1/2$  となり(1)式に代入すると実験式は、次式のようになる。

$$(K/K_0) = (D/D_0)^{-5/4} (I/I_0)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (5)$$

これらは、II現場の試験結果にもとづき得られたものであるが、I現場の翼付き異形鋼管ぐいの試験結果から(図-12, 13に示したように)次式が求められる。

$$(K/K_0) = (D/D_0)^{-1/4} \quad I = \text{const} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$(K/K_0) = (I/I_0)^{3/4} \quad D = \text{const} \quad \dots\dots\dots (7)$$

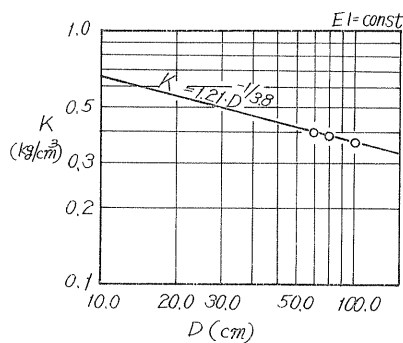


図-12 K値とくい幅

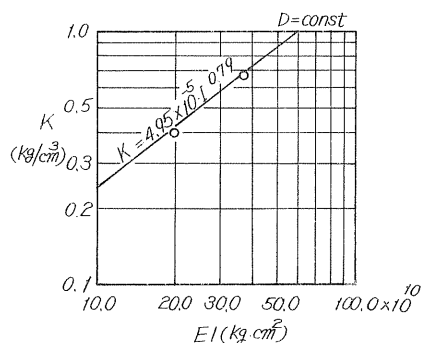


図-13 K値と曲げ剛性(EI)

(5)式から普通鋼管ぐいと鋼管矢板について各々タイプIおよびIIを基準としてK値

( $\bar{K}$ ) を求め実測K値(K)との比( $K/\bar{K}$ )としてくい径との関係を示すと図-14のようになる。なお(6)、(7)式から  $K/\bar{K}$  を求めると、 $K/\bar{K} \approx 1.0$  になった。

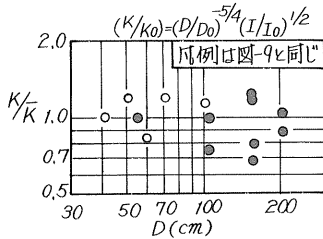


図-14によると鋼管矢板については、やや低めの値を与えるものもあるが総じてよい対応を示しているものと思われる。

以上の関係を整理しまとめると以下ようになる。

i) くい巾比  $D/D_0$  と逆算K値の比  $K/\bar{K}$  との関係は次のようになる。

図-14 Dと  $K/\bar{K}$  の関係

$$I/I_0 = 1.0 \text{ の場合} \quad n = -1/4$$

$$I/I_0 = D/D_0 \text{ の場合} \quad \text{見かけ上} \quad n = -3/4$$

$$I/I_0 = (D/D_0)^3 \text{ の場合} \quad \text{見かけ上} \quad n = 1/4$$

通常  $n = -1/4 \sim -3/4$  といわれているが、軟弱地盤で  $I$  の変化がないかもしくは少ない場合は、見かけ上  $n = -1/4 \sim -3/4$  となり通常のもの一致する。しかし、 $I$  の変化が大きくなると、見かけ上  $n = 1/4$  となり通常の傾向と一致しなくなる。しかし  $D$  の変化分に対する  $I$  の変化率と  $n$  の間に一般的な傾向は見出せない。

ii) 断面二次モーメント比  $I/I_0$  と  $K/\bar{K}$  との関係は、次のようになる。

$$D/D_0 = 1.0 \text{ の場合} \quad m = 3/4$$

$$D/D_0 = (I/I_0)^{1/3} \text{ の場合} \quad \text{見かけ上} \quad m = -1/2$$

$$D/D_0 = (I/I_0)^{1/3} \text{ の場合} \quad \text{見かけ上} \quad m = 1/10$$

この場合  $I$  の変化分に対する  $D$  の変化率と、見かけ上の  $m$  は逆比例の関係にあり  $D/D_0 = 1.0$  において  $m = 3/4$  となっていることから少なくとも  $K$  値を推定する場合は、 $I$  を考慮する必要のあることがわかる。

iii) i) と ii) の結果から II 現場のデータについてくい巾  $D$  と断面二次モーメント  $I$  を同時に考慮した場合の実験値を求めると  $n = -5/4, m = 1/2$  となった。これらの数値は(5)式において  $D = \text{const}, I = \text{const}$  とした場合の I 現場の数値と合致しない。この原因としてはくいの断面形状が異なること、実験式の仮定および求める過程で無理のあったことなど種々考えられ不明であるが、II 現場においては、この数値を用いるとある程度の精度で  $K$  値を推定できることがわかった。

### 3.2 合理的なくい断面

各タイプの試験結果から求めた水平荷重と変位の関係から各タイプごとに  $a$ 、 $I$  を基準くいとして求めた荷重比  $H/H_0$  (変位  $10\text{mm}$  = 対応) と断面二次モーメント比  $I/I_0$  の関係を示すと図-15のようになる。

図によると多少のバラツキはあるが次のなりたつことがわかる。

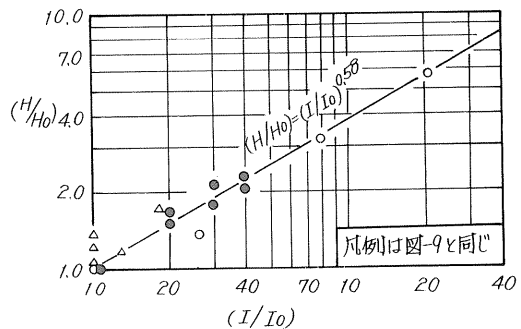


図-15  $H/H_0$  と  $I/I_0$  の関係

$$H/H_0 = (I/I_0)^{0.58} \dots\dots\dots (8)$$

いま(8)式が  $Y = 10^{mm}$  においてなりたつことから  $Y \cdot L$  changの式を利用してK値を求め、くいの径との関係を示すと図-16のようになる。図によるとI現場についての推定精度はよくないが他のものは比較的良い対応を示していると思われる。

ここで経済性を考慮したくいの水平抵抗について考えると、経済性を表わす一つの目安として種々のものが考えられるが一つの試みとしてくいの断面(鋼重)をとるものとし、その場合根入長については、半無限長とし、全てのくいについて一定の値とした。

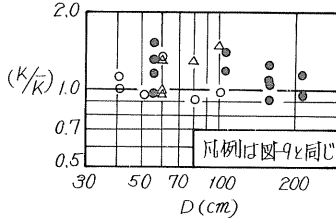


図-16  $K/\bar{K}$ とDの関係  
 $\bar{K}$ : 実測K値  
K: 推定K値

(8)式を利用して各タイプごとに基準くいとの比、すなわち荷重比( $H/H_0$ )を求め、これを推定値としてそれに対応する鋼重比 $c/c_0$ (図-15参照)との関係を示すと図-17のようになる。この図には、実測結果および $H/H_0 = c/c_0$ 線についても示した。

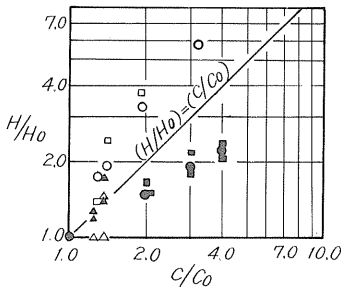


図-17  $H/H_0$ 、 $c/c_0$ の関係  
 $c_0, H_0$ : 各タイプにおける基準くいの鋼重および荷重  
 $c, H$ : 各タイプにおける基準くい以外の鋼重および荷重  
 $\Delta, \blacktriangle$ : I現場(翼付き異型鋼管)  $H/H_0$ の推定値及び実測値  
 $\circ, \square$ : II現場(普通鋼管)の — " — — " —  
 $\bullet, \blacksquare$ : II現場(鋼管矢板)の — " — — " —

図-17において、 $H/H_0 = c/c_0$ 線の線上にある翼付き異型鋼管くい( $D = const$ )のものは鋼重と水平抵抗の増加割合が一致しており、II現場の普通鋼管が鋼重の増加割合より水平抵抗の増加割合の方が大きく有利となる。また、II現場の鋼管矢板については、鋼重の増加に比べて水平抵抗の増加が小さく、これらの傾向は実測値と推定値にも見られる。しかし、翼付き異型鋼管くい( $I = const$ )については(8)式がくい巾Dを考慮していないため、実測値と推定値はかけはなれたものとなった。

また、同一タイプについて見た場合、図-17において $H/H_0 = c/c_0$ 線を基準とした離率 $e$ に比例して有利となるはずであり、II現場の普通鋼管および鋼管矢板について離率 $e$ を次式により求めて、くい巾Dとの関係を示すと図-18のようになる。

$$e = [(H/H_0)_n - (H/H_0)_c] / (H/H_0)_c$$

ここで  $(H/H_0)_n$ は各タイプについての $H/H_0$ の推定値および実測値  
 $(H/H_0)_c$ は各タイプごとに $H/H_0 = c/c_0$ から求めた $H/H_0$

この結果鋼管矢板の $e$ については、実測値がほぼ一定割合でDに比例して減少し

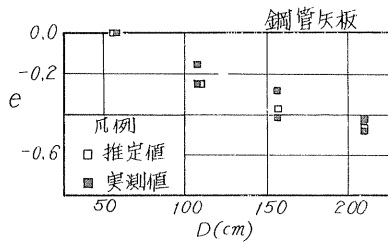
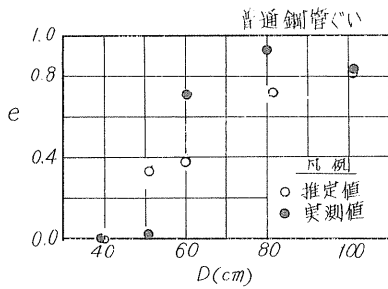


図-18 eとDの関係

ており、単に水平抵抗の面からみると矢板構造のみで用いる場合は経済的に不利なものとなる。普通鋼管については実測値によるものが総じて推定値より大きめの値を与えており  $D = 80^{cm}$  付近で  $e$  が最大値を示している。推定値によるものは  $D$  に比例して  $e$  が増加し、その増加割合は  $D$  が大きくなるに従い減少する傾向を見せている。

このことから、今回の試験結果の範囲では、普通鋼管において  $D = 80 \sim 100^{cm}$  の大きいものほど水平抵抗もしくは経済的にみて合理的なものといえることができる。

とくに軟弱地盤の場合、翼付き異型鋼管の試験結果を見てもわかるように  $D$  を増加されるよりも  $I$  を増加させた方が、水平抵抗に対して有利となる。

### あとがき

以上、水平方向地盤反力係数  $K$  値とくい巾、断面二次モーメントとの関係について検討し、くい巾および断面二次モーメントが変化した場合の  $K$  値の実験(補正)式を求めてみた。また合理的なくい断面の決定方法についても考慮した。一応の傾向を見出すことはできたが、しかし、データ数の関係もあり明確な結果を導き出すことは出来なかった。

今後、より多くのデータを集取しこの種の検討を進めていく予定である。

### 参考文献

- 1) 逢坂秀俊他 「大曲くい試験場でのくい試験について」第17回北海道開発局技術研究発表会論文集、昭和47年度
- 2) 足立義雄 「くい基礎の静的水平抵抗に関する実験的研究」土木研究所報告146号3「昭和49年3月
- 3) 横山幸満 「鋼くい設計と施工」山瀬堂 昭和50年改訂版

## 昭和50年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

### 選考委員

委員長	北郷繁	北大工学部教授
委員	河野文弘	開発局土木試験所長
〃	酒井良男	北大工学部教授
〃	石崎嘉明	北電土木部次長
〃	佐々木敏雄	北海道開発コンサルタント(株)取締役社長
〃	福田武二	国鉄道総局施設部長
〃	藤村成夫	道立寒地建築研究所構造研究課長

### 選考経過

昭和51年3月16日支部事務局において支部賞授与規程により審議した結果、つぎの2編を授賞論文として選考した。

論文名：火山灰土のせん断特性におよぼす粒子破碎の影響

著者：北郷繁，神谷光彦，石橋洋一，石丸幸一

受賞者：神谷光彦

### 選考理由

火山灰土は泥炭と並んで北海道に広く分布する特殊土で、近年までその土質工学的研究はほとんどなされていなかったが、1968年十勝沖地震による火山灰地での災害いらい、その土質工学的挙動が注目され、各研究機関で研究が行なわれるようになってきた。

筆者らは、数年にわたる火山灰土の実験結果より、火山灰土の強度が高拘束圧下で低下する傾向にあり、これが火山灰土の粒子の破碎に起因するのであろうことに着目して、粒子破碎と強度特性との関連を調べたのが本論文である。

まず、粒子破碎の程度を表現する方法としては、粒径加積曲線の面積や50%粒径等の比較による相対的評価によらず、試験前後の粒子の比表面積の変化を採用し、粒径の異なる試料間の比較も行いうるようにした。この比表面積と Roscol らの提案による供試体になされたエネルギーとの関係は、圧密、排水セン断、等体積セン断（三軸圧縮による）のいずれの試験方法によっても一定の関係となり、また、同一の母材の試料であるならば粒径の大小によらず一定の関係となることを見出している。しかし、この関係は粉体工学等で述べられているように、比表面積増分の対数とエネルギーとの関係が一つの直線で表わせるのではなくて、多くの場合二つの折線となり、火山灰土の粒子破碎が応力レベルにより変化する傾向にあること、また圧密過程とセン断過程においても粒子破碎の機構が幾分異なることを示している。

強度定数 $\phi$ と比表面積増分の関係は、同一母材の試料では粒径に関係なく一定の関係となり、比表面積増分の小さい範囲では、その減少に伴ない $\phi$ は直線的に減少するが、比表面積増分が大きくなるに従い、 $\phi$ の減少は小さくなり、 $\phi$ はある限界値へ漸近していく傾向があるとしている。また、従来砂質土において、高拘束圧下での間ゲキ比の急激な低下が粒子破碎に関係するとされてきたが、筆者らは本研究において間ゲキ比の低下と比表面積増分の間に密接な関係があることを確認している。

以上によって、筆者らが火山灰土の高拘束圧下での強度低下が粒子破碎にもとづくものであることを実験によって立証したことは、この特殊土の強度特性を解明する上に少なからぬ貢献をしたものと認められる。しかし、この研究は実験試料も少なく、また粒径も限定されていることなどから、実際問題への適用に関しては今後の研究が待たれる。

これを要するに、本研究の推進者であった受賞者は、特殊土としての火山灰土の土質工学的性質の研究において、火山灰土の特殊性である粒子破碎をパラメーターとして導入し、その強度低下などの火山土の特有の挙動を解明し、若干の成果を得たもので、今後の研究が期待される。よって受賞者は、土質工学会北海道支部賞を授与される資格があると認められる。

論文名： 埋立地盤の流動化防止対策について  
— 釧路港 10.0 m 岸壁工事より —

著者： 渡辺智方，橋立洋一

受賞者： 渡辺智方，橋立洋一

#### 選考理由

飽和砂の流動化現象については、多くの室内実験があり、そのメカニズムおよび予測方法が検討されてきており、また各種地盤改良工法も研究されている。

しかし、実際に流動化防止を設計するにあたっては、地盤の所要強度、必要地盤改良区域および施工管理法などをどのように決定するかということに関しては、明確な指針が存在しない。

上記の点をふまえ、著者らは本論文で流動化現象についての各種実験を参考にし、釧路西港(-10.0)鋼矢板岸壁工事において流動化防止の設計法および施工管理方法についての一つの提案を行っている。

内容にふれると、まず地盤の粒度分布 $N$ 値および相対密度の調査を行い、それらと設計震度を対比させ、流動化の可能性を検討している。

つぎに、所要地盤強度については流動化の要因のうち、 $N$ 値と相対密度に着目し検討を行っている。

矢板岸壁における控工(鋼矢板を使用)に対する最小必要な地盤改良区域については、

- (1) 控え矢板の横抵抗が十分期待できる改良区域であること。
- (2) かつ、地盤改良区域全体が外力に対して十分抵抗できること。

社  
団  
法  
人 土質工学会北海道支部賞授与規定

(趣 旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞(以下「支部賞」という)の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受賞者は、土質工学会北海道支部(以下「支部」という)所属の会員で、土質工学会北海道支部選考委員会(以下「選考委員会」という)において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告資料」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶものとする。

(選考委員会)

第4条 1 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。

2 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3 選考委員会に委員長をおく。

4 委員長は委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規定は、昭和42年度より施行する。

## 土質工学会北海道支部賞選考要領

1. 本賞の性格は奨励賞と考える。
2. 授賞候補者は新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員会において行なう。この際の年齢は問題としない。
3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであっても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。  
直接の担当者の判断は、共同研究者のうちの授賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。
4. エキスパートの考え方は、選考委員の良識と社会通念に基づいて判断する。
5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行ったのち、これを参考として、第2次選考によって授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は発表会后すみやかに(1週間以内を原則とする)行なう。その方法は、発表論文中から3編を選考し、これにA・B・Cの順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、学術的なものと技術的なものとの区別をしない。
7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに(1週間以内を原則とする)選考委員会議を開いて行なう。この際の、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

実費頒価 ￥ 500—

### 技術報告資料 第17号

発行所 土質工学会北海道支部

札幌市中央区南1条西2丁目 長銀ビル5階  
事務局 TEL 261-7742・251-7038  
郵便番号 060 振替小樽7106番

編集 技術報告資料編集委員会

印刷所 合名会社 文栄堂印刷所

札幌市中央区北3条東7丁目  
TFL(代) 231-5560