

# 技術報告資料

第 18 号

昭和 53 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

社団法人 土質工学会北海道支部

## 目 次

①	欠 番			
②	9:35~	一次元圧密理論による沈下速度の 予測についての二、三の考察	道 路 公 団 札幌建設局	栗 原 則 夫 1
③	9:50~	泥炭地盤のセメント安定処理効果について	道 路 公 団 札幌建設局	宮 下 隆 雄・栗 原 則 夫 ○伊 藤 容 三 11
④	10:05~	軟弱地盤における 盛土の破壊予知方法について	道 路 公 団 札幌建設局	栗 原 則 夫・○野 上 幸 治 21
⑤	10:20~	飽和粘性土の強度特性におよぼす 応力系、応力履歴の影響	北 大 工 学 部	北 郷 繁・三 田 地 利 之 ○武 田 寛・近 藤 始 郎 31
⑥	10:35~	不飽和土の力学的挙動についての一考察	東 海 大 学	綿 引 恵 一 39
⑦	11:00~	乾燥による火山灰土の理工学性的変化	北 大 農 学 部	○相 馬 尅 之・前 田 隆 45
⑧	11:15~	有珠火山灰土の土質工学的性質	開 発 局 土木試験所 北海道工大 北大農学部	岸 洋 一 ○神 谷 光 彦 長 沢 徹 明 55
⑨	11:30~	摩周火山灰の性質 その1	農 用 地 開 発 公 団 北海道支社 千葉ポリ ン グ 工 業	川 向 勲・○宮 野 順 治 佐 藤 康 文 59 平 館 忠 男
⑩	11:45~	火山灰土工における2,3の考察 -新千歳空港土工事から-	開 発 局 札幌開建	谷 口 秀 男 66
⑪	12:50~	盛土による鋼管グイの側方挙動について	道 路 公 団 札幌建設局	岡 崎 嘉 彦・鬼 丸 良 雄 ○松 原 祐 二 76
⑫	13:05~	くいの水平抵抗に関する室内模型実験	開 発 局 土木試験所	広 瀬 莊 八 郎・魚 住 浩 一 ○堀 暁 児 85
⑬	13:20~	軟弱地盤におけるRC桁と節付杭の 鉛直支持力について -裁荷試験による比較-	白 老 町 下 水 道 課 東 洋 技 研 コ ン サ ル	吉 田 清 一・後 藤 光 雄 西 泰 年・○久 滝 侖 市 93
⑭	13:35~	路盤構成とその効果	開 発 局 札幌開建 北海道開発 コ ン サ ル	谷 口 秀 男・渡 辺 正 昭 由 良 桂 一・○清 水 誠 一 101
⑮	13:50~	防振壁による地盤振動の遮断効果について (第3報)	開 発 局 土木試験所	佐 々 木 晴 美・能 登 繁 幸 ○東 海 林 邦 夫・須 郷 亨 107
⑯	14:05~	模型可動壁による土圧分布特性について -天端が斜面の場合-	北 海 学 園 大	坂 上 孝 幸・○早 川 寛 志 115
⑰	14:20~	寒冷地におけるコンクリートフリーユーム 用水路の問題点 -積雪寒冷と作用力-	開 発 局 土木試験所 開 発 局 札幌開建 開 発 局 土木試験所	○高 田 健 治 森 井 徹 123 津 田 進
⑱	14:35~	駒ヶ岳地区導水トンネルの設計について	開 発 局 函館開建	○奥 野 喜 久・桑 畑 満 木 村 清 一 129
⑲	15:00~	None-Density の現行 JIS 土粒子比重基準の問題について	道 都 短 大	今 井 芳 雄 137
⑳	15:15~	静的貫入試験における貫入速度が 貫入抵抗におよぼす影響	函 館 高 等	佐 野 侘 房 143

②①	15:30~	飽和砂の液状化特性におよぼす 応力履歴の影響	北大工学部	○土鎌八	岐田好	祥介・彰	三浦清一 下倉宏	151
②②	15:45~	繰返し三軸試験による応力載荷法と 乾燥砂の変形特性	北見工大		鈴木輝之			161
②③	16:00~	混合土の非排水せん断特性について	北大工学部 間組		北郷 繁 嵯峨 広勝 坂田 和幸		○三浦清一	167
②④	16:15~	繰返し応力を受ける飽和砂の 間ゲキ水圧発生機構について	北大工学部	○土寺	岐山 祥介 朗		三浦清一 佐藤 専夫	177

## ② 一次元圧密理論による沈下速度の予測についての二三の考察

日本道路公団札幌建設局

栗原 則夫

### 1. はじめに

軟弱地盤の沈下解析の問題は、構造物荷重による最終的にどれだけの沈下量が生じるかという圧縮性の問題と、その沈下量が時間的にどのように進行するかという圧密の時間的経過の問題の二つを含んでいる。

沈下量の計算法には、i)  $e \sim \log p$  曲線をもとに用いる方法、ii) 体積圧縮係数  $m_v$  を用いる方法、iii) 圧縮指数  $C_c$  を用いる方法などがある。それらの方法の実際への適用性については、いろいろ検討され、適用方法に気をつければ、いずれの方法を用いても大差はない。計算値と実測値の対応という点については、これまで多くの検証により、正規圧密状態の粘性土地盤では、実測値が計算値とほぼ同じか、やや大きいものに対し、過圧密状態の地盤では、逆の傾向があるといわれている。定量的に言えば、軟弱層の厚さにくらべて平面的な広がりやきわめて大きい盛土の実測沈下量は、十分な程度を行なった標準圧密試験の結果にもとづく計算値の 90~120% 程度であり、超軟弱地盤や成層状態の複雑な地盤においては、その比率が 40~200% になるといわれている<sup>1)</sup>。

一方、一次元圧密による沈下時間曲線は、時間を対数にとった場合、一般に Fig. 1 のように逆 S 字形になる。このうち前半部分は、熱伝導型方程式によく適合し、後半部分は  $\log t$  に対してほぼ直線的になる。この前半部分は、過剰間隙水圧の消散過程に対応し、後半部分は、有効応力一定のクリープ変形過程に対応すると考

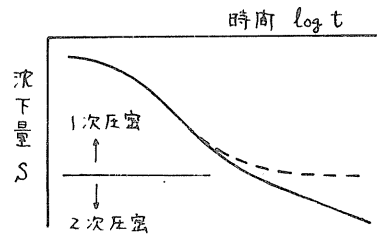


Fig. 1 沈下時間曲線

えられている。そして、前者を1次圧密、後者を2次圧密と称して、機構の異なる過程として別個の扱いをされている。このような沈下量の時間的変化、すなわち沈下速度は、1次圧密過程を定式化した Terzaghi の一次元圧密理論によって解析されるのが普通であるが、実測の沈下速度は、一般にこの理論による計算値にくらべて大巾に大きく、圧密係数  $C_v$  の標準圧密試験値を数倍ないし数十倍しないといわれている。

そこで本文では、とくに沈下速度についての一次元圧密理論と実際の食い違いについて、室内試験データおよび現場データにもとづく定量的に検討したうえで、実用的な沈下速度の予測方法について考察することにする。

### 2. 一次元圧密解析の問題点

一次元圧密理論と実際の食い違いの原因については、これまで多くの人々によって様々な角度から検討されているが、それらを総括的に扱った論文<sup>2)~5)</sup>から主要な問題点を整理してみると、つぎのようになる。



- (1) 一次元圧密理論に関するもの
  - (1-1) 圧密機構（ヒズミと過剰間ゲキ水圧の関係）
  - (1-2) 2次圧密効果
  - (1-3) 地盤の不均一性
  - (1-4) 多次元圧密
  - (1-5) 即時沈下と側方流動
  - (1-6) 相似則
- (2) 標準圧密試験法に関するもの
  - (2-1) 圧密リングの側面マサツ
  - (2-2) 供試体寸法
  - (2-3) 載荷方法（荷重増加率含む）と載荷時間
  - (2-4) 圧密係数の求め方
  - (2-5) 2次圧密の扱い方
  - (2-6) 測定等の誤差
  - (2-7) 試験値のバラツキ

このような問題点についての従来の研究の成果を、沈下速度に及ぼす影響という見地から簡単に述べてみよう。まず(1)に關しては、地盤の不均一性の影響が非常に大きいことが、理論的にも<sup>6)</sup> 実際的にも<sup>7)</sup> 明らかにされている。多次元圧密については、理論的にはその影響の大きいことが明らかにされているが、また実用的な解析法の段階まで研究が進んでいない。また、一般に、ヒズミと間ゲキ水圧についての圧密度は直線的な関係になく、前者の方が後者より先行することや、即時沈下と側方流動、さらには2次圧密効果によつて沈下速度が影響を受けることは定性的に明らかにされているが、解析にとり入れられるまでには至っていない。なお、理論と実際の関係を相似則から検討しようとする試みは少なく、わが国の室内試験<sup>8)9)</sup>と泥炭地盤の実測データについての検討<sup>10)</sup>がある程度である。つぎに(2)に關しては、かなりの検討が進められており、問題点もかなり整理されてきている。しかし、標準圧密試験法は、一次元圧密理論に裏付けられることによつて成り立っているという関係上、試験法の問題点を解決するだけと問題が解決されるという訳にはいかない。すなわち、様々な未解決の問題点を含む理論をその背景にもつて現行の標準圧密試験法は、約束された手順に従つて実施される標準的なものとして位置づけ、それから求められる圧密定数も一種の index property として取扱わざるを得ないという側面をもつている。

### 3. 一次元圧密における相似則

前節で述べたように沈下速度についての理論と実際の食い違いの原因は多く、それらは互いに関連していたり、内容的に重複していたりして、まだ全体として十分解明されているとはいえない。しかも、実測の沈下データのうえで、それら各要因による影響を分離して評価することは、計測法の問題とも関連して極めて困難で

あるといわざるを得ない。

そこで、ここからは、沈下速度についての理論と実際の関係を、実測沈下データと標準圧密試験データの間にみられる相似則という観点から検討してみる。(しかし、実測沈下データは各種の要因の影響を含んでいるから、導かれる相似則が見かけの相似則となる可能性は大きい。

### 3-1 圧密方程式から決まる相似則

いま、圧密係数  $C_v$  が一定で、自重の影響や層厚の変化などを考えないものと簡単の場合の圧密方程式として、三笈<sup>1)</sup>の導いた

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} \quad (1)$$

を考える。ここで Terzaghi 式ではなく、(1)式を用いる理由は、より一般性をもっていることだけでなく、標準圧密試験法で求められる圧密定数はヒズミで定義されており、それらを用いた理論計算値と実測値の照合もヒズミ(沈下量)について行なわれるのがほとんどのケースであって、この点(1)式の才が論理の首尾一貫性があることである。なお、(1)式の解は、Terzaghi 式と同じ形となるし、以下の議論についても、Terzaghi 式を用いても結果的には同じことになる。

さて、標準圧密試験は、せん断試験などと違って一種の模型実験である。したがって、標準圧密試験を實際地盤における一次元圧密現象の模型実験と考えれば、その結果を實際地盤の沈下解析に適用するにあたっては、その相似則が明らかにされなければならぬ。この場合、(1)式という基本方程式が与えられているから、模型と実物で全く同一の方程式が成立するための相似則を考えればよい。<sup>12)</sup> 模型についても(1)式が成立しなければならぬから、

$$\frac{\partial \varepsilon_m}{\partial t_m} = C_{vm} \frac{\partial^2 \varepsilon_m}{\partial z_m^2} \quad (2)$$

である。ここに、サフィックス  $m$  は、模型についての値であることを表わしている。(1)式と(2)式が恒等的に等しいものがあるためには、対応する各項同志の比が同一であることが必要である。すなわち、

$$\frac{\partial \varepsilon_m / \partial t_m}{\partial \varepsilon / \partial t} = \frac{C_{vm} (\partial^2 \varepsilon_m / \partial z_m^2)}{C_v (\partial^2 \varepsilon / \partial z^2)}$$

これから、模型の縮尺( $K$ で表わす)が満足すべき式として、次式を得る。

$$\frac{K_\varepsilon}{K_t} = \frac{K_{Cv} \cdot K_\varepsilon}{K_z^2} \quad \therefore K_t = \frac{K_z^2}{K_{Cv}} \quad (3)$$

ここに、 $K_\varepsilon$ ,  $K_t$ ,  $K_{Cv}$ ,  $K_z$  は、それぞれヒズミ、時間、圧密係数および深さについての模型の縮尺である。

いま、一次元圧密条件を満足する模型地盤と實際地盤を Fig. 2 のように考えると、

$$K_t = \frac{t_m}{t}, \quad K_z = \frac{2h_m}{2h} = \frac{h_m}{h}, \quad K_{Cv} = \frac{C_{vm}}{C_v}$$

よって、(3)式は

$$\frac{t_m}{t} = \left(\frac{h_m}{h}\right)^2 \frac{C_{vm}}{C_v} \quad (4)$$

となる。

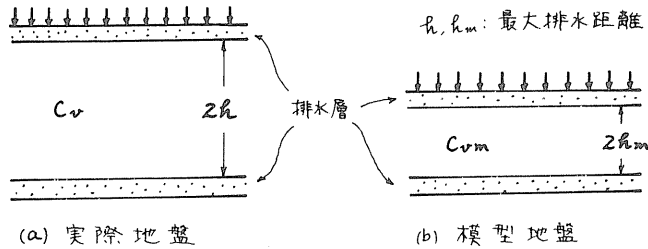


Fig. 2 実物と模型の条件

### 3-2 沈下時間曲線の curve fitting

沈下量は理論値と実測値が比較的よく合うが、沈下速度は実測値が理論値を大中に上回る傾向があることは、最初に触れたとおりである。しかし、実は沈下速度は沈下量と切り離して単独で議論する訳にはいかないのである。この問題は、標準圧密試験法の問題点にもかかわるので、ここでも少し検討しておく。

三笠<sup>4)</sup>は、JIS A 1217-1960 の改訂案に対する discussion の中で、実測曲線に対する curve fitting の方法について重要な問題提起を行っていているので、ここでもそれを引用しながら考察してみよう。

いま、標準圧密試験のある荷重段階において、Fig. 3 (a) の実線のような沈下時間曲線が得られたとする。これから圧密諸定数を求めるということは、この土と 1 次圧密部分の挙動を等しくするような一つの Terzaghi モデルを curve fitting によって求めるということである。JIS で規定している圧密係数は、Fig. 3 (a) のモデル (1) のように 1 次圧密部分で実測曲線と一致するモデルから決まるもので、

$$C_{v1} = \frac{k_1}{m_{v1} \gamma_w} \quad (5)$$

である。ここに、 $k_1$ 、 $m_{v1}$  は、1 次圧密時の透水係数と体積圧縮係数である。一方、土質工学会セシ断試験法委員会案 (1969) で規定している圧密係数は、(5) 式の  $C_{v1}$  に 1 次圧密比  $\gamma (= m_{v1}/m_{v2})$  をかけたものであるから、

$$C_{v3} = C_{v1} \times \gamma = \frac{k_1}{m_{v1} \gamma_w} \cdot \frac{m_{v1}}{m_{v2}} = \frac{k_1}{m_{v2} \gamma_w} \quad (6)$$

となる。

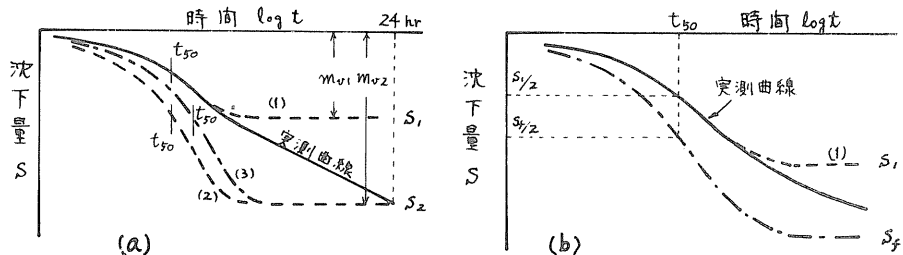


Fig. 3 沈下時間曲線の curve fitting (a) 標準圧密試験 (b) 現場

ところ<sup>2)</sup>、最終沈下量の計算は 24 hr の沈下量  $S_2$  から決まる体積圧縮係数  $m_{v2}$  を用いることになり、<sup>2)</sup> いるから、結局 (5), (6) 式の  $C_{v1}$ ,  $C_{v2}$  を使って実測曲線に対応する理論曲線を求めると、それぞれ Fig. 3 (a) のモデル (2), (3) のようになり、<sup>2)</sup> しまう。繰り返す<sup>2)</sup> えば、現在の試験法<sup>2)</sup> は、JIS の  $C_{v1}$  を用いる計算<sup>2)</sup> は、実測曲線にモデル (2) の曲線を fitting <sup>2)</sup> いることになり、委員会案の  $C_{v2}$  を用いる計算<sup>2)</sup> は、モデル (3) の曲線を fitting <sup>2)</sup> いることになる。(た<sup>2)</sup> り、Fig. 3 (a) から明らか<sup>2)</sup> なるように、二次圧密部分<sup>2)</sup> が大きくあら<sup>2)</sup> われる場合、すなわち 1 次圧密が短時間に終了<sup>2)</sup> する場合、モデル (2), (3) とともに実測曲線とは全く一致しないことになる。モデル (1) のように 1 次圧密部分<sup>2)</sup> で実測曲線に一致する理論曲線を得るためには、モデル (3) のように  $C_{v1}$  を修正する<sup>2)</sup> のではなく、沈下量を 1 次圧密量  $S_1$  から決まる  $m_{v1}$  による計算<sup>2)</sup> しなければなら<sup>2)</sup> ないのである。このことは、実際地盤<sup>2)</sup> の実測沈下曲線に対する curve fitting を考え<sup>2)</sup> てもっとはっきりする。実際地盤の沈下曲線が Fig. 3 (b) の実線<sup>2)</sup> のよう<sup>2)</sup> あったとしよう。これに例えば曲線定規をあてて 1 次圧密部分<sup>2)</sup> で重なる<sup>2)</sup> ような理論曲線<sup>2)</sup> が点線<sup>2)</sup> のよう<sup>2)</sup> になったとする。ところがこの理論曲線から求まる  $C_{v1}$  を用いて、最終沈下量<sup>2)</sup> が実測曲線から推定<sup>2)</sup> される  $S_f$  に合う<sup>2)</sup> ような理論曲線を極く<sup>2)</sup> 一点鎖線<sup>2)</sup> のよう<sup>2)</sup> なものが得<sup>2)</sup> られる<sup>2)</sup> しまう。すなわち、Fig. 3 (a) のモデル (2), (3) のよう<sup>2)</sup> な curve fitting は、24 hr の沈下量<sup>2)</sup> が実測曲線 (Fig. 3 (b) の実線) <sup>2)</sup> とどの時点<sup>2)</sup> の沈下量<sup>2)</sup> に相当<sup>2)</sup> するか<sup>2)</sup> わから<sup>2)</sup> ない限り理論曲線の求め<sup>2)</sup> 方がない<sup>2)</sup> のである。また、そのような曲線<sup>2)</sup> が求め<sup>2)</sup> られたとしても、モデル (1) にくら<sup>2)</sup> べてより実測曲線に一致<sup>2)</sup> している<sup>2)</sup> とはい<sup>2)</sup> える<sup>2)</sup> であろうか。むしろ、モデル (1) のよう<sup>2)</sup> な fitting の方が合理的<sup>2)</sup> ではない<sup>2)</sup> であろうか。こうした問題は、二次圧密のため<sup>2)</sup> あ<sup>2)</sup> り、二次圧密を含む沈下曲線に 1 次圧密曲線を無理に fitting <sup>2)</sup> させようとするために生<sup>2)</sup> じる<sup>2)</sup> のである。

そこで、ここ<sup>2)</sup> の議論<sup>2)</sup> における curve fitting の考え方は、つぎのとおりである。i) 実測曲線と理論曲線の fitting は、Fig. 3 (a) (b) のモデル (1) のよう<sup>2)</sup> に行<sup>2)</sup> けう。ii) すなわち、曲線定規による<sup>2)</sup> モデル (1) のよう<sup>2)</sup> に 1 次圧密部分<sup>2)</sup> までとよく重なる理論曲線を求め、それから  $t_{50}$  (50% 圧密時間)、さらに  $C_{v1}$  ( $= h^2 T_{50} / t_{50}$ ) を求める。iii) 沈下時間曲線を計算<sup>2)</sup> するときの沈下量は、1 次圧密量  $S_1$  を用いなければなら<sup>2)</sup> ない。iv) このよう<sup>2)</sup> な curve fitting <sup>2)</sup> は、二次圧密部分<sup>2)</sup> で理論曲線と実測曲線のズレ<sup>2)</sup> が生<sup>2)</sup> じる<sup>2)</sup> が、これは二次圧密による<sup>2)</sup> もの<sup>2)</sup> であるから、この部分<sup>2)</sup> とも両者を一致<sup>2)</sup> させるためには、別途に二次圧密項<sup>2)</sup> を付け加<sup>2)</sup> える方法を考える<sup>2)</sup> 必要がある<sup>2)</sup> 。

以上のことから、標準圧密試験データと実測沈下データの比較検討に用い<sup>2)</sup> られる指標は、 $C_{v1}$  あるいは  $t_{50}$  (これは  $t_{70}$  や  $t_{100}$  <sup>2)</sup> もよい) <sup>2)</sup> である。同時に、1 次圧密量  $S_1$  と最終沈下量  $S_f$  の関係も吟味<sup>2)</sup> されなければなら<sup>2)</sup> ない。なお、二次圧密そのものについては、ここ<sup>2)</sup> では取扱<sup>2)</sup> していない。

### 3-3 室内試験による相似則の検討

(4) 式の相似則を検討<sup>2)</sup> するためには、層厚を変えた圧密試験データ<sup>2)</sup> が必要<sup>2)</sup> である<sup>2)</sup> 。

著者の知る限りでは、そのようなデータは、網干ら<sup>8)</sup>と Berreら<sup>9)</sup>のものしかない。両者の実験は、いずれも均一な粘性土について行なわれている。両者の実測された沈下時間曲線から、3-2で述べた curve fitting 法により、 $t_{50}, C_v$  を求めた（ただし、層厚の変化は無視している）。いま、圧密時間として  $t_{50}$  を選べば、両者の試験での最小径試体厚さ（網干らでは  $2.0\text{ cm}$ 、Berreらでは  $1.9\text{ cm}$ ）の試験を模型とみなして、 $t/t_m$  と  $h/h_m$  の関係を求めると、Fig. 4 のようになる。Fig. 4 から、

$$\frac{t}{t_m} = \left(\frac{h}{h_m}\right)^i \quad \text{または} \quad \frac{t_m}{t} = \left(\frac{h_m}{h}\right)^i \quad (9)$$

であり、網干らのデータでは、 $i = 2.0$ 、Berreらのデータでは、 $i = 1.5$  となっている。すなわち、前者のデータでは、いわゆる「2乗則」が成立し、後者のデータでは成立しない。

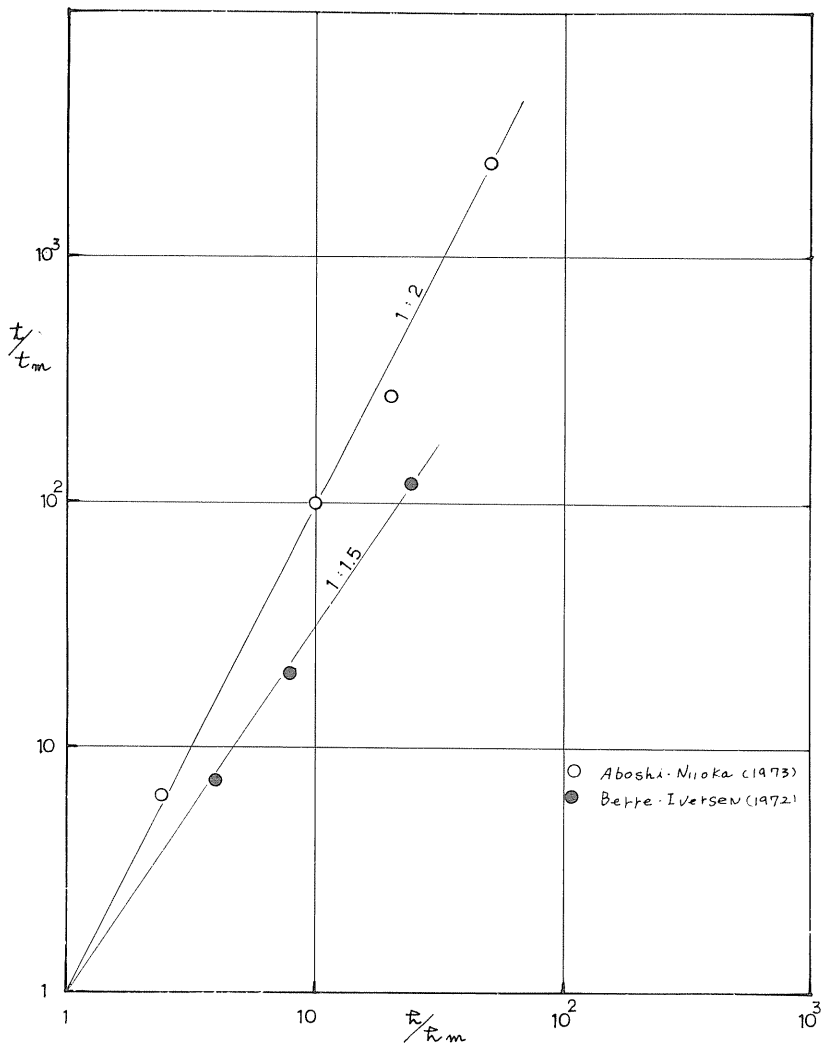


Fig. 4 室内試験データにおける  $t/t_m \sim h/h_m$  関係

$i = 2$  のときは, (4) 式より

$$\frac{C_{vm}}{C_v} = 1 \quad \therefore C_{vm} = C_v \quad (8)$$

とす。2,  $C_v$  は層厚によらず一定である。一方,  $i \neq 2$  のときは,

$$\frac{C_{vm}}{C_v} = \left(\frac{h_m}{h}\right)^i \quad [j = 2 - i] \quad (9)$$

となり,  $C_v$  は層厚とともに大きくなる。両者のデータから求めた  $C_v$  の値は, (8), (9) 式の傾向と一致している。

以上のデータから, 土による「2乗則」を満足するものではないものがあることがわかった。データはわづか2組であり, 結論を出すのは早急である。

### 3-4 現場データによる相似則の検討

前節で検討したデータは, 完全に一次元圧密条件を満たした試験によるものであったが, 層厚は高々1mまでであり, 実際地盤の層厚にくらべればかなり小さい。そこで, 従来報告されているいくつかの実際地盤における実測データを用いて, 標準圧密試験との相似則を検討してみる。ただし, この場合は実測データに各種の要因の影響が含まれてくるから, 相似則は見かけのものである。

そこで, 現場データによる相似則の検討を行なうにあたって, いくつかの準備が必要なので, まずそれについて述べる。最初は, 実測沈下時間曲線から  $t_{50}$  を求める方法である。実際の載荷は, 漸増載荷の場合が多いが, その場合は, 瞬間載荷の沈下曲線を漸増載荷の沈下曲線に修正する作図法を逆に用いて, 瞬間載荷に対応する沈下曲線を求める。この沈下曲線を Fig. 3(b) のように  $\log t$  に対してプロットし, 曲線定規を用いて  $t_{50}$  を求める。これが実際地盤の  $t_{50}$  である。つぎに, この実測の  $t_{50}$  に対する標準圧密試験での  $t_{50m}$  を求める。この場合, 地盤が単一層の場合は問題ないが, 多層地盤の場合が問題である。模型と実物という関係からいえば, 実際地盤と同じ層厚比率, 成層順序をもつ供試体についてこの標準圧密試験を行えばよいが, それは実際的にないし, オートのようなデータもない。そこで, ここではつぎのような便法を用いている。すなわち, 各層の標準圧密試験による  $C_v$  値 ( $p_0 + \sigma/2$  に対する) を用いて, 層厚換算法で実際の層厚に対する合成  $C_v$  値を求め, これを模型の値とみなす。 $t_{50m}$  は, この  $C_v$  から  $t_{50} = h^2 T_{50} / C_v$  によって求める。模型の層厚は, 標準圧密試験の供試体厚す 2 cm とすればよい。

以上の方法によって既述の現場データ<sup>5) 7) 13) ~ 19)</sup> および道路公団におけるデータから Fig. 4 と同様に  $t/t_m$  と  $h/h_m$  の関係を求めたのが Fig. 5 である。ただし, 図中の番号 16, 18 のデータは,  $t_{50}$  ではなく  $t_{100}$  を用いている。また, 番号 7, 20 は埋立地および定地造成地の巾広い盛土であり, 他はすべて道路および鉄道のような有限中の盛土である。

Fig. 5 から, 粘土地盤の場合 (7) 式において  $i = 1.4 \sim 1.8$ , 泥炭地盤の場合,  $i = 1.2 \sim 1.6$  程度の区分が可能のように思われる。また,  $i = 1.6 \sim 1.8$  の範囲にある地盤は単一層に近い地盤であり,  $i = 1.4 \sim 1.6$  の範囲にある地盤は多層地

盤とある傾向が伺える。

ところで、3-2で述べた curve fitting による1次圧密度  $\rho_1$  と最終沈下量  $S_f$  の関係は、どうであろうか。Fig.6は、この  $\rho_1$  と実測沈下曲線から双曲線法

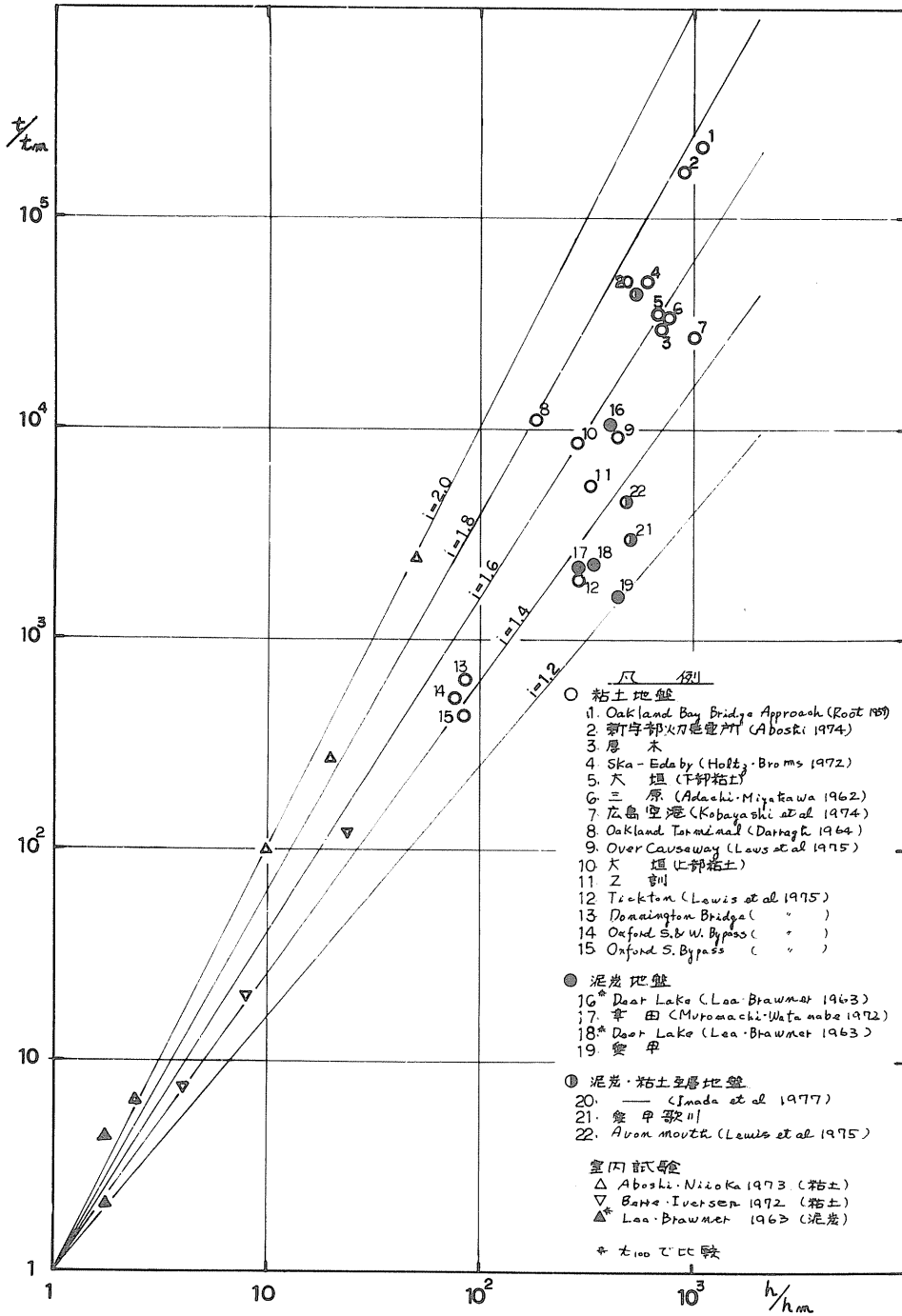


Fig. 5 現場データにおける  $t/t_m \sim h/h_m$  関係

により推定した  $S_f$  の関係を示したものである。ただし、図中の番号および記号は、Fig. 5 と同じである。Fig. 6 には、Fig. 4 の室内試験のデータもプロットしてある。室内試験データでは、 $S_f$  (すなわち層厚) の増大とともに  $S_1/S_f$  が増大する傾向がみられるが、現場データも含めて全体的にみると、 $S_1/S_f = 0.7 \sim 0.9$  の範囲のものが多い。なお、Fig. 5, 6 に用いたデータは、はつきりした中間砂層の認められたい一枚ものの地盤のもののみを集めたものである。

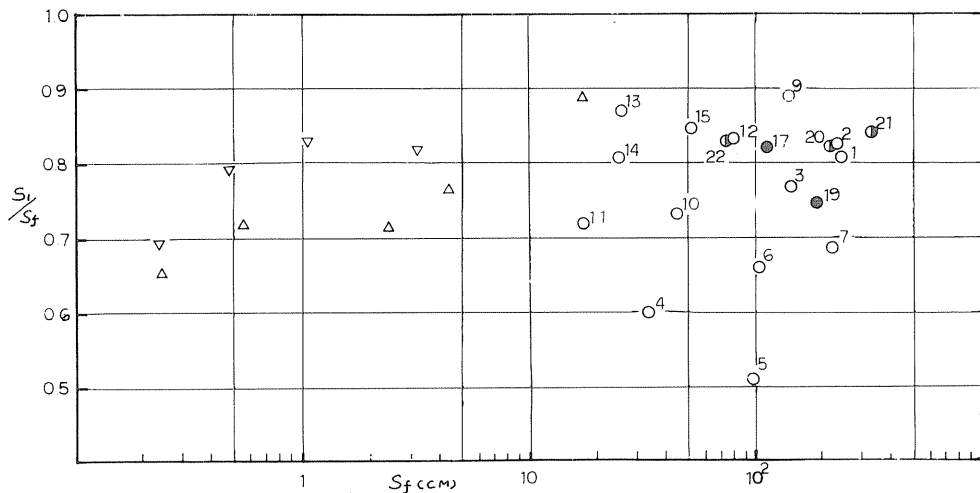


Fig. 6  $S_1$  と  $S_f$  の関係

### 3-5 考察

Fig. 5 にみられる相似則について少し考察してみる。Fig. 5 の番号7の広島空港のデータについては、小林ら<sup>7)</sup>が解析している。この現場は三層地盤であるが、両端の層は  $C_u$  が大きく、通常の標準圧密試験では  $C_u$  を過小評価することに注目し、彼らは層厚を大きくした試験を行ない  $C_u$  の正しい値を推定し、さらに地盤の不均一性を考慮するため差分法による一次圧密解析を行なったところ、実測データに非常に近い沈下時間曲線が得られたと報告している。また、Fig. 5 の番号12, 13, 14, 15, 22 のデータは、Lewis et al.<sup>17)</sup> が解析したものである。彼らは、圧密試験のような小工体試体では、実際地盤のもう自然の透水構造 (natural drainage structure) をうまく測れないばかりでなく、サンプリング時の乱れなどの影響もあって、 $C_u$  が過小評価されると考え、地盤の各層で現場透水試験を行ない、これによって求めた現場透水係数と圧密試験から求めた体積圧縮係数  $m_v$  から  $C_u = k/m_v \alpha_w$  によって  $C_u$  を求めた。彼らは、この現場修正  $C_u$  とでもいうべきものを用い、さらに地盤の不均一性を考慮するために数値解析によって解析し、現場データに非常に近い計算結果を得ている。

ところで、(9)式において  $i \neq 2$  のときは、(9)式のような  $C_u$  についての相似則が成立しなればならないことは、すでに述べたとおりである。しかし、本来明確な物理的意味をもっているのは、透水係数と体積圧縮係数  $m_v$  であり、圧密



係数  $C_v$  は 2 水から  $C_v = k/m_v \cdot \gamma_w$  2 定義されいるにすぎない。したがって  $n > 2$ ,  $C_v$  についての相似則の意味をわかりやすくするために、 $k$  と  $m_v$  に戻り 2 考える必要がある。3-1 と同様に 12,  $K_{cv} = K_k / K_{m_v} \cdot K_{\gamma_w}$  とするが、 $K_{\gamma_w} = 1$  とあるから、 $K_{cv} = K_k / K_{m_v}$ , すぐわかる。

$$\frac{C_{vm}}{C_v} = \frac{k_m}{k} / \frac{m_{vm}}{m_v} \quad (10)$$

となる。1 から、沈下量については計算値と実測値が比較的よく合うという多くの事例から  $m_{vm} \doteq m_v$  とみれば、(10) 式より

$$\frac{C_{vm}}{C_v} = \frac{k_m}{k} \quad (11)$$

となり、 $C_v$  の相似則は、主に透水性係数の相似則であることがわかる。

前述の小林らや Lewis et al の解析は、このことを裏付けているように思われる。ただし、彼らは地盤の不均一性を同時に考慮して実測データを説明しているから、彼らのデータにみられる相似則は、透水性の相似則だけではない。

一オ、道路公団のデータの解析において、ファイルサンプリングでみつけられたサンドシームの排水効果を考慮した計算結果が実測値とよく合ったという報告が持永<sup>20)</sup>によってなされているが、これなどは圧密試験では評価できない意味での natural drainage structure があり、水平方向への排水による沈下促進効果が見かけ上の一次元圧密の相似則にたって現われていることは、十分に考えられるところである。

#### 4. 参考文献

- 1) 稲田, 土質基礎工学ライブラリー 13 (土質工学会編), 1977
- 2) 網干, 土と基礎, Vol. 21, No. 4, 1973
- 3) 中瀬ほか, 土と基礎, Vol. 21, No. 11, 1973
- 4) 三笠, 第 19 回土質工学シンポジウム論文集, 1974
- 5) 網干, 第 19 回土質工学シンポジウム論文集, 1974
- 6) Schiffman ほか, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964
- 7) 例えは: 小林ほか, 第 19 回土質工学シンポジウム論文集, 1974
- 8) 網干ほか, 第 8 回土木学会講演概要集(オ3部門), 1973
- 9) Berre ほか, Geotechnique, Vol. 22, No. 1, 1972
- 10) Samson ほか, Canadian Geotech. Journal, Vol. 9, 1972
- 11) 三笠, 土と基礎, Vol. 12, No. 3, 1964
- 12) 土木工学ハンドブック, 7 (上巻), 1963
- 13) 稲田ほか, 土と基礎, Vol. 25, No. 9, 1977
- 14) Root, HRRB, Bulletin 173, 1958
- 15) 安達ほか, 土と基礎 Vol. 10, No. 4, 1962
- 16) Darragh, Proc. ASCE Vol. 90, No. SM5, 1964
- 17) Lewis ほか, Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 2, 1975
- 18) Lea ほか, HRR, No. 7, 1963
- 19) 室町ほか, 鉄道技術研究報告, No. 364 1963
- 20) 持永, 土質基礎工学ライブラリー 4 (土質工学会編), 1968

③ 泥炭地盤のセメント安定処理効果について

日本道路公団 札幌建設局  
 同 上  
 同 上

宮下 隆雄  
 栗原 則夫  
 ○伊藤 容三

§1 はじめに

日本道路公団札幌建設局は、北海道縦貫自動車道(札幌～岩見沢)を建設中であるが、当路線はその大半が石狩低湿地といわれ、水たまりの多い泥炭地盤上を通過している。現在、当路線の施工にあたって採用すべき対策工法の検討をすすめているが、泥炭層が地表部から存在する区間の対策工法の1つとして、セメント混合処理工法を考えている。泥炭地盤の改良工法としては、サンドパイルによる改良と杭支持形式が主流であるが、このセメント混合処理工法とは、セメントモルタルと軟弱土と共に強制的に攪拌混合し、軟弱地盤中に固結したパイルを或る間隔で多数造成する工法で、これは運輸省港湾技術研究所で開発した特許工法「深層混合処理工法」(混合杭として粒状の生石灰を用いる。)を基本とし、セメント系のスラリー状混合杭が使用できるように改善したもので、これを〇有特許として現在出願中のものである。

当路線のうち、この工法の適用を想定している地盤は上部に泥炭層と粘性土層の2層地盤が10m程度あり、その下部に中層砂層を介して地表面から深さ30mくらいまで粘性土と砂質土の交互層が発達しているところである。当工法により上部10mの2層の中に、強度(一軸圧縮強度:  $q_u$ )  $10^5 \text{ cm}^2$  程度のパイルを置換率50%になるように造成し、この2層をmassとして改良することになっている。

そこで、このような区間の代表的な地盤において、改良すべき泥炭層と粘性土層から資料を採取し、室内実験によって混合すべきセメント材料の種類および配合条件を検討したのち、現場において試験施工を実施した。本文は、その室内試験および試験施工の結果について報告するものである。

§2 室内試験

2-1 試験条件

・試験に使用した資料は、苫別市豊幌地区の本線ルート上の後述する試験施工実施地帯で採取した泥炭と粘性土で、その物性は表-1のとおりである。

・採取資料は、ソイルミキサーで表-2に示す種々の配合条件のセメントモルタルと約5%の攪拌混合し、供試体作成容器(φ5cm, h10cm)に詰めて、恒温恒湿条件で養生したのち、一軸圧縮試験を行った。試験は同一条件あたり2〜3個の供試体について2日強度を求めた。セメントモルタルは、本施工がポンプ車を使用

表-1 泥炭と粘性土の性質

	自然含水	比重	単位体積重量	強熱減量	備考
泥炭	800%	—	$1.0 \text{ t/m}^3$	4%	泥炭中の水のpH 4.5
粘性土	52%	2.68	$1.8 \text{ t/m}^3$	5%	

1. 打設しなればならない事を考慮して、ポンプ打設に必要なコンシステンシーが得られる範囲で出来るだけ水量が小さくなるように設定した。

表-2 室内試験におけるモルタル配合条件 (重量比)

セメントの種類	セメント C	砂 S	水 W	モルタル1m <sup>3</sup> 当りの セメント量	備考
普通ポルトランド セメント	1	4	1	354 kg/m <sup>3</sup>	セメントミルク
	1	3	0.6	428 "	
	1	2	0.5	636 "	
	1	1	0.4	913 "	
	1	0.7	0.35	1,073 "	
	1	0.4	0.35	1,222 "	
	1	0	0.35	1,498 "	
ケミコゾル	1	2	0.5	639 kg/m <sup>3</sup>	セメントミルク
	1	1	0.45	872 "	
	1	0.7	0.35	1,071 "	
	1	0.4	0.35	1,219 "	
	1	0	0.35	1,444 "	
高炉セメントB種	1	3	0.6	485 kg/m <sup>3</sup>	
	1	1	0.45	866 "	
普通ポルトランド セメント	5%	1	0.45	855 kg/m <sup>3</sup>	5%~20%は消石灰の普通ポルトランドセメントに対する重量比
セメント	10%	1	0.50	804 "	
消石灰	15%	1	0.55	759 "	
	20%	1	0.60	718 "	

## 2-2 試験結果

### 2-2-1 泥炭(ピート)

泥炭についての試験結果を、一軸圧縮強度  $q_u$  (21日強度) と泥炭に対するモルタルの容積比(投入比)及び、重量比の関係として図-1, 2に示す。また図-1は強度  $q_u$  と泥炭 1 m<sup>3</sup> に対するモルタルの容積比の関係であるが、図-1 (a)(b)(c) から同一セメント材料において、容積比が同じ場合セメント量の多いほど大きい強度が得られることがわかる。また図-1 (a) は普通ポルトランドセメントに消石灰を、セメントに対する重量比で 5, 10, 15, 20% 添加したもので作製したセメント砂比 C:S = 1:1 のモルタルで混合処理した試験結果を示しているが、(イ) 消石灰の添加により強度増加効果があること、(ロ) 強度増加効果は添加量が 15% くらいまでで、それ以上添加してもあまり効果がないこと、等がわかる。

一方、図-2は強度  $q_u$  と泥炭 1 m<sup>3</sup> の重量に対するセメントの重量比の関係であるが、図-2 (a)(b)(c) から同一セメントの種類では、強度はほぼセメント量のみによって決まることがわかる。とくに普通ポルトランドセメントとケミコゾルではセメントのみを混合した (C:S:W = 1:0:0.35 セメントミルク) 試験を実施しているが、いずれも他の配合と同程度の強度が得られており、こうした結果からモルタル中の砂は強度にほとんど寄与していない事がわかる。

図-3は各種のセメント材料のセメント砂比 C:S = 1:1 のモルタルの試験結果を

比較したものであるが、ケミコ201、普通ポルトランドセメント+消石灰(15%)高炉セメントB種、普通ポルトランドセメントの順に強度が大きい。

以上の室内試験により、セメント材料を用いて泥炭を  $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  前後の強度に固結できることがわかったが、その変形特性はどうであろうか。図-4は強度  $q_u$  と破壊ヒズミ  $\epsilon_f$  の関係を示している。強度が大きくなると破壊ヒズミは小さくなり  $q_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$  程度に固結すると  $\epsilon_f = 2 \sim 8\%$  程度になり、原地盤の泥炭はほとんど  $\epsilon_f > 15\%$  であるから、mass として改良された地盤の変形特性は非常に複雑になることが予想される。

### 2-2-2 粘性土

粘性土は、セメント混合により強度が増加することは従来の研究でも確認されている。ここでは施工条件を考慮して、泥炭に対するモルタル添加量の  $1/2$  を目安にして試験を実施した。試験はケミコ201、普通ポルトランドセメント+消石灰(15%)の2種類のセメント材料について行った。試験結果を同一のモルタルの泥炭の結果とあわせて、 $q_u$  と容積比との関係として図-5に示している。図からケミコ201では  $1/2$  のモルタル投入比でも粘性土の方が泥炭より大きい強度が得られているのに対して、普通ポルトランドセメント+消石灰(15%)では同程度の強度となっている。

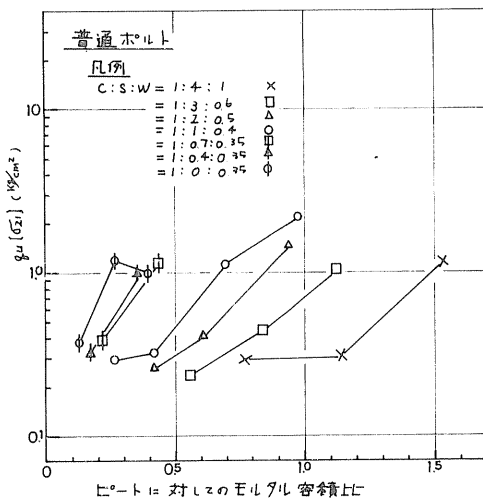


図-1 (a)

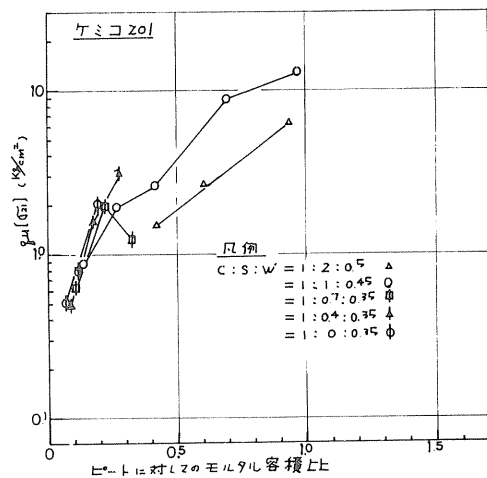


図-1 (b)

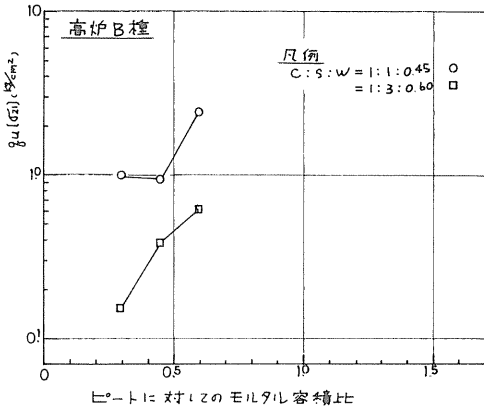


図-1(c)

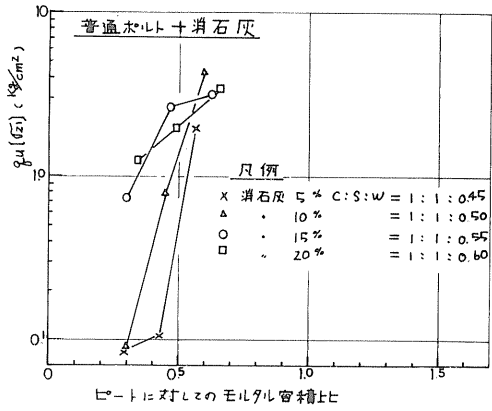


図-1(d)

図-1 強度  $f_u$  と泥炭に対するモルタルの容積比の関係

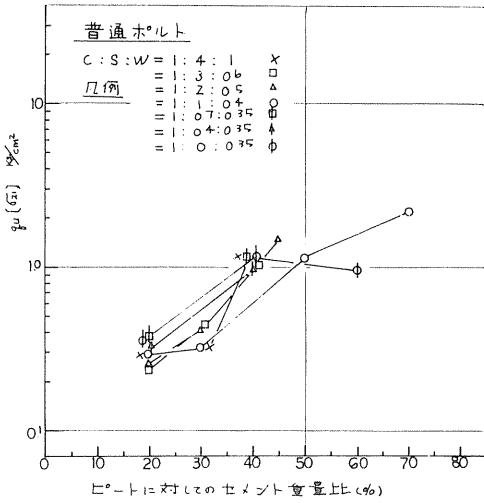


図-2(a)

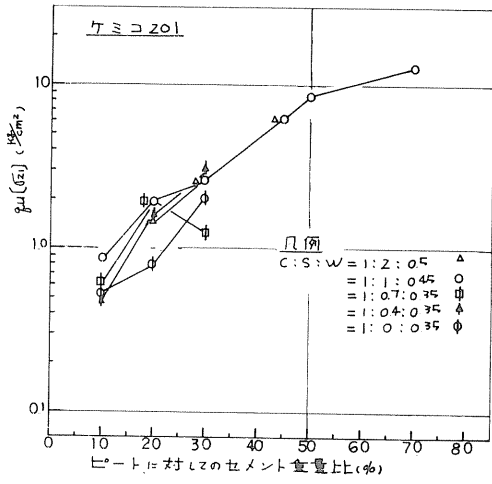


図-2(b)

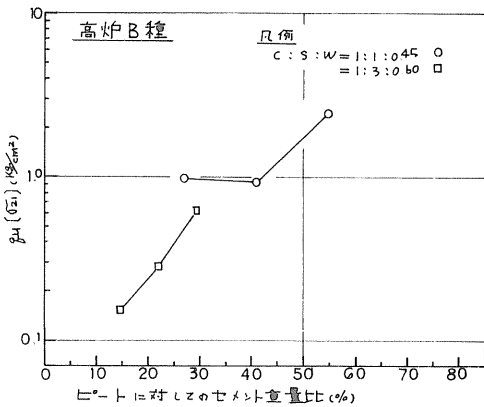


図-2(c)

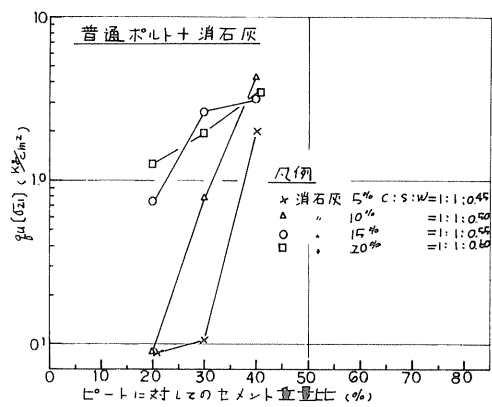


図-2(d)

図-2 強度  $f_u$  と泥炭に対するセメントの重量比

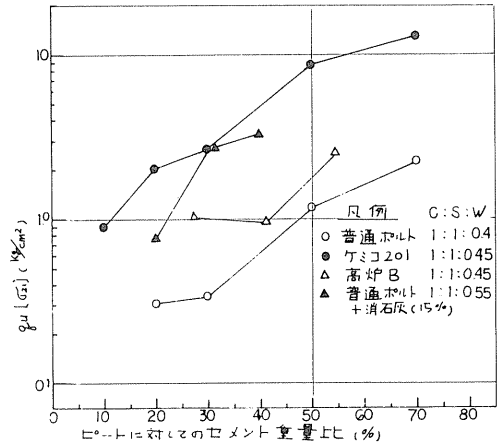
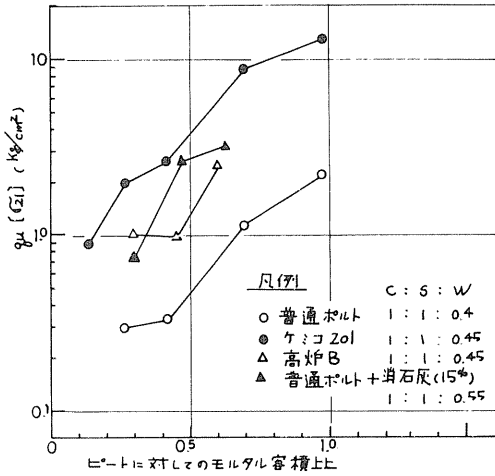


図-3 セメント石灰C・S=1:1モルタルの試験結果

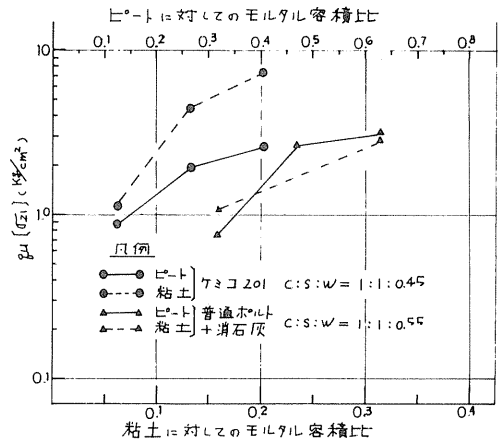
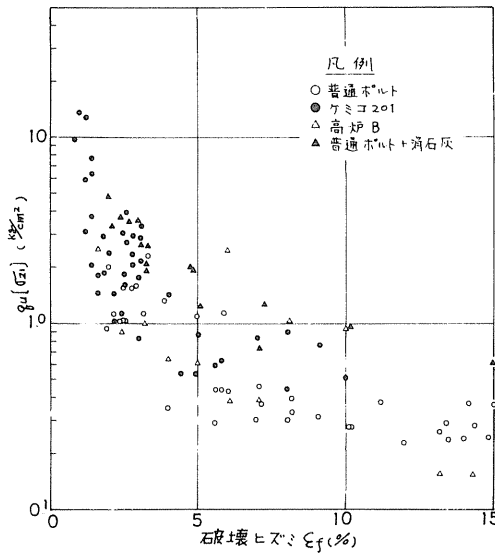


図-4 強度 $q_u$ ~破壊ヒズミ $\epsilon_f$ 図

図-5 粘性土に対する試験結果

3.3 試験施工

3.3.1 現場条件及び施工法

試験施工は、江別市豊幌の現在道央自動車道江別試験盛土工事を行っている場所で行った。当試験盛土工事の中に土処理工法として混合処理工法を計画しており、室内試験とあわせてその中詰モルタル材料の決定の基礎資料を得るために試験施工を行った。打設期日は、昭和52年7月18日から22日である。

試験施工場所の土質柱状図及び土性は図-6の通りで、地表から5.5mは含水比80%前後の泥炭で、その下位に砂の狭帯した粘性土があり、約12mの上位2層がある。この下にも粘性土・砂層の互層が続き全体として約30mの軟弱層が存在している。

混合処理工の機械構成は図-7に示す通りで、打設模式図は図-8の通りである。敷砂を1M厚にまき出し敷均した後軟弱土に機械を載せて敷砂の上から打設す

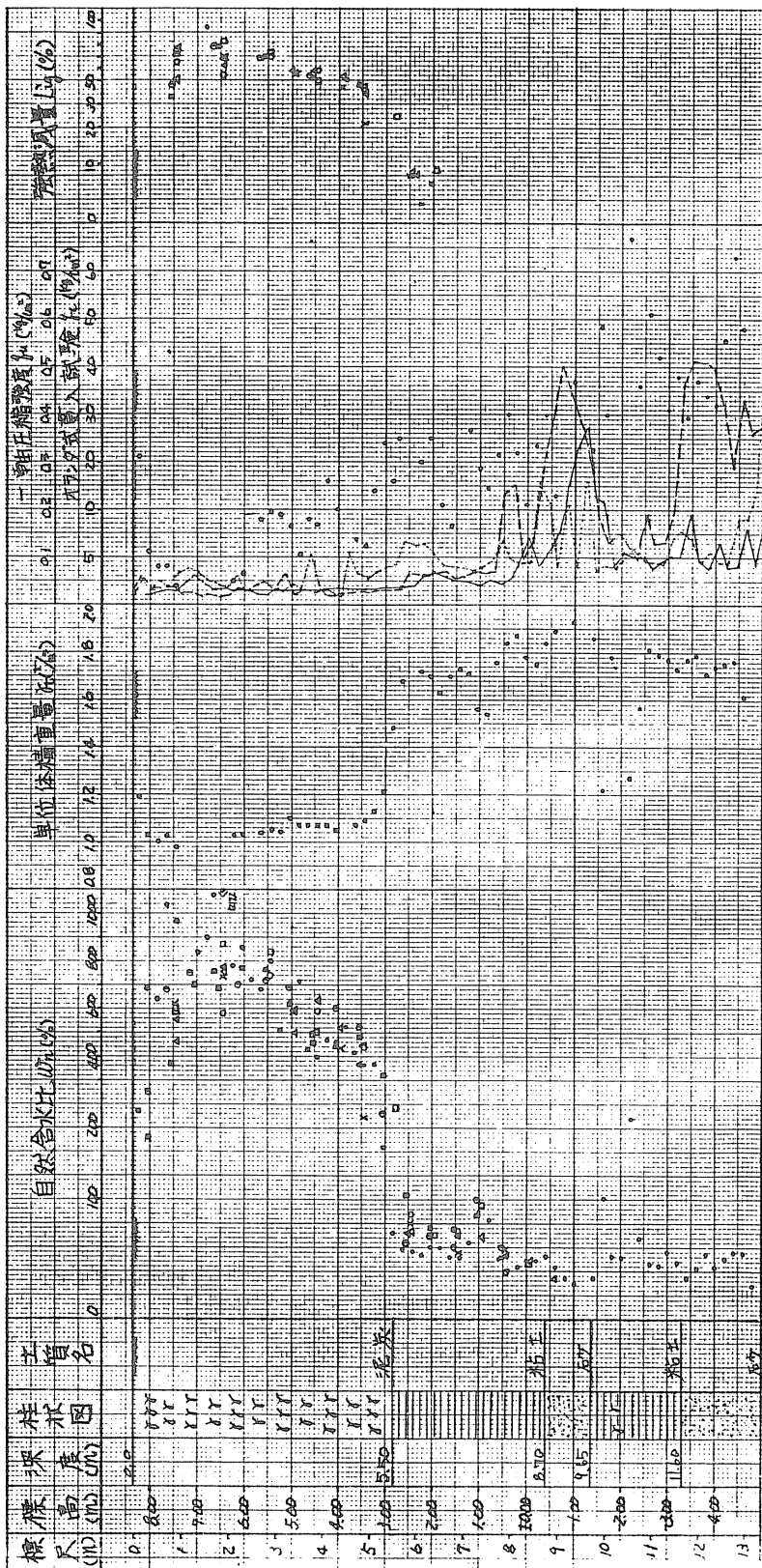
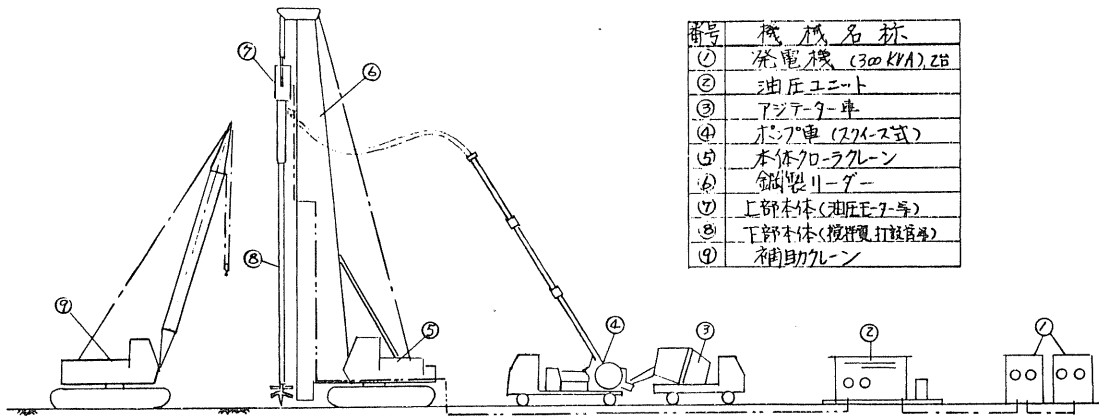


図-6 試験施工場所の土性図



番号	機械名称
①	発電機 (30kVA) 2台
②	油圧ユニット
③	アジター車
④	ホッパー車 (スクリーン式)
⑤	本体フレーム
⑥	鋼製リーダー
⑦	上部本体 (油圧式)
⑧	下部本体 (攪拌打設機)
⑨	補助フレーム

図-7 混合処理工機構成図

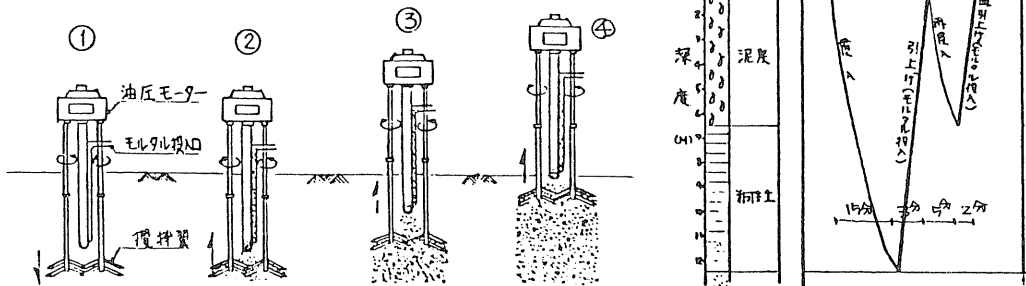


図-8 混合処理工打設模式図

る。パイプ長は暫定的に10mとし、取砂上面より11mの深さまで攪拌翼と回転させながら貫入し(①)、その後材料排水口よりモルタルを排出して(②)軟弱土と攪拌混合しながら原土盤まで一定速度で引き上げ(③、④)、さらに泥炭刃の部分57mmモルタル供給を停止して再貫入し、再びモルタルを排水しながら一定の速度で2度目の引き上げを行う。よって試験施工では泥炭の部分には粘性土部分に比して倍の投入量となっている。

### 3-2 試験条件

室内試験結果をふりえて、試験施工の条件を以下のようにした。

まず、モルタルを均一に攪拌混合するためにはある程度の投入比(容積比)が必要となること、また施工機械の能力、効率から言って投入比を泥炭に対して $0.2 \text{ m}^3/\text{m}^3 \sim 0.6 \text{ m}^3/\text{m}^3$ の範囲に13通り、この範囲で $f_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ が確保できるものとして、ケミコ201、高炉セメントB種を選定した。なお、室内試験の消石灰の強度増加効果を参考に、高炉B種④消石灰(15%)も試験施工するにとした。またセメント砂

表-3 試験施工の材料表

セメントの種類	配合	投入比(泥炭)
ケミコ201	C:S:W =1:1:0.7	0.20 $\text{m}^3/\text{m}^3$ 0.30 0.40
高炉B種④ 消石灰(15%)	1:1:0.7 <sup>B</sup>	0.30 $\text{m}^3/\text{m}^3$ 0.45 0.60
高炉B種	1:1:0.4	0.45 $\text{m}^3/\text{m}^3$ 0.60
高炉B種	1:3:0.6	0.45 $\text{m}^3/\text{m}^3$ 0.60



比も室内試験により C:S = 1:1 を中心に選定し、試験施工の内容と表-3のとおりとした。

### 3-3 試験結果

試験施工後行った調査内容は表-4に示す通りで、特に「強度特性」の調査は経時的な強度変化が把握できるように打設後、1, 2, 3週及び長期として60日経過時点で行った。本報値は室内試験との対応ということでは3週(21日)強度に注目して検討を加える。

表-4 試験施工の調査項目

項目	細目	試験
10%強度調査	強度特性	$q_u$ N値
	圧縮特性	圧縮試験
	攪拌の均性	N値 $L_{10}$
10%土状態		掘り越しテスト

混合処理パイル中の21日の  $q_u$ , N値は図-9に示すとおりである。各材料とも泥炭層の中央部で最も強度が小さく上下部で強度が出ており、粘性土では大きい強度がでてゐる。これは攪拌翼の貫入おまび引き上げにともなつて、泥炭の上部では敷砂材料と、下部では粘性土と泥炭とか混合されて品質が変わつたためと考えられる。このため泥炭についてはこの影響の少ない部分として深さ2.0mから4.5mまでの試験結果を用いて室内試験と比較する。

図-9より、泥炭と粘性土それぞれ投入比と一軸圧縮強度との関係はよとあるおいたのが図-10で、室内試験の結果の図-4と比較して以下ことがいえる。

まず、室内試験に比して強度の出なかったのはケミコ201であり、反対に強度が大きくなったのは高炉B種 C:S=1:1, B種 C:S=1:3であった。また、室内試

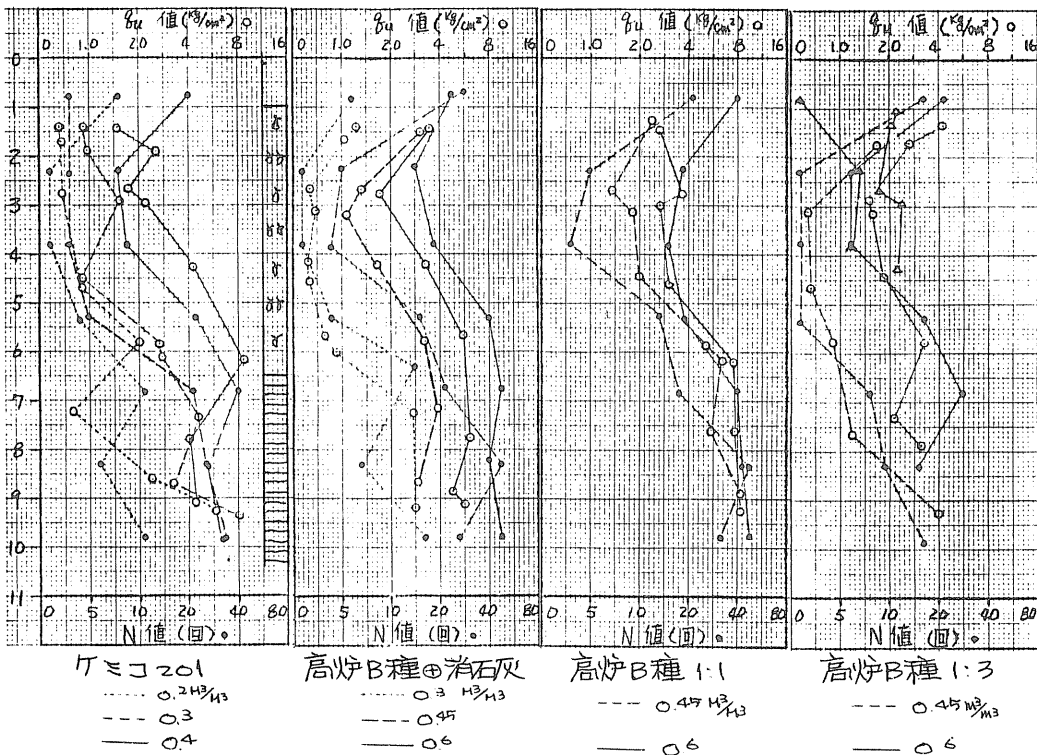
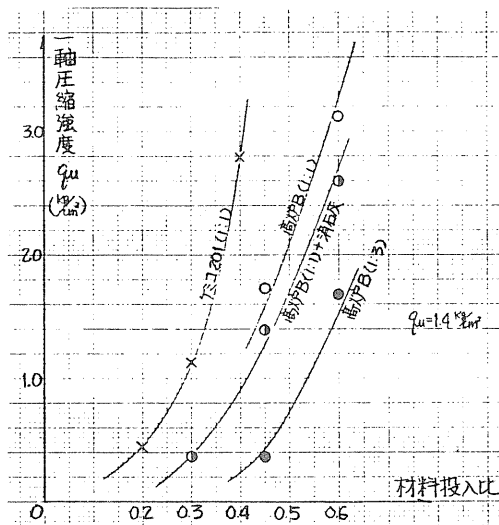
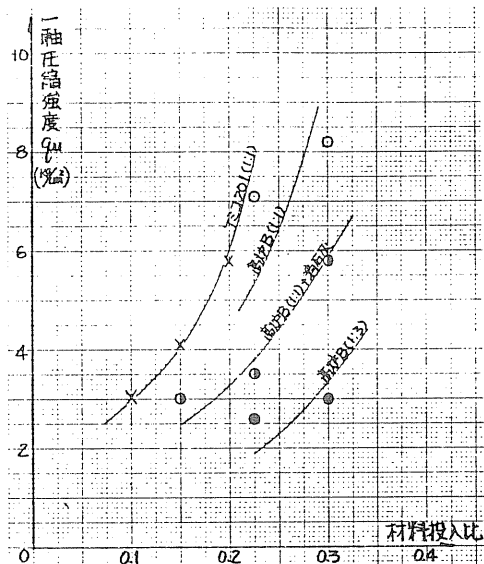


図-9 混合処理パイルの  $q_u$ , N値



(a) 泥炭



(b) 粘性土

図-10 試験施工における投入比～軸圧縮強度の関係

験では消石灰の添加が強度発揮に効果があった(セメント材料は普通ポルトランドセメントであり高炉セメントB種ではなかったが)にもかかわらず、試験施工ではその効果が認められなかった。

この原因としてやはりミコ201では室内試験ではC:S:W=1:1:0.49でミキサにかけたが試験施工ではこの水量では、やはりミコ201にかかりの吸水性がありホップ圧送までよく、やはり水量をふやしてC:S:W=1:1:0.7とした事が主な原因と考えられる。また高炉B種C:S=1:1, 1:3の強度発揮の原因として、室内試験では泥炭1m<sup>3</sup>に対して材料を投入して攪拌して投入比を定義したが、実際の試験施工では泥炭1m<sup>3</sup>の中に材料を何m<sup>3</sup>も投入しても出来上がった改良土はやはり1m<sup>3</sup>となるため、室内実験の投入比よりも実際はやはり高い投入比となる事等が考えられる。

一方粘性土においては、図-5に比してもほぼ同様の結果を示しており、高炉B種C:S=1:3だけでも充分にqu=1.0kg/cm<sup>2</sup>程度の強度は得られる。やはりミコ201は上記理由で水量がふえたにもかかわらず良い強度が出ているが、土本の改良パイロットには図-9の投入比泥炭0.2m<sup>3</sup>、粘性土0.1m<sup>3</sup>では他のものには強度にムラがあり、特に粘性土にそういう傾向が強いため、0.1m<sup>3</sup>くらいが均等に混ぜ合わせるための施工上の最少投入比と考える。

図-11として一軸圧縮試験の一覧図を掲げてあるが、一軸強度(qu)～破壊ヒズミ(ε<sub>f</sub>)～含水比(w)～単位体積重量(ρ<sub>f</sub>)の間には一般的に粘性土と同様の相関がみられ、原因は土質が泥炭である粘性土である混合処理パイロット材料は、強固に固結した粘性土とみなすことができる。破壊ヒズミε<sub>f</sub>は、室内試験と同様にqu=1.0kg/cm<sup>2</sup>程度に改良されたものはε<sub>f</sub>5%以下となっている。

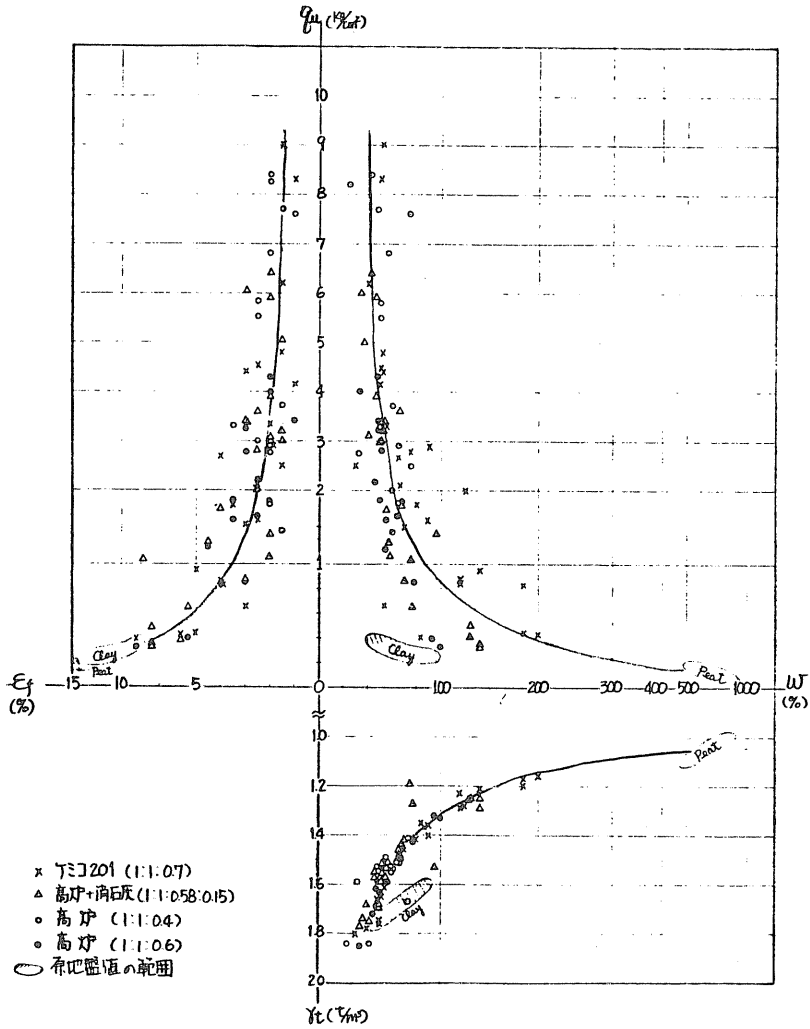


図-11 一軸圧縮試験結果の一覧図

#### §4 あとがき

泥炭地盤のセメント安定処理について室内試験及び試験施工を行ったが、泥炭も「固結できる」と判断した。以上の検討結果及び、経済性・施工性を別に考慮して江別試験盛土工率の混合処理方法の中詰モルタル材料としては、高炉B種C:3:W = 1:1:0.4を採用し、投入比は泥炭 $0.45 \text{ m}^3/\text{m}^3$ 、粘性土 $0.12 \text{ m}^3/\text{m}^3$ で泥炭は2度打ちとした。本打設は、9月中旬からはじめ11月下旬まで行なう410本全てを打設して現在冬期休止期間に入っており、来春から盛土工をほのめ現地盤より高さ6.5mまで盛り上げる予定である。

実際の盛土における処理地盤の挙動等については別の機会に報告する。

④ 軟弱地盤における盛土の破壊予知方法について

日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所 栗原 則夫  
同 上 ○野上 幸治

1 まえがき

軟弱地盤における盛土の設計施工にあつて、我々は、普通地盤の場合よりもはるかに詳細な土質調査や、安定・沈下解析にもとづいて設計し、入念な施工を行つてゐるにもかかわらず、予期せぬ破壊や過大な沈下に直面するという事態をしばしば経験する。そのため、工事工程や当初設計の大幅な変更を余儀なくせらるゝことも稀ではない。その場合でも、軟弱地盤における土工が工事全体の一部であるような場合には、軟弱地盤個所におけるトラブルを工事の全体計画の中で処理することも可能である。しかし、工事全体が軟弱地盤の土工のような場合には、軟弱地盤でのトラブルは、直ちに工事全体の工程や設計、さらには工費の大幅な変更につながつてくる。したがつて、軟弱地盤における盛土の施工にあつては、動態観測を中心とした施工管理によつてトラブルを未然に察知し、必要に対策を講じながら施工することが、普通地盤の場合とはくらべものにならないくらい重要な意味をもっている。しかも、大規模な軟弱地盤を対象とする場合には、動態観測が工事の生命を決定するといつても過言ではない。ここでは、主に大規模な軟弱地盤における盛土工事を対象として、その設計施工における動態観測の位置づけについて検討し、それと並行する施工管理の手段にとどめず、経済的かつ合理的な設計施工の有効な手段として活用する方法について説明する。そのためには必要に応じて盛土の破壊予知の方法についても提案する。

2 動態観測の位置づけ

軟弱地盤における盛土の建設に限らず、一般の土木構造物の建設において、設計時に予測した構造物の挙動と実際のそれとの不一致が工事的に許用される範囲を越えるという事態はしばしば起る。そのため、工事の途中で事故を起したり、不安定な構造物をつくつたりする。反対に、過大な安定性を見込んで不経済な構造物をつくつてしまうこともある。このように予測と実際が一致しないのは、我々の行う設計施工の過程に多種多様な不確実性が入り込んでくるからに他ならない。このように設計から施工までの過程を概観すれば、図-1のように模式化して説明してゐる。この各過程において入り込んでくる一つ一つの不確実性について限られた情報をもとに設計者は、あらかじめその決定を下し、構造物の完成というゴールを目指すがゆゑである。

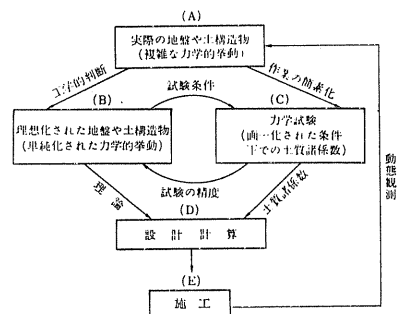


図-1 実際現象と設計の関係

る。したがって、構造物の設計施工とは、不確実性に関する情報をもとにして決定するわけを予測の過程といえる。よりよい予測を行なうためには、いかにして有効な情報を得るか、そしてそれを活用し得るかとうかが、キーポイントになる。さて、情報には、土質調査や土質試験の結果、さらには同種の設計施工の例などから得られる情報のように設計時に得られるものと、施工中、施工後の動態観測結果やネットワークホーリングの結果などから得られる情報のように設計後に得られるものがある。設計時に得られる前者の情報を活用していかに正確な予測を行なうかという点は、まさに土質工学の中心課題である。しかし、軟弱地盤上の盛土の設計にあたって、現在の土質工学を用いて我々の得る予測は、また非常に不正確といわれるを得る。一方、後者の情報は、実際の挙動に関する情報であるから、設計時に残された不確実性についての新しい手掛りを与えてくれるものである。したがって、設計時の不正確な予測を施工時の情報によって逐次修正しながら施工してゆくことができれば、より経済的かつ合理的な設計施工が可能となる。こうした観点から、動態観測を単に構造物の実際の挙動が安全側にあることを確認するという施工管理的手段にとどめず、そこから得られる情報によって当初設計を檢討し直り、より合理的に行い得るならば、施工中の設計変更も避けられないという積極的な立場がでてくる。とくに盛土のような土構造物は、橋梁のような構造物にくらべれば、施工中の設計変更が容易であるからこのように積極的な立場に立つた施工が非常に有利なケースといえる。実際の軟弱地盤上の盛土の施工においては、多少の欠陥が動態観測による施工管理に依存し直り得るという現状であるが、この状態をさらに一歩すすめて、動態観測によって得られる情報をもとに系統的に施工をコントロールしてゆくとする試みが「情報化施工」の名で実証に移されてある。

### 3. 軟弱地盤における盛土の情報化施工の考え

軟弱地盤における盛土の情報化施工の主要な内容は、盛土を安定かつ経済的に施工するための系統的な方法であり、得られるデータを施工上有効な情報に処理する手法とそれを組み込んだ施工システムを含むものである。

さて、盛土を安定に施工するためには、不足する地盤の支持力を何らかの方法で確保することが必要である。そのため各種の軟弱地盤対策が実施されるが、盛土荷重を杭などで直接支持するよう特殊な工法を除けば、地盤の支持力を圧密排水による強度増加によって確保しようとするのが、その基本的な原理である。したがって、軟弱地盤上の盛土の施工は、盛土の施工速度をコントロールしながら、盛土荷重に見合う地盤の支持力を確保しつつ実施するのが、一般的な方法である。この点で軟弱地盤における盛土の施工上、盛土速度の管理は非常に重要である。図-2は、東京高速道路の軟弱地盤で施工された盛土の計算安全率と平均盛土速度の関係を表わしている。過去の実績によれば、軟弱地盤における盛土の適正な盛土速

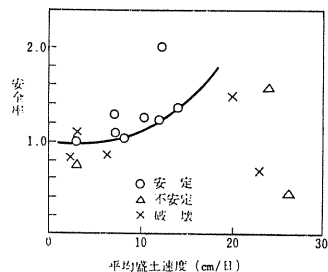


図-2 安全率と盛土速度の関係

度は5%以下といわれているが、図-2からわかるように、盛土が5%以上に回ると、安全率が大きくても破壊し下り不安定に戻り下りする事態が生じている。以上のことから、軟弱地盤における盛土の情報化施工は、動態観測によって得られる情報をもとに盛土の安定、不安定を予測することによって、盛土の速度を適正にコントロールしながら施工することが基本となる。もちろん、動態観測からの情報による予測が不正確で、盛土速度のコントロールだけでは盛土の安定を確保できなくなるケースも十分にあり得るから、そういった場合を想定して、盛土荷重の軽減や押え盛土の施工後の対策も情報化施工の計画の中に組み込んでおく必要がある。

#### 4 盛土の破壊予知の方法

情報化施工の可否は、盛土の安定は破壊の予知がとままで定量的にできるかにかかっている。地盤の強度変化を時々刻々測定すると同時に、地盤内の応力の状態も測定し、支持力に対して荷重が具合っているかどうかチェックできるならば、それがもっとも直接的であり、有効な方法であるが、現状では、それは実際上不可能といっている。一方、盛土の次下や地盤の変位は、測定も容易であり、データも豊富にとれるから、盛土の安定、不安定を次下や変位から予測できるは非常に好都合である。さて盛土による地盤の変形は、圧密変形とせん断変形（いわゆる側方流動）という性質の異なる変形が複雑に組み合せて生じる。これらの変形の特性を定性的に示すと、図-3のようである。一般的にあって、圧密変形の進行にくらべてせん断変形が過大になるときは破壊へつかり、逆の場合は安定である。こうした挙動は、実際の地盤の変形上はつぎのよう傾向としてあらわされる。すなわち、盛土の次下にくらべて相対的に側方地盤の外側への変位が大きく、隆起も生じる場合は、破壊へ向う傾向であり、次下が大きくても側方地盤の外側への変位が相対的に小さければ、あるいは逆に内側へ変位する場合は、安定の傾向である。

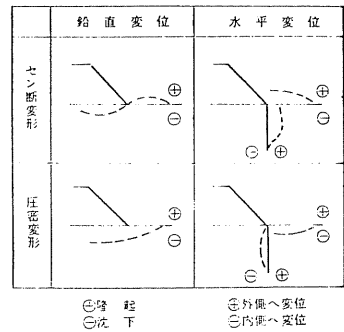


図-3 地盤の変形の概念図

#### 4-1 破壊予知の方法

定量的に盛土の破壊予知の方法の一つとして、松尾ら<sup>3)</sup>によって図-4のよう反管埋図が提案され、その有用性が実証されている。ここでは、彼らの提案に従ってその方法を紹介しよう。

図-4において、 $d$ は盛土中心部の鉛直次下量であり、 $\delta$ は盛土のり尻部の水平変位量である。彼らは、数多くの盛土の施工例のデータを図-4のように $d \sim \delta$ 関係のプロットしたところ、盛土や地盤の条件が各々異なるにもかかわらず、ほとんどの破壊例は、図中の実線を示した一つの曲線の付近で破壊しており、安定であった施工例では、 $d \sim \delta$ 関係がこの曲線の内側にとどまっているという重要な発見をしたのである。すなわち、 $d \sim \delta$ 関係の軌跡（彼らはこれを変位曲線と呼んでいる）

は、破壊例の場合には、施工とともにこの曲線に接近してゆき、この曲線に到達すると破壊しているのに対して、破壊しない例の場合には、施工直後に一時的にこの曲線に近づきはするものの、その後はこの曲線から遠ざかる傾向となり、最終的にはこの曲線の内側でとまっています。非常に粗い議論をするとき、沈下量 $d$ は圧密沈下と側方流動の両方によって生じ、水平変位量 $\delta$ は側方流動を反映する量といえるから、 $\delta/d$ が増加して図-4の曲線に近づくとすることは、側方流動が圧密沈下より卓越していることと互を意味し、逆に $\delta/d$ が減少してこの曲線から遠ざかるということは、圧密沈下が側方流動より優勢であることを意味しているといえるであろう。このように、図-4の曲線は、破壊基準線とも呼べるもので、施工中の変位曲線( $d \sim \delta/d$ 関係のプロットの軌跡)とこの基準線の位置関係を追跡することにより破壊予知が可能となる。なお、厳密には、破壊基準線は一本の曲線とはならずある幅にあると考えた方がよいか、その幅は小さく実用上は図-4の一本の基準線で十分である。

ところで、図-4の破壊基準線は、この付近で盛土は最終的に破壊するという線であるから、実際の施工で変位曲線がこの線に到達して破壊するものが確認できたとするのは、施工管理にほらほらなのである。実用上は、この線にどれくらい近づいたら危険なかが、あるいは施工途中で破壊までにどの程度余裕があるのか、といった指針が与えられなければならない。すなわち、施工中の盛土の安全の程度を確認しほらほら、もし破壊の兆候があらわれれば、最終的に破壊に至らしめらるる間に適切に処置がとれるだけの余裕が与えられるべきである。多くの破壊例によれば、最終的に破壊に至る前には、盛土表面にフラックが入るほらほらとして破壊の兆候があらわれているが、それらの時点では、変位曲線はいずれもまだ破壊基準線に到達していない。しかし、盛土表面にフラックが發生するということは、盛土の破壊の兆候であり、そのまま盛土を続けると破壊してしまう危険な状態であって、実際の施工では、盛土作業を直ちに中止しほらほら状態である。

この点についての要請にこたえるために、松屋ら<sup>4)</sup>は、実測と数値計算データの検討をもとに、図-4の破壊基準線のほかに図-5のようないくつかのコンターを提案している。図-5において、 $P_j$ は施工途中の任意の段階における盛土荷重で、 $P_f$ は破壊時の盛土荷重であり、図中のコンターの数字は $P_j/P_f$ の値である。したがって、図-5の $P_j/P_f = 1.0$ のコンターは、破壊時に対応するものであつて、図-4の破壊基準線と同じものであり、また、たとえは $P_j/P_f = 0.8$ のコンターは、変位曲線がこのコンターに到達するときは、盛土荷重が破壊荷重の約80%のときであることをあらわしている。松屋ら<sup>4)</sup>は、室内のクリープ試験と数値計算の結果から、破壊荷重の80%の荷重のもとで、変位曲線は、図-5の $P_j/P_f = 0.8$ のコンター付

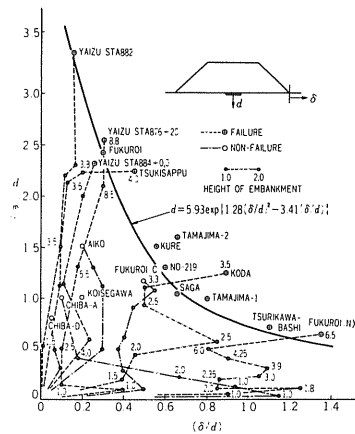


図-4 ( $d \sim \delta/d$ )管理図  
(松屋<sup>3)</sup>による)

近から破壊基準線へ接近し、 $P_j/P_f = 0.9$  のコンター付近に到達すると破壊の兆候があらわれると説明しており、そのことは、実際の盛土の破壊例の現象にもよく合うと指摘している。なお、彼らは、図-5 の各コンターの実験式として表-1 を与えている。

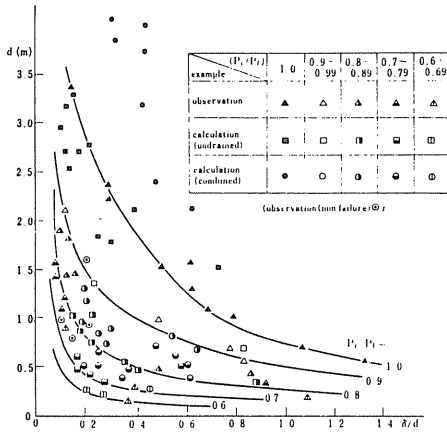


図-5 ( $d \sim \delta/d$ ) 管理図における  $P_j/P_f$  のコンター (松尾らによる)

$(P_j/P_f)$	a	b	c	range of $(\delta/d)$
1.0	5.93	1.28	-3.41	$0 < \delta/d \leq 1.4$
0.9	2.80	0.40	-2.49	$0 < \delta/d \leq 1.2$
0.8	2.94	4.52	-6.37	$0 < \delta/d \leq 0.8$
0.7	2.66	9.63	-9.97	$0 < \delta/d \leq 0.6$
0.6	0.98	5.93	-7.37	$0 < \delta/d \leq 0.6$

$d = a \exp \{ b(\delta/d)^2 + c(\delta/d) \}$

表-1  $P_j/P_f$  のコンターの実験式 (松尾らによる)

#### 4-2. 岩見沢試験盛土の奥測データによる検討

前節の破壊予知の手法を基に、日本道路公団札幌建設局が実施した道央自動車道岩見沢試験盛土工事の実測データを破壊予知の観点から詳細に検討してみよう。岩見沢試験盛土は、昭和50年7月から昭和52年8月までの工期で、北海道岩見沢市下志文町の本線上で構築された。ここで検討するデータは、昭和51年5月から12月までの盛土工事に伴うものである。試験盛土は、石狩川の後背湿地として生成された泥炭性の軟弱地盤で、その土質柱状図および土性は、図-6 に示すとおりである。地盤は、泥炭と粘性土の互層から成っており、層厚は13~16mで、サンドシームを含めて中間砂層は全く存在しない。泥炭層は、含水比200~600%の未分解繊維質のもので、多ク圧縮されている。また粘性土層は、有機質で、いすれも液性限界よりも高い自然含水比を有している。当地区に、図-7 に示すような六

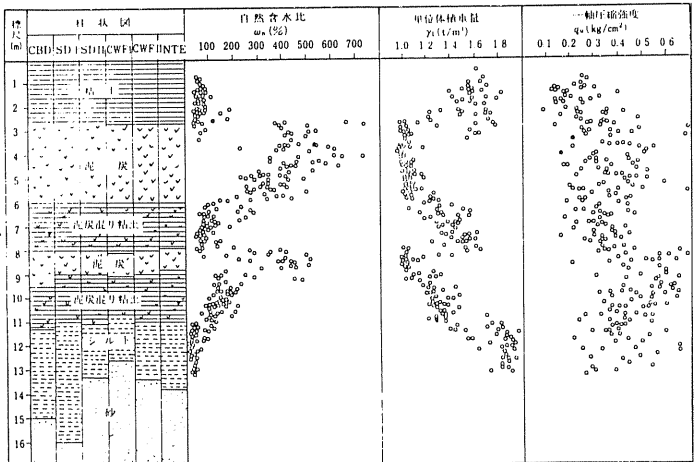


図-6 土質柱状図

①CBD区間、②SD I区間、③SD II区間、④CWF I区間、⑤CWF II区間、⑥NTF区間の断面および平面図

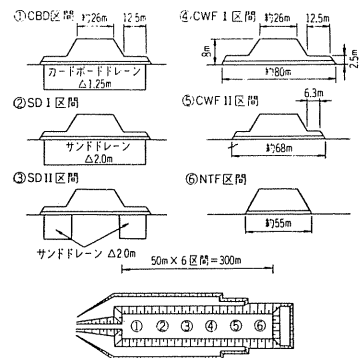


図-7 盛土の断面および平面図



アの試験区間が、1区間延長50mを計300m施工された。地盤処理工、区間配置、盛土形状などの概要は、図-7に示すとおりである。

(1) 1次盛土期間

昭和50年末に敷砂工(厚5m)および地盤処理工(カードボードドレーンおよびサンドドレーン)を施工し、昭和51年5月末より盛土工を開始した(1次盛土)。盛土の施工は、1層30cmまき出しで、1日1区間ずつ仕上げる方法となり、全区間同じ速度(8<sup>g</sup>cm/日)で立ち上げていった。盛土高約5mまで立ち上げた7月23日にまずSDI区間の盛土天端にヘアークラックが見えた。直ちに全区間の盛土を中止し、クラックの動きを含めて変位関係の計器を中心に測定頻度を増して観測を続けていたところ、2日後に隣りのSDII区間にもクラックがあらわれた。また、SDI区間のクラックが発達して、その一部がCBD区間まで入り込んだ。この間、CBD区間は、側方地盤の変位がSDI区間以上に顕著で、盛土は不安定な状態になっていると推定された。そこで、CBD区間とSDI区間について盛土を各々40cmと70cm除去するとともに、SDI区間とSDII区間の境界に横断方向のトレンチを敷砂層まで掘削して、縁切りを行なった。

この1次盛土中の地盤の挙動を図-8( $d \sim \delta/d$ )管理図上でみてみよう。図の $d, \delta$ は各区間の盛土開始直前の値を0としており、敷砂工による次下、変位は除外している。また、側方地盤の変位は全区間とも盛土左側の方が大きく、この傾向は最後まで変わっていない。したがって、 $\delta$ としては、

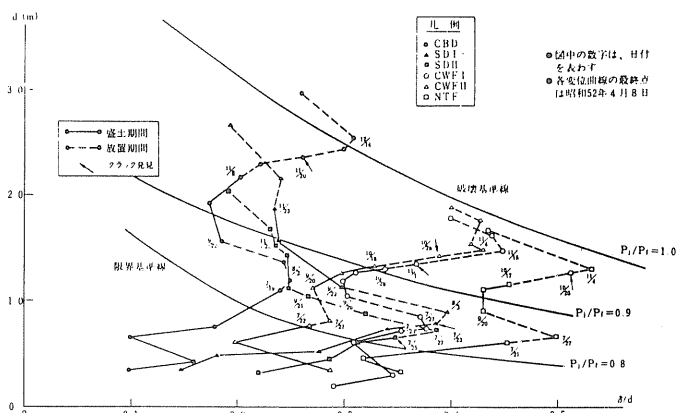


図-8 岩見沢試験盛土における( $d \sim \delta/d$ )管理図

各区間の盛土左側ののり付近の最大水平変位量を示す変位杭(のり付から約3mの位置)のデータを用いている。なお、図-8において、各変位曲線の実線部分は盛土期間中を、点線部分は放置期間中を、それぞれ表わしている。

図-8からわかるように、盛土開始とともに $\delta/d$ が増加し、各変位曲線は、破壊基準線へ向って接近している。SDI、SDII面区間にクラックが見えた時点は図中に矢印で示してあるが、破壊基準線にはまだ到達しておらず、図-5で示された $P_1/P_2 = 0.8$ と $0.9$ のコンターの間にある。一方、図-9は各区間の水平変位速度 $\Delta\delta/\Delta t$ の時間的変化を示している。盛土高の時間的変化は、繁雑さを避けるため、SDI区間とCWF I区間のものしか示していないが、他の区間もほぼ同様である。盛土左一層施工すると、その日に $\Delta\delta/\Delta t$ はピーク値を示し、以後減衰してゆく傾向がよくあらわれている。この図-9でSDI、SDII両区間にクラックが見えた時点を見ると、 $\Delta\delta/\Delta t$ はほぼ2cm/日となっている。この値を盛土の破壊はいし不安定の状

候を示す一つの指標とすると、仕の区間でも $\Delta\delta/\Delta t$ が $2\text{cm}/\text{日}$ に達するが、あるいはそれに近くもなっている時点があり、仕工中の盛土の状況はとから判断して、クラックを発生させたものが、ハナ水もらD区、SDⅡ区間と同様に、この1次盛土によって不安定な状態に達したと推定される。

### (2) 放置期間

CBD、SDⅠ両区間の盛土荷重軽減とトレンチによる緑切りを仕工した後、世盤の安定を回復させるため、9月中旬まで放置期間に入った。この間の挙動を図-9をみると、1次盛土の最終盛土後数日間、仕の区間の変位曲線も破壊基準線へ接近する傾向が継続しているが、その後 $\delta/d$ が減少しはじめ、変位曲線は反転して左側へ動き出している。以後放置期間中は、同じ傾向が続き $\delta/d$ は減少する一方であるが、この放置期間中の $\delta/d$ の減少量は、SDⅠ、SDⅡ両区間で著しくことかわかる。また、図-9をみると、8月以降、CBD、SDⅠ、SDⅡ、CWFⅠの各区間は変位杭の動きが止まっている。 $(\Delta\delta/\Delta t=0)$ のに対して、CWFⅡ、NTF両区間は必ずかつつ動いているのが特徴的である。

### (3) 2次盛土期間

9月中旬、再び盛土を開始した(2次盛土)。この2次盛土では、1次盛土よりも盛土速度を落し( $4.4\text{cm}/\text{日}$ ) 施工管理方法としては、1次盛土の後半、とくにクラックが発生させた前後の各種計器のデータを詳細に検討した結果、定量的には $\Delta\delta/\Delta t=2\text{cm}/\text{日}$ と管理基準とすることとした。同時に図-8の $d-\delta/d$ 関係(変位曲線)が破壊基準線へどのよう接近の仕方をするかを注意することにした。また、盛土再開後(2次盛土)の挙動を図-8をみてみよう。まず図から、盛土再開後の変位曲線の傾向には、世盤処理区間と無処理区間と明らかな差異があることかわかる。すなわち、CBD、SDⅠ、SDⅡの各区間では、盛土を再開しても依然として $\delta/d$ は減少傾向を続けている(とくにSDⅠ、SDⅡの両区間は、2次盛土の最後まで減少しつづけている)のに対して、CWFⅠ、CWFⅡ、NTFの各区間は、盛土再開後も $\delta/d$ は増加傾向へ転じ、変位曲線は破壊基準線へ接近しはじめている。10月中旬、まずCWFⅡ、NTF両区間の $\Delta\delta/\Delta t$ が $2\text{cm}/\text{日}$ を、しそれに近い値に達したため(図-9参照)、両区間の盛土を中止した。その後仕区間についてはそのまま盛土を継続していたが、10月28日にCWFⅠ区間を1層仕工したところ、盛土を中止していたCWFⅡ、NTF両区間の盛土先端面にヘアクラックが発生し、つづいて数日後にはCWFⅠ区間にも発生させた。図-9をみると、10月28日の仕工でCWFⅠ区間の $\Delta\delta/\Delta t$ は $2\text{cm}/\text{日}$ を大きく越えており、CWFⅡ、NTF両区間もこの日に $\Delta\delta/\Delta t$ が増加かわられる。こうした挙動は、CWFⅠ区間の仕工がCWFⅡ、NTF両区間に影響していることを

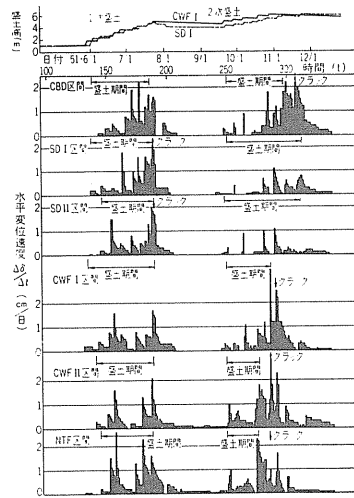


図-9 岩見沢試験盛土における $\Delta\delta/\Delta t$ の時間的变化

示している。一方、処理区間のうちCBD区間は、10月下旬より $\delta/d$ が増加傾向へ転じ、11月8日の $\Delta\delta/\Delta t$ が $2\text{cm}/\text{日}$ を越えたため盛土を中止した。SD I、SD II両区間は、依然として $\delta/d$ が減少傾向を続け、 $\Delta\delta/\Delta t$ も $2\text{cm}/\text{日}$ に達しないので盛土を継続し、11月下旬、所定の盛土を完了して冬期の休止期間に入った。この間、11月26日に盛土を中止していたCBD区間の $\Delta\delta/\Delta t$ が $2\text{cm}/\text{日}$ を越え、クラックが発生した。これは隣りのSD I区間やSD II区間の $\delta/d$ による影響と考えられる。図-8をみるとCBD、CWF I、CWF II、NTFの4区間の変位曲線は、いずれも破壊基準線付近に到達しているが、SD I、SD II両区間の変位曲線は、まだ基準線に達していない。以上のような挙動を総合判断して、CBD、CWF I、CWF II、NTFの4区間は、二次盛土によって破壊寸前の状態に達したと推定された。

#### 4-3. 破壊予知の方法についての考察

これまで、松尾らによって提案されている破壊予知の方法について述べ、岩見沢試験盛土へ適用した結果について説明してきたが、ここでは、それらにもとづいて破壊予知の方法について若干の考察を行ってみたい。岩見沢試験盛土の1次盛土終了時には、すべての区間が不安定な状態に陥ったと推定されたが、それらの時点は、図-8の上では $P_1/P_2 = 0.3 \sim 0.9$ のコンターの間にあつた。そこで、二次盛土で破壊寸前になったと考えられる4区間について、そのときの盛土荷重を破壊荷重 $P_2$ にほぼ等しいとして、1次盛土終了時の荷重 $P_1$ との比を計算すると、CBD、CWF I、CWF II、NTFの各区間で $P_1/P_2$ は、各々 $0.25$ 、 $0.32$ 、 $0.36$ となつている。このことは、変位曲線が $P_1/P_2 = 0.8$ のコンター付近にくる時点は、盛土荷重が破壊荷重の約80%の状態であるという松尾らの指摘<sup>4)</sup>を裏付けるものである。したがって、実用上は、破壊基準線のほかにもう一本 $P_1/P_2 = 0.8$ のコンターを限界基準線として考えておけばよいと思われる。すなわち、この限界基準線の意味は、変位曲線がこの基準線に到達したら破壊の兆候があらわれ、そのまま盛土を継続すると、変位曲線が破壊基準線まで達して最終的に破壊を生じるというものである。しかし、この限界基準線は、岩見沢試験盛土の結果からわかるように1本の曲線ではなく、破壊基準線と同様、幅をもつて考えられる。一方、岩見沢試験盛土のデータから、破壊は、し不安定な兆候は、のり尻付近の変位杭の水平変位速度、 $\Delta\delta/\Delta t$ にも敏感にあらわれることがわかった。すなわち、 $\Delta\delta/\Delta t = 2\text{cm}/\text{日}$ を越えると、破壊の兆候が現れている。そこで、この $2\text{cm}/\text{日}$ とい

う値が一般的に基準値と取り得るかどうかを検討するにため、他の $\delta/d$ データについて検討してみよう。図-10は、他の $\delta/d$ データも含めた $\Delta\delta/\Delta t$  ~

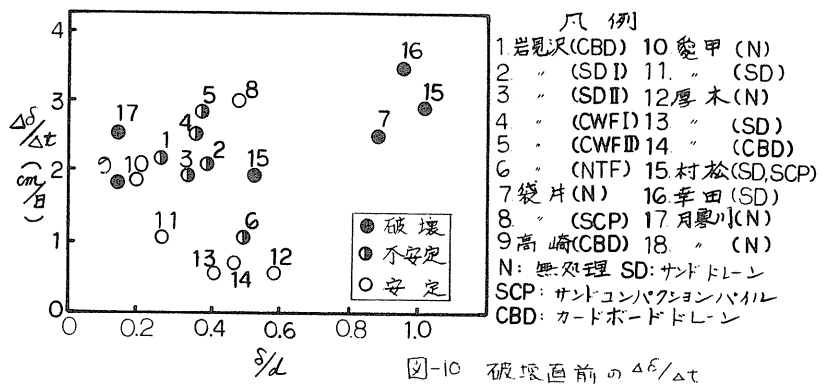


図-10 破壊直前の $\Delta\delta/\Delta t$

$\delta/d$  関係のプロットである。破壊したケースでは  $\delta$  が急増しはじめた時点、不安定のケースはクラック面との接触が見え始めた時点、そして安定のケースは施工中に  $\Delta\delta/d$  が最大となった時点の、 $\Delta\delta/d$  と  $\delta/d$  の値を、各々プロットしてある。図-10において、不安定な、し破壊したケースでは、 $\Delta\delta/d \geq 2\text{cm}/\text{日}$  となっており、破壊の兆候を知る基準として  $\Delta\delta/d = 2\text{cm}/\text{日}$  という値は、ほぼ妥当であるといえよう。ところで、盛土表面にあらわれるクラックは、盛土の破壊の兆候を知る重要の手掛りとなるが、岩見沢試験盛土の結果などから考えると、地盤が破壊状態になっても直ちに盛土表面にクラックがあらわれはじめることがあるようである。たとえば NTF、CBD 区間は、2次盛土後の休止期間に隣接区間を施工したときにクラックが見え始めている。とくに NTF 区間などは、クラックが見え始めるときは  $\Delta\delta/d$  が減衰している過程であり、そのときの  $\Delta\delta/d$  は  $1\text{cm}/\text{日}$  程度である。これは、最終盛土直後に  $\Delta\delta/d > 2\text{cm}/\text{日}$  となるときにすでに破壊状態になったと考えた方が自然であろう。クラックは、この時点ですでに盛土内部に発生しているのを見落したのが、あるいはクラック発生そのものに時間的遅れがあったのが、どちらかであろう。いずれにしても、クラックの発生は、破壊の兆候を知る手掛りにはなるが、逆にクラックが見え始めているから安定区とはいえない面がある。これに対して、 $\Delta\delta/d = 2\text{cm}/\text{日}$  という指標は、破壊の兆候を知る非常に有効な定量的指標といえる。しかし、この指標といえども絶対的なものではない。たとえば、図-9において、NTF区間の1次盛土の中間時点の6月21日の載荷で  $\Delta\delta/d$  が  $2\text{cm}/\text{日}$  を大きく越えている時点があるが、その後も盛土は可能であり、破壊へ直結する事態も生じていない。以上の検討の結果から、実用的には、つぎのような破壊予知方法がもっとも合理的のように思われる。すなわち、(d~ $\delta/d$ )管理図に破壊基準線と限界基準線を設けておき、変位曲線が限界基準線に到達するまでの初期段階は、この管理図で管理し、変位曲線がこの限界基準線付近に到達した後、 $\Delta\delta/d = 2\text{cm}/\text{日}$  を破壊予知の指標とするわけである。この方法によれば、岩見沢試験盛土のすべての挙動をうまく説明できるし、他の測定値、動きや現場の技術者の経験に照らしても妥当であると判断される。

### 5. 軟弱地盤における盛土の情報化施工法

これまで述べた情報化施工の考え方で、盛土の破壊予知方法から軟弱地盤における盛土の情報化施工法の骨子は、図-11のようになるであろう。この施工法では、施工と動態観測が一体となるから、施工もそれに見合ったものとしなければならぬ。たとえば、既往の盛土の破壊規模(20~120m)、橋梁取付区間延長、同一土層区間延長、交差道路河川によって分断される区間延長などを考慮して、数10m厚いし数100mの施工区間割を行ない、各区間毎に観測網を張り、区間単位に施工する方法を考へら

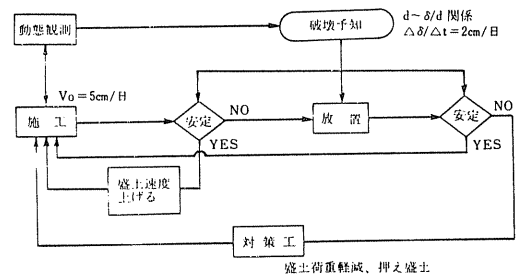


図-11 情報化施工の手順

る。観測網は、盛土中心部の地表面次下計と盛土のり尻付近の変位計が中心になる。区間の重要度に応じて、側方地盤の地スベリ計や盛土のり尻部の地中変位計なども併設する。当初の盛土速度は、 $5\text{cm}/\text{日}$ 程度を目安とする。1区間は、1日で施工することを原則とし、全体の機械能力や土運搬能力等によって1日の施工規模を決める。計測の観測は、毎日定時に行なうものとし、その日施工した区間は、施工後も測定する。測定値は、直ちに管理図にプロットし破壊予知を行なう。破壊予知の方法は、以下の手順による。

(I) ( $d \sim \delta/d$ )管理図に毎日 $d \sim \delta/d$ 関係をプロットし変位曲線をつくる。管理図には、破壊基準線と限界基準線を入れておく。

(II) ( $\Delta\delta/\Delta t \sim t$ )管理図を作成し、毎日プロットする。

(III) ( $d \sim \delta/d$ )管理図で変位曲線が限界基準線に近づいたら、 $\Delta\delta/\Delta t = 2\text{cm}/\text{日}$ を破壊の兆候の判定基準とする。

(IV) こうして破壊予知がなされたら、盛土作業は中止し、放置期間に入る。放置期間に入ったら、 $\delta/d$ が減少傾向に転じ、 $\Delta\delta/\Delta t$ が一定の値以下になるまで(できれば $\Delta\delta/\Delta t \leq 0$ が望ましい)盛土は再開しない。

(V) 盛土再開後は、( $d \sim \delta/d$ )管理図では、変位曲線の破壊基準線との相対的な位置関係によって破壊へ向かっているかどうかの判定をしながら、 $\Delta\delta/\Delta t = 2\text{cm}/\text{日}$ の基準を重視する(安全側をみれば、管理基準は、 $1.5\text{cm}/\text{日}$ 程度とした方がよいかも知れない)。

このようにして、破壊予知を行なったから適当な放置期間をとって施工するが、放置期間後も $\Delta\delta/\Delta t$ が減衰しなかったり、逆に増加したりして、変位曲線も破壊基準線へ接近する傾向が一定期間(岩見沢試験盛土の結果からは、1週間ほゞ10日くらい)以上続くときは、直ちに盛土荷重軽減などの対策を実施して、本格的に放置期間に入り、土質調査(できれば、ダッチコーンなどのように簡便敏速な方法による)による地盤強度の確認、安定計算を行なって、詳細な検討を実施する。

当然のことながら、管理基準を照らして余裕のある区間では、盛土速度を上げてよい。

#### <参考文献>

- 1) 松尾稔・黒田勝彦・浅岡顕; 情報の価値と利用法, 施工技術, Vol.9 No.12, 1976 PP. 95~101
- 2) 栗原則夫; 盛土設計法に対する確率論的アプローチ, 試験所報告(昭和46年度) 昭和47年12月, PP. 75~85
- 3) Matsuo, M. and K. Kawamura; Diagram for Construction Control of Embankment on Soft Ground, Soils and Foundation, Vol.17, No.3, 1977, PP. 37~52
- 4) 松尾稔・川村国夫・鈴木章裕; 施工管理図の再整理に関する検討, 第12回土質工学研究発表会講演集, 昭和52年5月, PP. 1169~1172

⑤ 飽和粘性土の強度特性におよぼす応力系・応力履歴の影響

北海道大学	工学部	北郷	繁
同	同	三田地	利之
同	同	○ 武田	寛
同	大学院	近藤	始郎

1. まえがき

切り取り斜面などにおいては土はK。条件に近似した過圧密状態にあり、破壊が生ずるとすれば斜面の底部付近では伸張状態で起こるものと思われる。しかしながら、このような場合でも、圧縮試験より得られた破壊強度を用いて、安定計算などを行っているのが現状のようである。本報告はこのような条件下での粘性土の強度特性を求めることに重点をおき、種々の応力履歴を供試体を与えて、その力学的特性におよぼす影響を実験的に調べたものである。

なお、本研究の一部は第12回土質工学研究発表会において発表している。

2. 試料および実験方法

本実験に使用した試料は空知郡北村大願より採取した乱した自然粘土で、LL=86%、PI=49である。これを泥水状にし420μフルイを通した後三ヶ月以上放置した。供試体はこの泥水を0.8 kg/cm<sup>2</sup>の鉛直圧で一次的に予圧密したのち、直径50mm、高さ110mmの内柱に切り出したものである。

行った実験は下記のとうりで、すべて圧密非排水(CU)試験である。

圧密・セン断方法		圧密圧力 $\sigma_R'$	先行圧密圧力 $\sigma_{Rp}'$			
NIC	NIE	$\sigma_R' = 2.0$	4.0	6.0	(kg/cm <sup>2</sup> )	
OIC	OIE	$\sigma_{Rp}' = 6.0$	,,			
NKrC	NKrE	$\sigma_R' = 2.0$	4.0	6.0	,,	
OKrC	OKrE	$\sigma_{Rp}' = 4.0$	,,			
NKaC	NKaE	$\sigma_R' = 2.0$	4.0	6.0	,,	
OKaC	OKaE	$\sigma_{Rp}' = 6.0$	,,			
	NIEL	$\sigma_R' = 1.3$	2.0	3.0	4.0	,,

表-1

圧密とセン断の方法を表わす記号は、3文字あるいは4文字であらわし、一番目の記号のNとOはそれぞれ正規圧密、過圧密を表わしている。2番目の記号は、圧密時の応力系を表わし、Iは等方圧密、Krは通常行われている側方の変位を拘束したK。圧密、Kaは軸方向の変位を拘束したK。圧密である。(図-1(a)参照)

圧密過程において、側圧は全試験とも段階的に増加(過圧密過程では減少)させた。そのために圧密期間は、等方・Ka試験では3~6日、Kr試験では6~15日を選した。各側圧段階での圧密は間ゲキ水圧が95%以上消散した時を完了とみなした。最終圧密圧力に達してから、セン断試験までの時間は24時間以上であった。また、Kr試験の圧密には自動K。圧密装置を用い、Ka試験の圧密中は、軸方

向に変位が生じないように、常時手動で調整した。

セン断試験の方法を表わす記号は3番目の文字で、C、Eはそれぞれ軸方向の圧縮、伸張を行う試験を表わすものとし、伸張試験の中で軸圧を一定に保ち、側圧を増加させるものには4番目にLの記号をつけた。セン断試験はEL試験以外のものは、側圧一定でヒズミ速度一定のヒズミ制御で行い、圧縮試験では軸圧を増加させ、伸張試験では軸圧を減少させた。ヒズミ速度は、圧密終了時における供試体高さの0.04%/minである。(図-1(b)参照)

EL試験においては、ブッシュ部分にベロフラムを装着した三軸セルを用いて、セル内からの圧力の漏れを防ぎ、セル内に水を強制的に送り込むことによって側圧を増加した。一方、軸圧を一定に保つためには、側圧増加による軸圧とブッシュ部に働く浮力の増加を取り除かなければならないが、これは図-2のベロフラムシリンダー内の圧力を変化させることによって調整した。

すべての試験でバックプレッシャー、1.0 kg/cm<sup>2</sup>を圧密過程から適用し、間ゲキ水圧は供試体下端で測定した。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 静止土圧係数 K<sub>0</sub> 値

静止土圧係数 K<sub>0</sub> 値は K<sub>0</sub> 条件による圧密または膨張終了時の有効応力の比である。図-3には正規圧密および過圧密供試体について測定された K<sub>0</sub> 値が両対数紙上にプロットされており、過圧密比(OCR)との関係を示している。K<sub>a</sub> 圧密試験においては、圧密中、軸方向の変位を拘束しているのど、軸圧(σ'<sub>A</sub>) / 側圧(σ'<sub>R</sub>)を K<sub>0a</sub> 値としている。正規圧密供試体では K<sub>0r</sub> 値が 0.51 ± 0.04、K<sub>0a</sub> 値は 0.67 ± 0.09 であった。そしてこの両者の比 K<sub>0a</sub> / K<sub>0r</sub> ≃ 1.3 は過圧密領域に入っても、OCR = 10 程度までならば一定値を保っている。八木らは、本実験と同様に二種類の K<sub>0</sub> 試験を行い、K<sub>0</sub> 値を比較して、OCRが大きくなると K<sub>0a</sub> 値と K<sub>0r</sub> 値は等しくなるという結果を得ている。

ところで、粘土を弾性体と考えれば、弾性論より K<sub>0r</sub> 値、K<sub>0a</sub> 値は、土粒子骨格のポアソン比をνとすると、それぞれ

$$K_{0r} = \sigma'_R / \sigma'_A = \nu / (1 - \nu), \quad K_{0a} = \sigma'_A / \sigma'_R = 2\nu$$

となり、

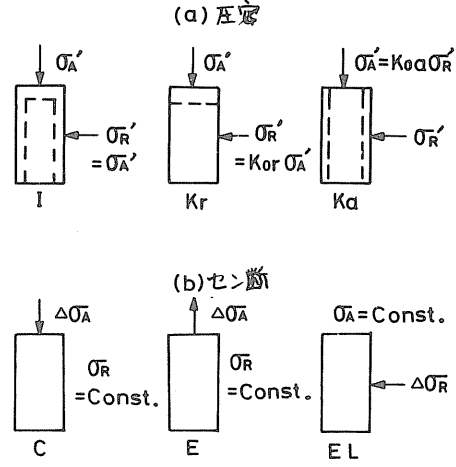


図-1

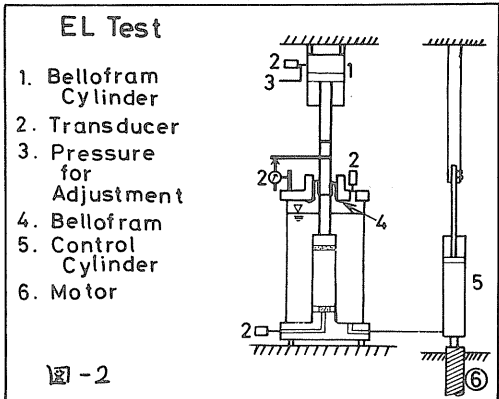


図-2

兩者の關係は、

$$K_{oa} = \frac{2 K_{or}}{1 + K_{or}} \quad \text{----- (1)}$$

となる。

これを正規圧密供試体の  $K_o$  値に適用すると、 $K_{or} = 0.51$  のとき、 $K_{oa} = 0.68$  となり実験値と良く一致するが、過圧密供試体の  $K_o$  値には適用できないようである。

### 3.2 間ゲキ水圧挙動

Henkel<sup>(4)</sup>らによれば、飽和土についてのせん断試験では、せん断中に発生する間ゲキ水圧は、せん断中の平均主応力の増加に起因するものと、せん断応力の増加によるものとに分けられ、(2)式で表わせる。ただし、 $\alpha'$  は土の圧縮率と土骨格のダイレタンシー特性を表わす係数である。

$$\Delta U = \Delta \sigma_{oct} + \alpha' \Delta \tau_{oct} \quad \text{----- (2)}$$

$$\text{したがって、} \alpha' = (\Delta U - \Delta \sigma_{oct}) / \Delta \tau_{oct} \quad \text{----- (3)}$$

本実験のような三軸試験の場合は、 $\Delta \sigma_{oct} = (\Delta \sigma_A + 2\Delta \sigma_R) / 3$ 、 $\Delta \tau_{oct} = \sqrt{2} \Delta (\sigma_A - \sigma_R) / 3$  である。

図-4はせん断試験中に発生する間ゲキ水圧から平均主応力の増分を引いてこれを  $\Delta U_{sp}$  とし、せん断開始前の平均有効主応力  $\sigma'_{mc}$  で除した値と、せん断中に増加する  $\Delta \tau_{oct}$  を  $\sigma'_{mc}$  で除した値の関連を示したものであり、この図の傾きが  $\alpha'$  を示すものである。

柴田<sup>(5)</sup>らは平均主応力一定の排水試験や等方圧密非排水圧縮と伸張試験を行い<sup>(6)</sup>、 $\Delta U_{sp}$  が  $\Delta \tau_{oct}$  の大きさにのみ依存し、応力の載荷法(圧縮か伸張)には無関係であると報告している。今回の実験でも等方正規圧密の供試体について行ったNIC、NIEおよび側圧を増加させるNIEL試験において、載荷試験(平均主応力が増加する試験)では、せん断の初期におい

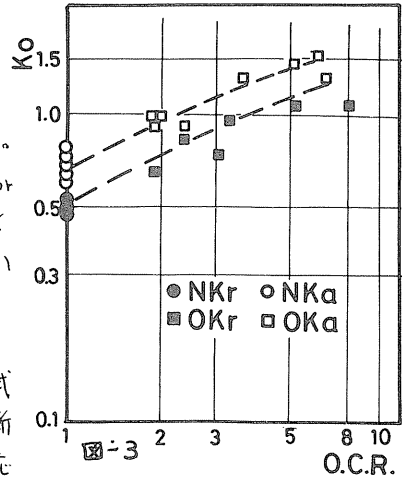


図-3

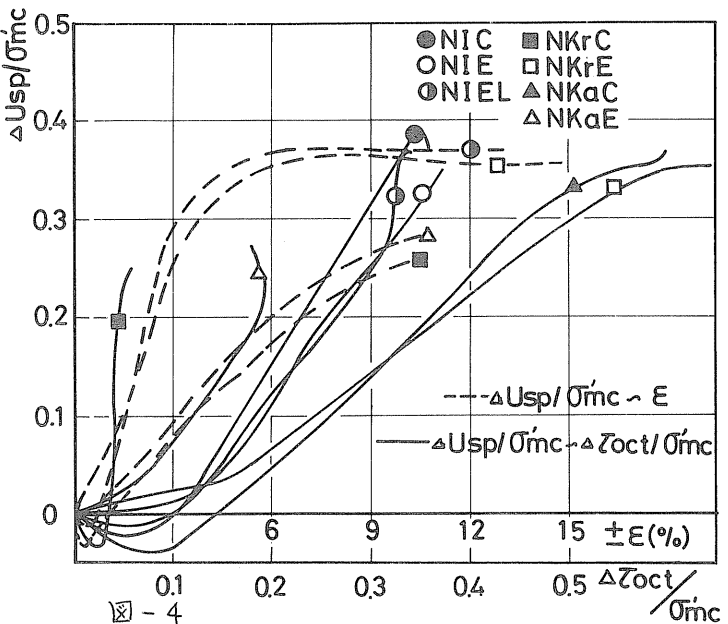


図-4



て、負の方向にふくらむ傾向が見られたものの、挙動はおよそ一致していて、載荷と除荷（平均主応力が減少）の違い，中間主応力（三軸試験では側圧であり、圧縮では最小主応力、伸張では最大主応力に等しい。）の違いによる影響は見られない。K<sub>0</sub> 圧密供試体では、N<sub>KrE</sub>とN<sub>KaC</sub>にのみ注目すると、両者はだいたい一致した挙動を示している。これは両試験において、せん断時の載荷方法は伸張と圧縮で正反対であるが、圧密およびせん断過程で起こる主応力の回転が相似であることによると思われる。しかしながら、N<sub>KrC</sub>とN<sub>KaE</sub>について見ると、両者も圧密およびせん断過程における主応力の回転が相似ではあるが、 $\Delta U_{sp}$ の挙動は一致していない。

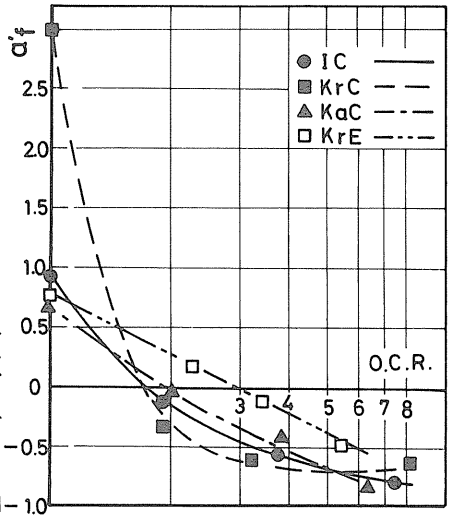


図-5

また、N<sub>KrE</sub>とN<sub>KaC</sub>の挙動も等方圧密のものと比較すればかなり異なったものとなっている。

柴田らは等方圧密供試体に対する実験結果（この場合、主応力の回転は生じない）から、前記のような結論を下しているが、本実験のように主応力回転を生ずるような応力系の下では、 $\Delta U_{sp}$ は主応力回転の有無，中間主応力の大きさにも依存し、 $\Delta \sigma_{ct}$ のみで統一的に表現できない。

そこで、前報<sup>(1)</sup>のように、 $\Delta U_{sp}$ を軸ヒズミ（圧縮で正，伸張で負）との関係で表現したのが図-4の破線である。複雑さを避けるために、N<sub>IC</sub>，N<sub>IE</sub>，N<sub>KaC</sub>は示していないが、N<sub>IEL</sub>とN<sub>KrE</sub>の挙動にはほぼ一致している。また、N<sub>KaE</sub>とN<sub>KrC</sub>において、両者の関係は一致している。しかしながら、このような表現法をとったとしても、 $\Delta U_{sp} / \sigma_{mc}$ を統一的に表わすことはできなかった。

図-5は(3)式の $\alpha_t$ の値を破壊時( $\sigma_a - \sigma_p$  max)について求め、OCRとの関係で片対数紙上にプロットしたものであり、図-6は各試験のせん断中における軸ヒズミ $\pm 8\%$ の時の $\Delta U_{sp} / \sigma_{mc}$ の値とOCRとの関係を示したものである。両図においては、IC，KrC，KaC，KrE試験の結果が示されている。 $\alpha_t$ ， $\Delta U_{sp} / \sigma_{mc}$  ( $\epsilon = \pm 8\%$ )はともに、OCRの増大につれて減少し、OCR=2前後で負となっていて、 $\Delta U_{sp}$ の挙動にOCRが大きな挙動を与えていることがわかる。また、圧密、せん断過程において主応力の回転が相似であるKrEとKaCの傾向を両図から調べると、図-6の方が一義的な関係を

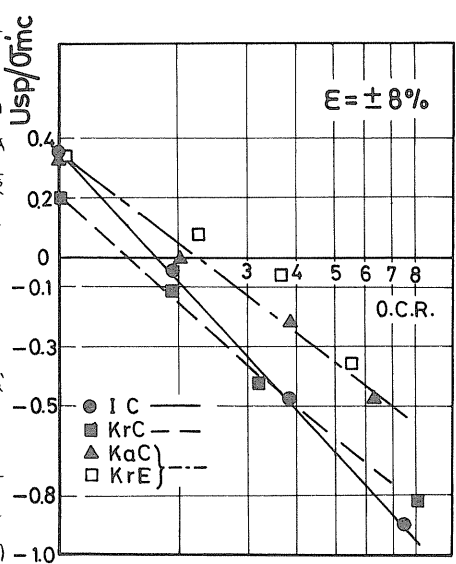


図-6

与えている。(図-6は $\epsilon = \pm 8\%$ のときの $\Delta U_{sp}/\sigma_{wc}$ とOCR関係を代表例として示したが、ヒズミの大きさによらず同様の関係が見られる<sup>(1)</sup>)

以上の結果より、 $\Delta U_{sp}$ の挙動は圧密時の応力系、OCR、せん断時の主応力の回転に依存し、載荷法には影響されない。また、もしこれらが同一あるいは相似であるならば、 $\Delta U_{sp}$ の発生量は $\Delta\sigma_{ct}$ またはヒズミの量によって決まることになるが、ヒズミ量の方により強く依存していると考えられよう。

### 3.3 強度増加率 $S_u/P$ と強度定数 $\phi'$ 表-2

表-2は筆者らが以前に行った実験と今回の実験から得られた正規圧密供試体についての圧縮、伸張試験の強度増加率 $S_u/P$ 、強度定数 $\phi'$ 、塑性指数PIと圧縮、伸張の $S_u/p$ の比、 $\sin\phi'_c$ の比をまとめたものである。 $S_u$ は軸差応力の最大値の1/2とし、Pは $K_a$ 試験においては圧密終了時の有効鉛直圧であるが、 $K_a$ 試験については側圧が最大主応力となるので有効側圧をPとしている。

圧縮と伸張試験を行って、強度を比較した研究結果は少数ながら、数件報告されている。その中の主な研究者の実験結果を示したのが表-3である。

$Ladd^{(8)}$ は種々のPIをもつ粘土に対して、三軸圧縮、伸張と直接せん断試験を行い、圧縮、伸張強度の直接せん断強度に対する比を求めていた。この比はPIが大きくなると(図から読み取ると $PI=90$ )両者とも1に近づくので、高塑性の粘土においては、 $S_u/P$ 値はせん断試験の方法によらず一定になると結論している。

そこで、図-7は筆者らの実験と各研究者が行った実験より得られた圧縮と伸張の強度比、 $(S_u/P)_c/(S_u/P)_E$ とPIとの関係を示すものである。また、同図に、当研究室で行った粘土(LL=67%, PI=31%)とグラスビーズ(粒径88

Consol. Condition	I	Kor	Koa	I <sup>(7)</sup>	Kor <sup>(7)</sup>
(Su/P) <sub>c</sub>	0.392	0.304	0.318	0.40	0.32
(Su/P) <sub>E</sub>	0.392	0.192	0.414	0.38	0.21
$\phi'_c$ °	30.5	26.9	28.1	34.5	32.0
$\phi'_E$ °	46.2	28.9	54.9	46.1	42.4
PI	49	49	49	20	20
(Su/P) <sub>c</sub> /(Su/P) <sub>E</sub>	1.00	1.58	0.77	1.05	1.52
$\sin\phi'_c/\sin\phi'_E$	0.70	0.94	0.58	0.79	0.79

Authors	Henkel	Parry	Parry	Ladd	Vaid	Leon
Consol. Condition	I <sup>(8)</sup>	I <sub>1960</sub> <sup>(9)</sup>	I <sub>1973</sub> <sup>(10)</sup>	Ko <sub>1973</sub> <sup>(10)</sup>	Ko <sub>1965</sub> <sup>(13)</sup>	I <sup>(11)</sup>
(Su/P) <sub>c</sub>	0.279	0.290	0.43	0.41	0.334	0.268
(Su/P) <sub>E</sub>	0.225	0.235	0.41	0.35	0.165	0.168
$\phi'_c$ °	21.73	22.6	22.6	20.8	26.45	29.8
$\phi'_E$ °	21.10	21.3	20.5	28.0	38.81	33.8
PI	25	25	32	32	15	18
(Su/P) <sub>c</sub> /(Su/P) <sub>E</sub>	1.24	1.23	1.05	1.17	2.024	1.59
$\sin\phi'_c/\sin\phi'_E$	1.03	1.06	1.10	0.75	0.70	0.89

表-3

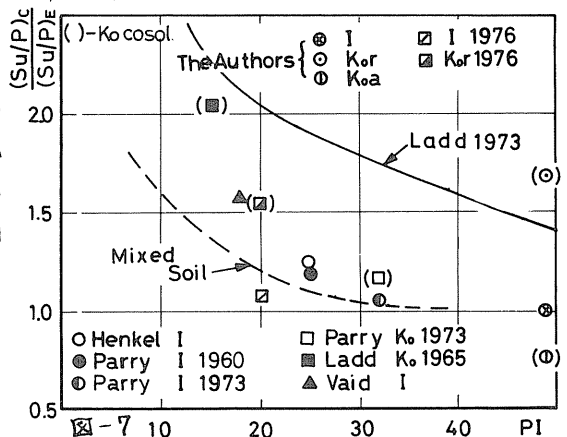


図-7

175μ)との混合土における実験結果も併せて示した。等方圧密のものは、Laddの実験から求めた曲線からはやや離れているが、等方、 $K_0$ とも傾向はLaddの報告と一致している。

一方、図-8は圧縮、伸張試験で得られた強度定数 $\phi'$ の比  $\sin \phi'_c / \sin \phi'_E$  とPIとの関係を示したものである。これより、等方圧密試料については  $S_u/P$  の比とは逆に、PIが小さい低塑性の粘土になると、 $\phi'_c$  と  $\phi'_E$  が一致する傾向がみられる。 $K_0$  圧密試料については、このデータからでは傾向をつかむのはむずかしい。

Leonらは<sup>(12)</sup>PI=290という非常に高塑性の粘土について実験を行い、 $(S_u/P)_c / (S_u/P)_E \approx 1$ 、 $\sin \phi'_c / \sin \phi'_E = 0.68$  (彼らは、 $\phi'_E$  は計算していないが、データから求めると78°となる。)という値を得ている。

以上の事より、簡単にまとめれば、高塑性の粘土では、圧縮と伸張における  $S_u/P$  が等しく、低塑性粘土では  $\phi'$  が近い値となる。

圧縮、伸張の  $S_u/P$  の比と  $\phi'$  の関連を理論的に扱ったものの中には、Parry<sup>(46)</sup>の研究が有名である。彼は自らが行った実験を拠所として、 $\phi'$  の値はストレスパスの何如にかかわらず一定と仮定し、 $(S_u/P)_c / (S_u/P)_E$  の理論式を導いている。しかし、Parryの実験に使用された試料は、PI=25という比較的 low plasticity の粘土であるから、前記の考察に従えば、Parryの理論式は低塑性の粘土についてのみ有効であると考えなければならぬ。

### 3.4 圧密圧力と含水比

正規圧密粘土で圧密圧力と含水比の関係は等方圧密、異方圧密など圧密時の応力系によらず、圧密圧力の選択(平均主応力で整理するか最大主応力で整理するかなど)によらず片対数紙上で同一の傾きをもつ直線を示されることが認められている。

図-9はセメント断開始前(圧密、膨張終了時)の含水比へ圧密圧力( $K_r$ 試験では有効軸圧、 $K_0$ 試験は有効側圧)を示したもので、正規圧密状態では、等方と $K_0$ に対して、以前の報告と同様の結果が得られ、 $K_0$ 試験では、等方と $K_r$ のほぼ中間の値となっている。また、図には示さなかったが、平均主応力  $\sigma_{vc}$  を圧密圧力として採用すると、同一の  $\sigma_{vc}$  に対しては  $K_0$  の含水比が最も低く、等方が高く、 $K_r$  は等方よりわずかに低い値となった。

過圧密試料の含水比と圧密圧力との関係は正規圧密のような単純な関係とはならず、膨張後の圧力と含水比の関係を片対数紙上で直線と仮定しても、圧密圧力の選択によってその傾きは変化する。すなわち、軸圧を選ぶ場合と側圧を選ぶ場合によ

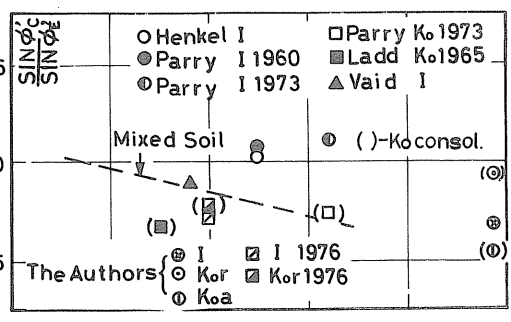


図-8

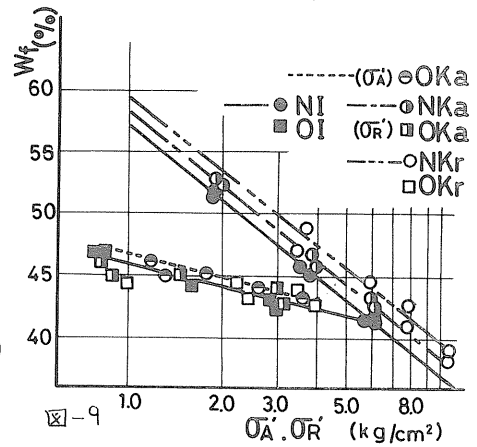


図-9

つて得られる傾きをそれぞれ  $C_{s(A)}$ ,  $C_{s(R)}$  とすれば,  $C_{s(A)}/C_{s(R)} = \log(OCR)_{(R)} / \log(OCR)_{(A)}$  ( $A, R$  は  $OCR$  を規定する際の応力の方向) なる違いが生ずる。  $K_a$  を例にとると,  $C_{s(A)}/C_{s(R)} = 1.13$  となる。

### 3.5 含水比と強度

図-10は含水比と破壊時の軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$  との関係を示したものである。同一の含水比について、圧縮の試験においては、圧密時の応力系の違いによる強度の差が明瞭には認められなかったが、伸張試験においては、応力系の違いによって、明らかに強度の差があり、  $K_aE$  では  $K_rE$  の約2倍となっている。  $K_aE$  と  $K_rE$  試験の内容を考えると、載荷法においては同じであるが、  $K_aE$  では主応力の回転がないのに対し、  $K_rE$  では主応力が回転する、一方、  $K_aC$  と  $K_rC$  では、これまた載荷法は同じであるが、  $K_rC$  では主応力の回転がないのに対し、  $K_aC$  では主応力の回転が生ずる、このように、圧縮試験と伸張試験どうしを比較した時に相違点は同じであるのに、圧縮と伸張試験に対する圧密時の応力系の影響度の差がどこから生ずるか疑問である。中間主応力が圧縮試験では最小、伸張試験では最大主応力となることが一つ考えられるが、これを調べるためには、中間主応力を種々に変えた試験を実施する必要がある。

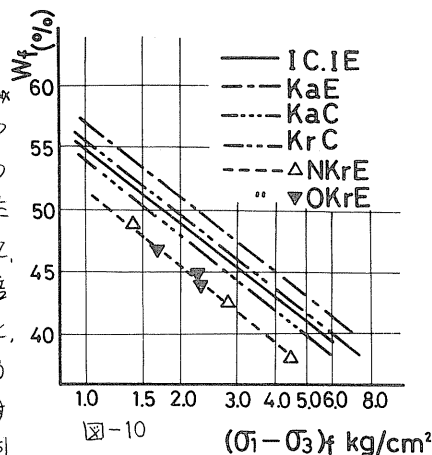


図-10

### 3.6 過圧密供試体の $S_u/P$

過圧密状態の粘土の非排水強度  $S_u$  と正規圧密状態の  $S_u$  とを関係づけるために、3.4, 3.5で述べた含水比と圧密圧力、強度との関係を単純化して次のように仮定する。

(1) 正規圧密状態における圧密終了時含水比と圧密圧力の対数との間には直線関係が成立し、圧縮指数  $C_c$  は応力系に関係なく一つの土に固有のものである。

(2) 過圧密状態における膨張終了時含水比と膨張圧力の対数との関係は、応力系に関係なく直線とみることができ、その傾き(膨張指数)を  $C_s$  とする。

(3) 過圧密状態における強度  $S_u$  の対数と含水比の関係は、応力系に関係なく過圧密比10程度までは直線関係を示し、その傾きを  $\mu$  とする。

(3)の仮定に関しては圧縮試験についてはすでに報告したとおりである。また、伸張試験では、等方圧密供試体についてHenkelらがすでにこのことを確かめており、今回実験によって、  $K_0$  圧密の伸張試験でも成り立つ(図-10では、  $K_r$  試験で  $C_c = \mu$  となっている。)ことが認められる。以上の仮定を模式的に示したのが図-11である。正規圧密状態での強度を  $S_{u1}$ 、破壊時(圧密終了時)含水比を  $W_{f1}$ 、

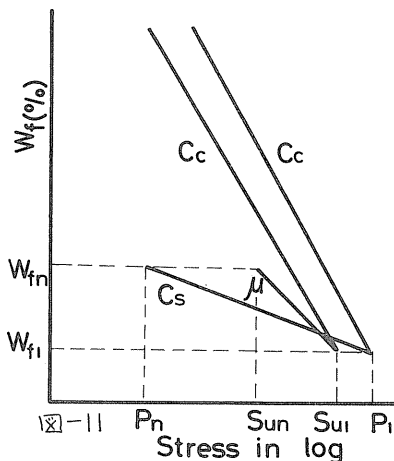


図-11

圧密圧力を  $P_1$  とし、一方、膨張後を  $S_{u1}$ ,  $W_{t1}$ ,  $P_n$  とすると

$$W_{t1} - W_1 = C_s \log(P_n/P_1)$$

$$= \mu \log(S_{u1}/S_{u1})$$

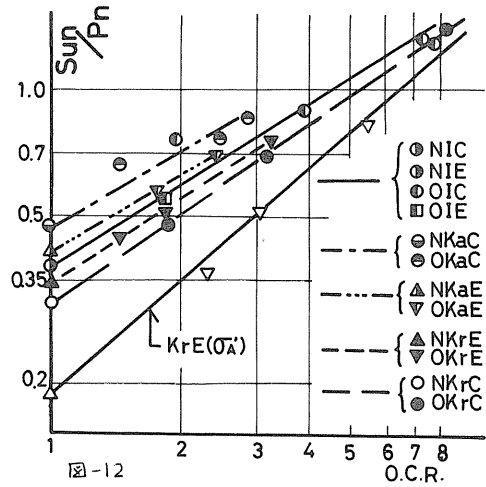
$$S_{u1}/P_n = (S_{u1}/P_1) \cdot n^{(1-C_s/\mu)} \quad (4)$$

$$n = OCR$$

なる関係が成立し、 $\log(S_{u1}/P_n) \sim \log(OCR)$  は傾き  $(1 - C_s/\mu)$  をもつ直線で表わされる。

図-12は本実験で得られた  $S_u/P_n$  と OCR の関係を示したものである。圧密圧力と OCR の規定の方法によって、直線の傾きと切辺は異なったものとなる。図中に例として KrE 試験について、圧密圧力と OCR を軸方向で規定したもの ( $\Delta$ - $\nabla$ ) と側方で規定したもの ( $\blacktriangle$ - $\blacktriangledown$ ) の両方を描いたが、その他の試験については、破壊時において最大主応力が働く方向で、圧密圧力と OCR を規定した。各試験とも傾きはほぼ等しく、上記のように圧密圧力と OCR を規定したならば、 $(1 - C_s/\mu)$  すなわち  $C_s/\mu$  が圧密時(膨張時)の応力系によらず、一定のものと考えられる。

以上のことから、異方圧密した過圧密粘土の伸張強度も、最も簡単な三軸圧縮試験を行うことによって、推定できる可能性が示される。



#### あとがき

本文は昭和52年本学卒業生、一久保知幸君、沢向修君の卒業研究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。実験の実施、データ整理に関しては、両君、並びに本学工藤豊技官に負うところが大きい。また、本研究に対して文部省科学研究費の補助を受けた。記して深甚なる謝意を表す。

#### 参考文献

- |   |   |
|---|---|
| (1) 三田地, 北郷, 武田, 並藤: 第12回土質工学研究発表会 (1977)                     | (12) Leon, J. L. et al: Proc. 9th ICSMFE Vol. 1 (1977)            |
| (2) 三田地, 北郷, 産牛: 第8回 " (1973)                                 | (13) Ladd, C. C.: Proc. 6th ICSMFE Vol. 1 (1965)                  |
| (3) 八木, 西川: 土木学会第26回年次講演会 (1971)                              | (14) " : " 8th " Vol. 4.2 (1973)                                  |
| (4) Henkel, D. J. et al: Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM76 (1966) | (15) 北郷, 三浦, 嶋城, 坂田: 本資料 (1978)                                   |
| (5) 柴田: 京大防犯研究所年報 第6号 (1963)                                  | (16) Parry, R. H. G.: 1st Austral.-N.Z. Conf. Geomechanics (1971) |
| (6) 柴田, 軽部: " 第8号 (1965)                                      | (17) 三田地, 北郷, 川島: 第9回土質工学研究発表会 (1974)                             |
| (7) 北郷, 三田地, 神谷: 第11回土質工学研究発表会 (1976)                         | (18) 北郷, 三田地, 川島, 武田: 工費建設部技術報告会 No. 15 (1975)                    |
| (8) Henkel, D. J.: Proc. ASCE Res. Conf. Colo. (1960)         |   |
| (9) Parry, R. H. G.: Geotechnique Vol. 10, No. 4 (1960)       |   |
| (10) " : " Vol. 24, No. 3 (1973)                              |   |
| (11) Vaid, Y. P. et al: Proc. ASCE, Vol. 89, No. SM1 (1974)   |   |

## ⑥ 不飽和土の力学的挙動についての一考察

東海大学

梶引恵一

### Ⅰ. はじめに

不飽和の土に関する研究は、非常に少ない。特に、不飽和土に対しても、飽和土と同様に、いわゆる有効応力の考え方が、適用し得るか否かについては、未だ、多くの議論がなされる所であろう。この点について、周知の事ではあるが、代表的な意見を幾つか示すと、次のようになる。

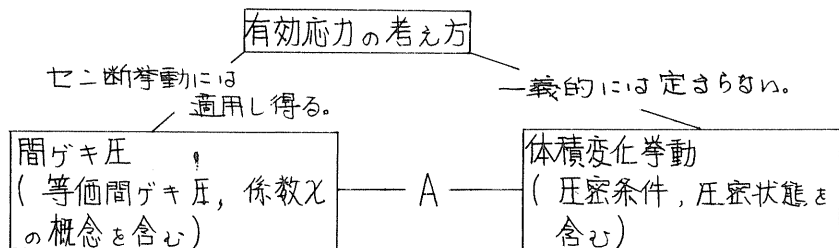
Jennings J.E.B. は、1962年に、圧密中の供試体に吸水させた結果、体積が減少する場合のある事を示した。すなわち、不飽和の土に対しては、有効応力に基づく体積変化は期待し得ない。

Matyas E.L. は、1968年に、三軸条件で、Jenningsの追証を行なった。さらに、体積変化特性より求めた間ゲキ圧係数  $\lambda$  が、飽和度によって一義的に定まるものではない事を示した。

一方、Barden L. は、サクシジョンと外力と体積変化の相互関係を調べ、有効応力と体積変化挙動の間には、一義的な関係のない事を示している。(1969年)

上述の研究者達の特徴は、体積変化挙動を力学ファクターの一つに取り入れている事であるが、Bishop は、1960年に、間ゲキ水圧と間ゲキ空気圧および飽和度によって変化すると仮定したファクター ( $\lambda$ ) を用いて、等価間ゲキ圧を提案し、1963年に、セン断強度について、有効応力の考え方が適用し得る事を示した。

以上をまとめると、下図のようになる。



A; 飽和度と媒介として、一義的には定まらない。

以上の事より，不飽和の土における問題は，その力学的性質に関しては，主として，体積変化挙動に帰結されると考えられる。

## 2. 不飽和土の体積変化挙動について.

不飽和の土（主として粘土）のセン断中の体積変化挙動を測定した例は，極めて少なく，かつ，発表されている測定結果も，初期供試体形状が不明であったりして，種々の検討を行なうには，Data不足のものが多し。ここでは，従って，著者が過去に行なった実験Dataを用いて，幾つかの考察を試みる。

用いた試料，供試体の諸性質は，表-1，表-2に示す通りである。

供試体の飽和度 $S_r$ が比較的大きいが，これは，現場において比較的，高い飽和度の土が多い事を考慮したものである。

供試体は，三軸試験用のものであって，以下に述べる実験結果は，全て $\sigma_1$ キ $\sigma_2 = \sigma_3$ の条件下での三軸試験結果である。

三軸試験条件は，以下に示すものである。

表-1

Kaolin clay			
Density	G <sub>s</sub>		2.60
Liquid limit	W <sub>l</sub>		52.0 %
Plastic limit	W <sub>p</sub>		34.0 %
Plasticity Index	I <sub>p</sub>		18.0
Flow Index	i <sub>f</sub>		10.8

表-2

Specimen			
Water content	w	29.6 ± 0.7	%
Wet density	$\rho_w$	1.836 ± 0.015	g/cm <sup>3</sup>
Dry density	$\rho_d$	1.419 ± 0.013	g/cm <sup>3</sup>
Void ratio	e	0.831 ± 0.017	
Degree of saturation	$S_r$	92.41 ± 0.38	%
Height	H	7.09 ± 0.04	cm
Diameter	D	3.50 ± 0.00	cm

- 1) 圧密排水条件としては，原則として，非圧密，非排水で行なった。
- 2) セン断応力径路としては，圧縮状態 ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) において，側圧一定，平均主応力一定，体積一定の等ひずみ速度載荷試験，および側圧一定の定荷重試験である。また，これらの試験において，繰返し試験を行なっている。一方，上記の圧縮状態と同じセン断応力径路で，伸張状態 ( $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$ ) の試験を行なっている。

以下の各図において用いた記号は，下記の通りである。

$\sigma_1$ ; 軸方向応力 (断面補正後のもの)  $\sigma_2 = \sigma_3$ ; 横方向応力  $\sigma_f$ ; 破壊時の軸差応力  $\epsilon_1$ ; 軸ひずみ  $\epsilon_2 = \epsilon_3$ ; 横方向ひずみ  $\epsilon_v$ ; 体積ひずみ  $\Delta \epsilon_v$ ; 除荷によって回復した体積ひずみ  $E_n$ ; 軸差応力と軸ひずみによって生ずるひずみエネルギー  $E_n^r, E_n^c$ ; 各々，除荷によって回復した部分と残留した部分の  $E_n$   $\Sigma E_n$ ; セン断中の任意の状態までの軸差応力と軸ひずみによって生ずるひずみエネルギー

以下に、各図に関して説明を加える。

図-1; 圧縮、伸張両状態の側圧一定試験の結果を $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_v$ 関係で示したものである。よく知られている事であるが、伸張状態においては、セリ断初期に体積膨張が見られる。これを図中に破線で示した。結果として、 $\sigma_3 = 8 \text{ kg/cm}^2$  においては、初期膨張が見出せない事、側圧が小さい程、初期膨張の大きい事が見られる。この供試体は異方性であり、成型時の最大軸方向圧力が $6 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$  である事から、この初期膨張が、異方性によるものではないかと思われる。

図-2; 圧縮線返し側圧一定試験結果である。セリ断中の体積最小の点が、一定の軸差応力と対応している事が明らかである。

図-3; 側圧一定の等ひずみ速度載荷試験結果(図中 $-\bullet-$ で示す)と側圧一定のクリープ試験結果の比較である。セリ断初期の体積収縮領域においては、等ひずみ速度載荷とクリープ載荷がほぼ一致している。しかし、体積膨張領域においては、クリープ載荷の場合が大きく収縮側にずれている。またクリープの場合の最大軸差応力は、等ひずみ速度の場合の0.80程度である。

図-4; 線返し三軸の場合の除荷時に回復する軸ひずみ( $\epsilon_e$ )と残留ひずみ( $\epsilon_p$ )の定義を示す。

図-5;  $\epsilon_e / \epsilon_t$  と  $\epsilon_p$  の関係とクリープ試験について示したものである。大きく3領域にわかれているが、 $\sigma/\sigma_f$  が0.70を越えると、直線の傾きが、側圧の影響を受けない事が注目される。この領域は、体積膨張領域にはほぼ対応している。

図-6; 図-5と同様の座標に、等ひずみ速度(側圧一定)の場合とした。 $\sigma/\sigma_f$  が0.7より大なる領域で側圧の影響が無く、かつ、クリープの結果と良い一致を示している。

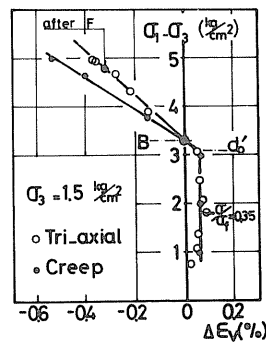
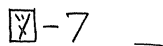
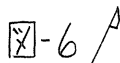
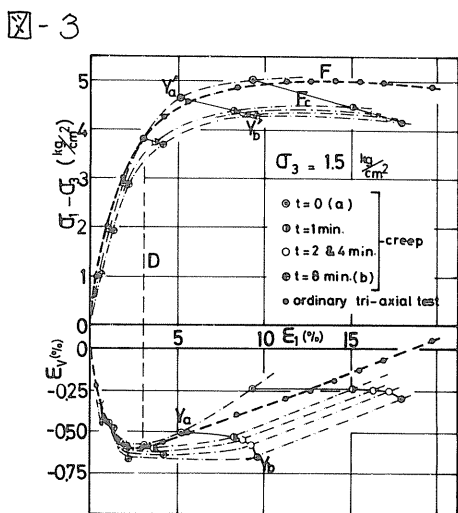
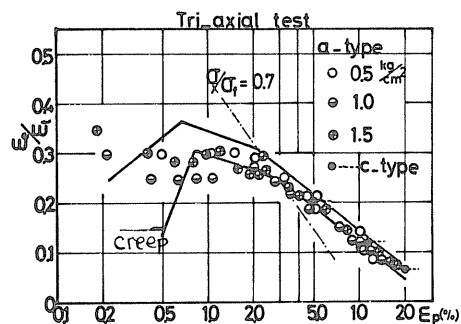
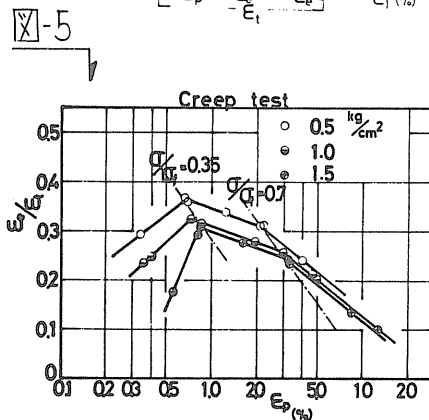
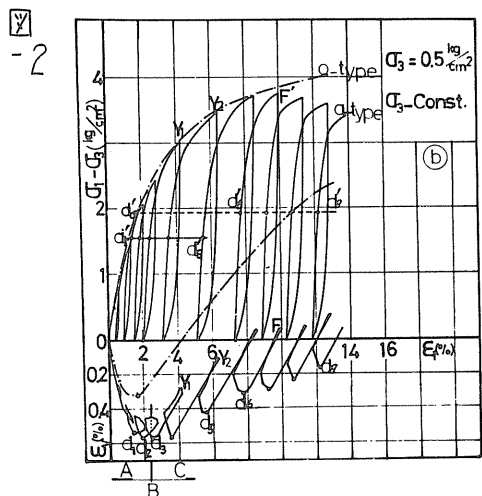
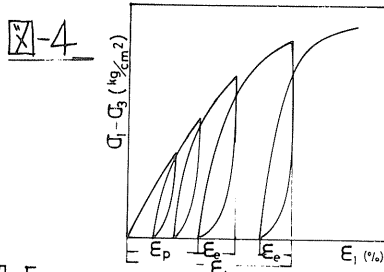
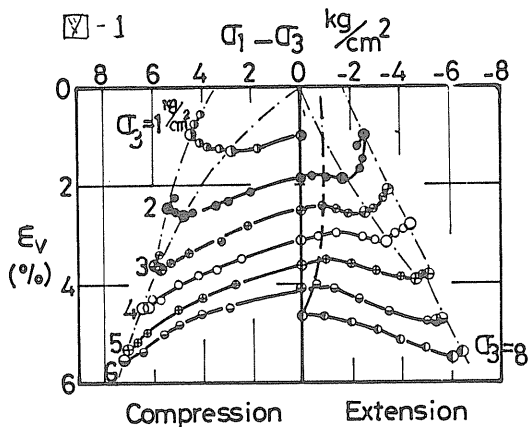
図-7; 除荷時の回復体積ひずみ( $\Delta \epsilon_v$ )と軸差応力の関係を示している。除荷時に体積が膨張する領域では、等ひずみ速度載荷とクリープ載荷の結果が一致している事、除荷時に体積が収縮するのは、 $\sigma/\sigma_f \approx 0.7$  である事がわかる。

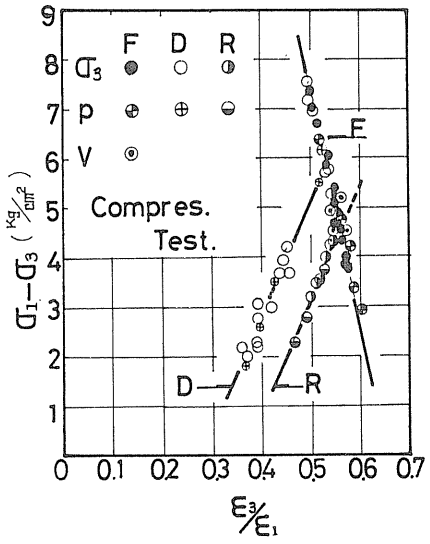
図-8; 図-7までの事から体積ひずみと軸ひずみ、軸差応力の向の関係を示されたが、体積ひずみと軸ひずみを一つのグラフで示すために、 $\epsilon_3/\epsilon_1$  と取り、軸差応力との関係を示したものである。図中、Dは体積最小点、Rは初期体積回復点を示す。従って、R線とF線(破壊状態線)の交点は、限界間げき比に対応する。(圧縮状態)

図-9; 図-8は圧縮状態のものであったが、同様の事と伸張状態において検討したのが本図である。

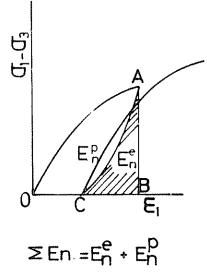
図-10; クリープ試験において、体積ひずみは、載荷直後の状態(a)から、8分後にはbの状態に変化する。しかし、 $\epsilon_3/\epsilon_1$  の値は、ひずみ制御の場合( $-\bullet-$ )に、ほとんど等しい事がわかる。





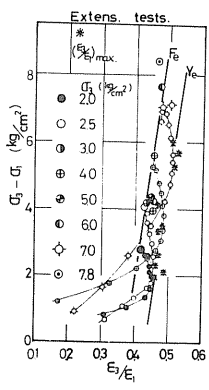


☒ - 8

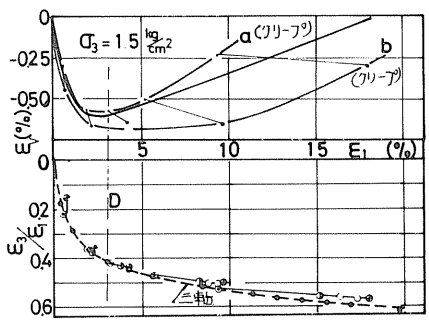
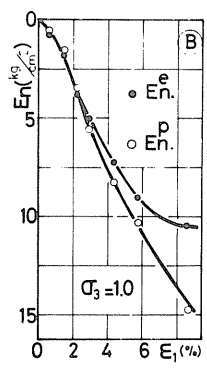


☒ - 11

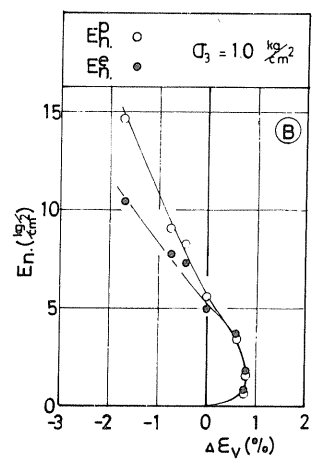
☒ - 9



☒ - 12



☒ - 10



☒ - 13

図-14

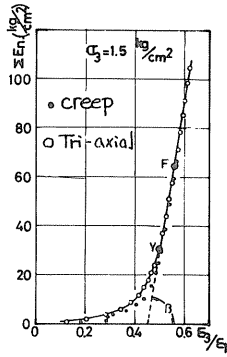
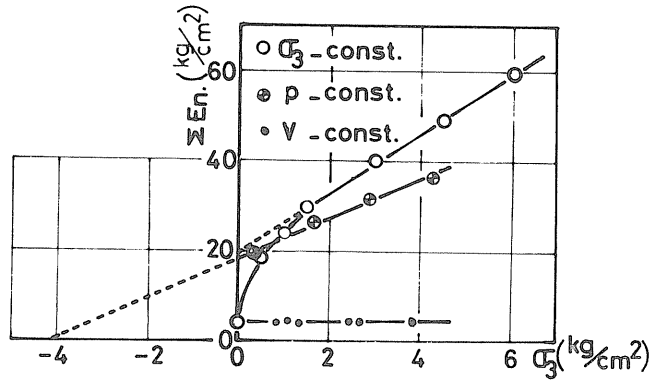


図-15



### 3. エネルギー的考察

図-10までは、ひずみと体積変化、軸差応力の関係を検討した。さらに、軸差応力と軸ひずみによるひずみエネルギーを考察する。

図-11；ひずみエネルギーとして本文で用いたものの定義を示す。

図-12；ひずみエネルギーが、初期においては、弾性的なものと塑性的なものが、余り違わないが、一定の段階以後、塑性部分の増大の著しい事を示す。

図-13；弾性的ひずみエネルギーと塑性的ひずみエネルギーが、その差を拓げるのは、除荷時に体積が収縮する点と一致している事を示す。

図-14；既に示した  $\epsilon_3/\epsilon_1$  と、図-12, 13と与えられたひずみエネルギーの関係を示したものである。この両者の関係が、直線と示される領域内に破壊点(F)が存在し、かつ、その前後で、特徴のある変化が見出せむ事から、この直線領域が降伏領域と考えられる事を示す。図に示すように、直線領域においては、クリープと等ひずみ载荷とは、ほぼ一致している。この直線領域の始まる点(Y)は、体積最小の点や、 $\Delta \epsilon_v = 0$ の点とほぼ一致している。このY点を降伏点と定義し、せん断応力経路、側圧等と変化させて、Yの値を求める。

図-15；Y点を取りだして、側圧とエネルギーの座標に示した。図には、側圧一定( $\sigma_3$ -const.)、平均主応力一定( $p$ -const.)、体積一定( $V$ -const.)の3つの応力経路のものを示した。いずれも圧縮状態のものである。

### 4. 結語

不飽和土と変形挙動を中心に検討し、特に、エネルギー的考察を加えた。伸張状態に対するエネルギー的考察は、当日発表の予定がある。

⑦ 乾燥による火山灰土の理工学的性質の変化

北海道大学農学部

○相馬 尅文、前田 隆

1. はじめに  
土の理工学的性質は、その土が有する含水量によって異なり、また乾燥を受けることによっても変化する。この乾燥による土の理工学的性質の変化は火山灰土や有機質土で著しく、とくに乾湿の繰り返れを受け、なご下層土において顕著に現われる。  
本報告では土の理工学的性質として、液性限界、収縮、凝集力、締固め、水分特性ととりあげ、乾燥がこれらの理工学的性質に与える影響を検討した。

2. 実験方法

(1) 供試土

供試土は図1に示すように、有機質火山灰土の根崎、落部、植苗、西舎、西土隈、火山性ローム土の上大成、根崎下層土および西舎下層土を用い、また対照試料として沖積土の北大表土と下層土、重粘地表土の北興、重粘地下層土の決頭列を用いた。



供試土は全て2mmフルイ通過部分を使用した。

図1 試料の採取地点

(2) 実験方法

液性限界試験-----供試土と種々の水分状態に風乾し、各乾燥段階(この時の含水比を初期含水比とする)の土を用いて液性限界試験を行ない、初期含水比と液性限界の関係を求めた。

比表面積測定----- BET水蒸気吸着法により土の比表面積と脱水過程から求めた。

0.075mmフルイ残留率試験-----種々の初期含水比の供試土と液性限界状態に練り返し、この練り返し土と0.075mmフルイで水中篩別して残留量を求め、初期含水比と0.075mmフルイ残留率の関係を求めた。

収縮試験-----供試土と液性限界状態に練り返し、この練り返し土を6cm×6cm×1cmの直方体試料容器に充てんして、20℃、85% (RH) の恒温恒湿条件下で乾燥し、含水比ごとに体積を遊動顕微鏡、メガス、ハイトゲージを用いて測定して収縮曲線と求めた。

締固め試験-----25gランマー、10cmモールドを用い、3層25回の締固めエネルギーにより、非乾燥法および乾燥法の締固めを行なった。

pF水分試験-----充テン土、練り返し土について遠心法と加圧板法と併用してpF水分試験を行なった。充テン土については毛管飽和後に試験を行なった。

### 3. 結果および考察

(1) 乾燥による土の液性限界の変化  
供試土の初期含水比 ( $w_L$ ) と液性限界 ( $LL$ ) との関係を図2に示す。

図2をみると、火山灰土、有機質土のみならず、非火山灰土においても、乾燥による土の液性限界の変化が

1. 初期含水比の低下により、 $w_L$ も液性限界は変化せず、一定の値をとる段階
2. 初期含水比の低下に伴って液性限界も低下していく段階

の2段階からなることを示している。

液性限界が低下し始める時の初期含水比と限界初期含水比 ( $w_L$ ) と定義すると、これは  $6\gamma$  前後に相当する<sup>(1)</sup>。そして初期含水比が限界初期含水比より高い場合は生土であり、低い場合は風乾土と定義することができる。

図2はまた、生土の液性限界が高くなるほど限界初期含水比も高くなることを示している。

また火山灰土では、乾燥による液性限界の低下が著しく、更に初期含水比が10%以下になると、土は砂質土の様相を呈して塑性を失ってしまう。

図3は土粒子の比表面積 ( $S.S.A.$ ) と生土の液性限界との関係を示したもので、比表面積の増加と共に液性限界も高くなる<sup>(2)</sup>。

すなわち液性限界を支配する主要な因子は土粒子の比表面積であり、したがって乾燥による液性限界の低下は、土粒子の比表面積を減少させるような土粒子の形態変化が生じたためである。筆者らはこのような土粒子の形態変化として「土粒子の粗粒化」を提案した。

このことを示したのが図4-a, b, c, d, eである。すなわち図4は初期含水比と  $0.075mm$  以下の残留率との関係を表わしたものであって、初期含水比が限界初期含水比より高い場合は残留率は一定であり（液性限界も一定である）、低い場合は初期含水比の低下と共に残留率は増加していく（液性限界は低下していく）。この残留率の増加は土粒子の粗粒化が生じたことを意味する。

乾燥により土粒子の粗粒化が生じると、土粒子の比表面積が減少し、粒子間力が小さくなるために液性限界が低下するのである。

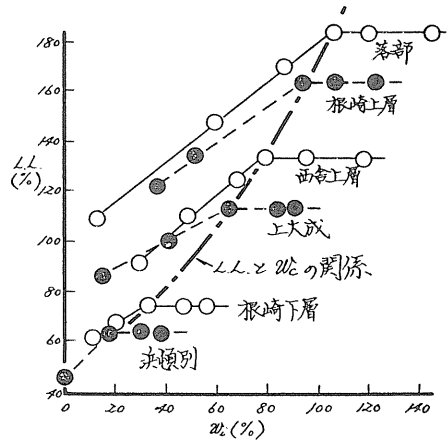


図2 初期含水比と液性限界の関係

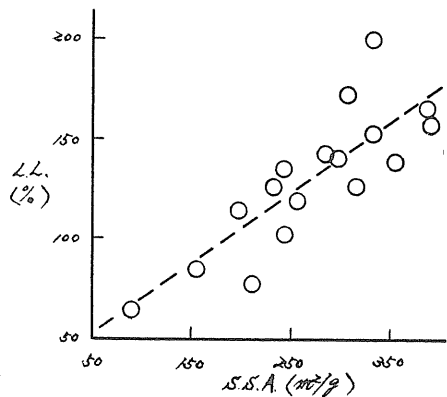


図3 比表面積と液性限界の関係

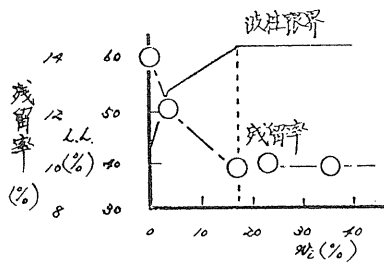


図 A-a 初期含水比  $w_0$  (%) 残留率の関係 (砂)

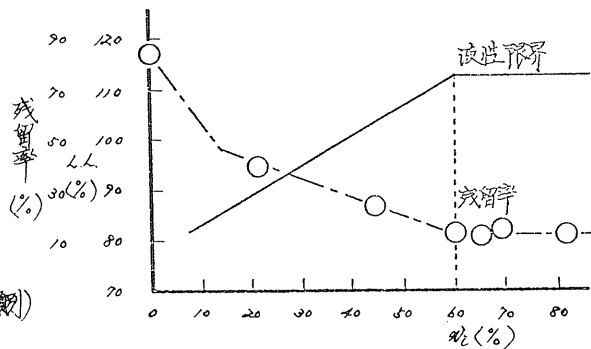


図 A-c 初期含水比  $w_0$  (%) 残留率の関係 (上火成)

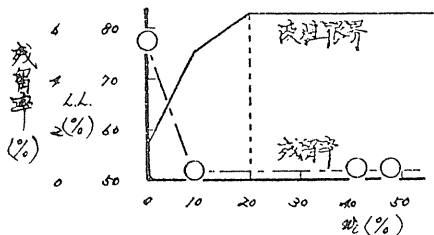


図 A-b 初期含水比  $w_0$  (%) 残留率の関係 (火山下層土)

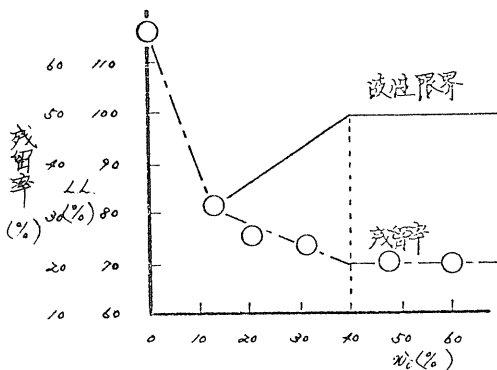


図 A-d 初期含水比  $w_0$  (%) 残留率の関係 (火山層土)

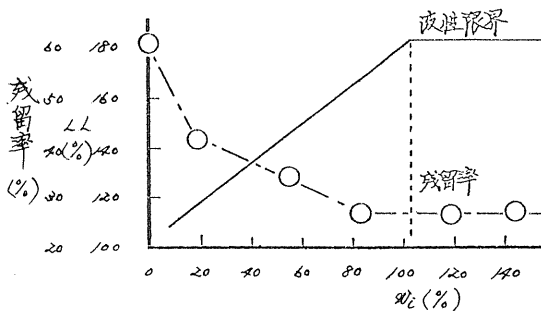


図 A-e 初期含水比  $w_0$  (%) 残留率の関係 (落部)

また火山灰土の場合、残留率の増加の程度が非火山灰土に比べて大きく、とくに初期含水比が10%以下で著しく大きくなる。これは粗粒化の急激な進行を意味し、前述の塑性消失の原因と考えられる。

落部の場合、残留率が増加し始める初期含水比は限界初期含水比よりも低い。これは落部が有機物含量の非常に多い有機質火山灰土(黒ボク土)であり、有機物は土粒子の表面に被膜コロイド状に存在するため、乾燥による有機物の変質が粗粒化よりも先に(高含水比側で)生じるからである<sup>(3)</sup>。

(c) 乾燥による土の収縮挙動、凝集力の変化

火山灰土の根崎表土と下層土の収縮曲線を図5に、非火山灰土(沖積土)の比下層土の収縮曲線を図6に示す。

図5、6は生土の体積変化が風乾土より大きく、しかも火山灰土、とくに有機質火山灰土においてこの傾向が著しいことを示している。すなわち乾燥により土粒子の粗粒化が生じると、一方で収縮可能な間隙が減少すると同時に、他方で土粒子の比表面積の減少により粒子間力が低下するために体積変化が小さくなる。

沖積土の粘土下層土では、液性限界状態から収縮（体積変化）は生土の方が風乾土より大きい。収縮曲線の形態は両者とも同一の収縮過程をとっており、乾燥による土粒子の変質（粗粒化）が火山灰土や有機質土より少ないことを示している。

土粒子の比表面積が非常に大きな有機質火山灰土の生土の場合、粒子間力が大きいために乾燥収縮による土粒子の再配列の程度が小さく、その結果、体積変化が著しく大きくなる。しかし、乾燥による粗粒化も著しいために風乾土の体積変化は生土に比べて非常に小さくなる。

根崎表土について、乾燥収縮による体積変化と間隙体積の変化量で模式的に比較すると図7のようなになる。ここで、烘試土の初期体積 ( $V_0$ ) は  $1.2 \text{ cm}^3$ 、 $G_0$  は  $2.35$ 、( $V_0/V_c$ ) および収縮開始時の水分（液性限界状態）は生土の場合では  $25$ 、 $160$  % であり、風乾土では  $1.31$ 、 $85$  % である。

図7によると収縮開始時の烘試土の間隙体積は生土の方が  $1.5 \text{ cm}^3$  大きい。これは乾燥による土粒子の粗粒化のために、収縮可能な間隙体積が風乾土では生土より少なくなっていることを意味する。次に乾燥収縮により変化した間隙体積を比較すると、生土では  $0.8 \text{ cm}^3$ 、風乾土では  $0.8 \text{ cm}^3$  の間隙体積の減少が生じ、生土の方が体積変化量は  $0.6 \text{ cm}^3$  大きくなっている。これから収縮開始時における間隙

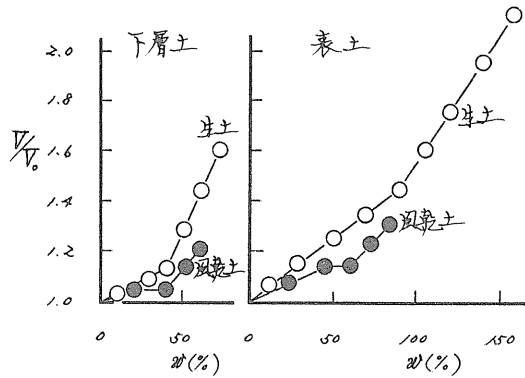


図5 収縮曲線(根崎)

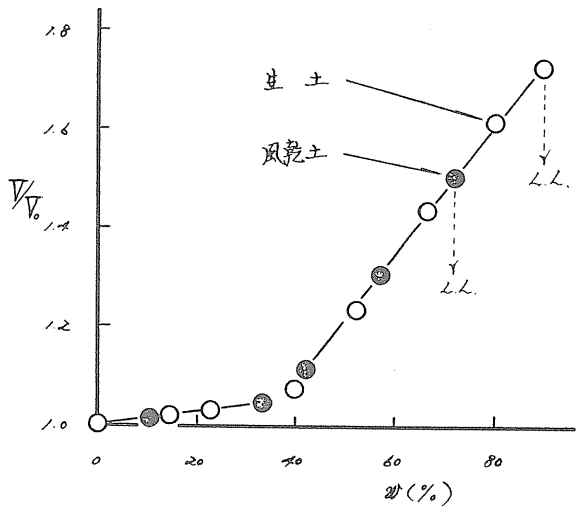


図6 収縮曲線(粘土下層土)

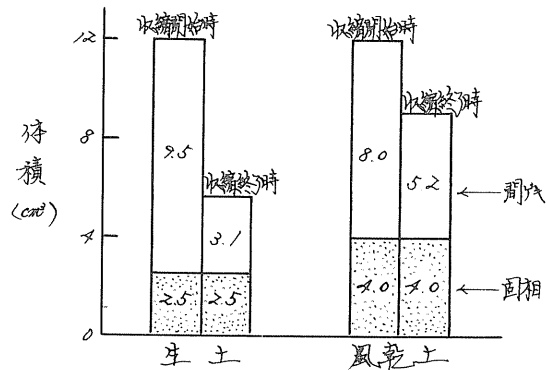


図7 収縮過程における間隙体積の変化(根崎表土)

欠体積の差 ( $1.5 \text{ cm}^3$ ) を引くと  $2.1 \text{ cm}^3$  となる。これは生土と風乾土の乾燥収縮による間隙体積の変化量の実質的な差であるが、また乾燥収縮において土粒子の再配列と引き起こす粒子間力の差の指標にもなると思える。すなわち生土と風乾土では、収縮の初期状態において収縮可能な間隙体積は生土の方が大きく、しかも粒子間力に関して生土の方が大きいといえる。

図8、9に根崎表土と北沢下層土の凝集力曲線を示す。

これらの図は、繰り返し土の脱水収縮に伴い凝集力が増加し、同じ含水比における凝集力を比較すると、生土の方が風乾土よりも大きいことを示している。

これは、乾燥により土粒子の粗粒化が生じて粒子間力が小さくなる、風乾土の場合、脱水収縮による土粒子の再配列の程度は少なく、また粒子間結合の形成も少ないために、生土に比べて凝集力が小さくなるのである。

火山灰土は非火山灰土に比べて、乾燥による粗粒化の程度が著しいために、生土と風乾土の凝集力の差が非火山灰土よりも大きい。

根崎表土の凝集力曲線と、乾燥密度と凝集力の関係からみると図10のようになる。

図10は同じ乾燥密度でもやはり生土の方が風乾土より凝集力が大きいことを示している。これは生土の方が脱水収縮による土粒子の再配列の程度が大きいために、粒子間結合の形成が風乾土より著しいことを意味している。

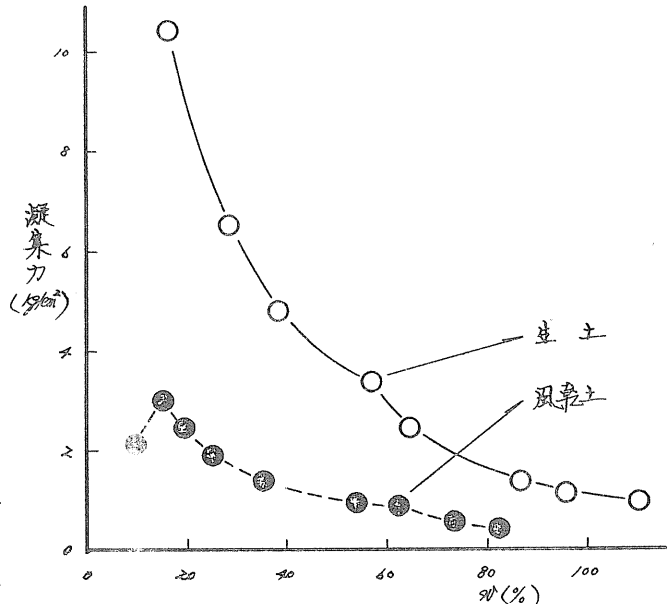


図8 凝集力曲線(根崎表土)

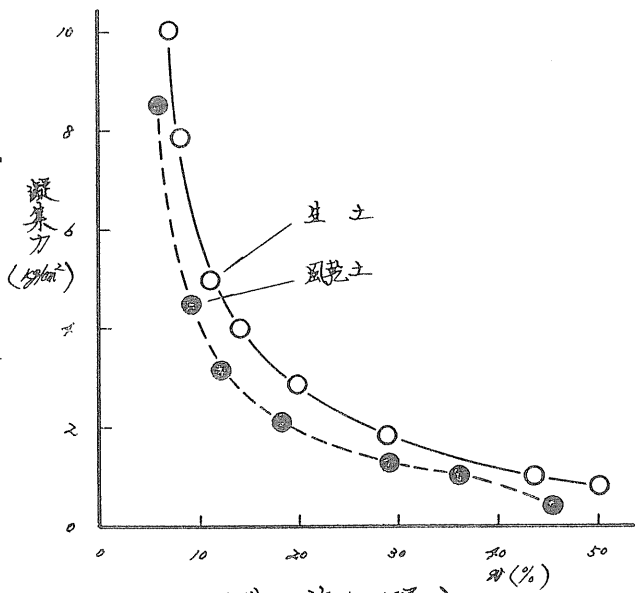


図9 凝集力曲線(北沢下層土)



また図8の根崎表土の風乾土の場合、含水比が15%以下になると凝集力は低下している。これは乾燥前歴以上の乾燥を受けると(根崎表土の風乾土の初期含水比は15%である)、粗粒化した土粒子自体の収縮により、脱水収縮の過程で形成された構造が破壊されて凝集力が低下したと考えられる。

(5) 乾燥による土の締固め特性の変化

図10に西舎表土および下層土について、また図11に西土壌についての締固め曲線を示す。

西舎表土、下層土は非乾燥法の締固め曲線と、西土壌は乾燥法と非乾燥法の締固め曲線を示している。

非乾燥法の場合、含水比(初期含水比)の低下に伴い、締固め曲線は最初ゼロ空ゲキ曲線に沿って乾燥密度が増加していく。締固め曲線がゼロ空ゲキ曲線に沿う線(飽和度一定)から離れる時の水分状態は $pF=2.5$ 付近である。さらに含水比が低下すると乾燥密度はピークに達する。ピークの時の水分状態は $pF=2.5$ 付近である。さらに含水比が低下すると、乾燥密度は低下し、その後再び含水比の低下と共に乾燥密度は増加していく。

西舎表土および西土壌の場合、含水比が限界初期含水比( $pF=2.5$ 付近)より低くなる、締固めは不可能になる。

これは、これらの土が有機物含量の多、有機質火山灰土であり、含水比が限界初期含水比より低くなる、乾燥による有機物の変質と土粒子の粗粒化による

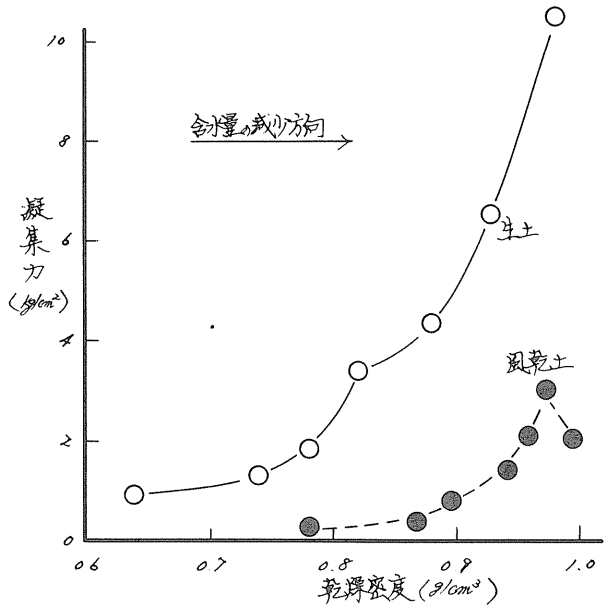


図10 乾燥密度と凝集力の関係(根崎表土)

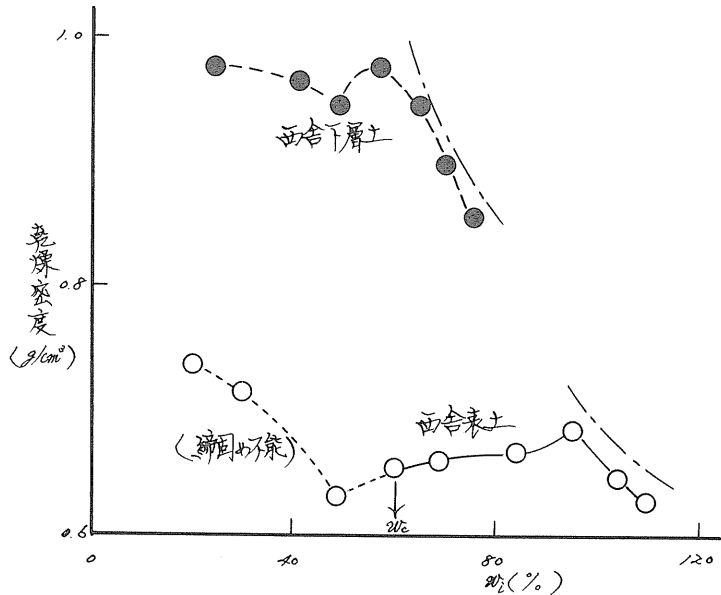


図11 非乾燥法による締固め曲線

り土が粘着力を失ったためである。

西土塊の初期含水比が55%と72%の場合の乾燥法による締固め曲線をみると、非乾燥法による締固め曲線に対して明らかでホステリンスを示している(図12)。また明瞭なピークくすなわち最大乾燥密度)ともつようになり、乾燥程度が大きき一方(初期含水比が55%の方)が最大乾燥密度は高くなり、最適含水比は低くなる。

締固め曲線における乾燥法と非乾燥法のホ

ステリンスは、乾燥による土粒子の脱水収縮が土粒子の形態変化と水分特性の変化をもたらし(後述)、これが締固めエネルギーによって、乾燥前の状態に戻らないために生じると考えられる。

(4) 乾燥による土の水分特性の変化

遠心法によって求めた充テン土のpF水分曲線を図13から図16に示す。ここで風乾土の場合は加圧せずに充テンし、生土の場合は加圧して風乾土の充テン密度と同じになるようにした。

風乾土では乾燥によって土粒子が脱水収縮し(これが粗粒化につながる)、土粒子の密度が増大しているために加圧しなくても高い充テン密度を得ることができるが、生土の場合は、風乾土と同じ充テン密度にするためには、充テンするのに加圧が必要となる。

有機物含有量の多い

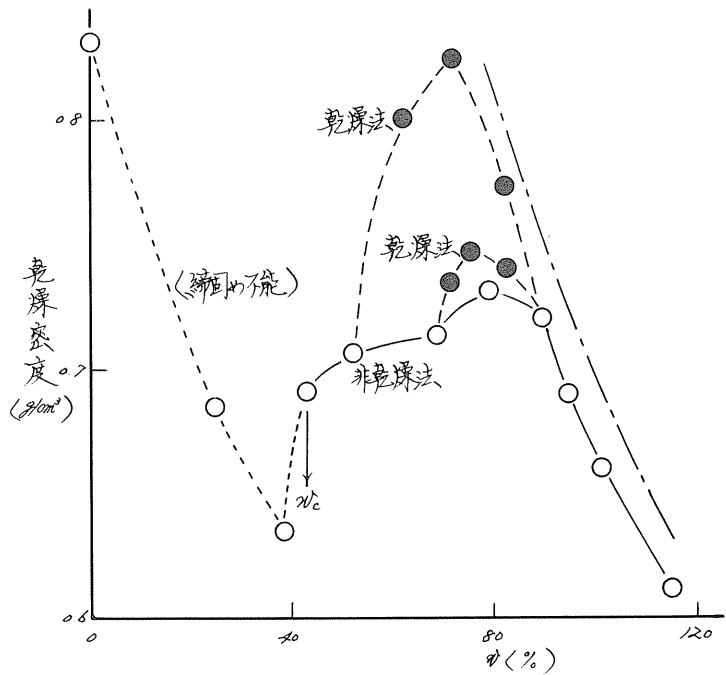


図12 乾燥法・非乾燥法による締固め曲線(西土塊)

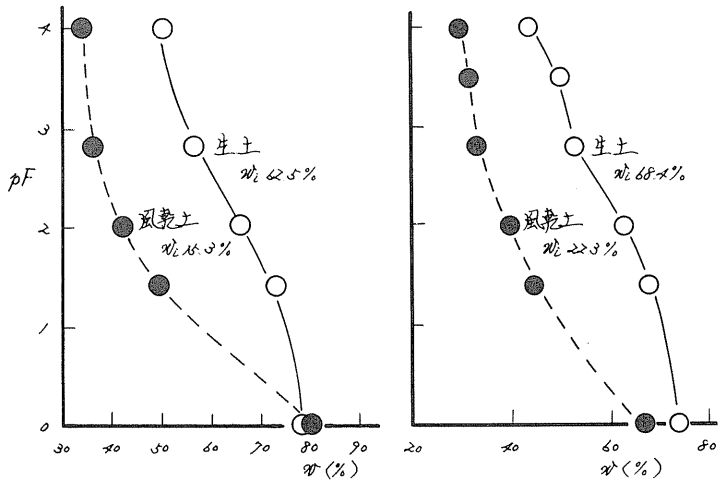


図13 pF水分曲線(成成,  $w_0 = 0.83 g/cm^3$ )

図14 pF水分曲線(成滑土,  $w_0 = 0.86 g/cm^3$ )

西舎表土の場合、  
生土と飽和度100%  
になるように加圧しても、  
風乾土の充テン密度より  
は小さくなった。

図15から図16  
をみると、乾燥  
によりpF水分曲線は  
底含水量比側に移行して  
おり、土の保水性が  
乾燥により低下  
することが判る。

これは前述の如く、乾燥による土粒子の  
粗粒化が比表面積の減少、水分保持力の  
低下をもたらすためである。

また保水性の低下は火山灰で著しい。

乾燥による保水性の低下を示したのが  
図17であり、この図は各pF値に対応する  
生土と風乾土の保持水分量の差を示した  
ものである。

図17をみると乾燥による保水性の低下  
が火山灰で大きく、非火山灰土では小さ  
いこと、および有機質火山灰土はロー  
ン質火山灰土よりも保水性の低下が著  
しいことが判る。

また図15から図16は乾燥によりpF水分  
曲線の形態も変化することを示して  
いる。これは生土と風乾土では間  
隙構造が異なることを意味する。  
pF1.8より低pF側の水は非毛管  
間隙(粗大間隙)に保持され、  
pF1.8より高pF側の水は毛管  
間隙に保持されると考えて、  
乾燥による水分保持形態の  
変化を示す図18のようになる。

生土の場合、充テン土が有する非毛管間隙は10%程度であるが、  
風乾土では22~35%になり、乾燥により非毛管間隙は2~3.5倍に増加する。  
これは土粒子の粗粒化が粗大間隙の増加をもたらすためである。

図19、20は有機質火山灰土の西舎表土、落部について、繰り返して土のpF水分曲線

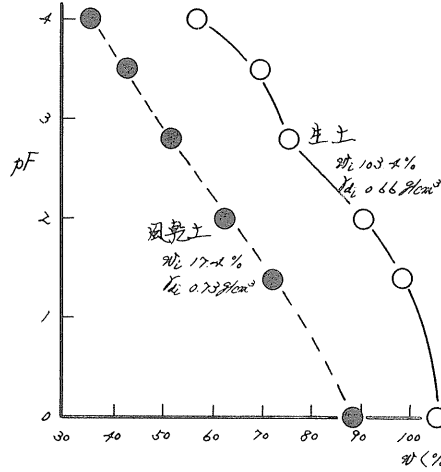


図15 pF水分曲線(西舎表土)

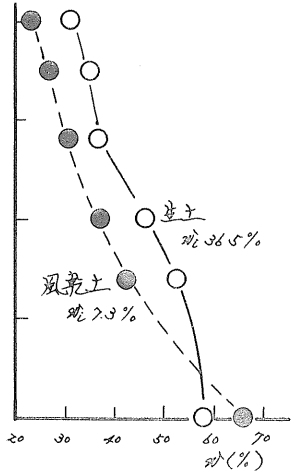


図16 pF水分曲線(以下層土,  $\rho_{d0} = 1.36 \text{ g/cm}^3$ )

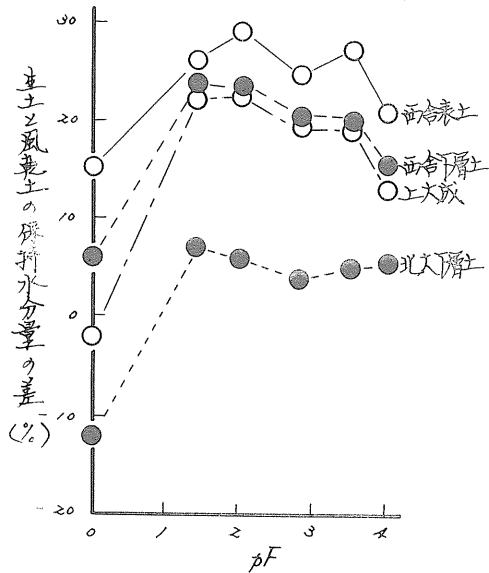


図17 乾燥による保水性の低下

と加圧板法により求めたものである。

有機質火山灰土では乾燥による保水性の低下が他のローム質火山灰土や非火山灰土に比べて大きい。また土表面積の非常に大きな有機物が保水性に与える影響が著しい。すなわち、これらの上では有機物を除去すると保水性が著しく低下し、生土の方が風乾土よりも低下の程度が大きい。

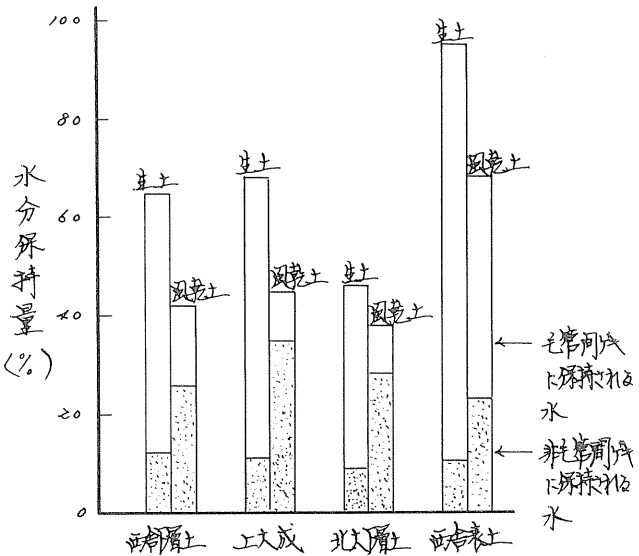


図18 乾燥による水分保持率の変化

4. まとめ

- (1) 乾燥による液性限界の変化は2段階よりなり、初期含水比が限界初期含水比より高い場合は液性限界は一定であり、低い場合は初期含水比の低下と共に液性限界は低下していく。
- (2) 乾燥による液性限界の低下は、土粒子の粗粒化による土粒子の比表面積の減少に起因する。

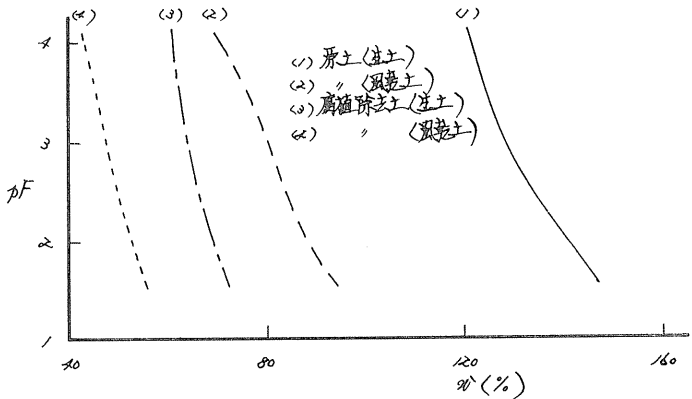


図19 練延土上のPI水分曲線(西台表土)

この変化は、火山灰土とくに有機質火山灰土において著しい。

- (3) 乾燥による土粒子の粗粒化は、練り延し土における体積変化の減少および凝集力の低下をもたらし、

これらの現象も火山灰土において著しい。

- (4) 乾燥法と非乾燥法の締固め曲線は明確なヒステリシスを

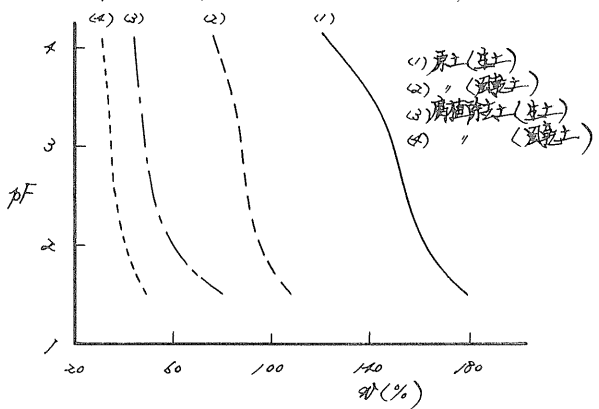


図20 練り延し土上のPI水分曲線(第部)

示す。また乾燥法による締固め曲線において、乾燥程度が大きくなるに従い、最大乾燥密度は高くなり、最適含水比は低くなる。

- (5) 有機質火山灰土の非乾燥法による締固めにおいて、含水比が限界初期含水比より低くなると、締固めが不可能となる。これは乾燥による有機物の変質と土粒子の粗粒化に起因する。
- (6) 乾燥による土粒子の粗粒化は保水性の低下をもたらし、火山灰土において著しい。また粗粒化により、粗大開げ気が増加する。

## 参考文献

- (1) 相馬利之、前田隆  
火山性ローム土の初期含水比が液性限界におよぼす影響  
農土論集 34 (1972)
- (2) 前田隆、相馬利之  
有機質土の理工学性との有機物含有量の関連性について  
有機質土に関するシンポジウム (1977)
- (3) 前田隆、相馬利之、佐々木清一  
腐植が土の物理性におよぼす影響  
農土論集 61 (1978)
- (4) 前田隆、相馬利之  
土のコンシステンシーに影響を及ぼす因子について  
土壌の物理性 30 (1972)

## ⑧ 有珠火山灰土の土質工学的性質

開発局土木試験所  
北海道工業大学  
北海道大学農学部

岸 洋一  
○ 神谷光彦  
長沢徹明

### 1. はじめに

昨年8月の有珠山噴火による火山灰によって、農地等に多大な被害が発生した。また、その後も泥流による二次災害の発生の懸念もあり、有珠火山灰土の性質を調べるのが急務となり、現在、多くの研究機関で研究がなされている。そこで筆者らは、この有珠火山灰土の土質工学的性質が、過去に研究された他の火山灰土と比較して、どのような差異があるか、また、この火山灰土の実験を継続するうえでの基礎的データを得るためなどの目的で、数種の実験を行なったので、その結果を報告する。

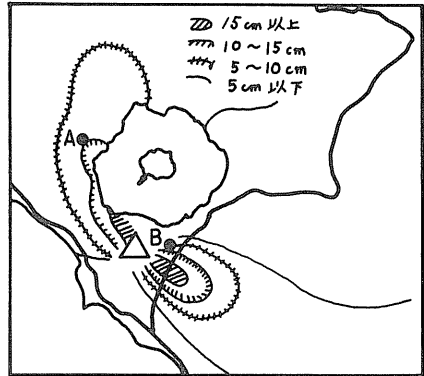


図-1

実験に用いた試料は図-1に示す洞爺湖の西側のA地点より採取したものであり、採取地点

の火山灰土の堆積状態は粗粒と細粒の火山灰土が5cm程度の互層をなしており、そのうち細粒分を多く含む層より採取した試料を実験に用いた。また、図-1にはこの火山灰の降灰厚の分布も同時に示した。堆積状態における火山灰土の物理的諸元は、比重  $G_s = 2.505$ 、湿潤密度  $\rho_t = 1.232 \text{ t/m}^3$ 、含水比  $w = 12.3\%$ 、乾燥密度  $\rho_d = 1.097 \text{ t/m}^3$ 、間ゲキ比  $e = 1.284$  であった。

### 2. 実験結果

#### 2.1 粒度分布

図-2に、実験に用いた有珠火山灰土(図中の記号A)および図-1のB地点より採取した粗粒を多く含む火山灰土(B)の粒度分布を示す。また図には、後述する実験に用いた、小清水町より採取した火山灰土( $G_s = 2.654$ 、以下C試料と略す)、森町石倉より採取した火山灰土( $G_s = 2.672$ 、D試料)および、比較のため、筆者らが以前に実験に用いた千歳市より採取した、交差降下型火山灰土の476  $\mu\text{m}$  以下の試料の粒度分

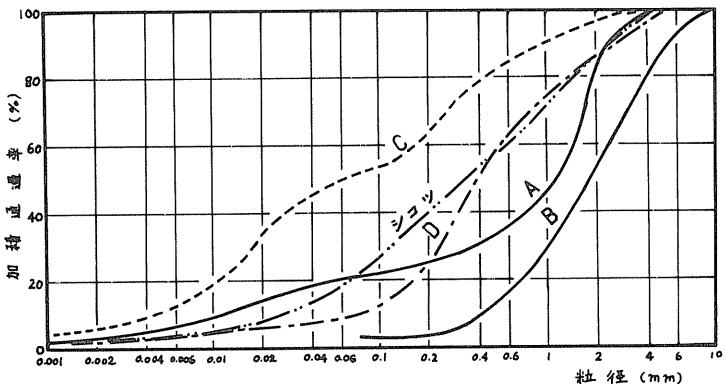


図-2

布も同時に示した。図より有珠火山灰土の粒度分布はほぼAとBで囲まれる部分に分布しているものと推定できる。また、Aについて夏島降下型と比較してみると、三角座標による分類では、両者とも砂質ロームに属するが、有珠火山灰土は夏島降下型より、砂分のうちでも、粒径の大きい粒子が多く混入していることがわかるが、均等係数についてみると、A試料は110で他のどの試料よりも大きく、粒度分布のよいことが特徴づけられる。

b) 締固め特性

図-3に有珠火山灰土の突固め曲線と透水係数および一軸圧縮強度と含水比の関係を示す。突固め試験はJISA1210の1-1法により、a(乾燥繰返し法)、b(乾燥非繰返し法)、c(非乾燥非繰返し法)の3方法について行なった。まず、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ や最適含水比 $W_{opt}$ について、他の火山灰土と比較してみると(シラス、 $\rho_{dmax}$  1.1~1.3,  $W_{opt}$  25~35<sup>1)</sup>、夏島降下型 $\rho_{dmax}$  0.9~1.2,  $W_{opt}$  30~50<sup>2)</sup>、小清水 $\rho_{dmax}$  1.1~1.2,  $W_{opt}$  20~30<sup>3)</sup>)有珠火山灰土の場合、 $\rho_{dmax}$ は1.7程度と大きく、 $W_{opt}$ は15%程度の小さい値となり、むしろ一般の砂質土とほとんど変わらない値であった。つぎに、a法とb法を比較すると、乾燥密度はb法がやや高い値となったが、その差は0.02程度であり、 $W_{opt}$ はほぼ同じ値となった。また、a法とd法について北郷らの報告よりみると、 $W_{opt}$ はa法が大きい場合や、その逆の場合などと土質により違いがある。それゆえ、火山灰土についてa法とb法の $W_{opt}$ は定性的に示すことができないが、有珠火山灰土では、a法とb法の差異は小さく、実用上、ほぼ同じとみなせる。また、従来a法とb法の差異は、a法の試料の繰返し使用による粒子破砕のためと考えられる<sup>4)</sup>ことより、有珠火山灰土は、比較的粒子破砕の少ない試料であると推定できる。つぎに、b法とc法を比較すると、従来の多くの研究と同様<sup>5)</sup>、c法の方が、 $\rho_{dmax}$ が小さく、 $W_{opt}$ が大きくなった。これは、火山灰土が多孔質であるため、c法の試料は粒子孔に保水を含み、これらの水分は、締固め効果に無関係であるため、c法の $W_{opt}$ が大きくなったと考えられる。また、 $W$ は $\rho_d$ のパラメータであるため、 $W_{opt}$

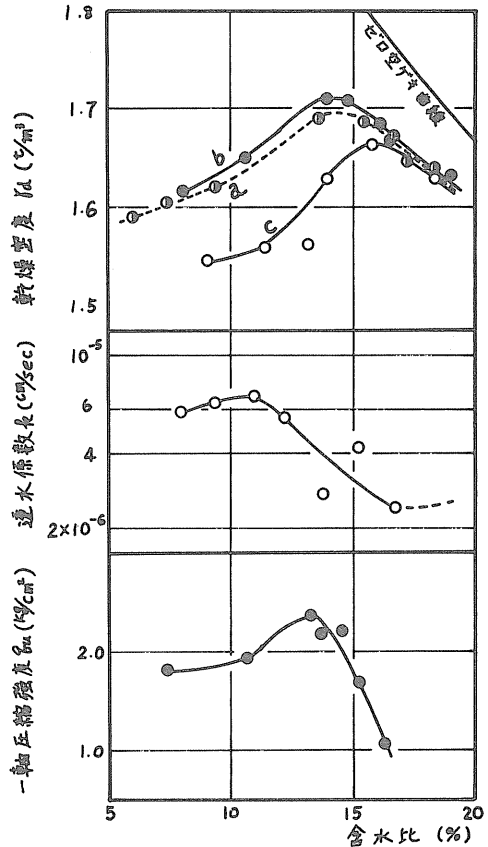


図-3

また、従来a法とb法の差異は、a法の試料の繰返し使用による粒子破砕のためと考えられる<sup>4)</sup>ことより、有珠火山灰土は、比較的粒子破砕の少ない試料であると推定できる。つぎに、b法とc法を比較すると、従来の多くの研究と同様<sup>5)</sup>、c法の方が、 $\rho_{dmax}$ が小さく、 $W_{opt}$ が大きくなった。これは、火山灰土が多孔質であるため、c法の試料は粒子孔に保水を含み、これらの水分は、締固め効果に無関係であるため、c法の $W_{opt}$ が大きくなったと考えられる。また、 $W$ は $\rho_d$ のパラメータであるため、 $W_{opt}$

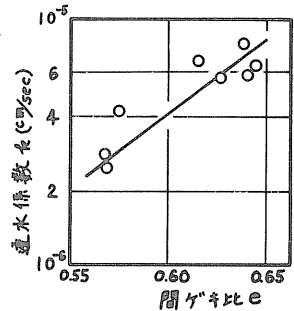
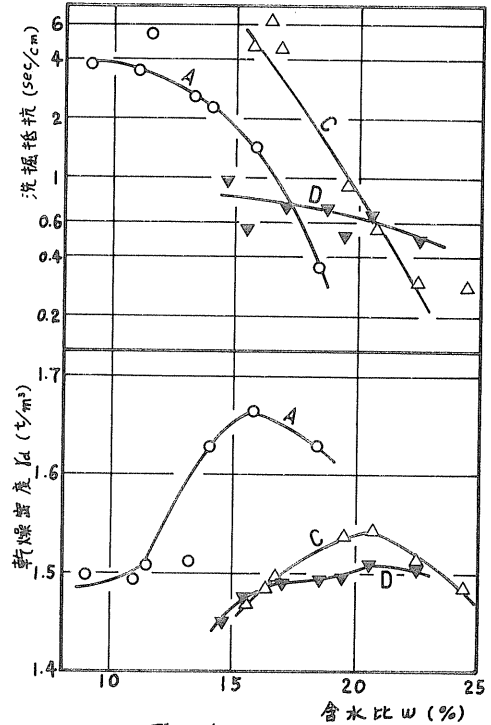


図-4

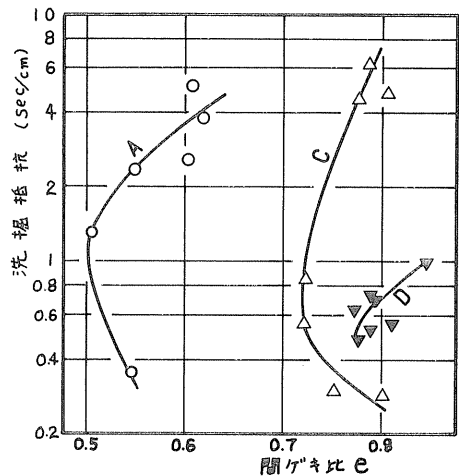
が大きくなったことにより、 $\alpha_{dmax}$  が小さくなったものと思われる。つぎに、図一三に示す透水係数は、10 cm モールドを用いて、1-1-C法により締固めた試料を変水位法により求めたものである。図より  $\alpha$  と  $w$  の関係は、 $w$  が 17% 以上の湿潤側の値がまだ測定されていないが、最適含水比よりやや湿潤側で透水係数が最小となる一般の土と同じ傾向を示した。しかし、その値は  $10^{-6}$  cm/sec のオーダーにあり、粒度分布よりみた場合、比較的小さい値となった。また、図一四の透水係数と間ゲキ比の関係を見ると、片対数紙上でほぼ直線となり、透水係数は間ゲキ比と一義的な関係にあることがわかる。つぎに、図一三の一軸圧縮強度  $\sigma_c$  は 1-1-C法で締固めた試料について行なったものであるが、供試体の形状が困難であったため、突固めモールドより抜き出したままの状態で圧縮試験を行なったものである。そのゆえ、高さ  $h$  と直径  $d$  の比は JISA/2/6 の 2~2.5 より小さいため、幾分大きい強度を示していると思われる<sup>6)</sup>。また、図より、 $\sigma_c$  と  $w$  の関係は、最適含水比の乾燥側で最大強度が得られ、一般の土と同様の傾向にあるが、含水比の増大による強度の減少が顕著であり、湿潤側における強度は最大強度の 1/2 以下になり、含水比の増大による強度低下が著しいことが特徴づけられる。

### C) 洗掘抵抗試験

図一五に有珠(図中の記号 A)、小清水(C)および石倉(D)の火山灰土の含水比～乾燥密度、洗掘抵抗の関係を示す。洗掘抵抗試験はミラスの試験<sup>1)</sup>に準じて行なったものであるが装置の関係で水流の水圧を大きくしたため、洗掘抵抗値については直接ミラスのそれと比較はできない。そこで、その傾向についてみると、小清水の試料が含水比の増大に伴い、洗掘抵抗値が片対数紙上でほぼ直線的に減少し、ミラスの代表的な例と類似の傾向を示した。また、有珠火山灰土の場合は、含水比の小さい領域では、洗掘抵抗値の低下は少ないが、含水比の増大に伴い急激に洗掘抵抗値が減少する傾向にあった。つぎに、この三者を比較するために、間ゲキ比をパラメーターとしたのが図一六である。図より有



図一五



図一六



珠火山灰土は、間ゲキ比が小さいにも拘らず、洗振に対する抵抗の弱いことが特徴づけられる。

#### d) 一面せん断試験

図-7に有珠火山灰土の一面せん断試験の破壊包絡線を示す。図の密づめは高い密度 ( $e=0.414$ ) を得るために、径10cm, 高さ5cmのモールドで突固めた試料について行なったものであり、強度定数は内部摩擦角  $\phi=50.4^\circ$ 、見かけの粘着力  $c=0.458(\text{kg/cm}^2)$  であった。また、ゆるづめは径6cm, 高さ1.2cmのモールドで軽く締固めた試料 ( $e=0.976$ ) について行なったものであり、 $\phi=36.7^\circ$ ,  $c=0$  であり、密づめになるにしたがい粒子のインターロッキング効果により、内部摩擦角が非常に大きくなり、高い強度が測定された。また、強度定数は、シラスのそれとほぼ同様の値を示した。つぎに、前述のゆるづめと同程度の締固めで、C, D試料についても一面せん断試験を

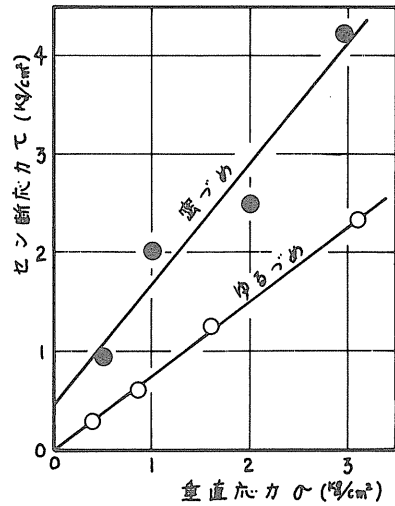


図-7

行なったが、その結果はC試料 ( $e=1.147$ ) で  $\phi=34.8^\circ$ ,  $c=0$ , D試料 ( $e=1.011$ ) で  $\phi=32.1^\circ$ ,  $c=0$  となり、間ゲキ比の小さい順に、もしくは、粗粒の粒子を多く含む順に強度が大きくなり、同程度の締固めでは、有珠火山灰土が幾分大きな強度を示した。また、他に、A, CおよびD試料については、20サイクルまでの凍結融解(凍結温度 $-20^\circ\text{C}$ , 融解温度室温, 試料を密封し含水比の変化を押えた)ののうち一面せん断試験を行なったが、実験誤差による測定値のバラツキを考慮に入れると、三若とも凍結融解による強度低下の傾向はみられなかった。これは、火山灰土が、細粒分が粘土鉱物よりなる一般の土と異なり、細粒分がガラス質よりなるため単なる温度変化だけでは、土粒子に物理的变化が生じないためと思われ、火山灰土が凍結融解作用による強度変化に対し、抵抗力があるという一般的な結論となった。

おわりに、本実験は北海道大学農学部および北海道工業大学の学生の協力を得て行ない、データの収集および解析にあたっては北海道大学農学部、梅田純司氏の協力を得た。記して謝意を表します。

#### 参考文献

1. 土質工学会編; 土質試験法, 1969, pp543~559
2. 北郷, 高岩, 神谷; 北海道大学工学部研究報告, No. 68-2, 1973, pp223~241
3. 池浦, 山田; 技術報告資料, No. 12, 1972, pp9~14
4. 北郷, 高岩, 森, 滝沢; 技術報告資料, No. 12, 1972, pp1~8
5. 例えは 森 満雄; 土と基礎, Vol. 13, No. 7, 8, 1965
6. 土質工学会編; 土質試験法, 1969, pp 552

⑨ 摩周火山灰の性質(その1)

農用地開発公団北海  
道支社根室事業所

川向 勲  
○宮野 順治  
佐藤 康文  
平館 忠男

千葉ホーリング工業(株)

1. まえがき

別海町、中標津町及び、根室市を含む「根室区域農用地開発公団事業」は、広大な未利用地や低利用地を開発するために、この地域全域を覆っている摩周火山灰について、土木施工の品質管理面から土質工学的性質を把握し、工事の円滑な進捗を促し、設計施工をより合理的にしようとするものである。

いままでに多くの研究者により、検討はされている火山灰の性質を引用しても、その全貌は、まだ明らかにされていない。このために、摩周火山灰の締固めエネルギーによる物理的变化と、土木施工の品質管理との関連に於いて、試験を行い、その中間結果を報告するものである。

2. 試験に供した試料

根室地区は、オム紀の火山活動の一つである摩周火山活動の影響下に属し、この噴出物が、この地域一帯を覆っている。

噴出年代は、沖積世で道内最古層に属し、摩周火山本体形成期(10000~7000年前頃)のもの、摩周カルデラ形成期(7000~2000年前頃)の三期に分類される。

試料に供した試料採取地は図-1に示す13箇所より採取し、この試料のうち粒径を巨視的に分す、火山灰質粘性土(レH)と火山灰質レキ(Gr)の2種類に区分し、火山灰質粘性土は、N10、火山灰質レキは、N07を、それぞれの代表的試料とし試験に供する試料は、JIS A1201の、四分法によつた。

自然状態時に於ける物理的性質は、表-1のようである。

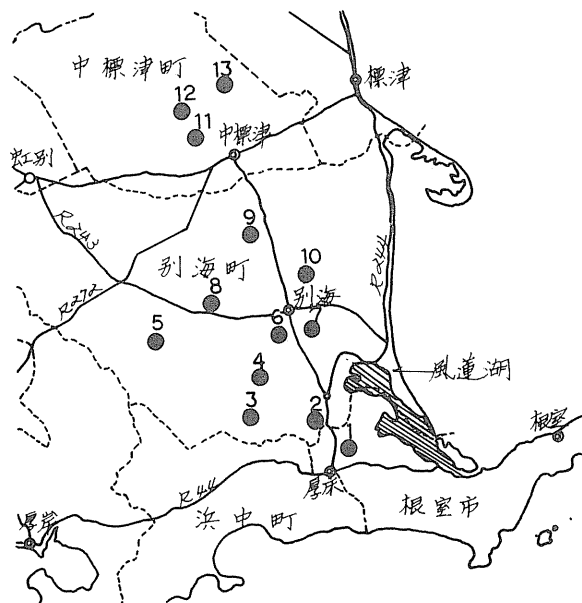


図-1 試料採取地点

これらの試料について、自然含水比状態時で、締固めエネルギーの変化による物理的性質について試験を行った。

試料番号	比重	含水比 (%)	コンシステンシー			粒度						統一分類	備考	
			液性限界 %	塑性限界 %	塑性指数	4分 %	砂分 %	細粒分 %	均等係数	曲率係数	粗粒率			
10	2.640	52.1	35.8	22.4	13.4	20	43.8	35.2	19.0	86.7	1.31	3.59	VH1	火山灰質粘性土
7	2.522	105.9		NP		53.4	28.5	12.1	6.0	43.8	7.35	7.57	GV	火山灰質レキ

表-1 試料の物理的性質

粗粒率は標準網フルイ全てと、0.075、0.150、0.300mmの加積残留率を加え100を除いたもの

### 3. 試験目的と試験項目

土木施工に於ける土構造物は、地山（土取場）より、切土、運搬、転圧等により多少の差こそあれ、乱されたり破碎されたりしている。反面、この土木施工の品質管理に伴う物理試験等は、自然状態（地山）の試料を用いて、JLSAの試験方法により諸値を求めているが、一般的であり求め得る諸値によって、品質管理に重要な空気間ゲキ率、飽和度の計算等に供されている。

しかし、実際には管理前の突固め試験、施工時の転圧等により、土の粒子構成に何らかの変化があり、それにつれて物理的性質が変化していくものと考えられるため、自然状態の試料と締固め（モールド径10cm、ランマー重量2.5kg、ランマー落下高さ30cmにて3層に分け、それぞれの落下回数を20、40、80、100回とした）エネルギーの変化による物理的性質の比較を行うこととし、次の試験項目について検討した。

- (1) 粒度試験      (2) 比重試験      (3) コンシステンシー試験

### 4. 試験結果と考察

#### 4-1 粒度試験

締固めエネルギーの変化による粒子構成を把握するため、JLSA/204に基づいて標準網フルイと、比重浮きョウを使用し、分散剤はケイ酸ナトリウムを使用した。

試験結果を図-2に示す。

図-2より火山灰質粘性土、火山灰質レキともに、締固めエネルギーの増加につれて曲線が左方に移動する。この移動が大きければ大きいほど、粒子の破碎の割合が大きいことを意味する。その度合は、火山灰質粘性土より火山灰質レキの方が顕著である。それらの関係を均等係数、曲率係数、粗粒率で示したのが図-3である。

火山灰質粘性土は、均等係数、粗粒率、曲率係数が若干の下降を示すのに対して火山灰質レキの均等係数は、 $N=0$ より $N=40$ までが、直線的に下降し $N=40$

~ $N=80$ まであまり変化がなく、 $N=100$ に於いて急激に下降しているが、今後数多くの試験データを収集して検討したい。

又、曲率係数は $N=0 \sim N=20$ に急こう配で下降し、 $N=20$ 以上 $N=100$ まではほとんど変化が見られなかった。

粗粒率については、エネルギーの増加に伴って $N=0 \sim N=20$ に急こう配で下降しその後、わかずつ下降傾向にある。

以上より火山灰質粘性土は、締固めエネルギーの増加に伴い、粗粒率が減少するが、その差はわかずであり粒子構成にあまり影響はないようである。

それに対して、火山灰質レキは締固めエネルギーの増加に伴い、土の粒子は破碎し均等係数、曲率係数、粗粒率が下降しているが $N=40$ 以上は大差はないようである。

#### 4-2 比量試験

一般に比量試験は、JIS Aに基づいて試料を炉乾燥させ、標準網フルイ $2.0\%$ でフルイ試料の最大粒径を $5.0\text{mm}$ とし、脱気方法は煮沸方法で行っている。又、煮沸時間もJIS Aでは、 $10$ 分以上と規定されているが、ここでは煮沸時間を、 $30$ 分として試験を行なった結果、同一試料9個の値にバラツキがあったので、

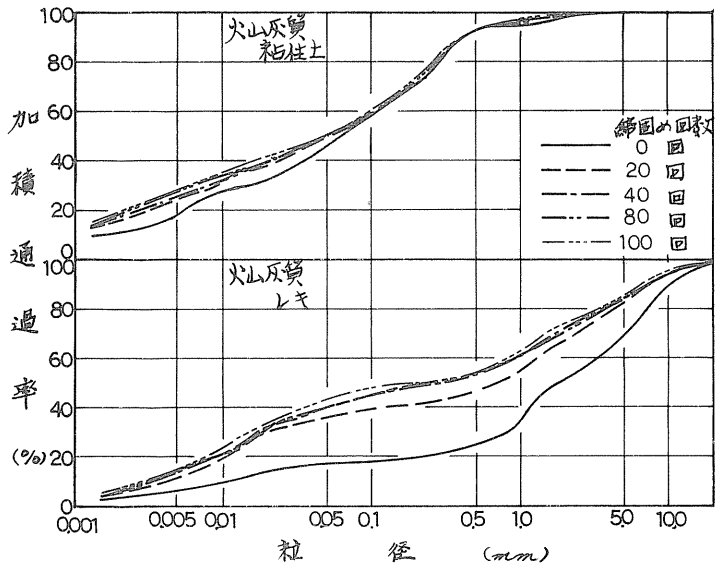


図-2 締固めエネルギーによる粒度構成

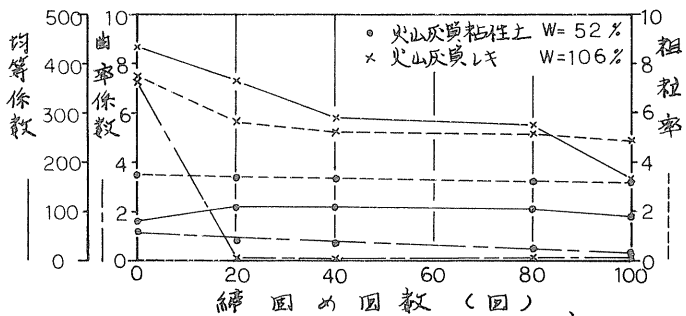


図-3 締固め回数と均等係数、曲率係数、粗粒率の関係

火山灰特有の多孔質による空気（気ほう）が抜けきっていないものと考え、煮沸時間を延長して比重値が一定値になるべき時間を求め図-4に示す。

図-4より、煮沸時間が短時間では、比重のバラツキ範囲が広いが、長時間にはるにしたがって範囲が集束されている。

この事から、測定的誤差の範囲を考えても比重を求めるときの、

煮沸時間は火山灰質粘性土では、2時間以上、火山灰質レキでは4時間以上の脱気時間が必要であることが判明した。

この結果より当試験に於ける比重値は、各土質ごとによるそれぞれの煮沸時間によって行なった、締固めエネルギーの変化による比重の値を、図-5に示すように火山灰質粘性土、火山灰質レキとも自然状態時の比重に比較し、締固めエネルギーの増加に伴い、減少の傾向にある。

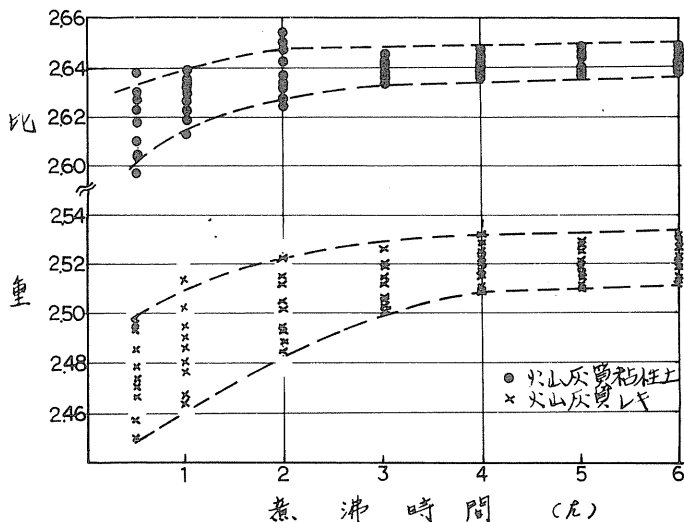


図-4 時間と比重の関係

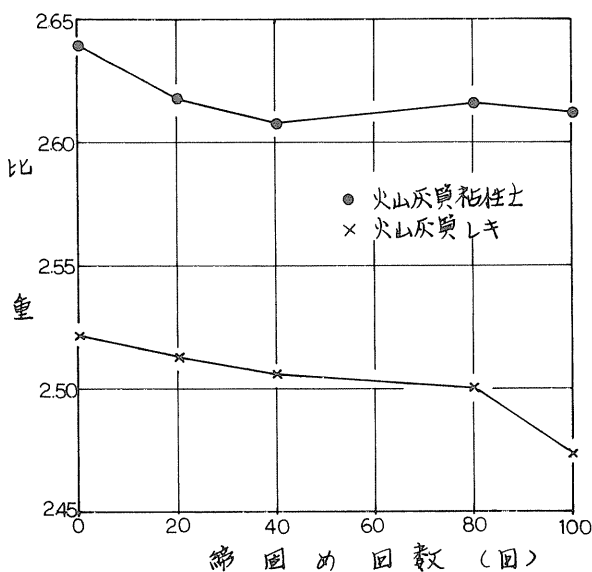
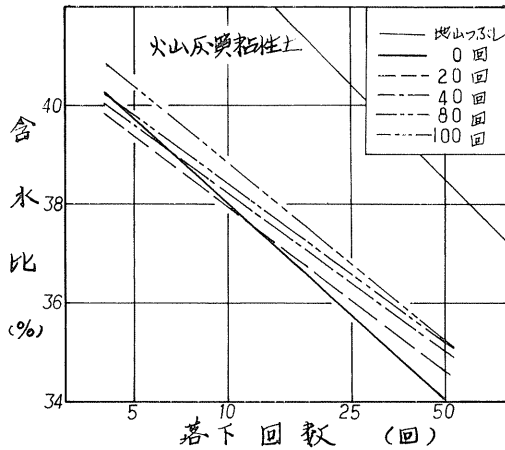


図-5 締固め回数と比重の関係

これは、ミラス粒子の比重試験より「自然粒度の試料に比べて破砕試料の比重は小さい」と同様であり、又「気乾試料より自然含水状態の方が0.02高い値が得られている」はより検討して今後、突固め試験等に於ける空ケキ率、飽和度等ほどの計算等に、補正本来そうであるか今後、検討してゆきたい。

#### 4-0 コンシステンシー試験

火山灰質レキは、 $\gamma_d$ であったため、火山灰質粘性土について締固めエネルギーの変



図—6 締固めエネルギーによる液性限界の変化

化による試料を、JIS A 1205、1206の試験方法によつた。又、自然状態を軟こうべ下よりつぶした試料についても試験を行つた。その結果を図—6に示す。

図より、締固めエネルギーの増加に伴い、液性限界値は高いが自然状態を軟こうべ下よりつぶした試料が最も高く、この試料の極限状態であろうと判断される。(自然状態試料に対して約5%高い)

締固めエネルギーと、液性限界値、塑性限界値の関係を、図—7に示す。

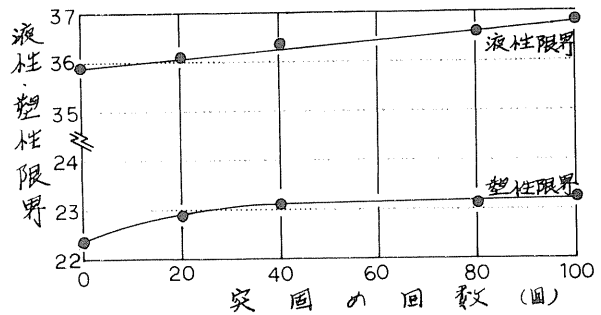
又、それらの指数を図—8に示すように、流動曲線の傾度である流動指数(Lf)は締固め回数  $N=0$  で  $Lf=5.7$  に対して、 $N=20$  以上は、ほぼ同様の数値(4.8~4.5)にわたつた。

エネルギーの増加による液性指数及びコンシステンシー指数は、ほぼ変化がほとんどない状態の試料であることが判る。

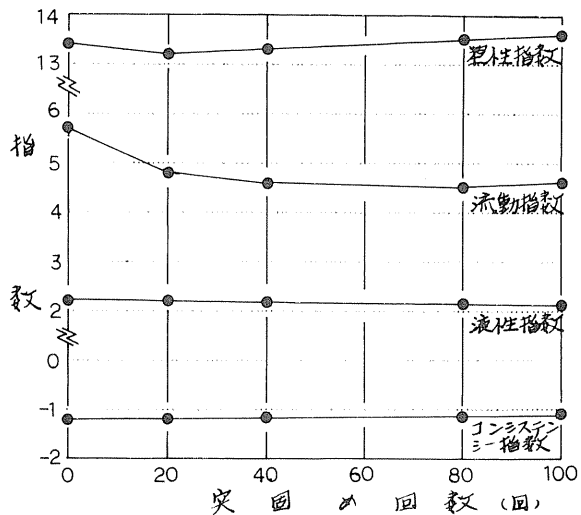
以上の関係を締固めエネルギーの増加による粒子構成の変化と、対比させたものを、図—9、図—10に示した。

図より、粗粒率が大さくはるにつれ、液性限界値、及び塑性限界値が減少の傾向にあるが、塑性指数は、ほとんど変化はない。

又、流動指数は粗粒率  $\alpha=0.4$  までは、ほとんど変化はないが、 $\alpha=0.4$  以上は上昇の傾向を示し、液性指数、コ



図—7 締固めエネルギーによる液性、塑性限界の変化



図—8 締固めエネルギーによる諸指数の変化

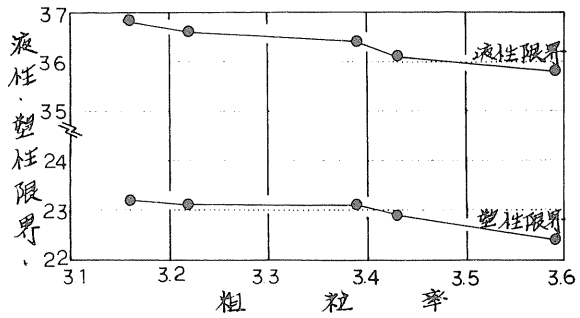
ンシステンシー指数は、粗粒率に  
 関係ないようである。

しかし、これらの試験試料は  
 少なく今後、より多くの試料に  
 て試験を行ない検討してゆきたい。

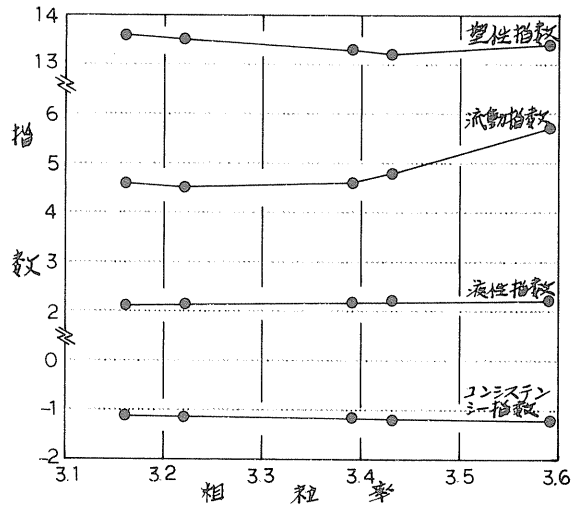
4-4 まとめ

現場に於ける土構造物は、重  
 機等により転圧され、自然状態  
 時に比べて粒子構成に何らかの  
 物理的变化が生じている。

しかし、この土工を管理する  
 土工管理試験のうち物理試験  
 は、一般に自然土試料を用い、  
 その諸値を諸計算に供されてい  
 るため、今回は粒子構成の変化  
 による物理的性質を把握しよう  
 として、火山灰質粘性土、火山  
 灰質レギの2種類の試料の物理  
 試験を行った。その結果を、  
 表一に示すように、あよそ次の  
 ことが云えようである。



図—9 粗粒率と液性・塑性限界の関係



図—10 粗粒率と諸指数の関係

土質名	実測回数	粒子量 GS	コンシステンシー							粒度							
			液性限界		塑性限界		塑性指数	流動指数	コンシステンシー指数	液性指数	V <sub>L</sub> 分	砂分	細粒分		均等係数	曲率係数	粗粒率
			LL %	PL %	PI	IF							LC	LC			
火山灰質粘性土	0	2640	35.8	22.4	13.4	5.7	-1.216	2.216	2.0	43.8	35.2	19.0	86.7	1.31	3.59		
	20	2618	36.1	22.9	13.2	4.8	-1.212	2.212	0.7	45.0	30.3	24.0	110.0	0.82	3.43		
	40	2608	36.4	23.1	13.3	4.6	-1.180	2.180	1.0	44.2	29.8	25.0	110.0	0.74	3.39		
	80	2616	36.6	23.1	13.5	4.5	-1.148	2.148	0.5	44.2	27.3	28.0	105.0	0.47	3.22		
	100	2612	36.8	23.2	13.6	4.6	-1.125	2.125	0.7	42.0	27.3	30.0	90.0	0.28	3.16		
火山灰質レギ	0	2522							53.4	28.5	12.1	6.0	434.8	7.35	7.57		
	20	2513							35.4	25.4	26.2	13.0	368.4	0.10	5.75		
	40	2506							30.6	24.4	31.0	14.0	296.9	0.11	5.31		
	80	2500							27.9	27.0	31.1	14.0	279.4	0.10	5.25		
	100	2473							25.7	24.7	33.8	15.8	164.3	0.11	4.99		

粗粒率は標準網フルイ全てと 0.006, 0.010, 0.002 mm の加振線留率を加え、100% 除いた。

表—2 締固めエネルギーによる試料の物理的性質の変化

- (1) 締固めエネルギーの増加に伴い、粒子構成の変化は、火山灰質粘性土より火山灰質レキの方が顕著である。
- (2) 火山灰質粘性土、火山灰質レキの比重試験による煮沸時間は、前者で3時間、後者で4時間の振気が必要である。
- (3) 締固めエネルギーの増加に伴い、火山灰質粘性土、火山灰質レキともに土粒子の比重は、減少傾向にある。
- (4) 火山灰質粘性土は、締固めエネルギーの増加に伴い、液性限界値は上昇し、塑性限界値は、 $N=40$  以上は変化がはいようである。
- (5) 締固めエネルギーが増加しても、液性指数及びコンシステンシー指数は変化が認められない。

### 参考文献

- (1) 北郷繁 高岩勝 表次雄 滝沢正人 : 北海道の火山灰の土質工学的性質  
技術報告資料 オ12号, オ13号
- (2) 山田忠 : 北海道における火山噴出物の噴火年代の編年 1968
- (3) 土質工学会編 : 土質試験法 1965



⑩ 火山灰土工における2・3の考察—新千歳空港土工事から—

札幌開発建設部

谷口 秀男

ま之がま

新千歳空港は、昭和60年に航空利用客1000万人に対応する3000m滑走路をもつ民間航空機専用空港として、現空港に隣接して整備されるもので、全体計画における空港用地面積は約700haあり、既設工事中のものを含め、新東京国際空港に次ぐ広さである。

用地の広いと云うことは、造成に要する土工量も多いことになり、本工事においては全体計画で切盛土工量800万 $m^3$ 、オI期工事だけでも465万 $m^3$ になる。

空港建設予定地域は、樽前、恵庭、支笏の火山降下物で覆われ、その土層はレキ状の未風化火山灰から、風化してローム質化した火山灰まで多種にわたっており、土の流用を含め土工事に多くの問題を提起している。

昭和51年工事にあたり、今後の土工計画、施工管理に必要と思われる条件のうち、土の変化率、施工基準密度の設定、施工管理の簡易化についての試験調査を行なったので、その検討結果を報告する。

1 土質について

(1) 概況

空港建設用地を含む千歳市を中心に、札幌市南部から苫小牧にかけての一带は、支笏、恵庭、樽前の各火山噴出物によつて構成される標高20m台の丘陵地である。

空港用地内の土層構成を、A滑走路についてみれば図-2のようになる。土層の分布はほぼ一様で、レキ状火山灰と腐植土を含むローム性土が完全互層で存在し、各土層とも現地表面に平行に分布しており、土層の特性は表-1のようである。

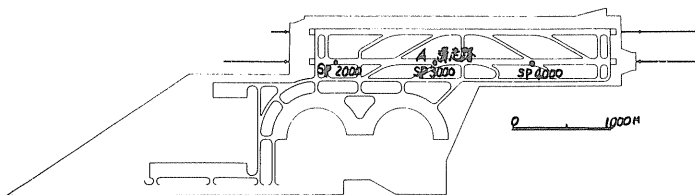


図-1 一般平面図

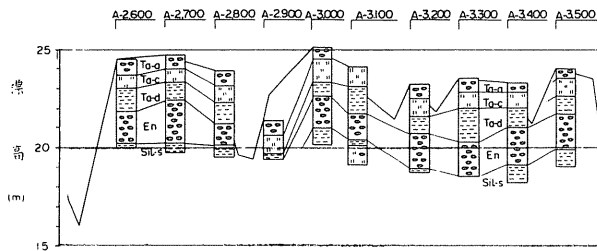


図-2 土層柱状図の代表例

凡 例

記号	土 質	地 層 分 類	成 因
●	腐植土	H-a	
○	砂	Ta-a <sub>1</sub>	樽前火山
○	砂	Ta-a <sub>2</sub>	樽前火山
○	粗粒火山灰	Ta-a <sub>2</sub>	
○	腐植土	H-c	
○	粗粒火山灰	Ta-c <sub>1</sub>	樽前火山
○	火山灰	Ta-c <sub>2</sub>	
○	腐植土	H-d	樽前火山
○	風化砂石	Ta-d	
○	火山灰質土	Shi-s	恵庭火山
○	砂	En	
○	火山灰質土	Shi-s	支笏火山
○	粗粒火山灰	Shi-fu	

(2) 土の突固め特性

a. 単体材料として

火山灰の突固め特性は J·I·S - A - 1210<sup>1</sup>·3 - C<sub>1</sub>によって求め図-3のようである。図-3および表-1から、腐植 樽前d層は盛土材料に適していることがわかる。

b. 混合土の特性

実際の施工では、レキ状土の間に挟在する不良土を抜き取りながら施工することは困難であるばかりか、レキ状火山灰土の盛土り面の安定に不安があることなどから、各種土の混合したもので施工される。この調査では樽前C層と樽前d層を混合して実験用混合土を作った。混合土の粒度曲線は図-4のようであり、突

表-1 地山の土質試験平均値一覧表

	樽前a層		腐植樽前C層		腐植樽前d層		盛土火山灰		支那釋瓦流		
	Ta-a <sub>1</sub>	Ta-a <sub>2</sub>	H-C	Ta-C <sub>1</sub>	Ta-C <sub>2</sub>	H-d	Ta-d	Sil-e	En	Sil-s	Sh-fl
粒 度 特 性	レキ分% 25	10	5	20	55	55	30	10	35	0	10
	砂分% 75	85	55	75	45	10	10	15	50	20	50
	シルト分% 0	5	30	5	0	15	60	50	15	45	35
	粘土分% 0	10	10	0	0	20	25	25	15	35	15
液性限界%	-	-	140	-	-	200	200	90	-	65	-
塑性限界%	-	-	80	-	-	120	110	55	-	40	-
土粒子の比重	2.73	2.65	2.63	2.80	2.74	2.60	2.75	2.77	2.77	2.74	2.50
含水比%	20	20	85	35	20	110	150	85	70	70	40
湿潤密度%	1.45	1.40	1.20	1.35	1.60	1.15	1.00	1.15	1.25	-	-
乾燥密度%	1.20	1.20	0.65	1.00	1.30	0.55	0.40	0.60	0.70	-	-
弾熱減量%	6	4	20	-	-	30	-	-	-	-	-
洗ひ損失量%	0.7	4.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-

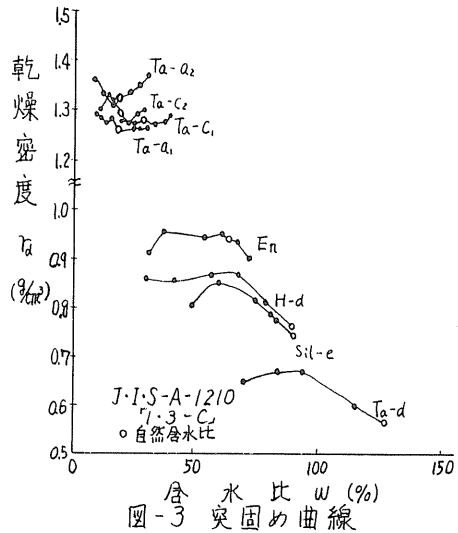


図-3 突固め曲線

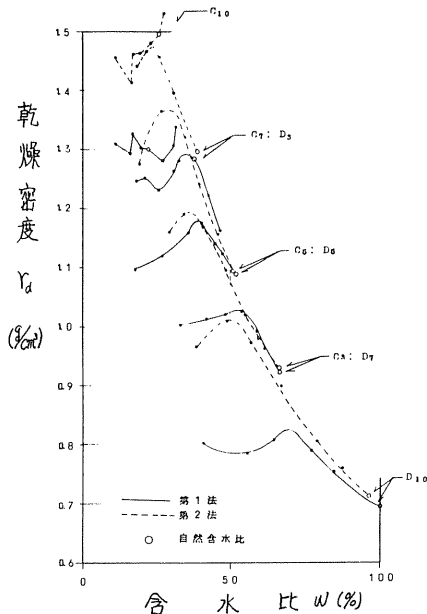


図-5 混合土の突固め特性

固め曲線は図-5のようである。図にはJ·I·S - A - 1210<sup>2</sup>·4 - C<sub>1</sub>による突固め試験結果も併記してある。図から盛土不適とされるd層土も、C層土を混入すると粒

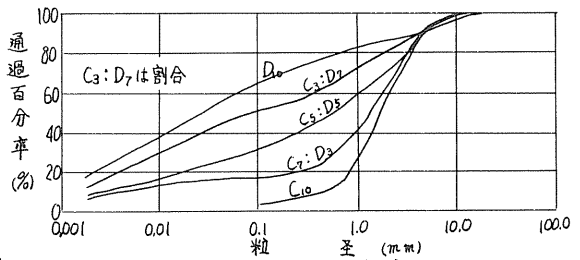


図-4 混合土の粒度

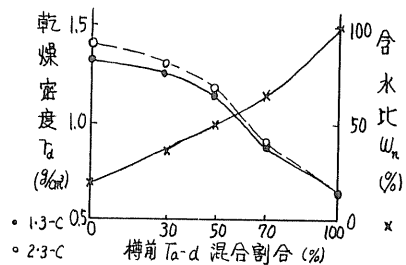


図-6 自然含水比における混合土の突固め曲線の変化

度の改善もあつて混入割合が増すに従つて最大乾燥密度は増加する。自然含水比における混合土においても図-6のようにd層混合割合30%以上では、ほぼ直線的に変化していることがわかる。

## 2 土の変化率

土工における変化率の決定は、土工量に直接影響してくる重大な要因で、現地における試験振割および試験盛土を実施して求めるのが最つとも妥当な方法であるが、実際にはあまり実施されず、経験的に求められた値を用いることが多い。このほかで最つとも標準的に用いられる道路土工指針においても新千歳空港用土のような火山灰土については示されている。火山灰土については北海道開発局が経験的にとりまとめ、若干の散逸量をも考慮して、流用率として表-2のように示し、注書きとして散逸量が多い場合は流用率を減らすことの可能性を示唆している。また参考図書類によれば、大土工になるほど散逸量などが多くなり、

変化率が低減するとしているものもある。

新千歳空港工事では、切土量800万 $m^3$ であるから、土の変化率を0.05変えただけで40万 $m^3$ の差ができ、事業費で約2億円の差が生ずるから、変化率を安易に決定するわけにはいかないのであ

り、昭和51年工事において、土の変化率の決定の基礎資料を得るための調査検討を試みた。

(1) 設計のため突固め基準から求めた変化率

土の変化率は一般に

$$C = \frac{\text{締固め後の土量}(V_2)}{\text{地山の土量}(V_1)} \quad \text{または} \quad C = \frac{\text{地山の密度}(\gamma_1)}{\text{締固め後の密度}(\gamma_2)} - \text{散逸調整値}(C_1)$$

で求められる。

昭和51年度の工事設計における締固め後の密度の推定は、昭和50年度用地造成工事の土の突固め試験の結果から、混合土の自然含水比25.0%、最大乾燥密度1.465 $g/cm^3$ を得るから、施工管理基準密度を最大乾燥密度の90%とすると、

$\gamma_2$ は、

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= \gamma_{dmax} \times 0.9 \\ &= 1.32 \text{ } g/cm^3 \end{aligned}$$

となる。地山密度は、土工として予定される土層の平均密度を用い

表-2 土の流用率標準表

主要区分	道路工事	
	範	標準率
砂質土	0.80~1.00	0.90
	0.80~1.00	0.90
レキ質土	0.80~1.00	0.90
	0.80~1.00	0.90
粘質土	0.80~1.00	0.90
	0.80~1.00	0.90
火山灰	0.67~0.87	0.77
	0.95~1.15	1.05
軟岩	1.10~1.30	1.20
	1.15~1.35	1.25
硬岩を破砕したもの	1.30~1.50	1.40
	1.00~1.10	1.05

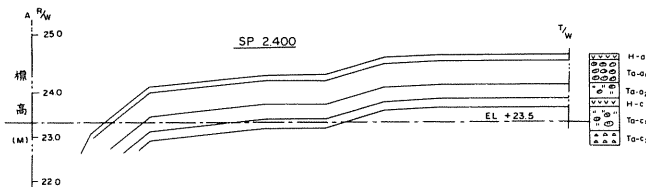


図-7 代表土層断面図

表-3 地山平均密度

土層名	代表断面積地	構成比率(%)	地山乾燥密度( $g/cm^3$ )	混合土を構成する密度分担( $g/cm^3$ )
Ta-a <sub>1</sub>	24.165	656.8	1.20	0.788
Ta-a <sub>2</sub>	8.285	225.2	1.20	0.270
H-C	2.565	69.7	0.65	0.045
Ta-C	1.775	48.3	1.00	0.048
計	36.790	1000.0		1.141

ることとし、図-7のような代表断面を想定すると表-1の値を用いて表-3のように  $r = 1.14 \%$  を得る。

散逸量については定説がなく、北海道開発局では土工状態によつて0.1の範囲内で調整することとしているし、図-8のような参考例もある。

本工事においては、防犯施設局が実施したレキ状火山灰土の試験結果から、機械の踏込みによる沈下量を5~10cmと想定し、平均切深1~2mに対し0.05に相当することから散逸調整値  $C_1$  を0.05とした。

以上の仮定から、51年度当初設計に用いる変化率は

$$C = r/r_0 - C_1 = 1.14/1.32 - 0.05 = 0.864 - 0.05 = 0.8$$

とした。

### (2) 実測による変化率の検討

#### 1) 測定箇所

土工量を比較的正確に求めることのできる箇所を図-9のように選定した。

#### ロ) 切土箇所における土層

切土箇所における土工区は一般流用土工と、菅函渠根掘埋戻土工に分けられ、代表的土層構成を示すと図-10のようであり、各土層における土の試験結果は表-4、図-11、図-12のようである。

#### ハ) 変化率の算出

各土工区における土層の密度を表-4、図-10から求めると表-5のようになる。

変化率を次のように定義すると、表-

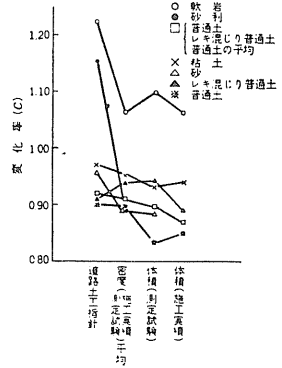


図-8 変化率の変化

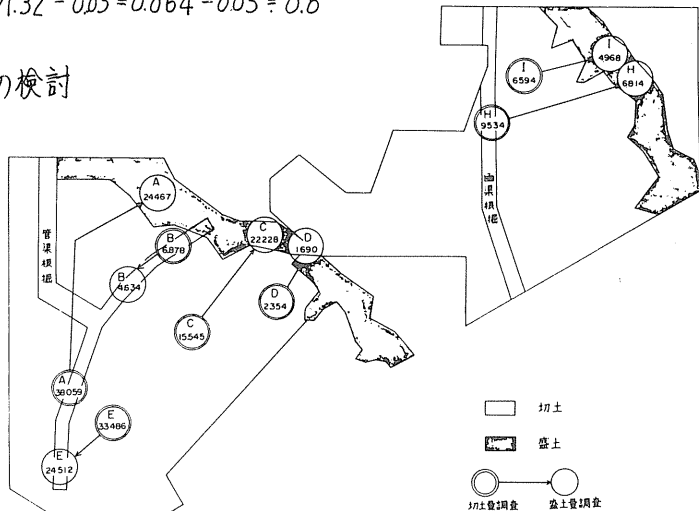


図-9 施工箇所および土層調査箇所

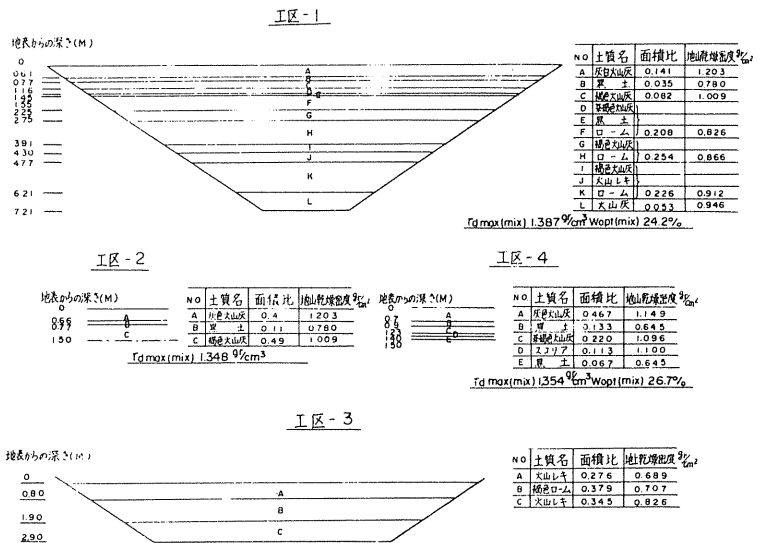


図-10 土層構成図

表-4 土質試験結果表

試料番号	No	灰白火山灰	黒土	褐色火山灰	ローン1	ローン2	ローン3	火山灰	全混合土	全混合土	全混合土	全混合土	全混合土	
採取深さ	m	0~0.6	0.6~0.7	0.7~1.16	1.55~2.25	2.25~3.99	4.77~6.20	6.21~7.21	0~2.2	0~3.0	0~1.5	0.6~3.5	0~1.5	
自然含水比	W%	1854	8728	3753	6880	6691	6908	4423	—	—	—	—	—	
土粒子の比重	GS	2905	2509	2966	2662	2613	2681	8496	8779	2760	2952	2602	2761	
単位体積重量	湿潤密度	$r_t$ g/cm <sup>3</sup>	1426	1464	1388	1395	1445	1542	1365	—	—	—	—	
	乾燥密度	$r_d$ g/cm <sup>3</sup>	1203	0780	1009	0826	0866	0912	0946	—	—	—	—	
	間ゲキ比	e	1415	2217	1939	2223	2052	1939	1638	—	—	—	—	
粒度	飽和度	s r %	381	993	579	824	862	955	674	—	—	—	—	
	レキ分	%	227	0	205	0	0	0	0	229	359	203	353	257
配合	砂分	%	756	620	746	508	522	329	787	543	500	376	587	679
	シルト分	%	17	300	49	382	388	511	143	198	91	231	60	64
結合	粘土分	%	—	80	—	110	90	160	70	30	50	90	—	—
	均等係数		245	104	31	217	200	214	336	559	727	857	113	52
	曲率係数		093	11	10	26	22	10	35	039	18	06	—	—
コンシメンス	液性限界	L L %	N P	N P	N P	5035	5510	6180	N P	N P	N P	N P	N P	N P
	塑性限界	P L %				2803	3473	4113						
	塑性指数	P I				2232	2037	2067						
突固め	突き固め方法		1-b	1-b	1-b	1-b	1-b	1-b	1-b	1-b	1-b	1-b	1-b	
	最適含水比	%	215	460	220	316	886	384	324	242	270	200	357	267
	最大乾燥密度	g/cm <sup>3</sup>	1.370	0.958	1.316	1.342	1.366	1.356	1.846	1.387	1.384	1.348	1.116	1.354

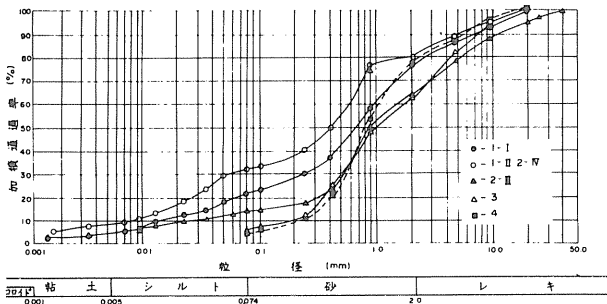


図-11 混合土の粒度曲線

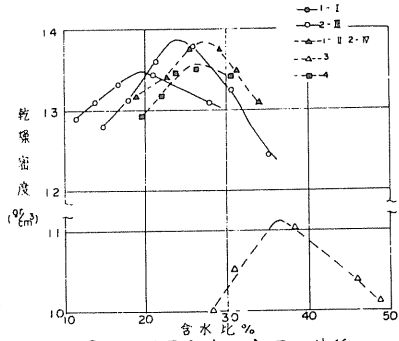


図-12 混合土の突固め曲線

6. 表-7 のようになる。

$$C = \frac{\text{平均地山密度}(r)}{\text{管理基準密度}(r_1)} \dots\dots\dots \text{基準変化率}$$

$$C' = \frac{\text{平均地山密度}(r)}{\text{平均盛土密度}(r_2)} \dots\dots\dots \text{密度変化率}$$

$$C_0 = \frac{\text{実測盛土量(見掛)(X)}\%}{\text{実測切土量(見掛)(Y)}\%} \dots\dots\dots \text{実測変化率}$$

この結果、実際に施工される盛土の密度は、施工管理基準密度を十分に満足する程度に締固められるから、密度変化率は基準変化率に対し相当分だけ低くなっていることがわかる。

表-5 各測定密度一覽表

工区	平均地山密度( $\rho_{cm}$ )	平均盛土密度( $\rho_{cm}$ )	最大乾燥密度( $\rho_{cm}$ )	管理基準密度( $\rho_{cm}$ )
1	I	0924 $r_1$	1309 $r_1^4$	1387 $r_{dmax}$
	II	0905	1307	1384
2	III	1061	1258	1348
	IV	1047	1374	1384
3	V	0743	1057	1116
4	VI	1031	1322	1354

( $r_{dmax} \times 0.9 = r_1$ )  
1248

また、密度変化率と実測変化率は計算基礎数値の違いによるもので本来等しくなければならぬが、表-8 のように 0.029 ~ 0.085 の差があり、実測

表-6 密度変化率と基準変化率

I 区	密度変化率 C/C'	基準変化率 C	平均切深 (m)
1	I	0.706	7.2
	II	0.693	3.0
2	III	0.843	1.5
	IV	0.762	1.5
3	V	0.739	3.5
4	VI	0.780	1.5

表-7 実測変化率

I 区	実測切土量 V <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> )	実測盛土量 V <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> )	実測変化率 C <sub>0</sub>	平均切深 (m)
1	A	38059	0.64	4.5
	B	6787	0.67	2.5
2	C	22228	0.70	1.0
	D	2354	0.72	1.0
	E	33486	0.73	1.5
	F	19701	0.72	1.5
全工	G	162150	0.72	1~1.5
3	H	9534	0.71	3.0
4	I	6594	0.75	1.5

変化率が小さくなっている。

変化率を土工量の関係からみると図-13のようになり、土工量が大きくなると、変化率は低減して行く傾向をみることであるが、決定的要因とは分らないようである。

新千歳空港のように土層の変化に富んでいるところでは土の混合割合によつて変化率が変ると考えられる。平均切深さと変化率の関係は図-14のようになり平均切深さが増すと変化率が減少する傾向を示した。

表-8 変化率の比較

I 区	C/C'	C/C'	C-C'	C-C <sub>0</sub>	C'-C <sub>0</sub>	平均切深
1	1.05	0.936	0.034	0.079	0.045	5
2	1.07	0.894	0.055	0.140	0.085	1.5
3	1.00	0.960	0.001	0.030	0.029	3.0
4	1.08	0.961	0.066	0.096	0.029	1.5

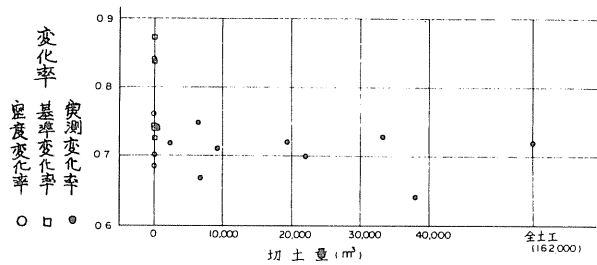


図-13 切土量と変化率の関係

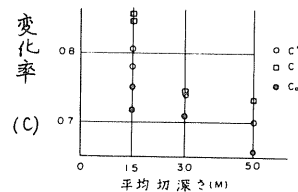


図-14 平均切深と変化率の関係

二) 散逸量など補正值の検討

前項の結果から、基準変化率と密度変化率、実測変化率との間に、それぞれ、0.001~0.066、0.030~0.140の差があり、これが散逸等補正值として取扱わなければならぬ値である。

基準変化率と密度変化率の差は前項でも記したように盛土密度の差異に起因している。いま管理基準密度を0.95γ<sub>max</sub>とすれば、1~3工区についてもC/C'は0.998~1.026となり、現地管理データの平均密度を締固め度でみれば、92.0%~97.1%となっており、C/C'≒1.00と考える方がよいであろう。

密度変化率と実測変化率は、他に特別な要因がない限り等しくなければならぬものであり、本工事においてみる差異は、域外散逸、土砂流亡が考えられないことから、施工機械による地山の踏み込みによるものと考えられる。これは施工前や施工中の高さをこまめに測定することによつて容易に求めることはできるが、本工事ではそのような測定を行なっていないので地山部分の密度を測定することによつて検討することとした。

測定は切土地区または地山状態の地区のうちから、車輛走行回数の比較的多いと思われるところと、比較的小さいと思われるところを選定して行ない、それぞれのグループ分けをして示すと図-15のようになる。図から車輛走行回数が多くなると密度は増加し、増加割合は下層に伝わって行き影響範囲は測定深さの40cmを越えていることがわかる。

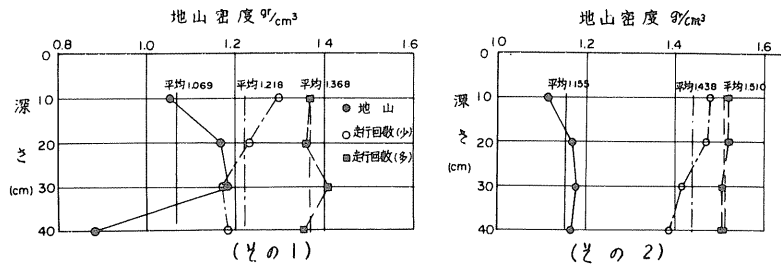


図-15 車輛走行による地山密度の変化

影響範囲を4

0cmとして密度の増加をみると、図-15(その1)について、走行回数(少)で13.9%、走行回数(多)で28.0%となり、平均4.6cmおよび11.2cmの圧縮沈下のあることがわかる。本工程では走行回数(少)(多)の面積比率は走行車輛の通路の集中化を考えると、(少):(多)=2:1程度となるものと思われるから、平均6.9cmの圧縮沈下となる。盛土箇所についても地山の踏込みがあると考えられ、その分だけ盛土量が増したことになる。盛土箇所の車輛走行回数は全体に拡散されあまり多くはならないから盛土箇所の圧縮沈下量は4.6cmを用いる。

切土面積と盛土面積の比を $\eta$ とすると、切土総量 $(V)$ は

$$V = \text{切土部圧縮沈下} \times 1 + \frac{\text{盛土部圧縮沈下}}{\text{実測変化率}} \times \eta \times \text{切土施工面積} = \lambda \times \text{切土施工面積}$$

$\lambda =$  平均控除深さ

だけ減少することになる。 $C_0 = 0.72$ 、平均切深さ = 1.5m として、切土量の減少比 $(\theta)$ を求めると表-9のようになる。これから、踏込み圧縮沈下による調整値は0.036~0.064となり、表-8の $(C'-C_0)$ によく対応していることがわかる。

表-9 圧縮沈下と減少比率と変化率調整値  
(平均切深1.5mとして)

盛土面積比率 $\eta$	平均控除深さ $\lambda$ (cm)	減少比率 $\theta$	変化率調整値 $\theta \times C_0$
0.1	7.54	0.050	0.036
0.2	8.18	0.055	0.040
0.3	8.82	0.059	0.042
0.5	10.10	0.067	0.048
1.0	13.30	0.089	0.064

### (3) 考察

検討の結果、次のことがいえる。

1) 設計のために用いられる基準変化率は、(1)の場合(0.864)と、(2)の場合(0.853 = 深さ1.5mの平均)では大差がなく、他の変化率に比して一般に大きな値を示す。

2) 基準変化率は、管理基準密度の締固め度に仕様基準ではなく、実際の成果に近い値を用いるとほぼ近似する。

3) 実測変化率は、(密度変化率 - 散逸等補正值)で表らわされる。

4) 補正值は、施工機械の踏込みによって生ずると考えられ、おおよそ0.05としてよい。

- 5) 各種土層からなる土工では、深さ方向の変化率を無視してはならない。  
 6) 変化率は土工量によって大きく変わることはないが、微小な変化は起り、土工量が増すと変化率は減少する傾向をもっている。

### 3 締固め試料の処理方法に対する検討

土の突固め試験では試料を一度自然乾燥状態まで含水比を低下させ、これに順次加水して試験を行なう J・I・S - A - 1210 "a, b" 法の自然含水比に順次加水または乾燥させながら試験を行なう "c" 法を用いるのが普通である。この関係は図-16 のようであり、初期含水比を低下させると最大乾燥密度が大きくなる。また、各突固め曲線の初期値を結ぶと、自然含水比から順次乾燥させるときの突固め曲線を得る。この傾向は、細粒土に着しく、代表的試料は関東ロームで、北海道でも倶知安地方や釧路地方の風化粘土、早来地方の風化火

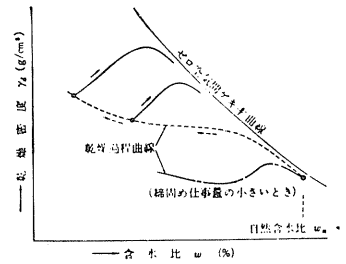


図-16 関東ロームなどの締固め曲線の特性の説明図(4)

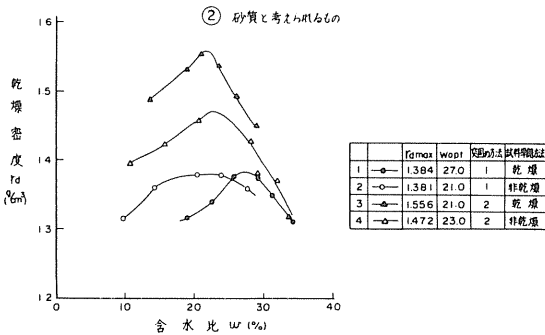
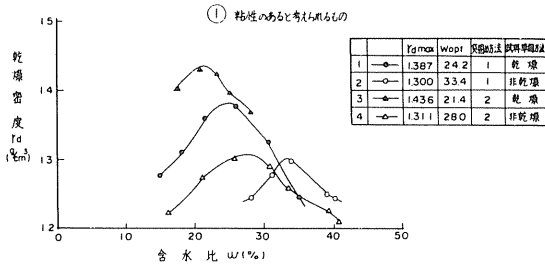


図-17 突固め方法の違いによる突固め曲線の変化

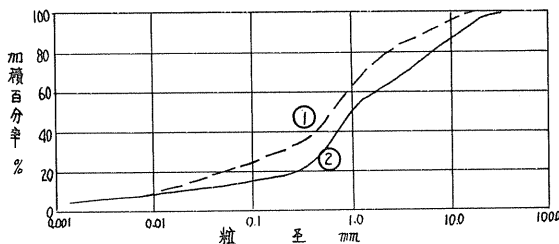


図-18 突固め試験試料の粒度曲線

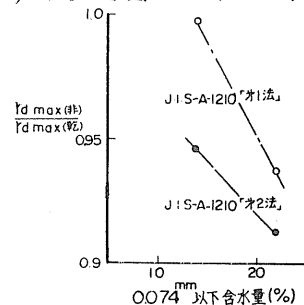


図-19 粒度と最大乾燥密度減少率

山灰土にみることができる。  
 新千歳空港用土について行なった試験の結果は図-17のようになる。粗粒分の多いこととあつて非乾燥処理の突固め曲線と、乾燥処理の突固め曲線は、ほとんど同じ形を示しているが、非乾燥による最大乾燥密度は、乾燥による最大乾燥密度より小さくなる。この減少の比率は表-10のようになる。最大乾燥密度の減少率を粒度からみると図-19のように



0.074 mm以下の含有量が多くなると、最大乾燥密度の減少率が小さくなることになり、細粒土における突固め試験の処理方法の選択のための資料として、

表-10 試料処理方法の違いによる最大乾燥密度の比較

試料名	①			②		
	(f) r <sub>dmax</sub> (乾) (%)	(w) r <sub>dmax</sub> (非) (%)	(w)/(f) r <sub>dmax</sub> 減少率	(f) r <sub>dmax</sub> (乾) (%)	(w) r <sub>dmax</sub> (非) (%)	(w)/(f) r <sub>dmax</sub> 減少率
J・I・S-A-1210 第2法	1436	1311	0913	1556	1172	0946
J・I・S-A-1210 第1法	1387	1300	0937	1384	1385	0998

粒度試験の結果が利用できることになった。本検討は実験的考察であり今後の研究の緒になるものである。

#### 4 補助管理試験方法の検討

大量な土工事を行なうときは、施工管理試験の数も多くなり、測定に時間がかかり資料の後整理傾向が一段と強くなり、管理試験本来の目的が失われることにもなりかねない。このため、数多く観測し得る簡易補助管理試験の方法を確立する必要がある。

土工事の施工管理の方法は、基準密度(締固め度)で行なうことが一般的であり補助手段として考えられるものは数多く、代表的なものにコーン支持力など一種の力学指数によるものがある。

本工事においては、締固め基準と補助基準との関連を調査して、補助手段として使用し得るかどうかについて考察した。補助手段として調査の対象にしたのは、コーン支持力と球体落下D値であるが、コーン支持力は締固め度が90%をこえたと表層10cm位しか測定できず資料として使用するのにふさわしくないので調査から除いた。

球体落下D値は、球体落下式C・B・R試験における凹部の径をD値として用いるもので、球体落下D値と締固め度との関係は図-20のようになる。ここに球体落下D値は箇々の締固め度測定地帯を中心として3箇所の測定平均値を用いたものである。図中○は締固め度測定のための仕様書の規定に従って、盛土締固め度の3箇所の平均値に対応するD値を示したものである。

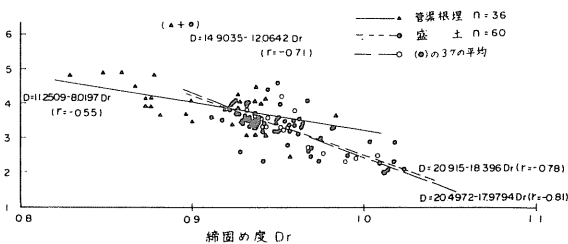


図-20 球体落下D値と締固め度Drの関係

図から、一般流用盛土(平均切深さ1.5m)における締固め度とD値の関係と、管渠根掘埋戻土における締固め度とD値の関係とは、相関が異なった。

土質別の相関回帰方程式を求めると、図中に示したようになり、十分な相関があると思われる。

この資料から、締固め度90%を満了するためのD値は4.6cmとすると、これを管理基準とすると、この調査の範囲内で8箇のデータが締固め度90%を下回り

D<sub>4.6</sub>の資料について管渠で25%も規格外がでる。施工管理基準の選定に生産者危険率10%、消費者危険率5%を目標として行なうと、管理基準D値は4.1cmと求められ、締固め度が90%以上でも不合格となる数は9箇、締固め度が90%以下で合格となる数は5個で、対象資料89箇に対し、それぞれ10.1%、5.6%となる。これから、管理基準D値を4.0cmとして十分に使用し得ることがわかり有効な補助管理方法であるといえる。

あとがき

新千歳空港工事の土工事について、昭和51年度工事のための調査設計、工事実施における施工管理データを基に、土工に必要な2・3の項目について検討を加えてみた。

土の変化率では、変化率の変る原因を考察することができ、補助管理試験として球体落下D値の使用が可能であることがわかれるとともに、突固め試験における試料の処理方法について、粒度試験の値によつて判別できる可能性も判明した。今後の調査研究を待たなければならぬものもあるが、上記検討の結果は一応妥当性の高いものと理解している。

この報文の結果が、この種の土を対象とした土工事に携わっている方々の参考になれば幸である。

#### 参 考 文 献

- 1) 北海道開発局：歩掛表
- 2) 沼田倍穂・土肥正彦：道路土工の調査から設計施工まで、鹿島出版会 P-200
- 3) 札幌防犯施設局：千歳飛行場測量調査のうち土質試験報告書(1) 51年1月
- 4) 久野信郎：土の締固め—主として道路土工に関連して— 技報堂 320

⑪ 盛土による鋼管グイの側方挙動について

日本道路公団 札幌工事事務所 岡崎 嘉彦  
 鬼丸 良雄  
 ○松原 祐二

1. はじめに

軟弱地盤上における構造物とくに橋台が背面の盛土により水平に移動することが事故例として数多く報告されている。

北海道縦横自動車道函館旭川線北広島町岩見沢市間(延長47km)は、国土開発幹線自動車の一環として建設大臣の施行命令を受け、建設中であるが、札幌市から岩見沢市間は江別市野幌附近の丘陵部約5kmを除く約27kmが「石狩泥炭地」と呼ばれる軟弱地盤上に計画されている。この路線には、長大橋、中小橋、高架橋の橋台が数多くあり、軟弱地盤上の橋台の具体的な設計方針ならびに施工方法を早急に確立する必要がある。

特に軟弱地盤上における橋台の側方流動による流動、完成後の二次圧密による過大な残留沈下や不等沈下など、土工と構造物の接する問題について、何らかの解決策を見い出すことが求められている。

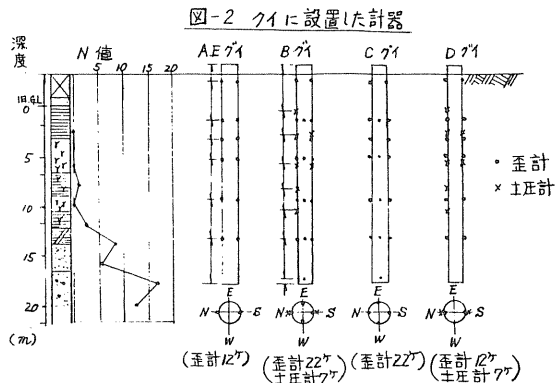
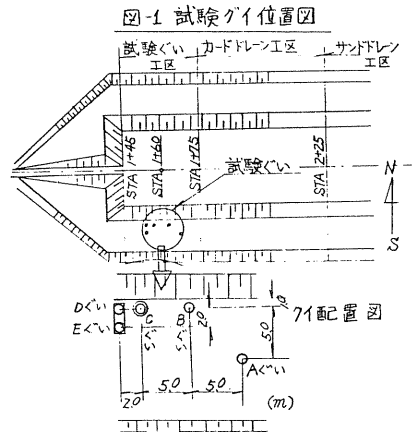
ここでは、岩見沢市附近の軟弱地盤帯で実施された岩見沢試験盛土工事の札幌側盛土に、鋼管グイを打設し、盛土施工することにより、鋼管グイが、どのように動き、盛土による地中土圧がどのように作用するのか等を、調査、観測したので、報告するものである。

2. 試験概要および土質概要

試験グイの打設位置および配置は、図

1-1に示し、この箇所は無処理地盤で盛土施工した。各グイの調査項目は、Bグイを基準とし、Aグイは本体盛土からの距離による違いを、Cグイは二重管としグイ頭の盛土の拘束を除いた時の違いを、また、D、Eグイは頭部を形鋼で連結し、組グイによる効果の有無についてとした。

使用した試験グイは全て



STK-41, 外径  
812.8mm, 厚さ9mm  
の鋼管グイで, 長さ  
は下グイ長10m, 上グイ  
長12mの全長22mで  
ある。

グイに設置する土圧  
計, 歪計の位置は図-  
2に示す。

試験箇所の土質試験  
結果は図-3に示す。  
ここで地盤の沈下, 水  
平移動が問題になると  
思われるのは, 深さ

11.5mまでの粘土, 泥炭で互  
層をなす軟弱層と考えられる。

試験グイは, この軟弱層の  
下部にある深さ18m附近のN  
値15前後のゆるい砂層を打  
止め位置とし, 先端の移動を  
拘束した。

### 3. 試験結果

(1) 地盤の変位とグイ頭変位  
地盤の変位としては, 沈下  
量, 地中変位量を図-4に

グイ頭の変位としては, グイ頭水平変位量およびグイ頭沈下量を図-5に示  
す。

盛土によるグイ頭水平変位量は盛土施工中に35cmから40cmと急激に変化する  
が, 盛土放置後も約8ヶ月間で7cmから10cm増加した。初期盛土の変化  
に対し, 約20%の動きを示している。グイ頭も二重管で盛土の拘束を除いた  
Cグイの変化が他のグイより大きい傾向を示している。盛土からの遠近ならば  
にグイ頭連結によるグイ頭変位の顕著な水平変位低減効果は見られない。

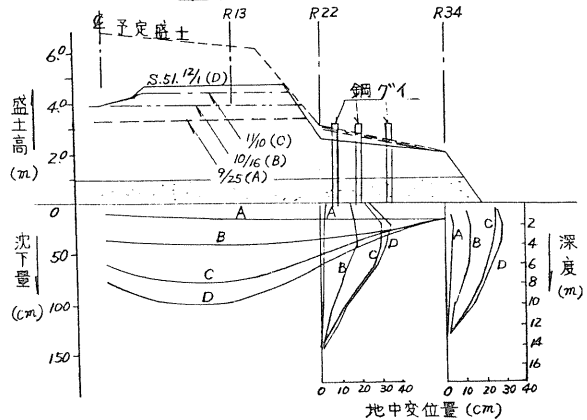
盛土放置期間中にすべてのグイが一樣に移動することは, 盛土の沈下が続くと  
グイの変位が生じることを示しており, 盛土の沈下が最終沈下量に達すれば変  
位がなくなることと関係があるのかは今後の様子を見なければ分らない。また  
、地中変位計による地表面の変位がわずかでもグイ頭の変位は大きいというよ  
うに不明なことが多い。

なお, 測定値のうち, Aグイが盛土放置期間中に, グイ頭変位量が大きくな

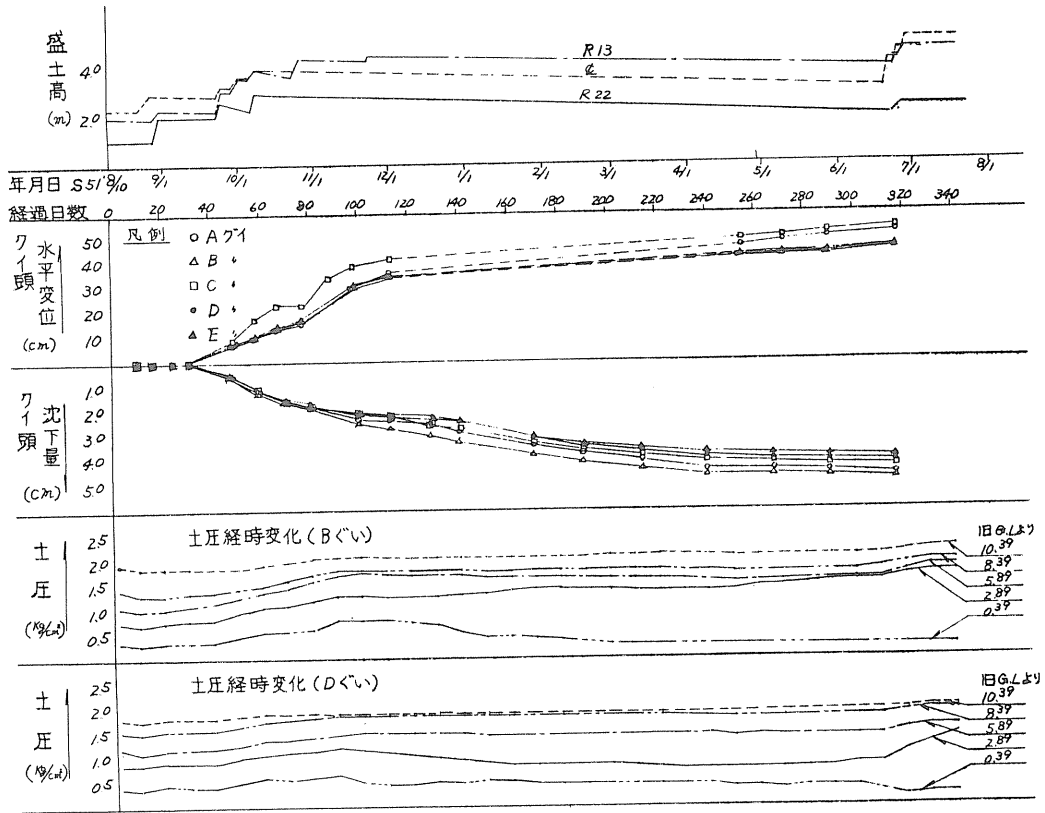
図-3 土質調査結果

標高	深度	柱状図	土質名	N 値				含水比 (%)		単位重量		一軸圧縮 強さ (% $\sigma_u$ ) $\sigma_u$	盛土 後の 状況
				0	5	10	15	20	0	200	400		
11.66	0	田	サト-2-ト										
6.66	5	粘	粘土										
		泥	炭										
1.66	10	泥	炭										
		泥	炭										
-3.34	15	泥	炭										
		泥	炭										
-8.34	20	シル	質砂										
		砂	レキ										

図-4 地盤の沈下と変位



四-5. 盛土高とクイ頭変位, 土圧経時変化



ったのは、隣接する工区の盛土の影響と思われる。

(2) クイに働く土圧

(2)-1 土圧の経時変化

図-5,6は、B, Dグイに働く実測土圧の経時変化を示す。クイに働く土圧は施工直後から増加し、盛土放置後は急速に落ち着く傾向にある。盛土放置期間中は図-7に示すようにクイの土圧は全体的に減少する傾向を示し、とくに軟弱層の上部にいくに従って変化が大きい。

図-6は、BグイとDグイの実測土圧を示している。Dグイの土圧はBグイの土圧に比べ小さい値を示している。これは、Dグイの粗グイとしての効果が、Cグイとの距離が短いため群グイとしての効果がと考えられる。

(2)-2 増加土圧の比較

図-8, はそれぞれ、BグイとDグイの実測土圧の初期盛土後、二次盛土後の土圧の増加分を深度方向に整理したものである。初期盛土は、クイ打設後約2.5mの盛土をした時であり、二次盛土は翌年約1mの盛土を追加した時をいう。

初期盛土後では、Dグイの増加土圧は、Bグイの増加土圧の半分ほどになっている。しかし、二次盛土後での増加土圧を比較すると、中層の粘土層を除いてあまり差がなく同じ傾向を示している。

このことから、組ゲイの場合は、初期盛土では土圧が小さくすることができると考えられる。

また、初期盛土後と、二次盛土後の土圧分布についてみると、初期盛土後の土圧は、深さ6m~8mの泥炭層の近くで極大値を示し、二次盛土後では全体的に土圧が増加している。

なお、初期盛土中で二次盛土と同じ盛土高さを施工した時の増加土圧と比較すると、初期盛土の場合は、急速に土圧の極大値が表われると考えられる。

図一に示すクイに作用する実測土圧は、地盤を弾性体と考えたときのブジネスクの地中応力の式より求めた水平増加応力およびチェボタリオフの提案式より求めた軟弱層の流動土圧のどちらにも一致しない。

実測土圧の大きさとしては、この両者の土圧を合計して考えると、Bグイについては比較的適合しそうである。

また、最大土圧が発生する位置は軟弱層のほぼ中央であり、チェボタリオフの提案式とはよく一致する。

四-7

盛土設置期間中の土圧変化

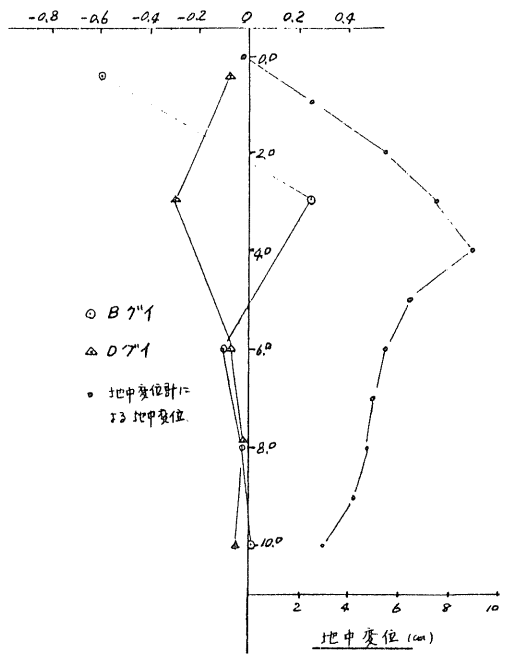
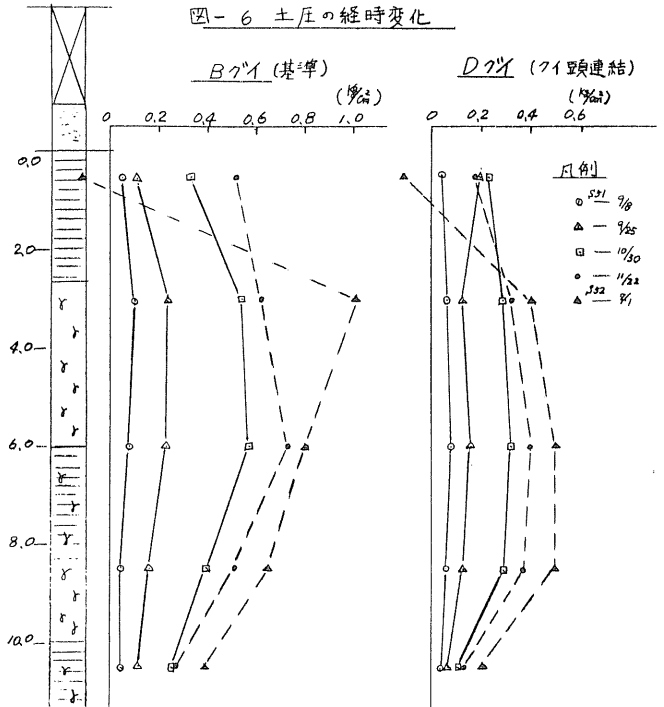


図-6 土圧の経時変化



(3) クイに働くモーメント

クイに発生する応力は、側方土圧による曲げ応力とネガティブフリクションによる圧縮応力が合成されたものと考え、これらを分離して曲げによる応力だけを取り出し、各クイに発生する曲げモーメントを求め図-10に示す。

図-9は各クイのモーメントを初期盛土直後(昭和51年11月22日)で比較したものである。

モーメント0点より上でAグイ、Bグイのモーメントを比較すると、AグイはBグイより盛土本体から離れているにもかかわらずモーメントが大きくなっている。地中の水平応力とモーメントがある相関を示すならば、Aグイの水平応力がBグイの水平応力より大きくなるならば、Aグイの水平応力がBグイの水平応力より大きくなるならば、AグイのモーメントがBグイのモーメントより大きくなる。この矛盾の原因としては、Aグイが隣のCBD工区(試験グイ工区より盛土が高い)に近接しているため、その影響を受けたのではないかと考えられる。

二重管により盛土の拘束を除いたCグイはBグイに比べモーメントが約1/3、クイ頭を連結したD、Eグイは約1/2となっている。

また、盛土放置期間中(昭和51年11月末～昭和52年6月末)は、各クイともモ

図-8 増加土圧分布

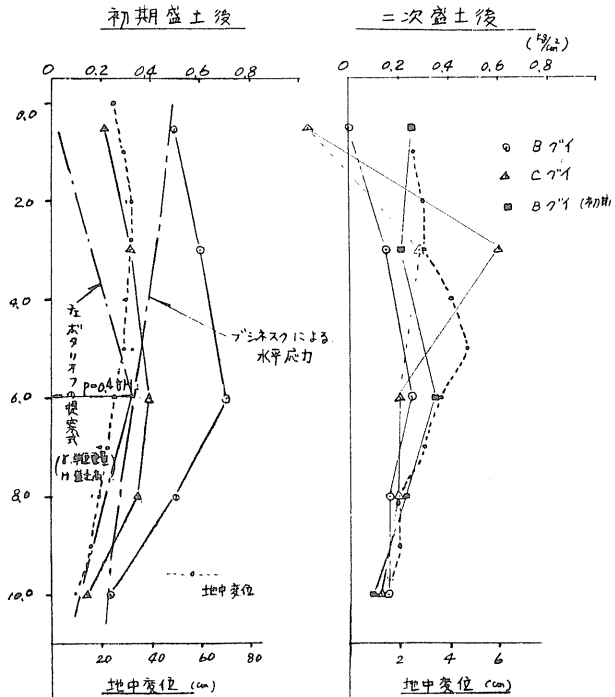


図-9 各クイのモーメント(t.m)比較 (55.11.)

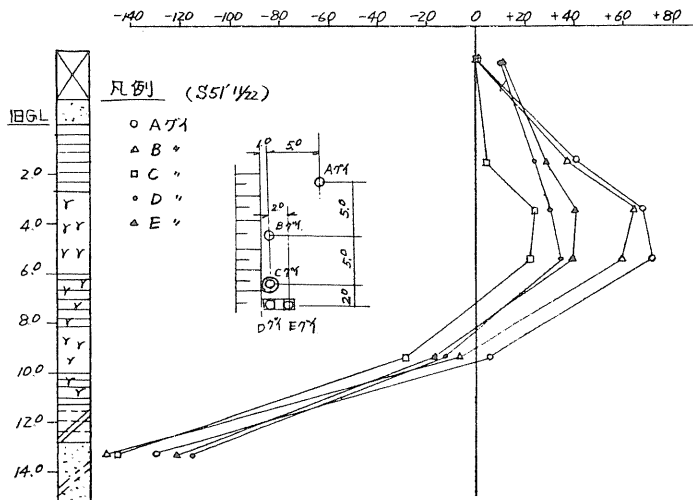
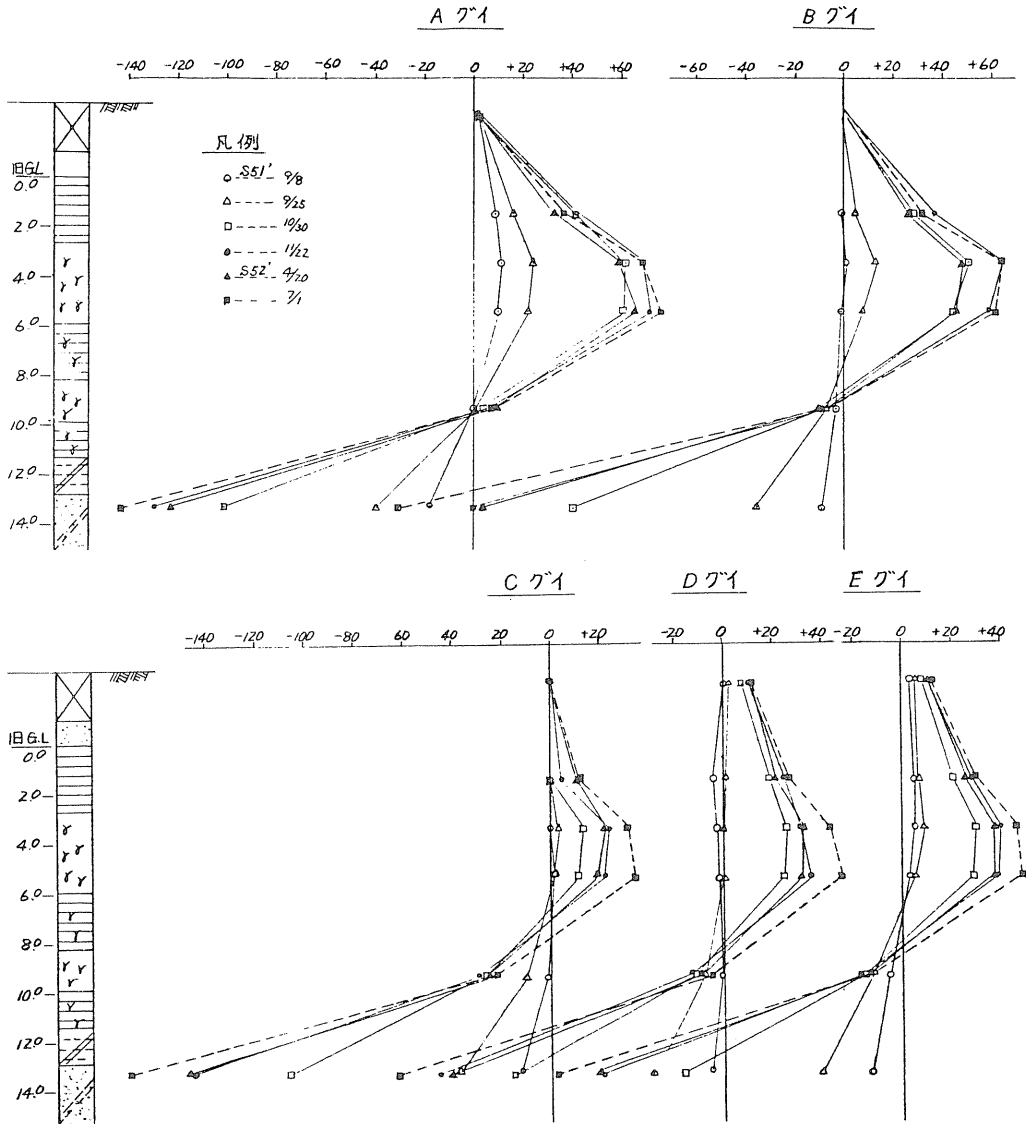


図-10 モーメント(t.m)分布図



ーメントが減少する傾向にある。

(4) クイに働く圧力(計算値)と土圧

(4)-1 図上微分による方法

B, Dグイに作用するモーメントを図上微分することにより, クイにかがっている圧力を求め図-11に示す。

ヒズミ計取付け間隔が大きいので, 計算結果には多少の誤差があると思われるが, この計算結果と実測増加土圧を比較したのが図-11である。これによるとB, Dグイとも計算結果は実測増加土圧の最大値より上部では適合しないが, 下部では比較的良い適合がみられる。



図-11 クイにかかる圧力(計算値)

クイにかかる圧力と実測土圧

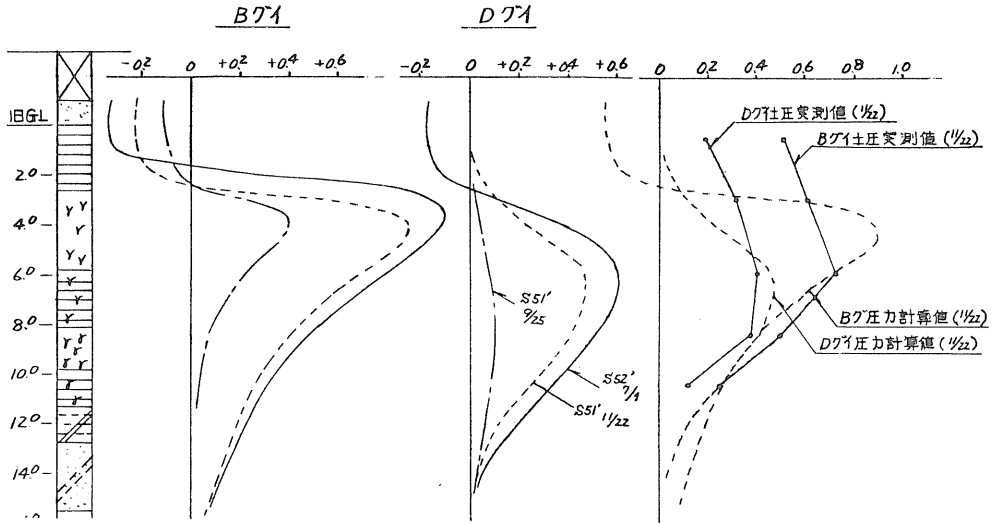
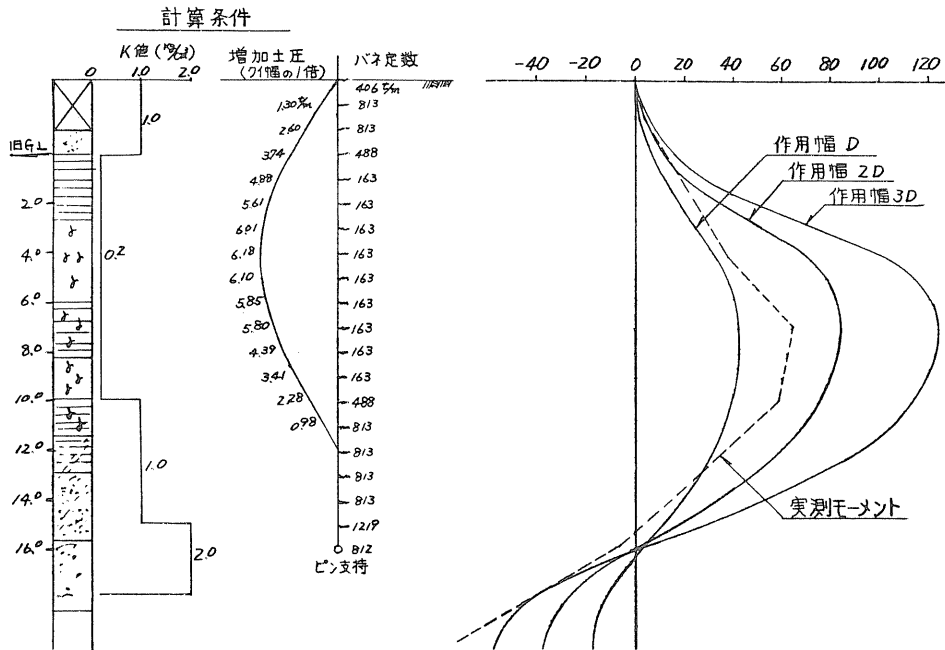


図-12 土圧の作用幅とモーメント

(電算による計算結果)(道路公団試験所基礎構造試験のプログラムによる)

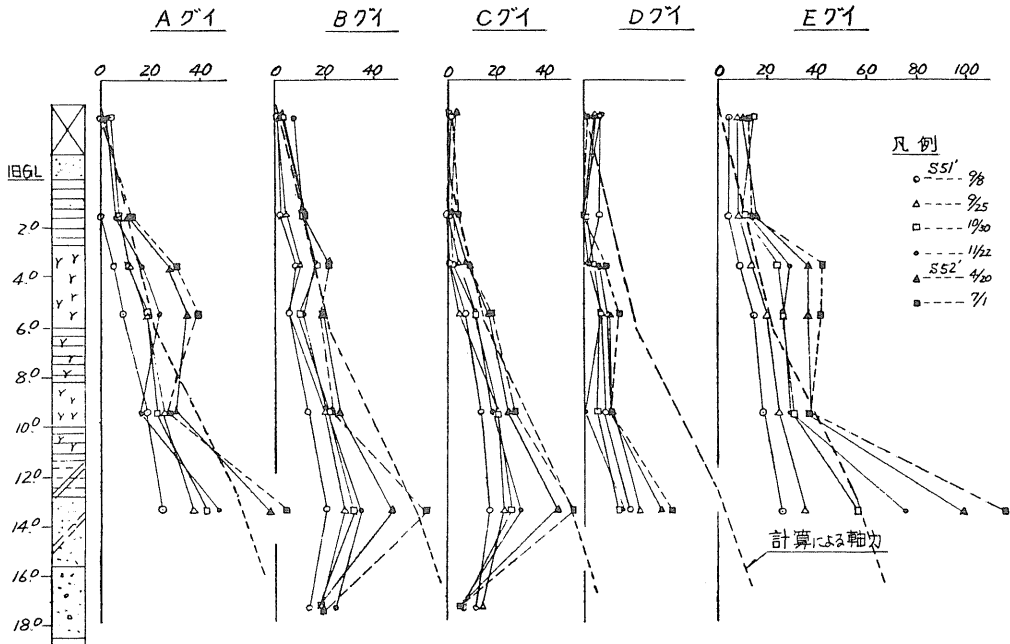


(4)-2 電算による方法

盛土による地中土圧が、クイに対しクイ径の何倍の範囲で作用しているかを知るため、Bグイの土圧計より求めた増加土圧をクイ幅Dの1倍、2倍、3倍とそれぞれ作用させた時のモーメントを電算により計算してやり、実測のモーメントと比較する。

計算結果は図-12に示すとおりであり、クイ幅 $D$ とすれば、実測値は、上記の計算条件で、ほぼ $1.5D$ の作用幅を持つものと考えられる。

図-13 軸力 (ton) 分布図



(5) クイに働く軸力

前述したようにクイには曲げ応力と、ネガティブフリクションによる圧縮応力が働いている。ここではヒズミ計の実測値から圧縮応力だけをとり出し、各クイに発生する軸力を求め図-13に示す。

図中の点線は計算から求めた軸力である。

4 あとがき

測定結果および解析をまとめると、つぎのようになる。

- ① クイ頭は盛土施工中には大きく変位し、盛土放置期間中でも変位は増加することが分った。クイ頭の変位は盛土の沈下と相関関係があるかは、まだ見いだせない。
- ② クイに働く土圧は、盛土施工中には急激に増加し、盛土放置期間に入ると、クイ下部の方はわずかに減少す傾向にあり、クイ上部の方が大きく変化する。
- ③ 盛土によるクイに働く土圧分布は、単グイではブジネスクの式による弾性体の地中水平応力とチェボタリオフの提案式による軟弱層の流動土圧を合わせた程度の値を示している。また組グイでは、土圧分布の測定値が単グイの約半分となり群グイ効果と想定される。
- ④ クイのモーメントは、クイの地中部分の長さ(約2/m)のほぼ中央部で「0」

となっている。

- ⑤ モーメントの大きさでは、群グイ効果が若干認められる。また載荷重からの距離による差異が、ほとんど認められないのは、隣接するカードボードドレーン工区の影響によるものと考えられる。
- ⑥ 弾性床上の梁として計算したモーメントと実測値の対比から、土圧の作用幅は、クイ径の約1.5倍程度と考えられる。

以上より、軟弱地盤上に盛土をした場合、盛土による地中土圧および、地表面変化、地中変位は、非常に大きくなるため盛土内または盛土に接する構造物基礎の施工に際しては、プレロードにより地盤の変位を許容値以内にすることが条件であると考えてよい。

今後、試験グイは引き続き観測を行い、プレロードによる地盤強度の改良がどの程度期待できるのかを確立するとともに、軟弱地盤上の橋台、構造物の設計施工方針を定めていきたい。

⑫ くいの水平抵抗に関する室内模型実験  
 くアルミニウム板の単ぐいの水平載荷試験〉

開発局 土木試験所

広瀬 莊八郎  
 魚住 浩一  
 ○堀 暁児

まえがき

従来、土木構造物におけるくいの水平抵抗の検討は、Y.L. Chang式に代表される弾性地盤反力法によってなされているが、深礎ぐいあるいはウェルなど規模が大きく、一基に対する水平抵抗の依存度が高い場合は、塑性域を考慮した複合地盤反力法を適用して行なうのが一般的である。

計算の煩雑さをさける点から、あまり矛盾の生じない範囲においてはむしろ弾性地盤反力法を適用させるのがより実際的であるが、その適用範囲を明確にさせ、各形式ごと、特にくいとケーソンにおいて独立している力学的設計モデルに整合性をもたせることが必要であろう。

このため、室内模型実験においてアルミ板を用いた単ぐいの水平載荷試験を実施した。本報告はその試験結果について若干検討をし、その結果を述べた。

1. 実験槽および基盤土質

水平載荷試験に用いた実験槽の大きさは、 $A = 4.5 \times 4.3^m$ 、 $H = 2.5 \sim 2.9^m$ である。基盤土質の構成は、湿潤砂を $30^cm$ ごとに9層に分けて敷きならし各層が同一密度となるようにランマーで締め固め施工した。基盤完成後代表的な位置で、標準貫入試験、オランダ式コーン貫入試験、ボーリング孔を利用した孔内横方向載荷試験などの現位置試験と物理および強度の室内土質試験とを実施した。その結果は図-1、表-1に示した。

表-1は多数の試験値から平均的な値を示したものである。図-1を見てもわかるように、N値8cおよび比K値とも多少バラツキているが、およそN値2~4程度の非常にゆるい状態の基盤となっている。

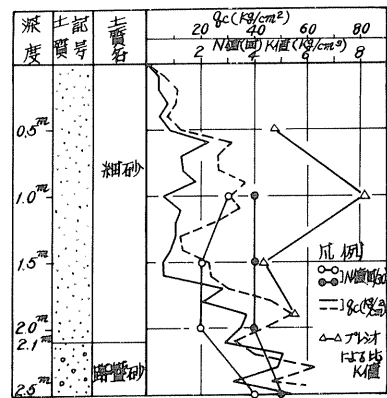


図-1 土質柱状図

表-1 土質試験結果表

試験 項目	物理試験							強度試験			
	含水比 W (%)	液性指数 L.I.	塑性指数 P.I.	比重量 Gs	含水比 W (%)	液性指数 L.I.	塑性指数 P.I.	三軸圧縮試験 軸方向力 (kg/cm <sup>2</sup> )	内摩擦角 (度)	粘聚力 (kg/cm <sup>2</sup> )	
細砂	0	98	2	砂	2.671	16.3	1.59	1.36	0~0.08	35~38°	55
断盤砂	19	80	1	砂	2.750	12.2	1.69	1.51	0	38.0	—

2. 水平載荷試験概要およびその結果

## 1. 実施概要

模型ぐいとしては、実験槽の大きさおよび施工性を考慮して表-2に示すような諸元を有するアルミ板、すなわち断面をタイプA~Dの4種類に変化させ、2本/タイプの計8本を使用した。模型ぐいのぐい長は単ぐいとして半無限長のぐいと見なすの板入長Lを計算し( $K = 1 \text{ kg/cm}^3$ ,  $L \geq 65 \text{ cm}$ )

かつ、今後の粗ぐいの水平載荷試験も考慮し、 $L = 1.2 \text{ m}$ とした。

水平載荷試験はタイプ別に計4回実施したが、試験装置の概略を示すと図-2のよう

になる。水平荷重は10tジャッキを使用し、荷重をプルビングリングで測定した。水平荷重の最大値はぐい材の弾性限界以内に設定した。

水平載荷試験方法は一般に言われている緩速載荷試験法に準拠し2サイクル方式とし、各荷重段階から次の荷重段階への移行は10分間に水平変位測定用のダイヤルゲージが $1/100 \sim 2/100 \text{ mm}$ 以下になった時点で終わった。

試験に際し、荷重~変位関係の他に各荷重段階ごとに図-2に示した位置にアクリル板を設置し、地表面の水平変位量と、ぐい軸方向に取り付けたワイヤーストレインゲージにより曲げ応力を測定した。

TYPE	ぐい番号	ぐい幅(B) cm	断面二次モーメント $\text{cm}^4$	ヤング係数 $\text{kg/cm}^2$	ぐい長(L) cm	備考
A	1	10	0.752	$7.0 \times 10^5$	120	
	2					
B	3	15	1.168	"	"	
	4					
C	5	20	1.585	"	"	
	6					
D	7	30	2.418	"	"	
	8					

表-2 模型ぐい諸元一覧表

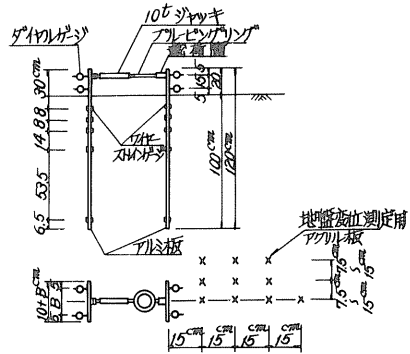


図-2 実験装置図

## 2. 試験結果

水平載荷試験結果から求めた単ぐいの荷重~変位および水平ばね定数  $Y_0/H$  と荷重強度  $H/B$  の関係を示すと図-3および図-4のようになり、同一  $H/B$  に対し  $Y_0/H$  はぐい幅が大きいほど小さく同一タイプに対する  $H/B \sim Y_0/H$  は、比例の関係にある。

ぐい周辺地盤の地表面の動きを把握するために

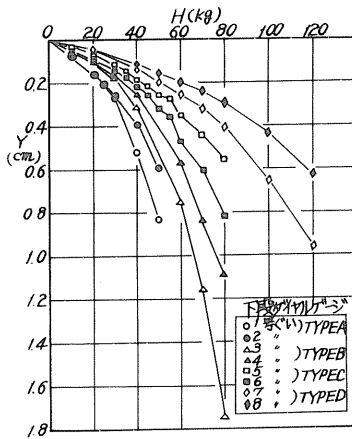


図-3 荷重(H)~変位(Y)曲線

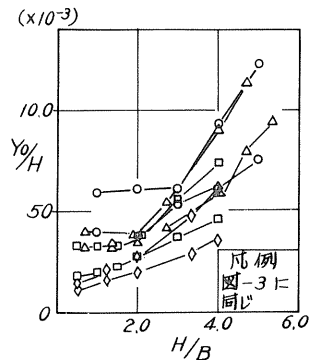


図-4

水平ばね定数( $Y_0/H$ )と荷重強度( $H/B$ )の関係

設置したアクリル板の挙動を荷重との関係で示すと図-5のようになる。図より、荷重が増加するにつれてアクリル板の水平変位は大きくなり、その影響範囲は大きくなる傾向にある。

ワイヤストレインゲージにより測定した実測ひずみとY.L.Chang式によって求めた計算曲げひずみの関係の一部を図-6に示した。図によると荷重が小さい範囲ではY.L.Chang式による結果と実測値が一

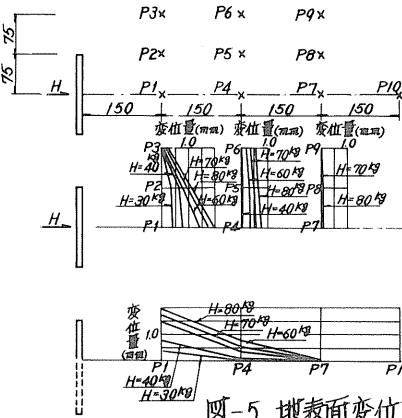


図-5 地表面変位

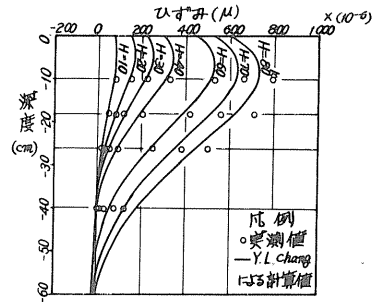


図-6 曲げモーメント分布

致するが、荷重が増加するにつれて計算値より実測値の方が大きくなり、その差が顕著になってくる現象が見られる。

### 3 逆算KH値について

試験ぐいの各タイプについて、上段のダイヤルゲージ(case 1)と下段のダイヤルゲージ(case 2)による測定変位と地表面変位(case 3)の3ケースについて逆算KH値を求め、地表面変位( $Y_0$ )との関係で示すと図-7のようになる。図から、逆算K値は変位に反比例し、同一変位に対する逆算K値は各ケースの変位測定位置によって、微妙に変化していることがわかる。このため以下の考察においては、case 3の地表面変位から逆算したK値を使用するものとした。また、変位については相似則<sup>1)</sup>を利用し、現場<sup>2)</sup>で実施した $\phi 1016\text{mm}$ ,  $t=12\text{mm}$ の鋼管ぐいの地表面変位 $10\text{cm}$ に対応する室内模型ぐいの地表面変位を求めると図-8のようになることから、実物ぐいの地表面変位 $10\text{cm}$ に対応する模型ぐいの地表面変位として $0.25\text{cm}$ をとることとした。

模型ぐいの地表面変位 $0.25\text{cm}$ を基準とし、くい幅とKH値の関係について検討すると以下のようになる。

過去において現場で実施した試験データ<sup>3)</sup>も加えて、各タイプの任意のくい幅比 $D/D_0$ と断面二次モーメント比 $I/I_0$  ( $D_0$ :各タイプの最小くい幅,  $D$ :各タイプの任

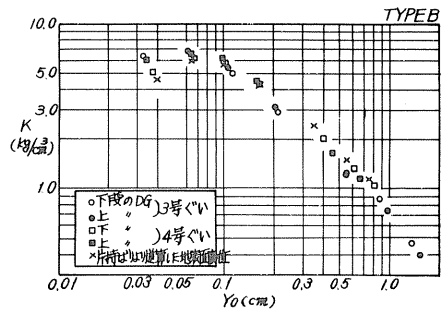


図-7 逆算KH値と $Y_0$ の関係

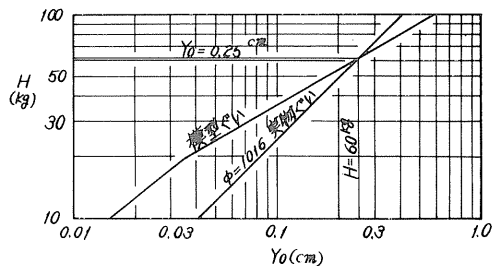


図-8 相似則による荷重と地表面変位の関係

意のくい幅,  $I_0, I$  :  
 $D_0, D$  に対応するくいの断面二次モーメントの関係を示すと図-9のようになり, くい幅比  $D/D_0$  と荷重比  $H/H_0$  ( $H, H_0$ : 実ぐいに対しては地表面変位  $1.0\text{ cm}$ , 模型ぐいに対しては地表面変位  $0.25\text{ cm}$  における  $D_0, D$  に対する水平荷重) の関係を示すと図-10のようになり, くい幅比  $D/D_0$  と  $K$  値の比  $K/K_0$  ( $K, K_0$ :  $H, H_0$  に対する  $K$  値) の関係を示すと図-11のようになる。

一般に  $K$  値はくい幅の  $-1/4 \sim -3/4$  乗に比例すると言われているが, 今回の実験結果からも図-10に示すように,  $(D/D_0) = (I/I_0)$ , すなわちくい幅の増分と断面二次モーメントの増分との比が1.0の関係にある場合,  $K$  値は図-11からも明らかなように, くい幅の  $-3/4$  乗に比例

する関係にあることが模型実験においても確認された。なお, 一般に使用されている鋼管ぐいなどの場合は, くい径に対する断面二次モーメントの増加が異なるため, くい幅の  $-1/4 \sim -3/4$  乗に比例する傾向は見られない<sup>4)</sup>

TYPEB に対する  $KH$  値を土質調査結果から推定し, 載荷試験結果から求めた  $KH$  値と比較して表-3に示した。表によると, 今回の場合は一応  $N$  値,  $8c$  から求めた  $KH$  値が比較的良好な対応を示しているといえる。

#### 4. 複合地盤反力法について

今回の試験結果を通じ逆算  $K$  値と地表面変位  $Y_0$  の関係は各タイプとも図-12に例示したようになる。図から次のような3区間に分けて考えることが出来る。

I 区間;  $Y_0$  の変化に対して  $K$  値がほぼ一定値を示す

II 区間; 通常のくい試験等にみられるように  $K$  値が  $Y_0^{1/2}$  に逆比例する

III 区間; II 区間の  $K \sim Y$  の関係が成立せず  $Y_0$  に対し  $K$  値の変化がより激しい  
 また, 図-6に示した通り Y.L. Chang から求めた計算曲げヒズミは, 荷重の増加にと

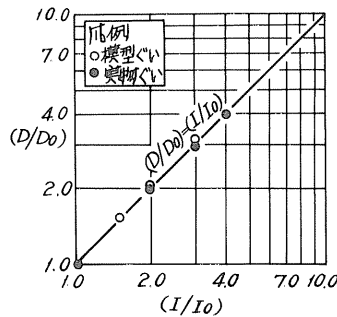


図-9  $D/D_0$  と  $I/I_0$  の関係

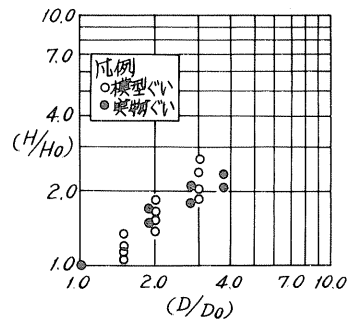


図-10  $D/D_0$  と  $H/H_0$  の関係

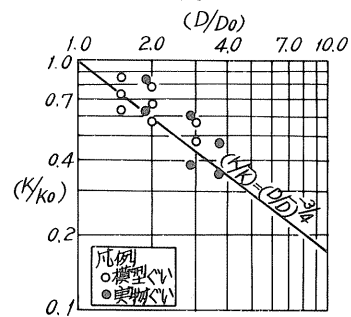


図-11  $D/D_0$  と  $K/K_0$  の関係

表-3 土質調査結果による推定  $KH$  値と逆算  $KH$  値

	地質調査結果 $E_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$R_0 = NE_p D^2 / (K_s H)$	$K_s = R_0 Y_0^{-1/2}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	計算曲げヒズミ 求めた $E_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$K_0/K_s$
$N$ 値の推定した $K$ 値	56~112	0.2	1.47~2.94	2.94~5.88		0.98~2.35
$8c$ ( $8c=4N$ ) の $K$ 値	35~63	0.2	0.9~1.65	1.8~3.3	2.5~3.0	0.6~1.32
載荷試験の $E_{50}$ の $K$ 値	55	0.8	5.77	11.54	$Y_0 = 0.25\text{ cm}$	4.6~3.85
ブライク-ガ-の $E_s$ の $K$ 値	21~37	0.8	2.20~3.88	4.4~7.76		1.76~2.59

備考  $K$  値の推定は道路橋部構造設計指針により算出

もびい実測より小さく、かつその差が増大していく傾向が見られる。

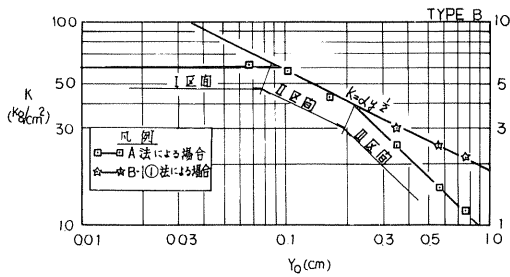


図-12 逆算K値と $Y_0$ の関係

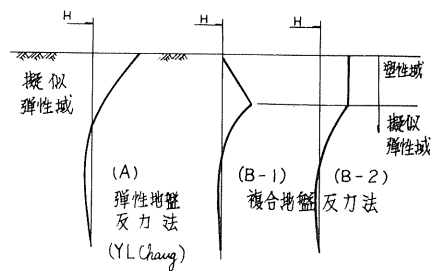


図-13 地盤反力分布

これらの現象は、Y. L. Chang式にもとづく弾性地盤反力法では説明がむずかしいため、いま図-13に示すように、塑性域を考慮した複合地盤反力法を用い検討を加える。なお、塑性域における地盤反力度としては、地表面付近で受仕土圧強度 $P_p$ 、ある程度深くなると水平方向のスベリ破壊にもとづく支持力度 $q_d$ とのどちらか小さい方を採用する方法がある。今回、三軸圧縮試験結果を考慮して(B-1)のように $C=0$ とした場合と(B-2)のように $C$ キ $0$ とした場合の2通りの地盤反力度を考え、試算した結果いずれの場合も $P_p < q_d$ となるため一応灰式による受仕土圧強度を今後の検討の対象とした。

$$P_{p0} = N (r \sum K_p + 2C\sqrt{K_p}) \quad (1)$$

$N$ : 定数 Broms によると  $N=2-3$

$r$ : 単位体積重量 ( $Kg/cm^3$ )

$\sum$ : 塑性域の深さ  $\sum = L1$  (cm)

$C$ : 粘着力 ( $Kg/cm^2$ )

図-14はY. L. Chang式および塑性域の地盤反力を三角形分布とした場合の計算曲げヒズミ分布と実測値を対比して示したものである。なお、図中の(B-1)①法は、地表面変位 $Y_0$ と計算曲げひずみが実測値に合致するように、 $K$ 値を変化させ塑性域の深さ $L1$ と最大地盤反力 $P_{max}$ を見出す方法を用いた。

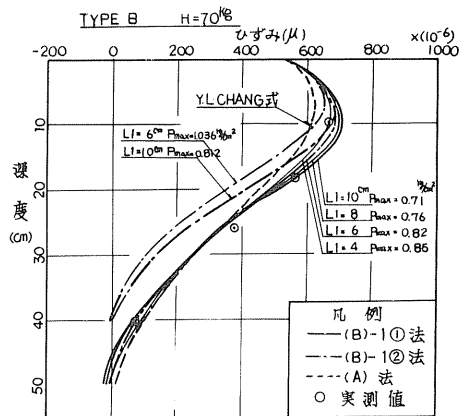


図-14 曲げひずみ分布の対比

また、(B-1)②法は①の計算法に擬似弾性域は常に一定値をとる(図-12においてI区間、 $K=6 \text{ Kg/cm}^2$ )条件を加えて計算した結果である。図には塑性域の深さ $L1$ および $P_{max}$ も記入してあるが、他のタイプについての計算結果も総合すると灰のようなことが言える。

計算曲げヒズミ分布を実測値と対比した場合、(B-1)①法が比較的よい対応を示し、②法は深度方向の減衰が激しく実測値と深い位置で大きな差を生ずる。また、塑性域の深さ $L1$ は $2 \sim 10 \text{ cm}$ と比較的浅く、地表面変位 $Y_0$ に比例して大きくなるようであるが明確な傾向は把握できなかった。

最大地盤反力 $P_{max}$ については、 $0.70 \sim 0.85 \text{ Kg/cm}^2$ とほぼ一定値をとる。この計算法



によると  $C = 0$  とし三角形分布としたため、 $P_{max} = N (\Sigma \delta Kp)$  となる必要があるが、いま  $N$  を逆算してみると、 $N \geq 13$  と非常に大きな値となることがわかった。また、(B)-1 ①法における擬似弾性域の逆算  $K$  値を図-12 にプロットするとⅡ区間の  $K \sim Y_0$  の関係がⅢ区間の  $K \sim Y_0$  の関係と一致し  $K = K_0 y^{-1/2}$  の関係がⅢ区間においても生じてくることがわかった。

しかし、(B)-1 法では計算地盤反力  $P_{max}$  は、通常の計算式では推定困難である。このため (B)-2 法すなわち塑性域の地盤反力を一様とした場合の計算法について検討を加えた。

計算法は、地表面下  $10\text{cm}$  の位置における実測曲げひずみを利用し、それ以浅の地盤反力度 ( $P_c$ ) を求め荷重強度 ( $H/B$ ) との関係性を求め図-15 に示した。 $H/B$  の変化に対し、 $P_c$  が比例して増加する場合は、塑性域がその位置まで反んでいないことを表わし、ほぼ一定値をとる場合は、その付近まで、あるいは以深まで塑性域が進んでいることを表わしている。

一方、計算地盤反力強度は、次式で表わされ、 $L_1 = \Sigma$  による影響がほとんどなく近似的に矩形分布と見なされる。

$$P_{p0} = (5.9 \times 10^{-3}) \Sigma + 0.307 \quad (2)$$

いま塑性域の受動土圧領域を図-16 のようなものとし、⑥は  $L_1$  が一定であれば次式が成立すると考え、④は、 $D(P_p' - 2P_{pa}') = DP_p'$  一定値とし、上述の結果にもとづき逆算すると  $D$  に関係なく一定値  $P_{pa}' = 1.3 \sim 1.6$  (平均  $P_{pa}' = 1.4$ ) となった。すなわち、くい幅を考慮し換算しなおすと (2) 式は②部を考慮することにより次のようになる。

$$P_p = (5.9 \times 10^{-3}) \Sigma + 0.307 + 2.8/D \quad (3)$$

この結果を用い地盤強度を考慮し、いまタイプ D について曲げひずみ分布、地表面変位を計算し実測値と対比し図-17, 18 に示した。なおこの場合擬似弾性域における  $KH$  値は、図-12 に示したⅠ区間の  $KH$  値を使用し  $K = 6.0 \text{ kg/cm}^2$  とした。

図-17 には、 $Y.L. \text{chang}$  式および (B)-1 ①法による計算結果もあわせて示してあるが、他のものに比較して、(B)-2 法によるものが、深度が大きくなっても適用性が高いようである。

また図-18 における  $Y.L. \text{chang}$  式および (B)-1 ①法は変位およびくい幅の変化を考慮して  $K$  値を補正するとともに、(B)-1 ①法については  $P_{max} \leq 0.82 \text{ kg/cm}^2$  となるような条件のもとに推定した値であり、(B)-2 法は  $P_{max} \leq P_p$  かつ擬似弾性域において  $K = 6 \text{ kg/cm}^2$  として推定したものである。この場合も計算値は実測値によく合致している (タイプ B については  $H_{max}$  で 10% 程度の誤差を生じている。)

これらの結果を通じ粘着力は  $C = 0.08 \text{ kg/cm}^2$  と小さいが、かなり大きく結果に影響

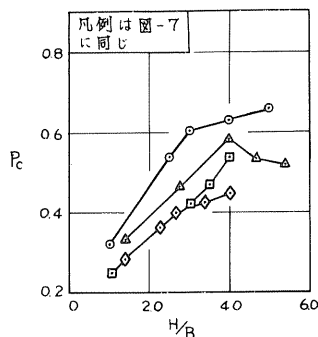


図-15  $P_c$  と  $H/B$  の関係

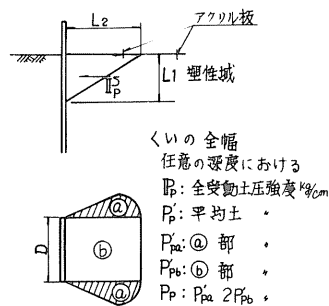


図-16 受動土圧領域

が反ぶことがわかる。

以上の結果から判断すると、もし塑性域が生じてもその深さ  $L_1$  が比較的浅い場合は  $K$  値を、 $K = K_0 Y_0^{-1/2}$  により補正し、弾性地盤反力法を適用させ

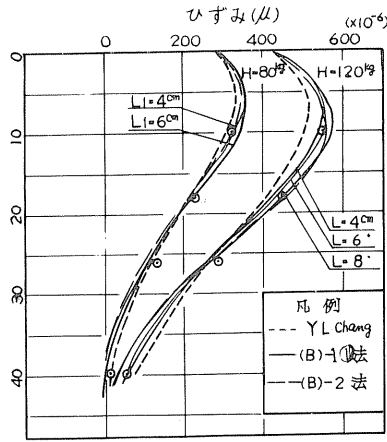


図-17 曲げひずみ分布の対比

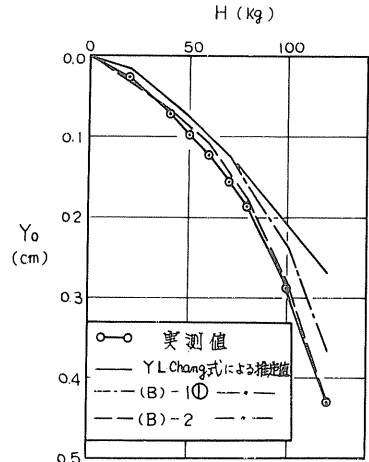


図-18 地表面水平変位の対比

ても大差がないものと思われるが、変値が大きくなると、その関係がもはやなりたたず、たとえば補正式を見出しても変位～応力の関係が一つの式で表わしえなくなるといえる。

いま (B)-2 法によって求めた塑性域の深さ  $L_1$ 、および、塑性域が地表面に表われる距離  $L_2$  (図-16 参照  $L_2 = L_1 \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ ) と荷重強度の関係を図-19に示した。図にはタイプ B の場合も示してある。

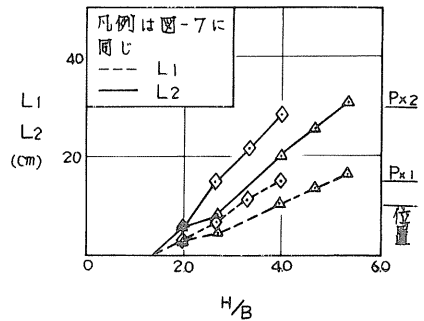


図-19 塑性領域 ( $L_1, L_2$ ) と荷重強度

また、図-20、21にはくい周辺の地盤に設置したアグリル板の  $P_{x1}$ 、 $P_{x4}$  位置における水平変位測定結果にもとづき、荷重強度  $H/B$  とくい～ $P_{x1}$  間の土の圧縮量  $Y_0 - Y_{px1}$ 、 $P_{x1}$ ～ $P_{x4}$  間の土の圧縮量  $Y_{px1} - Y_{px4}$  およびくいと  $P_{x1}$  の変位の比  $Y_{px1}/Y_0$  の関係を示したものである。

図-20における勾配は土の変形係数の大小を表わすものであるが、図によると、 $H/B < 1.5 \sim 2.0$ 、 $1.5 \sim 2.0 < H/B < 2.0 \sim 2.5$ 、 $2.0 \sim 2.5 < H/B$  の各段階で勾配が変化してあり、図-12の  $K - Y_0$  の関係とよく対応している。

また図-21によると、 $H/B$  の変化に対して  $Y_{px}/Y_0$  はある点で最大値をとるか、もしくは一定となる。

これらのくいとアグリル板の相対的な挙動は図-19における  $H/B - L_1, L_2$  の関係と  $P_{x1}$  の位置とに微妙に関連したものとなっている。

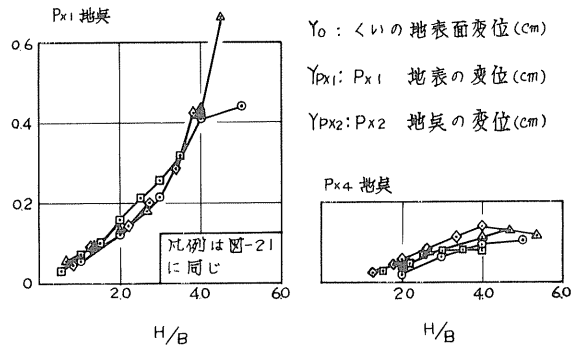


図-20 荷重強度と土の圧縮量

すなわち、図-20における勾配の第1、および第2折点は各々の塑性域が地表面から徐々に生じ始めた点、および $R_{x1}$ 位置に塑性域 $L_2$ が到達した点に相当している。アクリル板は深さ数cm程度地盤に根入しており、第2の折点は、その事が影響している可能性もある。いずれにしても(B)-2の複合地盤反力法の計算結果はくいの拳動ばかりでなく、くい前面の地盤の水平拳動ともある程度適応したものとなっていることがわかった。

### むすび

以上、アルミ板を用いた単ぐい水平抵抗に関する室内模型実験結果について述べたが、本実験は当初今後この種の実験を実施していくうえの参考資料を得るための基盤の材料の適否およびその作成方法、あるいはくいの材質、断面諸元の選択および施工方法なども含めて計画したものであり、そのため応力測定点の不足、測定項目の欠如など検討を進めていくうえで満足のいくデータではなかった。しかし、現場で定性的に明らかとなった事実をある程度再現でき、今後の実験を進めていくうえで参考資料を得ることができたと考えている。

今後、今回問題となったくい前面に作用する受働土圧あるいは群ぐいの水平抵抗に関する実験を実施し水平地盤反力係数および複合地盤反力説について検討していきたい。

### 参考文献)

- 1) 土質工学会編；「鋼ぐい研究委員会報告」 土質工学ライブラリー-6 昭和44年度版
- 2) 竹原義一他；「大曲ぐい試験所におけるぐい試験結果」第21回北海道開発局技術研究発表会論文集 昭和53年度2月発表予定。
- 3) 逢坂秀俊他；「大曲ぐい試験について」第17回北海道開発局技術研究発表会論文集
- 4) 森 康夫他；「単ぐいの水平抵抗とくい断面」 土質工学会北海道支部技術報告資料第17号，昭和52年2月
- 5) 横山幸満；「鋼杭の設計と施工」 山海堂 昭和44年度 増補版
- 6) 岸田英明他；「地盤反力-変位関係の非線形性」 土と基礎 1977. 8.
- 7) 日本道路協会；「道路橋下部構造設計指針，同解説 一くい基礎の設計編一」 昭和51年8月
- 8) 日本建築学会；「建築基礎構造設計規準，同解説」 昭和50年6月

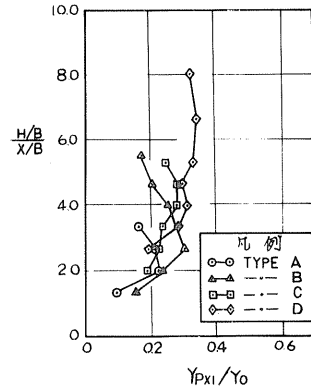


図-21 荷重強度と変位比 ( $Y_{p1}/Y_0$ )

⑬ 軟弱地盤におけるRC杭と節付杭の鉛直支持力について  
— 載荷試験による比較 —

白老町 下水道課

吉田清一

後藤光雄

東洋技研コンサルタント

西 泰年

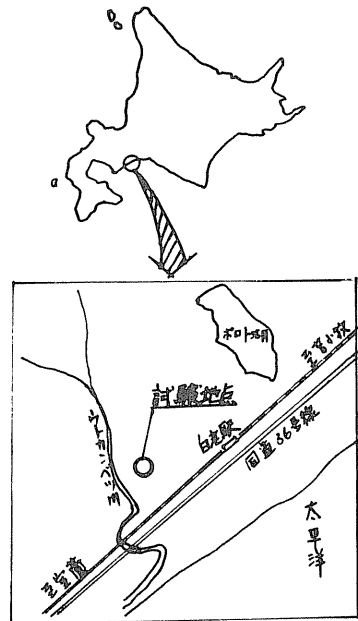
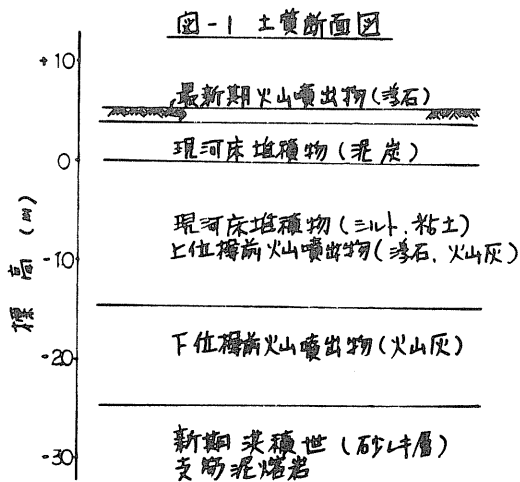
○ 久滝侑市

1 まえがき

軟弱地盤での下水道工事（Boxカルバートとヒューム管渠）に際し 地盤の状況から 摩擦杭による基礎工を採用することになり、杭の鉛直支持力を推定するため RC杭と節付杭の2種類について 計算式によるものと載荷試験によるものとの比較検討を行なった。この報告は その概要を述べたものである。

2. 地盤概要

試験地点は 白老町のボロト湖から南西2 Km付近に位置し 太平洋沿岸に発達する標高5〜6 m程度の低地帯であり 背後の丘陵性台地に発達する第4紀洪積世（支笏火山噴出物）を基盤として その上に現河川（ウトカニベツ川）による氾濫原堆積物及び泥炭より構成され、最新期の樽前降下軽石堆積物が覆われている。また 土質は 上から浮石層、泥炭層、シルト層、火山灰層、レキ混り砂層となっており 土質断面図（図-1）土質柱状図（図-2）及び土質試験結果（表-1）を示す。



土質試験結果表 (表-1)

採取深度	土質名	比重 Gs	含水比 W(%)	湿潤単体 γt (g/cm³)	間ゲキ比 e	飽和度 Sr(%)
GL-0.55m ~ 1.00m	浮石	2.41	74	1.03	3.04	44
GL-1.50m ~ 2.35m	泥炭	1.87	378	0.99	8.03	88
GL-2.50m ~ 3.40m	泥炭	1.69	441	1.04	7.84	95
GL-4.50m ~ 5.00m	浮石	2.32	84	1.03	3.13	62
GL-5.50m ~ 6.45m	腐植土 質シルト	2.29	70	1.48	1.62	99

### 3 試験方法

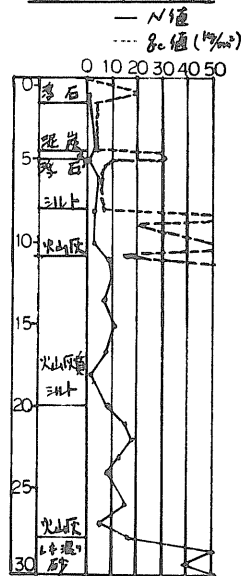
載荷試験用の試験杭は RC杭 (φ300, L=10<sup>m</sup>00) と 節付杭 (φ300×450 節間隔1<sup>m</sup>00, L=10<sup>m</sup>00) の2本であり 反力杭には 別に8本打設した。試験杭の載荷装置位置は RC杭に対し4本の反力杭に持たせるようにし、節付杭に對しては 8本の反力杭に持たせた。杭打ち打設機種は 日立106 AL-2 を使用しハンマー種別は IHI IDH-J22 を使用した。節付杭に使用する碎石は 径90<sup>mm</sup>以下のものを杭1本あたり1<sup>m</sup>3充まんした。杭打ち試験に対する支持力公式は 下記のものを使用した。

$$R = \frac{F}{5 \cdot S + 0.1} \quad \begin{array}{l} F: \text{打撃エネルギー (t}\cdot\text{m)} \\ S: \text{杭の最終沈下量 (m)} \end{array}$$

杭打ち試験結果、最終沈下量と支持力は RC杭が39<sup>mm</sup>と17.9<sup>t</sup> 節付杭が17<sup>mm</sup>と33.3<sup>t</sup>であった。

杭打設後の試験杭は 2週間放置した。載荷試験方法は B載荷方法のタサイクル方式により行ない 載荷装置は 反力杭による載荷方式で行なった。載荷量の計測は 油圧計方法を採用し 変位計は 精度 1/100<sup>mm</sup> ストローク 50<sup>mm</sup> のダイヤルゲージを用いた。

図-2 土質柱状図



節付杭の打設状況



RC杭の載荷重増減(表-2)

荷重段階	最大荷重	処女荷重	8段階 4サイクル
1サイクル	8 t	4 t, 8 t	0-4-8 <sup>↑</sup> -4-0
2サイクル	16	12, 16	0-4-8-12-16-8-0
3サイクル	24	20, 24	0-4-8-12-16-20-24-16-8-0
4サイクル	32	28, 32	0-4-8-12-16-20-24-28-32-24-16-8-0

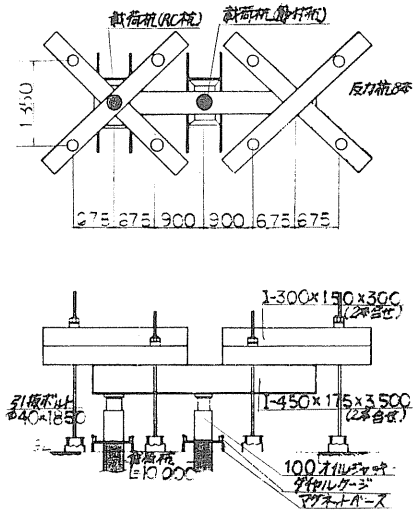
節付杭の載荷重増減(表-3)

荷重段階	最大荷重	処女荷重	8段階 4サイクル
1サイクル	16 t	8 t, 16 t	0-8-16-8-0
2サイクル	32 t	24, 32	0-8-16-24-32-16-0
3サイクル	48 t	40, 48	0-8-16-24-32-40-48-32-16-0
4サイクル	64 t	56, 64	0 <sup>↑</sup> -8-16-24-32-40-48-56-64-48-32-16-0

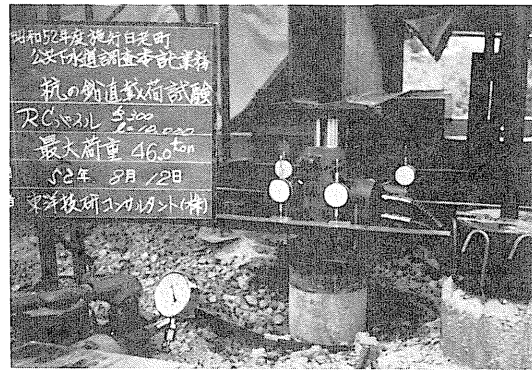
載荷速度 表-4

	増荷時	減荷時
RC杭	2 1/min	4 1/min
節付杭	8	16

試験杭配置図及び載荷試験装置図 図-3



RC杭 最大荷重 載荷試験中



設計荷重は 静力学的支持力公式と多くの試験データの集計整理したものから推定した。試験に加える載荷重は 設計荷重をRC杭10t 節付杭20tとして最大荷重を この3倍とした。試験杭と反力杭の間隔は 試験杭径の2.5倍とし対称に配置した。基準点は 試験杭からその径の5倍以上, 反力杭からその径の2.5倍以上 離れた所に反設杭を設けた。RC杭及び節付杭の載荷重増減表を(表-2)(表-3) 載荷速度を(表-4) 試験杭配置図及び載荷試験装置図を(図-3)に示す。

#### 4. 試験結果と考察

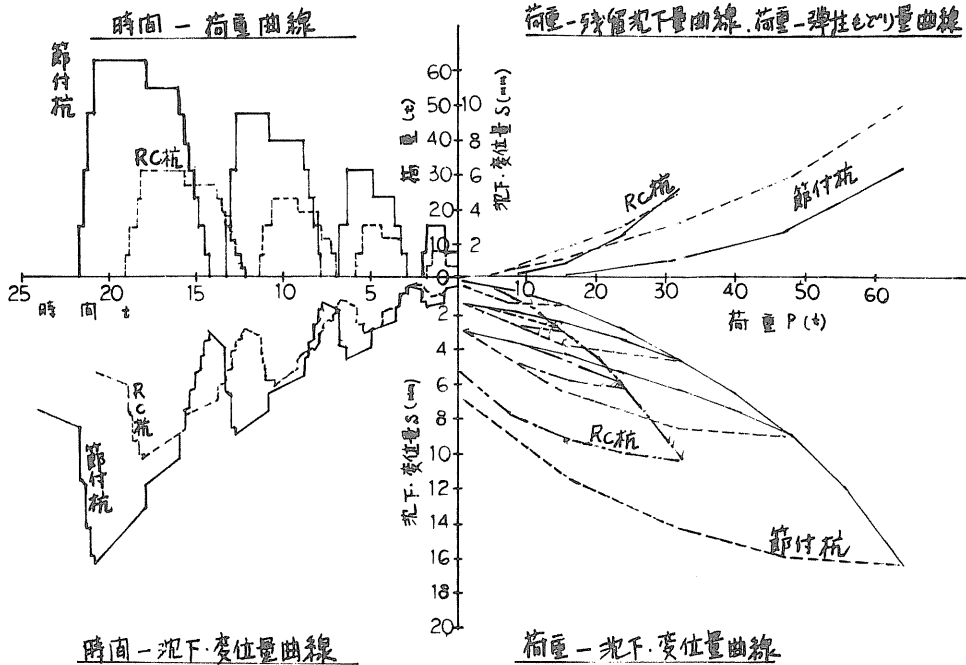
試験結果から 荷重-沈下量-時間曲線(図-4)、 $\log P - \log S$  曲線(図-5)、 $S - \log t$  曲線(図-6) を求めた。

荷重-沈下曲線から RC 杭、節付杭とも 降伏点が認められ RC 杭は 極限に達していると推定できた。 $S - \log t$  曲線からも同様に確認され、 $\log P - \log S$  曲線からは、RC 杭の降伏荷重  $32^t$ 、節付杭  $54^t$  であると認められた。

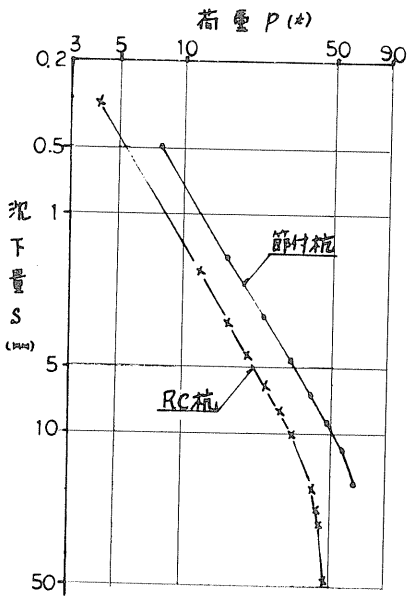
一般に深い基礎の先端杭は 変位と共に徐々に増大し、明確な極限值が見いだしにくい傾向があるのに対し、固面摩擦力は 比較的小さい変位量(5~10<sup>mm</sup>)でピークに達し、それ以上は増大しないか 場合によっては ピークを過ぎてある程度摩擦抵抗が低下するなどのように、両者の支持力特性に差異があるといわれているが、今回の場合 変位量 10<sup>mm</sup> 程度で降伏点に達し、固面摩擦力の支持力特性が表れていると思われる。又、載荷試験結果の特徴としては 沈下量の大小は別として、残留沈下量曲線と弾性もどり量曲線が RC 杭と節付杭とは 差異があった。節付杭において 各荷重段階における荷重保持時間中に節付杭特有の現象(碎石のダイレイタンス)と思われる ダイアルゲージ針が不連続に振れる特徴が認められた。

各サイクルの荷重に対する最終沈下量及び残留沈下量、弾性戻り量を(表-5)(表-6)に示す。

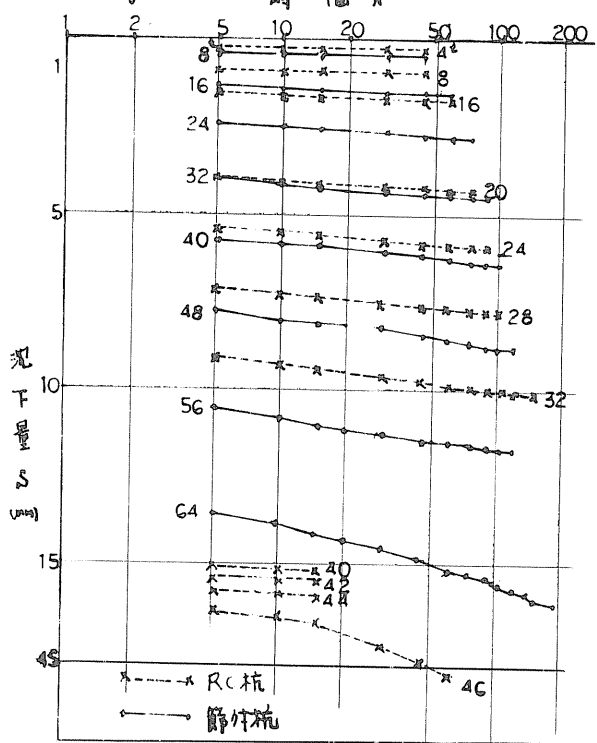
荷重-沈下量-時間曲線(図-4)



log P - log S 曲線 (図-5)



S - log t 曲線 (図-6)



RC杭における各沈下量 (表-5)

サイクル	処女荷重 (最大荷重)	最終沈下量	残留沈下量	弾性戻り量
1サイクル	8 <sup>t</sup>	0.988 <sup>mm</sup>	0.246 <sup>mm</sup>	0.742 <sup>mm</sup>
2サイクル	16	3.038	1.133	1.905
3サイクル	24	6.010	2.671	3.339
4サイクル	32	10.258	5.250	5.008

節付杭における各沈下量 (表-6)

	処女荷重 (最大荷重)	最終沈下量 <sup>mm</sup>	残留沈下量	弾性戻り量
1サイクル	8 <sup>t</sup>	0.495	—	—
	16(最大荷重)	1.566	0.274 <sup>mm</sup>	1.292 <sup>mm</sup>
2サイクル	24	2.885	—	—
	32(最大荷重)	4.559	1.203	3.356
3サイクル	40	6.459	—	—
	48(最大荷重)	8.929	2.958	5.971
4サイクル	56	11.829	—	—
	64(最大荷重)	16.266	6.381	9.885



計算式による杭の極限支持力は RC 杭と節付杭とも おのおの下式によって算出した。

RC 杭  $R_u = q_d \cdot A + U \sum l_i f_i$

$q_d$ : <い先端で支持する単位面積当り極限支持力度 (kg)

$A$ : <い先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$ : <いの周長

$l_i$ : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$ : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kg)

節付杭  $R_u = 30 \alpha \bar{N} A_p + \left( \frac{N_g L_s}{5} + 2 N_c L_c \right) \psi$

$\alpha$ : 先端形状係数

$A_p$ : <い先端面積 (m<sup>2</sup>)

$\bar{N}$ : <い先端平均 N 値

$N_g$ : 砂質土地盤の平均 N 値

$N_c$ : 粘性土地盤の平均 N 値

$L_s$ : 砂質土地盤中の <い長 (m)

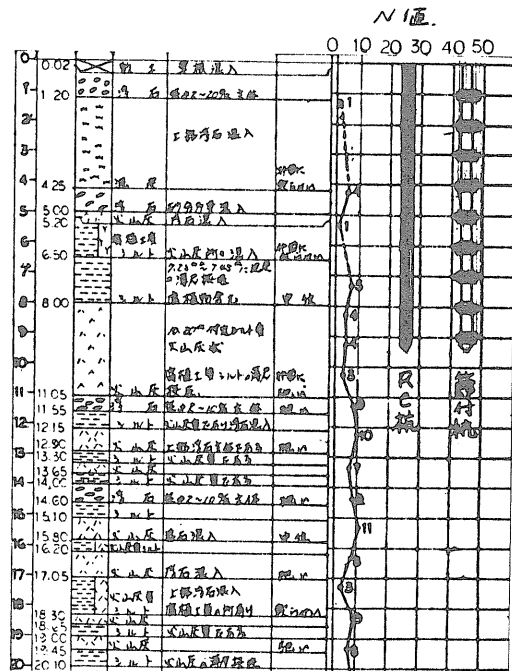
$L_c$ : 粘性土地盤中の <い長 (m)

$\psi$ : <い周長 (m)

支持力計算図表

以上の式から 極限支持力を算出したが RC 杭においては 泥炭地盤の周面摩擦力は 考慮しなかった。又、節付杭の特性である 杭先端断面積及び外周は 変断面であるため 決定し<い面積があるが杭先端断面積はφ300、外周の径はφ450として計算した。

計算結果 RC 杭の極限支持力は 12 条、節付杭の極限支持力は 35 条であった。(表-7)



杭の支持力算定式に基づく支持力は  
実測値に対して $\frac{1}{2}$ ～2倍の間にバラツクと報告<sup>1)</sup>されているが 今回の試験では、RC杭、節付杭とも この範囲に入らなかった。

試験地点のような泥炭を含む軟弱地盤で 周面摩擦力を大きく考慮する摩擦杭が 計算値と実測値に開きがあったということは 杭本数を多用する工事の場合 大きな経済的な問題となる。

摩擦杭を使用する場合 このように計算値と実測値が開きすぎる地盤は まれで少ないと思われるが 今後 摩擦杭の支持力算定にあたっては 今回のような場合も想定して検討しなければならないと思っている。

#### 5 まとめ

軟弱地盤における載荷試験と計算式とで 杭の鉛直支持力の比較を 極めて概括的に述べた。数少ないデータから 結論めいたことを導くことは 到底できなかったが 以下のことが云える。

- 計算上の極限支持力は RC杭12% 節付杭35%であり  
載荷試験結果からは RC杭46% 節付杭80%(推定)であった。
- 節付杭の打設の場合、碎石充まんという補助作業があり  
実際の工事にあたっては 施工計画、施工管理を十分行う必要がある。
- 工事に際しては 節付杭を使用し 施工時の泥下量も許容値以内におさまり、現時点では 満足の結果になっている。
- 今後の問題としては 施工後の定期的な泥下量測定観測と共に 節付杭は 碎石充まん量、ラム重量、碎石の粒径分布等の問題について 検討が必要である。

本報文は 白老町公共下水道調査(杭載荷試験)報告書のデータに 若干の考察を加えたものである。なお この報文をまとめるにあたって 種々の助言を頂いた 各関係機関の方々に 記して謝意を表わすものである。

計算値と実測値の比較表(表-7)

		載荷試験結果	計算式
RC杭	降伏荷重	32 t/本	
	極限荷重	46	12 t/本
節付杭	降伏荷重	54	
	最大荷重 (極限荷重)	64 (80)推定	35

## 参考文献

1. クイの鉛直載荷試験. 同解説: 土質工学会
2. 土質調査法: 土質工学会
3. 建築鋼管の基礎設計施工規準. 同解説: 日本建築学会
4. 昭和52年度施行白老町公共下水道地質調査報告書: 東洋技研J2711
5. " 杭載荷試験報告書: "
6. 野口. 森. 加賀屋. 逢坂: 基礎管の鉛直支持力と載荷試験結果  
土質工学会北海道支部 技術報告資料オ15号
7. 鋼パイ: 土質工学会
8. 道路橋下部構造設計指針. 杭基礎の設計編: 日本道路協会
9. 山崎邦男: 各種施工法によるクイの許容支持力 土と基礎 19757号
10. 吉成元伸: 載荷試験から支持力を判定するうえでの問題点 "
11. 駒田敬一: クイの支持力算定式の一つの提案 "

⑭ 路盤構成とその効果

札幌開発建設部 谷口 秀男  
 " 渡辺 正昭  
 北海道開発コンサルタント(株) 由良 桂一  
 ○清水 誠一

1. ま え が き

空港舗装における路盤構成および材料などは本質的に道路舗装の場合と同様であるが、対象となる荷重が道路における自動車荷重と異なり、大型航空機など自動車荷重に比して非常に大きな荷重であるため、路盤厚や材質などの点で道路舗装とは異なる面が多い。

空港舗装の設計については、荷重条件、施工条件、経済性、気象条件など諸々の条件が関与するが、北海道、東北などの寒冷地においては気象条件（特に地盤の凍上）の問題が重要となり、路盤構成に凍上を抑制するための層を設けているのが現状である。

現設計において凍上抑制層は強度的なものは問題とせず路床の一部と考えるが、力学的な問題を解析しようとする場合、路床と凍上抑制層を単一な地盤として考えると、空港舗装の設計基準や路盤効果に及ぼす力学的影響についての理論説明が困難であるとともに、舗装の安定挙動を適確に把握することはできない。

本報告は、上記の点を考慮しながら、新千歳空港における空港舗装の設計基準と路盤の効果を求めるため、路盤試験による実測データを基に解析を行なった。

2. 路盤試験の概要

路盤試験は新千歳空港建設予定地において実施した。

当地一帯は、支笏火山噴出物を骨格とし、地表付近は恵庭、樽前火山噴出物の火山灰によって覆われており、路盤試験において対象となる路床はこれらの火山噴出物により構成されている。

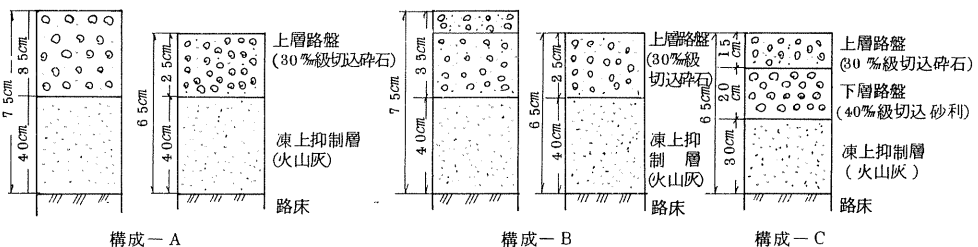


図-1 路盤構成

路盤構成は図-1に示すように構成-A、B、Cの3構成としたが、構成-A、Bにおいては路盤の一部の厚さを10cm厚くし、合計5断面について各種の原位置試験を実施した。

本報告では平板載荷試験の結果を用い路盤構成の違いによる路盤効果および路盤基準を求めることを目的とした。

なお、各路盤構成における凍上抑制層材料および上、下層路盤材料の品質については表-1および図-2のとおりである。

表-1 路盤材料表

試験項目	単位	火山灰 (現地産出)	砂 (恵庭漁川産)	30%級 切込砕石 (恵庭漁川産)	40%級 切込砂利 (恵庭漁川産)
比重		2.236	2.549	2.611	2.474
吸水	%	4.965	3.691	2.923	4.852
安定性	%	1.89	2.00	1.32	2.22
骨材の洗い	%	5.20	3.50	2.00	3.79
すりへり減量	%	—	—	1.630	2.232
修正CBR	%	—	—	4.90	4.70
設計CBR	%	2.23	3.25	—	—

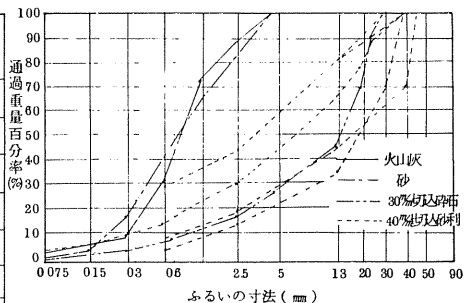


図-2 粒度分析結果

### 3. $K_{30}$ から $K_{75}$ への換算

#### (a) 弾性理論に基づく換算値

空港コンクリート舗装の設計は原則として、直径75cmの剛製円板を用いた平板載荷試験値 ( $K_{75}$ ) を用いる。

しかし、 $K_{75}$  を求めるには大掛りな装置と多大な労力を必要とするため、比較的操作が容易な直径の小さい載荷板 (直径30cm) による平板載荷試験を行ない、その試験値から  $K_{75}$  に換算し利用することが出来ると言われている。

$K_{30}$  から  $K_{75}$  への換算については、一層系地盤の場合、弾性理論を用いて  $K_{30}/K_{75} = 2.5$  という理論値が得られている。

しかし、多層系地盤の場合上記の関係はあてはまらず Barber の2層系弾性理論に従って  $K_{75}$  へ換算する方法が考えられている。

Barber による2層系弾性理論によると  $K_{30}$  から  $K_{75}$  への換算は

$$\frac{K_{30}}{K_{75}} = \frac{a_{75}}{a_{30}} \frac{Fw_{75}}{Fw_{30}} \quad (1)$$

$$Fw = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{h}{a}\right)^2 \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}\right]^{\frac{1}{2}}} \left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right) + \frac{E_2}{E_1} \quad (2)$$

によって関係づけられる。

ここに、 $Fw$  は沈下係数と呼ばれ上層と下層の弾性係数の比  $E_1/E_2$  と  $h/a$  の関係として表わされる<sup>2)</sup>

(1)式および(2)式により求められる  $K_{30}/K_{75}$  の値を路盤厚  $h$  をパラメータとし、 $K_{30}/K_{75}$  と  $E_1/E_2$  の関係を表わすと図-3 のようになる<sup>3)</sup>。

図-3 により判断すると、多層系地盤における  $K_{30}/K_{75}$  の値は  $E_1/E_2$  の大きさにより多分に影響される傾向にあるが、路盤厚の変化による影響はさほど大きなものではないようである。

(b) 理論と実測値の比較

今回の平板載荷試験の結果から求められる路床、路盤の実測換算値は、縦軸に  $K_{75}$ 、横軸  $K_{30}$  をとると図-4 および図-5 に示すようになる。

現設計基準では凍上抑制層は路床の一部と考えるが、特に今回のような場合、路床に比して凍上抑制層の強度特性が小さく一様地盤として扱うことに問題がある。

理論値との比較検討には凍上抑制層以上を上層と考え、路床との2層系地盤として考えることがある程度現実の挙動をとらえることができる。

路床および凍上抑制層の弾性係数は次式により求めた。

$$E_s = 1.18 a \cdot K_s \quad (3)$$

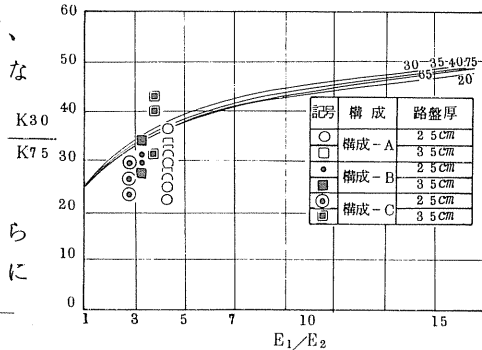


図-3  $E_1/E_2$  と  $K_{30}/K_{75}$  の相関性

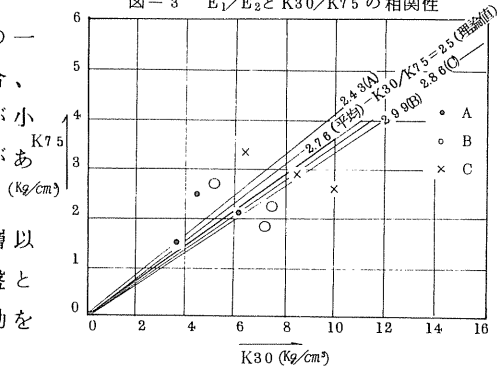


図-4 路床における  $K_{30}$  と  $K_{75}$  の相関性

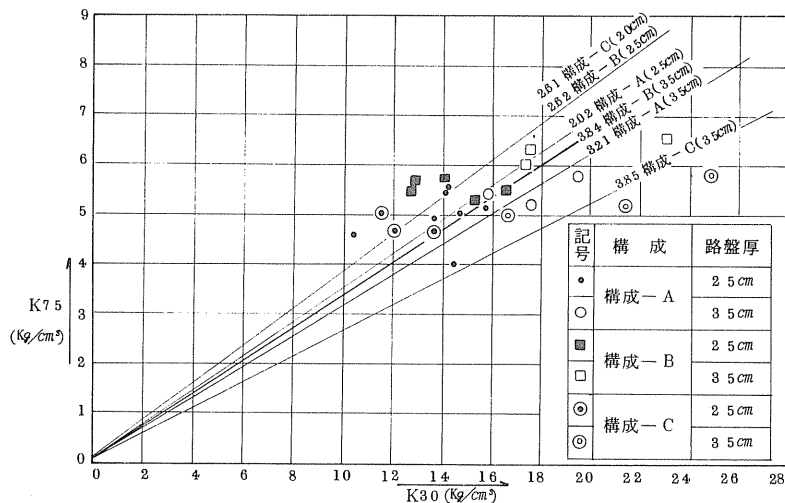


図-5 路盤における  $K_{30}$  と  $K_{75}$  の相関性

$$E_n = 1.18 a \cdot \alpha \cdot K_s \quad (4)$$

$E_s$ 、 $E_s$  : 路床および凍上抑制層の弾性係数

$a$  : 載荷板半径

$K_s$  : 路床のK値

$\alpha$  :  $h/a$  と  $F_w$  の関係から求められる弾性係数の比

(  $F_w = K_s / K_1$   $K_1$  : 凍上抑制層上のK値 )

実測K値を用いて求められた路床および凍上抑制層の弾性係数は表-2に示すとおりである。なお路盤の弾性係数は一般の

路盤材の場合に用いられる  
 $E = 1000 \text{ Kg/cm}^2$ を用いる

凍上抑制層以上を均一な弾性係数を有する層として考えた場合平均的な弾性係数は次式によって求めることができる。

表-2 実測K値および検討に用いた弾性係数 (E)

構成	A		B		C	
	支持力係数 K(Kg/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 E(Kg/cm <sup>2</sup> )	支持力係数 K(Kg/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 E(Kg/cm <sup>2</sup> )	支持力係数 K(Kg/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 E(Kg/cm <sup>2</sup> )
上層路盤	K30=17.57 K75=5.47	1000	K30=19.23 K75=6.31	1000	K30=20.80 K75=5.37	1000
(但し、C構成下段は下層路盤)	K30=14.85 K75=5.25	1000	K30=14.84 K75=5.40	1000	K30=12.41 K75=4.77	1000
凍上抑制層	K30=4.69 K75=2.90	200	K30=3.16 K75=2.60	165	K30=6.62 K75=2.60	130
路床	K30=5.35 K75=2.32	100	K30=6.63 K75=2.30	110	K30=8.27 K75=2.72	130

注 ( ) 内は路床よりも小さいK値

$$E_H = (h_1 E_1^{\frac{1}{3}} + h_2 E_2^{\frac{1}{3}} + \dots + h_n E_n^{\frac{1}{3}})^3 / H^3 \quad (5)$$

$E_H$  : 等値弾性係数

$h_n$  : n層目の層厚

$E_n$  : n層目の弾性係数

H : 全層厚

表-2の値および(4)式を用いると、各構成における路盤は図-6に示す2層系地盤として扱うことができる。

この弾性係数の比を用いて、図-3にプロットしてみると、実測データによる換算値は理論値よりも小さく求められるが、弾性理論で言われるような上層と下層の弾性係数の比が大きくなれば  $K_{30}$  から  $K_{75}$  への換算値も大きくなるという一般的な傾向が認められる。

従って、弾性係数の推定法および凍上抑制層の扱いなどに多少の問題はあるが、路盤の挙動を究明する場合凍上抑制層以上を一様地盤と考え、平均的な弾性係数を求めることにより路床との2層系地盤として考えたほうが良い。

また、実測値が理論値よりも小さいことから、理論値により設計した場合かなり安全側になると言えよう。

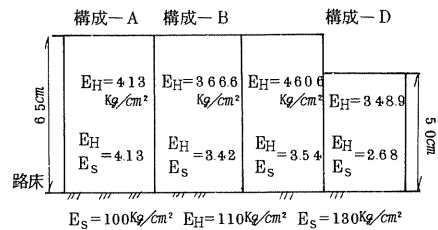


図-6 弾性係数の比

#### 4. 路盤効果

Barberによれば2層系地盤における路盤効果は図-7に示すような関係図として、表わすことができる。

図-7の計算には次式を用いた。

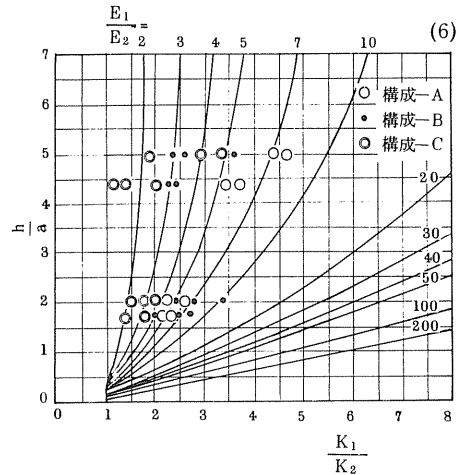
$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{1}{F_w}$$

ただし、 $F_w$ は(2)式によって求められる。

前述の如く、路床と凍上抑制層以上の層による2層系地盤として、今回の実測データを図-7にプロットすると、バラツキはあるが理論曲線に近い傾向を示している。

従って、路盤効果の判定に図-7が利用できるものと思われるが、現実には妥当な弾性係数を求めることは難しく、理論曲線の利用には注意を要するため、試験路盤により、現地に合った値を見い出すことが望まれる。

今回の実測データから、2層地盤として考えた場合の路盤効果は凍上抑制層に火山灰を用いた構成-Aが最も良い結果が得られた。



#### 5. ま と め

今回の実測データを基に行なった力学的解析結果を要約すると次のようにまとめることができる。

- 1)  $K_{30}$  から  $K_{75}$  への換算について弾性理論を用いて考える場合、路床と凍上抑制層を一様地盤として考えると理論解明が困難である。特に、路床に比して凍上抑制層の強度特性が小さい場合は、一様地盤としての扱いは困難である。
- 2) 凍上抑制層以上を均一な弾性係数をもつ地盤と考えるとある程度現実の挙動をとらえることができる。
- 3) 路床における  $K_{30}$  から  $K_{75}$  への換算値の平均は他の実測結果<sup>5)</sup>からも求められている値 ( $K_{30}/K_{75} = 2.5$ ) に近い値 ( $K_{30}/K_{75} = 2.76$ ) を示している。
- 4) 路盤上における  $K_{30}$  から  $K_{75}$  への換算値は上層と下層の弾性係数の比の大小によって若干異ると共に路盤厚が厚くなると換算値も大きくなる傾向にあるが、「空港コンクリート舗装設計要領」に述べられている  $K_{30}/K_{75} = 3.0$  を目安に考えることができる。
- 5) 路盤の効果については、理論曲線を利用して推定できるものと思われるが、



弾性係数の推定方法などに若干の問題が残るため充分とはいえない。

- 6) 今回の実測データでは凍上抑制層として火山灰を用いた構成-Aの路盤効果が大きい。

#### あ と が き

以上  $K_{30}$  から  $K_{75}$  への換算および路盤の効果ついていくつかの実測データを用いて弾性理論に基づく解析を行なって来たが、弾性係数の推定方法、凍上抑制層の扱い方などに多少の疑問が残ることや、数少ないデータによる解析のため明確な値を求めることは困難であった。

今後、更にデータを増すことより解析を深める必要がある。

#### 参 考 文 献

- 1) 運輸省航空局：「空港コンクリート舗装構造設計要領」
- 2) 土質工学会論：「土質工学ハンドブック」、その他
- 3) 須田、佐藤：「空港における路床、路盤の問題点と二、三の調査研究」  
土と基礎 Vol 20、No 6
- 4) 森口：「路床、路盤における変形係数」土と基礎 Vol 21、No 6 技術手帳
- 5) 須田、佐藤：「多層系路盤面における K 値の推定方法に関する研究」  
港湾技術研究報告 Vol 111、No 1

⑮ 防振壁による地盤振動の遮断効果について (第3報)

北海道開発局土木試験所 佐々木晴美  
能登 繁幸  
○東海林邦夫  
須郷 亨

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つつある。地盤振動は、七大公害の一つにあげられており、昭和51年12月1日から振動規制法が施行されたが、振動の防止あるいは軽減対策となると、未だ不明な点が多く、実用的な対策工法は確立されていないのが現状である。

この報告は、地盤振動軽減対策工のひとつとして考えられる振動伝播経路の遮断、すなわち地盤に溝や壁を設けた場合の振動軽減効果について、現地試験を行って検証したものであり、第1報、第2報に引き続き、防振壁の種類、厚さ、深さと振動軽減効果の関係について述べるものである。

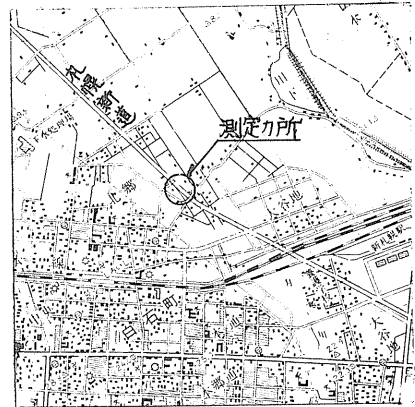


図-1 測定カ所図

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号札幌市内札幌新道の新設工事現場であり、同カ所の土層構成は、図-2に示すとおり、深さ6m付近までは主に泥炭層であり、 $\rho_c = 2 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$ 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。

土質凡例

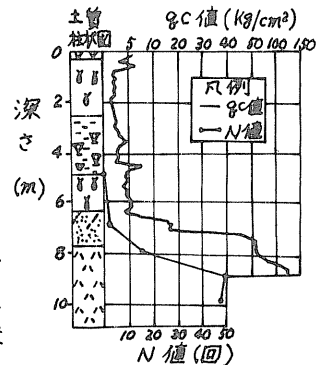


図-2 地盤の性質

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	0.962	960.5	1.542
3~4	1.336	105.4	2.270
5~6	0.985	763.4	1.632

3. 試験要領

これまでの第1報、第2報では、防振壁の軽減効果の変動という点から、材質とし

て発泡スチロール、発泡ポリエチレン、硬質ポリウレタンフォーム、発泡ポリエステル、GRCフォーム、コンクリート中空板を用い、埋設深さ1.2m、2m、3m、厚さ10cm、25cm、50cmという寸法で試験し、その結果を検討してきた。

本試験では、さらに、材料として発泡スチロール、バネ型防振壁、発泡スチロールと発泡ポリエチレンの合板の3種類を用いて、表-2および図-3に示すような4種類の防振壁の試験工区を設けて、材質、埋設深さ、厚さの変動による地盤振動軽減効果の変化をみる。従って、本報告では従来の結果との比較をもちえ、総合的な検討を行なうこととした。

本試験で用いた防振壁の中で、発泡スチロール及び発泡スチロールと発泡ポリエチレンの合板は、第1報、第2報で用いたものと同じ材質を使っており、バネ型防振壁は、10Hzの振動に対して遮断効果が出るように作られたものである。これらの詳細については、図-4に示した。

防振壁の設置方法は、溝を堀削して壁材を立て込み、土を埋め戻すもので、第1報、第2報と同じ方法である。また、この経過で、壁材埋設の前の溝については、空溝としての振動軽減効果を測定することとした。

測定位置は、振動源端からの距離が2m、5m、7m、10m、15m、20mの6点とし、空溝及び防振壁は、図-5に示すように振動源端からの距離が6mの位置とし

表-2 防振壁試験工区内容

工区番号	防振壁材名	深さH(m)	厚さD(cm)	延長L(m)
1	発泡スチロール	2	25	20
2	発泡スチロール	3	50	20
3	バネ型防振壁	3	21.2	25
4	発泡スチロール+発泡ポリエチレン	3	25	25

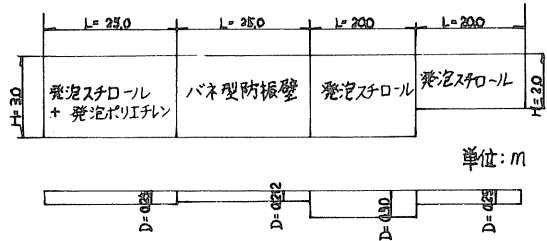


図-3 防振壁配置図

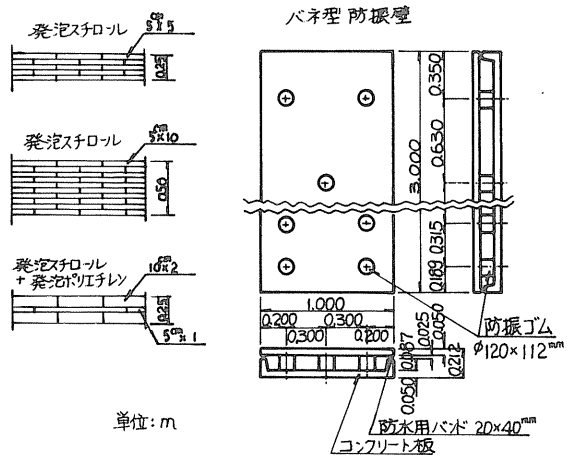


図-4 防振壁材詳細図

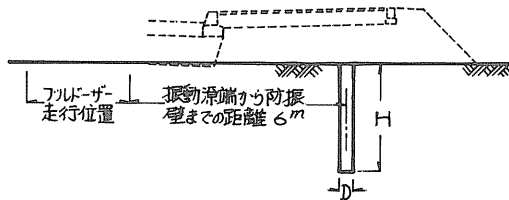


図-5 防振壁設置断面図

た。但し、測定上、計器設置面の状態の変化により、一部測定しなかった場合もある。

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て読み取り演算を行なったものである。

測定単位については、第1報、第2報との関連上、振動速度 (mm/sec) とし、測定方向についても同様に上下動 (Z方向) とし、抽出データは、振動源通過付近のものとした。

振動源は、ブルドーザーを路盤が未完成な状態の路面で走行させたもので、その速度は3速 (約 10 km/h) である。なお、ブルドーザーの重量は 11t である。

#### 4. 試験結果と考察

##### 4-1. 原地盤の振動の実態

空溝及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。今回測定した原地盤の振動は、各工区ともほぼ同じ程度の振動の大きさであるので、以後の軽減効果の比較検討を容易にするため、全工区の平均的な距離減衰式をレイレイ波の減衰式<sup>2)</sup>にあてはめて求めることとした<sup>3)</sup>。この場合、振動源となるブルドーザーの走行は必ずしも同じ条件であるとは限らないため、同一走行面であるとしても地盤振動の大きさは同一ではないので、振動源端から 2m の位置での振動を基準にヒリ、各地点の振動の大きさを比率で求めて整理した。

この結果、図-6に示す振動の距離減衰曲線及び減衰式が得られた。この式の指数部のxの係数は、泥炭の場合、通常 -0.09 程度の値となることが確かめられており、今回の場合もこれに一致している。以下にこの減衰曲線を基準として、溝及び防振壁の軽減効果について述べる。

なお、ブルドーザー走行による地盤振動の大きさは、ほぼ、図-6の振動速度の表示にあてはめて分かるように、相当大きな値を示している。

##### 4-2. 空溝による振動軽減効果

防振壁を設置する前の空溝の状態、溝による振動軽減効果を検討した。原地盤

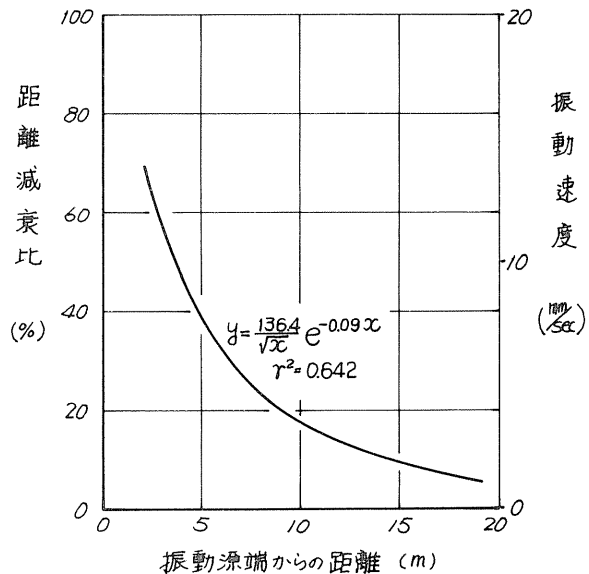


図-6 原地盤の振動の距離減衰

と同一条件である振動源から2m地点の振動を基準にして、各測定点の振動の比率を求めると図-7のとおりとなる。同図に示すように、溝による振動軽減効果は顕著であり、原地盤の振動に対して溝直後の振動は、溝の深さが2mでは約50%、溝の深さが3mでは約40%となっている。

空溝による振動の軽減効果は、振動の波長と溝の深さに大きく影響されることが知られている<sup>4)</sup>。図-8に、現在までに得られたデータ並びに今回のデータをもとにして(溝の深さ/波長)と溝背後20m以内の平均的な振動軽減比(原地盤を1.0)を示した。さらに、これを分数関数式に代入して、傾向線を求めることと次式が得られ、図中の実線のようになる。

$$y = \frac{1}{1 + 2.42 \frac{H}{\lambda}}$$

ここに H: 溝深(m)  
λ: 波長(m)

#### 4-3. 防振壁による振動軽減効果

地盤に溝を掘って振動を軽減できることは上述のとおり明らかであるが、2~3mの空溝を恒常的に設けることは

維持・安全性からも実際上困難な場合が多い。そこで、空溝に代って防振壁を埋設する方法が考えられる。防振壁材は、土中応力に変形せず、防水性で長期間品質が変化しないもので、固有音響インピーダンス比の小さい合成樹脂系発泡材のようなもの、あるいは同インピーダンス比の高いコンクリートや鋼鉄材などが望ましい。発泡材については、第1報に述べたように空溝よりは幾分軽減効果は低下するが、長期的な振動軽減対策工として十分期待できることが確認された。また、コンクリート材を用いた場合は、第2報に述べたように地盤密度に近似した材質の場合ほとんど効果がないことが認められた。今回は、既往の調査データを含め、壁の厚さ及び深さ並びに材質による軽減効果の変動について以下に検討を行なう。なお、比較検討に際しては、空溝の場合と同様の方法をとっている。

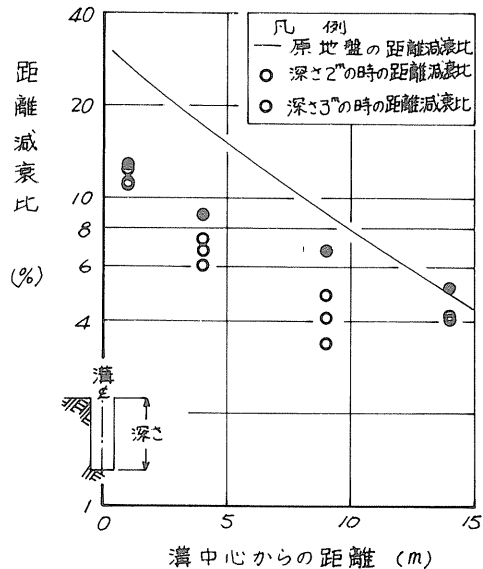


図-7 空溝の背後の距離減衰

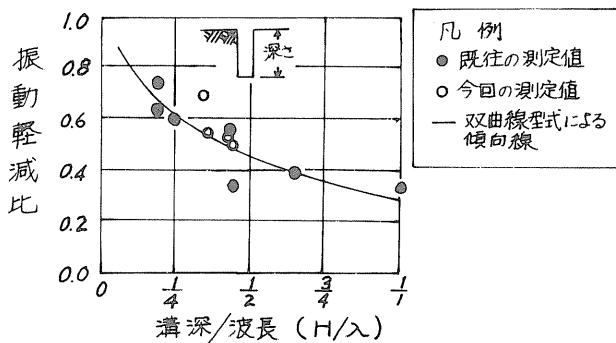


図-8 溝の振動遮断効果

#### 4-3-1. 防振壁の厚さ及び深さによる効果の変動

防振壁材に発泡スチロールを用い、深さが2mで、厚さが10cm、25cm、50cmと変えた場合の振動軽減効果は、図-9に示すとおりであり、各厚さによって軽減効果の差は明瞭に表われている。但し、壁の直後付近で効果があるが、壁からの距離が14mの地点では効果がほとんどないように見受けられる。これは、壁から14m離れた地点の振動は測定値そのものがかなり小さく、今回振動源となったブルドーザーの走行による振動の他に当該工事現場の重機等による振動あるいは暗振動などが入り込んだために、防振壁による軽減効果を適確に抽出できなかったものと思われるが、明らかではない。

図-10には、各壁の厚さと壁直後の原地盤に対する振動速度比を示した。同図のうち、深さ2mの場合に注目すると、厚さと振動速度比との関係は逆S字曲線で表わすことができそうであり、データ数は少ないが曲線の変曲点はほぼ厚さ25cm前後であろうと推定されることから、経済的な厚さは約25cmであると考えられる。

次に、発泡スチロールを用い、厚さが25cmで、壁の深さが変わった場合の原地盤に対する振動速度比を各距離に対して求めると、図-11に示すとおりとなる。同図と他のデータから、各深さと壁直後の原地盤に対する振動速度比との関係を求めると、図-12が得られる。同図において、厚さ25cmの場合に注目すると、深さと振動速度比との関係は、厚さの場合と同様にほぼ逆S字曲線で表わすことができそうである。すなわち、壁の深さが2m前後では、軽減効果が大きいですが、これを3mとしても効果は少ないことが読みとれる。一方、同図のうち、厚さ50cmの壁の場合

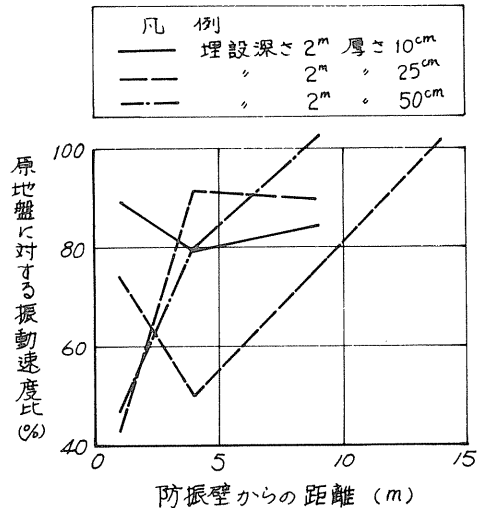


図-9 発泡スチロールによる防振壁の厚さごとの振動速度比と防振壁からの距離の関係

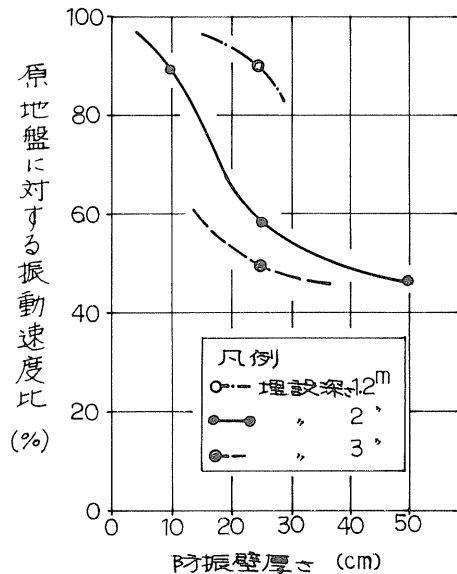


図-10 発泡スチロールによる防振壁の振動速度比と厚さの関係

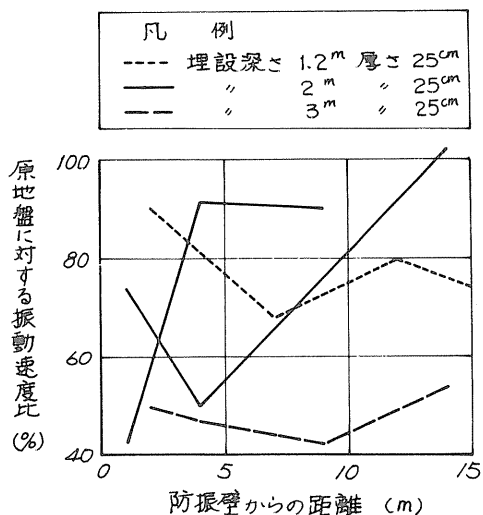


図-11 発泡スチロールによる防振壁の深さごとの振動速度比と防振壁からの距離の関係

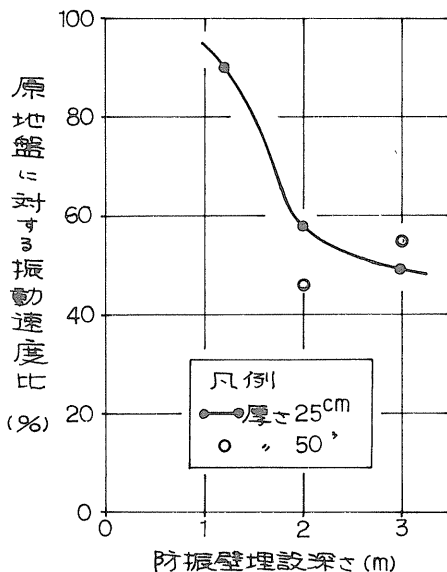


図-12 発泡スチロールによる防振壁の振動速度比と埋設深さの関係

合には、2m 深さよりも3m 深さでむしろ効果がないようになってきているが、その差は小さく、測定誤差の範囲内であろうと考えるのが妥当であり、要するに、厚さが50cm の場合には、2m 深さも3m 深さも効果は同程度であろうと考えられる。

図-12 の成果を図-10 にフィードバックすると、図中に示したとおり、深さ1.2m と3m の場合の原地盤に対する振動速度比を推定することができる。かくして、原地盤の振動の大きさに対応して低減すべき振動の大きさが決まったならば、その振動速度比を得るための防振壁の寸法を決めることが可能である。

#### 4-3-2. 防振壁の材質による軽減効果の変動

種々の材質を用いた場合の振動軽減効果は、表-3 に示すとおりである。同表によれば、密度の小さい発泡スチロールは比較的効果が大きい。GRCフォーム及びコンクリート中空板のように密度の比較的大きいものについては、ほとんど効果がないと考えてよいであろう。これらを密度との関係でみると、図-13に

表-3 種々の材質を用いた防振壁の軽減効果

埋設深さ (m)	厚さ (cm)	防振壁材名	壁材密度 (g/cm <sup>3</sup> )	原地盤に対する防振壁直後の振動速度比 (%)
2	25	発泡スチロール	0.029	58
		GRCフォーム	0.132	91
		コンクリート中空板	0.980	103
3	25	発泡スチロール	0.029	49
		発泡スチロール+発泡ポリウレタン	0.034	64
		バネ型防振壁	—	52

示すとおりとなり、振動軽減効果が密度と密接な相関を有していることがわかる。なお、現地の地盤密度は約 $1.0 \text{ g/cm}^3$ であるから、図-13の横軸は、そのまま地盤密度に対する防振壁材の密度の比と考えることができる。

一方、表-3によれば、バネ型防振壁は、発泡スチロールと同じ程度の振動軽減効果を有している。これは、今回用いた防振ゴムは入力振動数を10Hzと仮定して設計されたものであるが、実際の地盤の卓越振動数が図-14に示すように、壁の前後で約10Hzであったために、振動軽減効果が大きく現われたものと思われる。

防振壁の材料としては、理論上、既に述べたように発泡材もしくはコンクリートなどが有効であるとされているが、重量の大きい壁の埋設は、軟弱地では沈下障害が考えられる他、道路埋設物（例えば、水道管、電気関係ケーブル等）の施工に際しては極めて困難をきたす恐れがある。従って、防振壁としては、極めて軽量の発泡材が望ましいと考えられる。但し、今回用いたバネ型防振壁については、十分使用に値する効果を有しているので、地盤条件に応じて実用できるものと思われる。

## 5. まとめ

以上の考察をまとめると次のとおりである。

- ① 空溝による振動軽減効果は（溝の深さ/波長）と密接な相関を有しており、両者の関係式は双曲線型式となる。

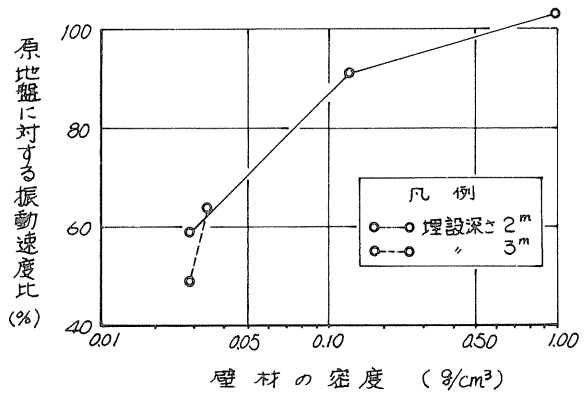


図-13 壁材の密度と振動速度比の関係

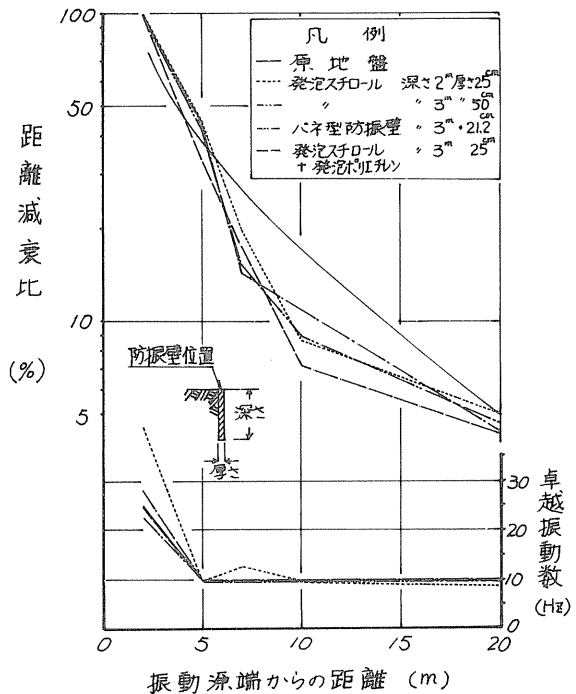


図-14 各種の防振壁埋設後の地盤の距離減衰及び卓越振動数



- ② 防振壁の厚さ及び深さと振動軽減効果は、逆S字曲線で表わすことができ、その変曲点は、厚さ25<sup>m</sup>、深さ2<sup>m</sup>程度であろう。
- ③ 防振壁の材料の密度によって振動軽減効果が変わり、密度の小さいものほど軽減効果が大きい。軟弱地盤では、沈下障害などを勘案すると、発泡スチロールのように極めて軽い防振壁を用いるのが望ましい。また、地盤条件に応じて、バネ型防振壁を用いることもできよう。

## 6. あとがき

地盤振動の問題は、今後増々重要性を増すであろうが、これに関する法律の制定をみた現在、適切な対処が切望されている。この報文においては、振動軽減対策工の一つとして考えられる空溝及び各種防振壁について効果の検証を行ったが、これらの成果が振動問題の解決に有効な資料となることを確信している。今後は、若干のデータの不足を補って、より精度の高い資料を得たいと考えている。

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、並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，昭和51年度土質工学会北海道支部第16号，第17号技術報告資料
- 2) 土木学会「土木技術者のための振動便覧」
- 3) 佐々木・木元・能登「自動車交通振動の要因と予測方法に関する一考察」昭和52年8月，第291号，北海道開発局土木試験所月報
- 4) 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，Vol12，No3，1960

⑩ 模型可動壁による土圧分布特性について  
— 天端が斜面の場合 —

北海学園大学工学部  
” ”

坂上 孝幸  
○ 早川 寛志

1. まえがき

前回<sup>1), 2)</sup>に引続き、標準砂を用いて模型可動壁による土圧実験を行ない土圧分布特性を調べた。

今回は、一連の土圧実験のなかで可動壁背面の天端が斜面の場合であり、主動状態を対象として可動壁をそれぞれ上部、下部、平行移動させ、その変位に伴う土圧分布の変化に着目したものである。

天端が斜面の場合には、壁体の変位に伴ない初期に発生した土圧分布が斜面勾配の増加に従って大きな変化を見せることや、斜面の存在があたかも壁体背面にある高さの上載荷重（サーチャージ）がある場合と同じような土圧分布に近づいて行くことなど興味深い事実がみられた。

この報告はその概要に定性的な若干の考察を加えて述べたものである。

2. 実験装置と実験方法

(1). 実験装置

実験装置は前回<sup>2)</sup>とほぼ同様であるが、簡単にその概要を述べる。(写真-1, 2)

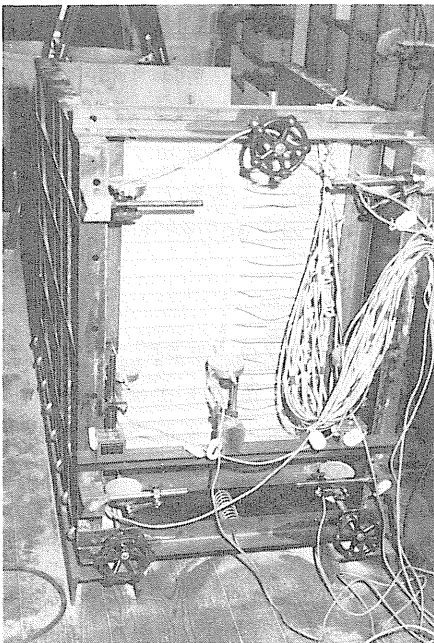


写真-1 実験槽正面

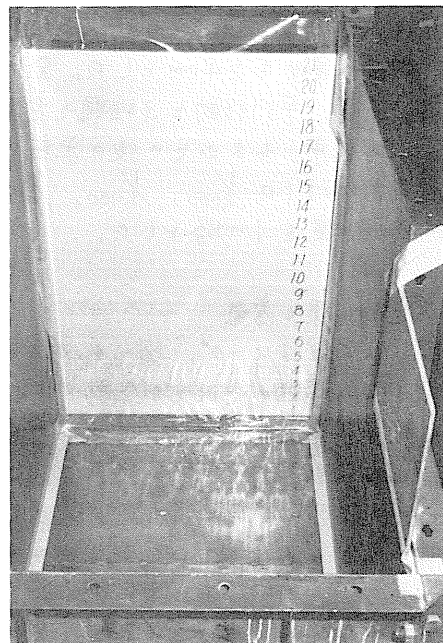


写真-2 実験槽内部

実験槽は前面を可動壁とし、他の3面をなめらかに仕上げたメタルフォームで組立て繋結したものであり、内法寸法で巾60cm、深さ90cm、奥行150cmである。前面の可動壁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（ $[40 \times 20 \times 2]$ ）を横架材とし、その背面が受圧面となる様にスタレ状に組立て、巾60cm、高さ88cmの壁面を構成した。この壁面を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間隔で土圧測定が出来るように配置した。また、可動壁の中心線上には溝形鋼の腹部と端部に4枚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、事前に検討済の標準荷重に対するヒズミ測定結果と比較する方法を利用して土圧を測定するように考慮した。

なお、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前後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自動的に記録させた。

## (2). 実験方法

試料は豊浦標準砂を用いてゆる詰めの状態を対象にした。ゆる詰め程度は実験中の安定性を考慮して極端に $e_{max}$ に近づけることは避けた。実験槽への試料の充填は、できるだけ均一になるように三角形漏斗の底に多数の小穴をあけたものを使用し、高さ5cmより静かに砂を落下させ、往復1回の移動でマキ出し厚さが1cmになるようにした。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。所定の垂直高さ（64cm）が得られてから斜面をつくり、斜面勾配は水平に対し $0^\circ$ 、 $16^\circ$ 、 $32^\circ$ （ほぼ安息角）、そして適当な器具を利用して $45^\circ$ と形成し、斜面の高さを24cmとした。全体の形が完成してから、可動壁を静止状態から上部、下部、平行移動と3種類の変位方法とり、それぞれの場合における主動状態への経過中、およびその後の土圧と変位を測定した。壁体の変位の割合はそれぞれ壁高さに対し $0$ 、 $\frac{1}{2000}$ 、 $\frac{1}{1000}$ 、 $\frac{1}{500}$ 、 $\frac{1}{200}$ 、 $\frac{1}{100}$ 、 $\frac{1}{50}$ を主たるものとし、可動壁の移動速度を $1\text{mm/分}$ とした。（斜面勾配は $i=0^\circ$ 、 $16^\circ$ 、 $32^\circ$ 、 $45^\circ$ とする。）

## 3. 実験結果と考察

図-1, 2, 3は $i=0^\circ$ 、図-4, 5, 6は $i=16^\circ$ 、図-7, 8, 9は $i=32^\circ$ 、図-10, 11, 12は $i=45^\circ$ の場合のそれぞれ上部・下部・平行移動に伴う変位と土圧分布の関係を示したものである。壁体の変位は壁高さに対する割合で示し、それぞれ $0$ 、 $\frac{1}{1000}$ 、 $\frac{1}{200}$ の場合を図示したものである。これらの結果から、天端が水平（ $i=0^\circ$ ）の場合を一つの基準として斜面勾配が大きくなるに従って壁体の移動に伴う土圧分布の形状が大きく変化していく傾向がみられる。特に下部移動の場合にはその変化が顕著であり、三角形分布に近い形から上方にピークのある台形に移って行く。実験中にもこの事実を裏付けするような上方部分でのアーチング作用と思われる大きな引っ張り現象が観察されている。これらのことから、天端に斜面を有する場合の土圧分布は、天端が水平な場合に比べて土圧の大きさが単に大きくなることだけでな

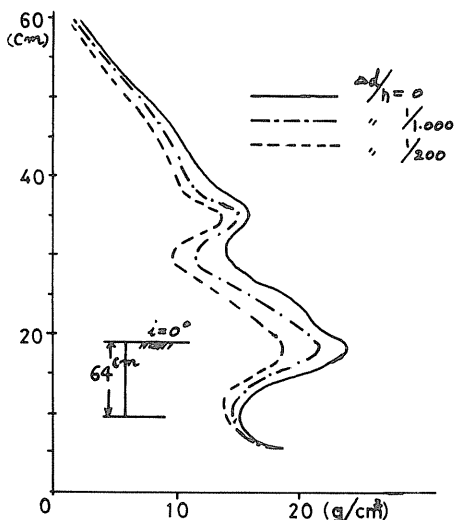


图-1 上部移動 ( $i=0^\circ$ )

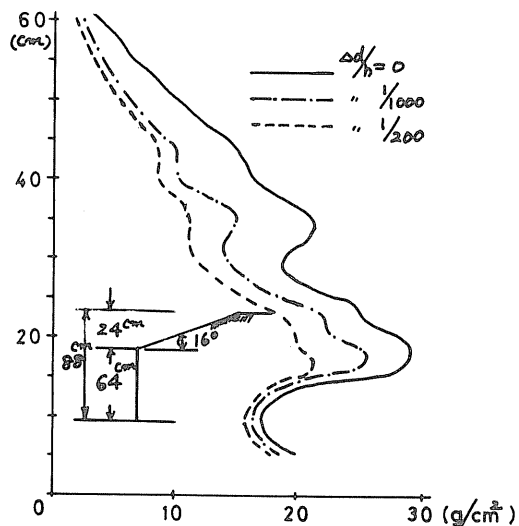


图-4 上部移動 ( $i=16^\circ$ )

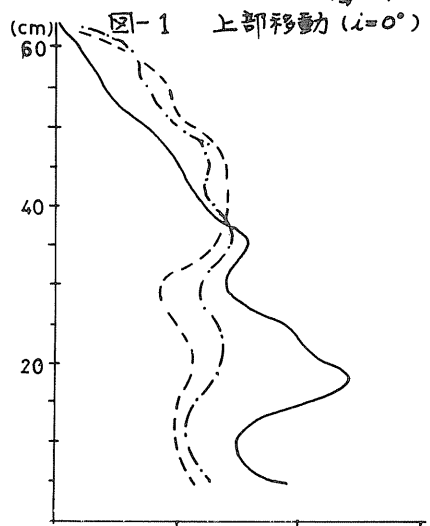


图-2 下部移動 ( $i=0^\circ$ )

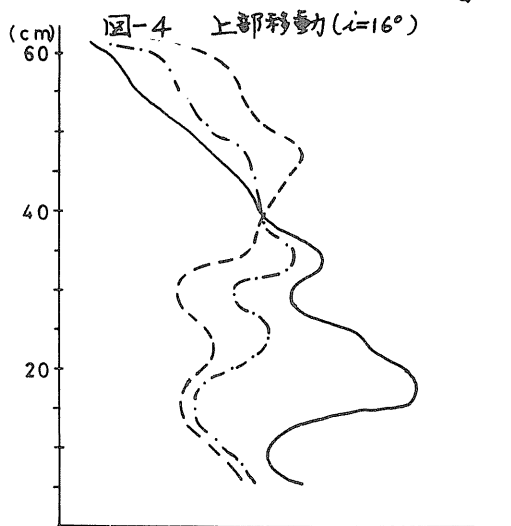


图-5 下部移動 ( $i=16^\circ$ )

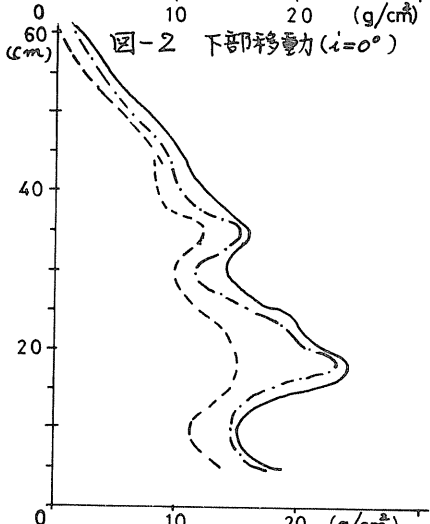


图-3 平行移動 ( $i=0^\circ$ )

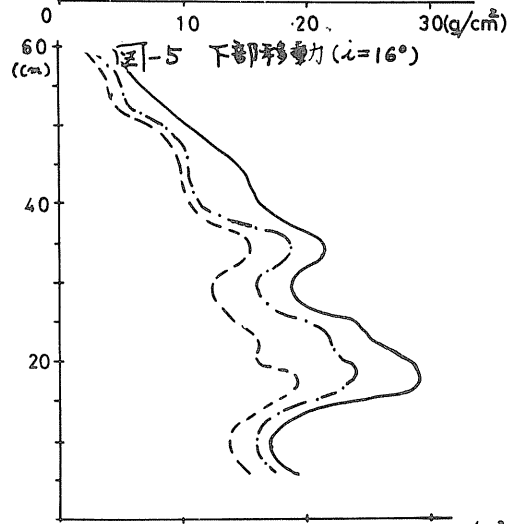


图-6 平行移動 ( $i=16^\circ$ )

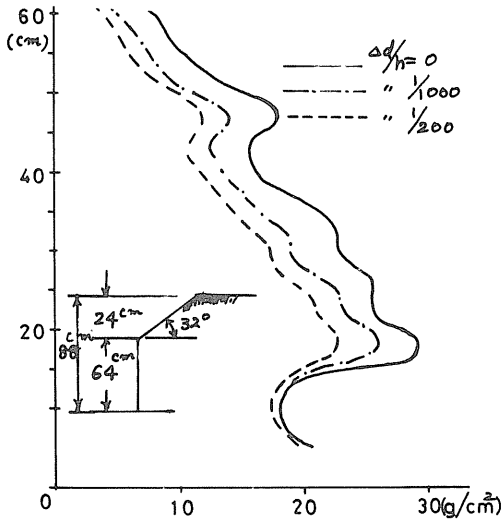


图-7 上部移動 ( $i=32^\circ$ )

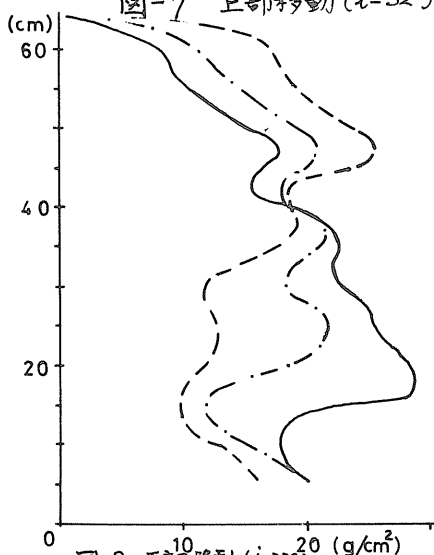


图-8 下部移動 ( $i=32^\circ$ )

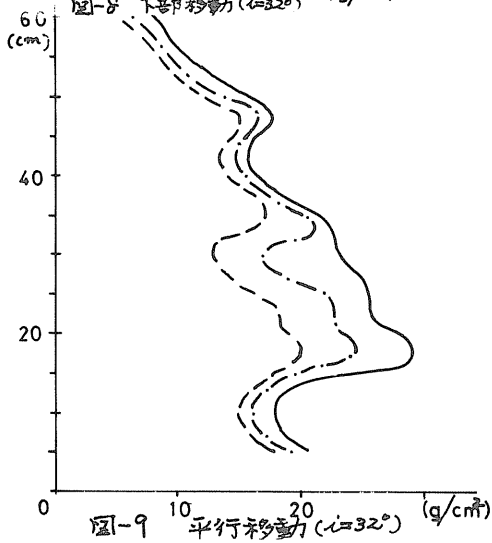


图-9 平行移動 ( $i=32^\circ$ )

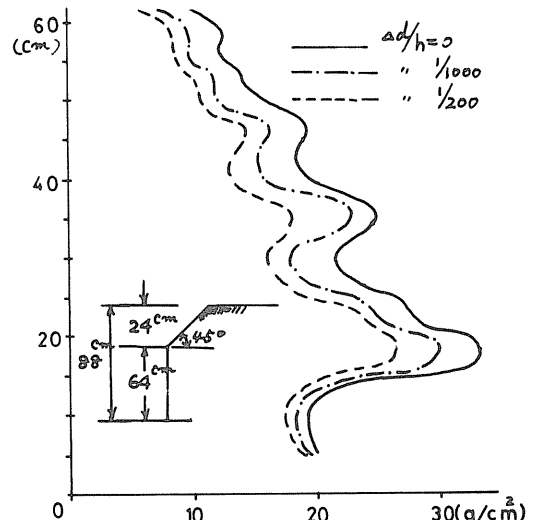


图-10 上部移動 ( $i=45^\circ$ )

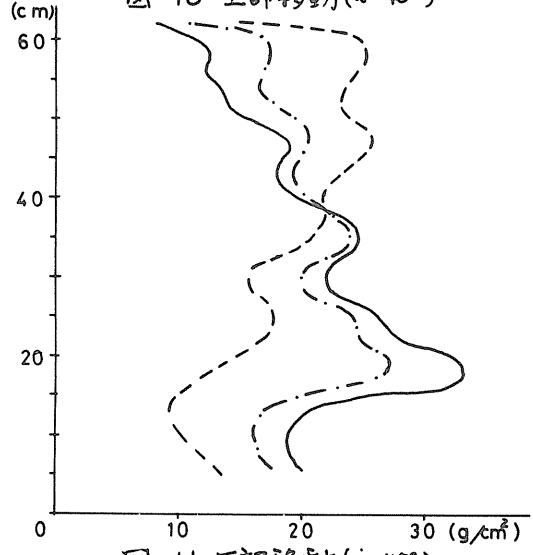


图-11 下部移動 ( $i=45^\circ$ )

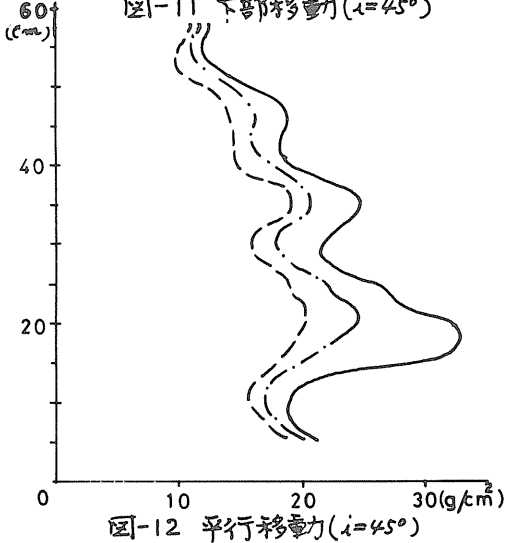


图-12 平行移動 ( $i=45^\circ$ )

く、土圧分布の形状が大きく変化し、土留構造物の設計に考慮を要する方向に移って行くことは注意する必要がある。

図-13, 14, 15は上部移動の場合の壁体の変位と斜面勾配の変化に対する土圧分布を示したものである。図-13は壁体の変位  $\Delta d/h = 0$  の場合で  $i = 0^\circ, 16^\circ, 32^\circ, 45^\circ$  の斜面勾配とした状態を示し、図-14は  $\Delta d/h = 1/1000$ 、図-15は  $\Delta d/h = 1/200$  の場合を示したものである。これらの図から、壁頂部の土圧強度  $E_0$  とする土圧分布は  $i = 0^\circ$  の場合に限られ、少なくとも天端に斜面を有する場合には、あるかある高さの上載荷重が壁体の背後に作用しているかのような土圧分布を示す傾向が見られる。このことは壁体の移動の仕方により大きな差があり、下部移動の場合などはその顕著な例である。 $\Delta d/h = 1/1000$  の場合を例にとり、斜面の高さと同じ上載荷重

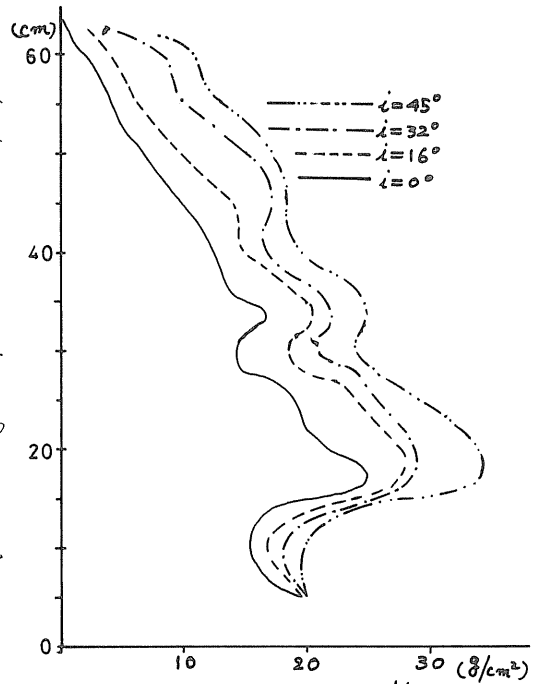


図-13 上部移動 ( $\Delta d/h = 0$ )

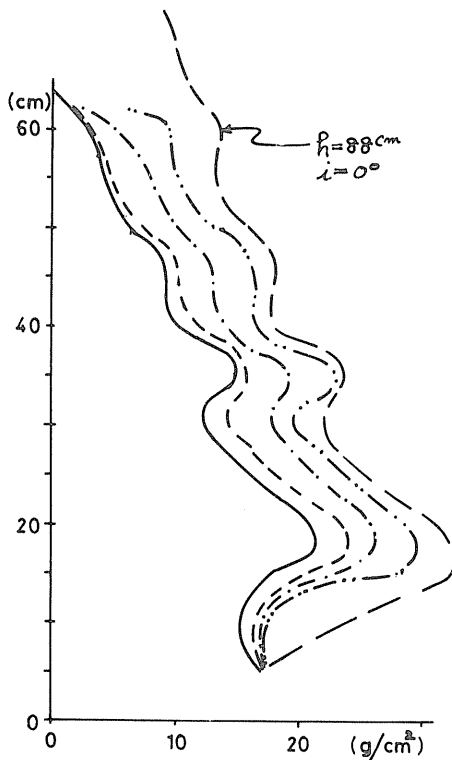


図-14 上部移動 ( $\Delta d/h = 1/1000$ )

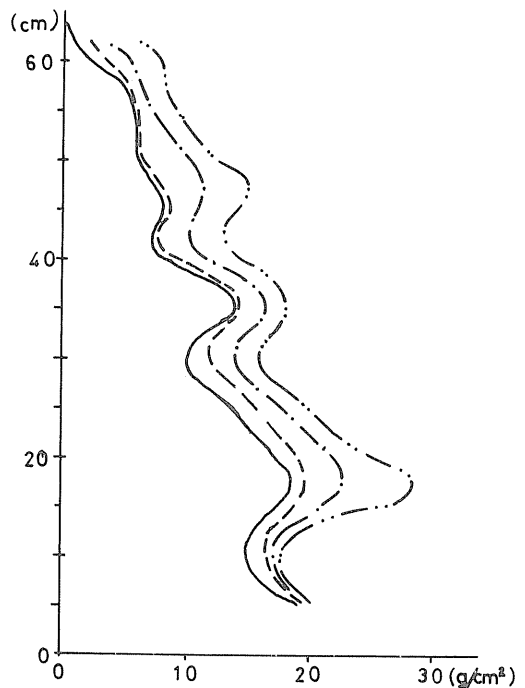


図-15 上部移動 ( $\Delta d/h = 1/200$ )

の場合を固示したが、天端の斜面勾配に応じて上載荷重を考慮した土圧分布の推定が実用的な意味をもつことになる。

図-16, 17, 18 は下部移動の場合と同じように示したものである。これらの図から、下部移動の場合には壁体の変位に伴ない初期に発生した土圧分布が大きく変化すると共に、天端の斜面とどの勾配の大きさが前述の上載荷重のような作用の影響を強く受け、特異な土圧分布の変化を見せている。このことは上部及び平行移動の場合にくらべ合力の作用点が大きく上方へ移動すること相まって、構造物の安定問題に関連する要素となり得るものである。図-17には  $\Delta d/h = 1/1000$  を例として上載荷重を考慮した土圧分布図を示したが、これからも天端の斜面勾配と上載荷重との関連性が推定できる。

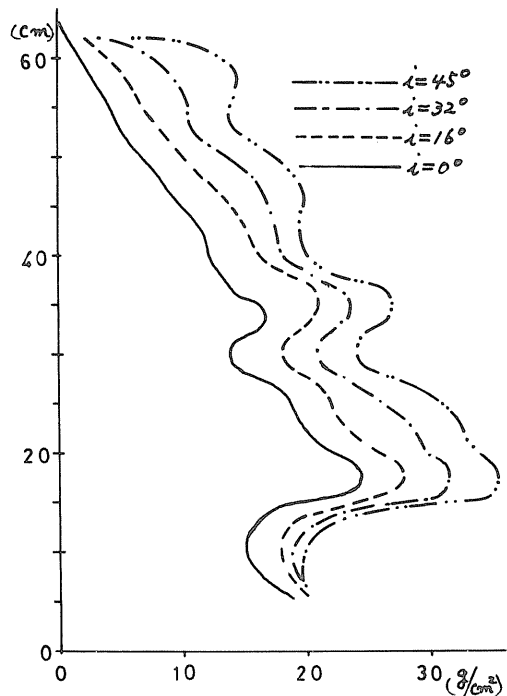


図-16 下部移動 ( $\Delta d/h = 0$ )

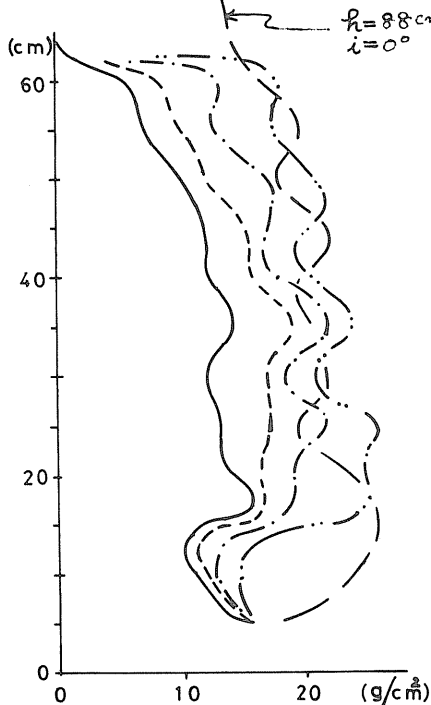


図-17 下部移動 ( $\Delta d/h = 1/1000$ )

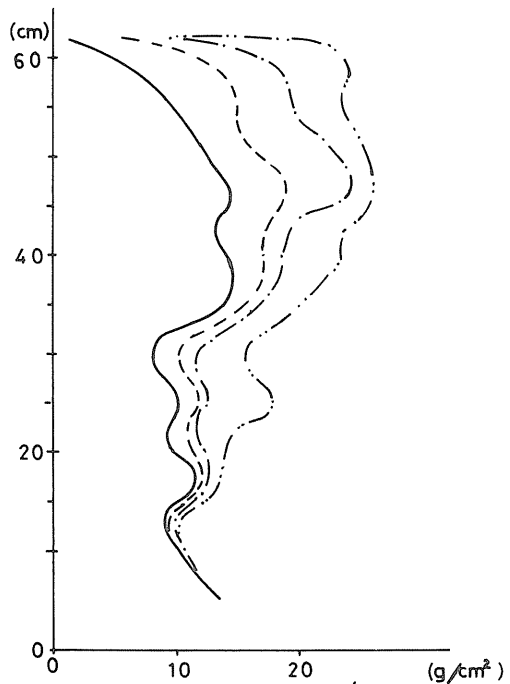
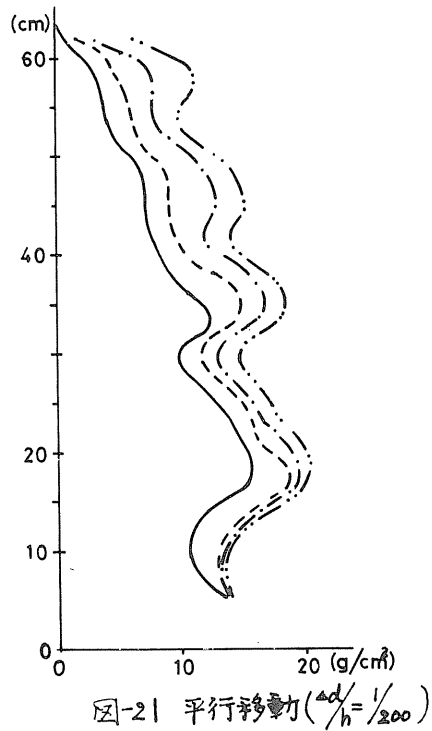
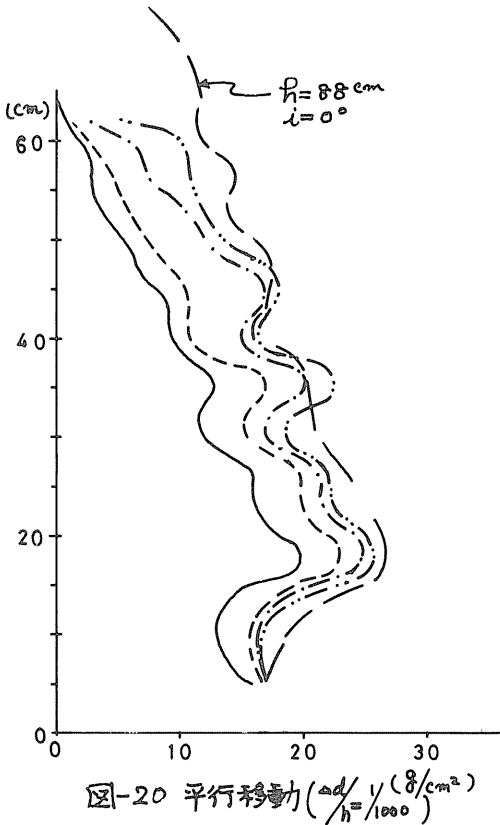
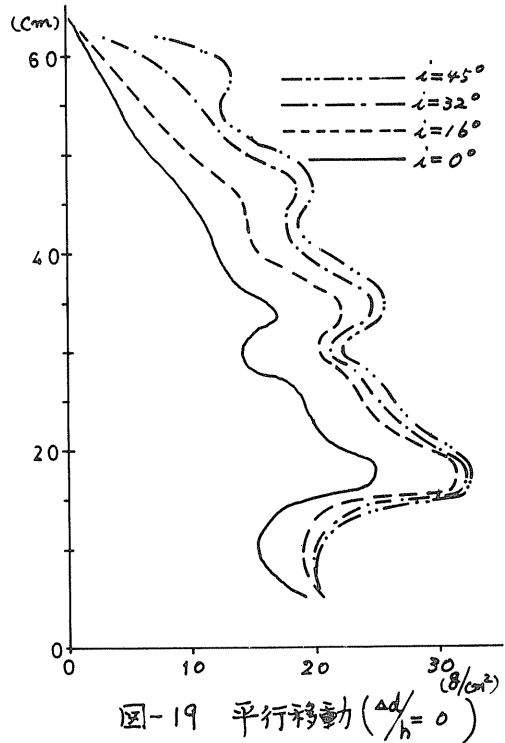


図-18 下部移動 ( $\Delta d/h = 1/200$ )

図-19, 20, 21は平行移動の場合と同じように示したものである。図-19は $\frac{\Delta d}{h}=0$ , 図-20は $\frac{\Delta d}{h}=\frac{1}{1000}$ , 図-21は $\frac{\Delta d}{h}=\frac{1}{200}$ の場合の土圧分布であるが、これらの図から同様の傾向が見られる。下部移動の場合のように顕著ではないが、上部移動と同じように天端の斜面勾配に応じた土圧分布で、あたかも上載荷重が壁体背後に作用しているかのような形状である。このことは一般の三角形分布とは異なった上載荷重を有する場合の土圧分布に近いことを意味する。

以上の3種の壁体の移動に伴う土圧分布において、天端が斜面を有する場合の特徴として、移動の仕方で違いはあるが共通して土圧分布の変化と上載荷重のあるが如き形状を示すことが見られる。





#### 4. まとめ

模型可動壁による天端が斜面の場合の土圧実験の結果、標準砂のゆる詰りの場合に次のような傾向が見られる。

- (1). 天端が斜面の場合に、その斜面勾配に応じて初期に発生した土圧分布の形状が壁体の変位に伴って変化し、その変化の程度は壁体の変位の仕方により異なるが、斜面勾配が大きい程変化の度合いも大きい。
- (2). 天端が斜面の場合に、その斜面勾配に応じた上載荷重があるが如くに土圧分布の形状が変化する。すなわち、壁頂部の土圧強度は0とならずに、ある高さの上載荷重を有するような形状の土圧分布となる。

以上のように一連の土圧実験の結果も定性的な立場で考察したが、今後とも試料の締めり具合や壁体の変位の種類などを変えた場合の土圧分布特性について検討を続ける予定である。

#### 参考文献

- 1). 坂上・早川： 清田火山灰の土質工学的性質について  
— 模型可動壁による土圧実験と土圧特性 —  
土質工学会北海道支部 (S51.2)  
技術報告資料 ㉙16号 PP141~146
- 2). 坂上・早川： 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 —  
土質工学会北海道支部 (S52.2)  
技術報告資料 ㉙17号 PP1~6

⑰ 寒冷地におけるコンクリートフリーユーム用水路の問題点  
 - 積雪寒冷と作用力 -

北海道開発局 土木試験所 ○高田健治  
 ‘ 札幌開発建設部 森井 徹  
 ‘ 土木試験所 津田 進

1. まえがき

北海道開発局では、昭和26年発足以来現在までに600余Kmのかんがい用水路を造成している。水路の型式は、開水路が95%、管水路その他が5%でほとんどが開水路となっている。開水路のほとんどは、鉄筋コンクリート・積ブロック・張ブロック・コルゲートシートなどで舗装されているが、中でも鉄筋コンクリート舗装のいわゆるコンクリートフリーユーム水路が最も多く約60%を占めている。これらの用水路はそれぞれ置換工法を主とする寒地対策が講ぜられているが、それらは道路における凍上対策理論を準用したもので、用水路独自の寒地対策が確立されているとはいえない。

開発局農業水産部土地改良課は、特に諸作用力の影響を受けやすいコンクリートフリーユーム用水路の積雪寒冷地における論理的対策工法の確立を図る方針を定め、昭和47年度から50年度にかけて現地に5箇所の観測施設を設置した。これらの観測解析・検討は、土木試験所、特殊土壌開発研究室が担当し、50年度からは、農業土木学会水路凍害対策調査委員会の助言を受けながら進めている。

ここでは、観測の結果判明した積雪寒冷によって発生または増大する主な作用力の発生要因とその機構について概要を報告する。

2. 凍上力と熱作用力

2-1. 観測施設

図-1は奈井江観測点の概要図である。この施設は側壁の変形挙動を観測し、この挙動から作用力の種類とその算定方式を得ることを目的としている。側壁は高さ2.6m、天端厚0.2m、下端厚0.8mの現場打ち鉄筋コンクリート壁で、1スパンは8.0mである。この側壁の背面中央部にたて1.2m、よこ0.8m、高さ2.75mの鋼製マンホールを設け、下部のコンクリートアンカーに鋼管の不動柱を立て、これと側壁との間に5個の変位計を配し、温度計は側壁表面に2個、裏面に2個、外気温観測用1個を設置してある。これらの記録は打点式自動記録器で記録する。この観測点の特徴は、水路敷幅12.32mの大規模水路で、冬期間を通して側壁が外気に

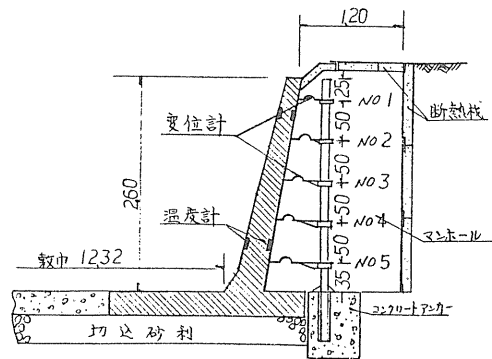


図-1 奈井江観測点概要図

外気に

露出していることである。

## 2-2. 観測結果

図-2に観測結果を示す。図中、日平均気温は2時間毎の観測値の平均であり、凍結指数はこの平均気温で積算したものである。壁体変位量は1日の最大と最小値を示した。

側壁の挙動を見ると、長期変動と日変動が現われている。

### (1). 長期変動と作用力

長期変動は、日平均気温が $0^{\circ}\text{C}$ 以下になるとほぼ同時に水路の外側へ押されはじめ、凍結指数の勾配が緩和する2月20ごろにピークに達し、その後は復元に向っている。したがって長期変動の原因となる作用力は側壁背面の置換材料や土砂の凍結・凍上による見掛け体積膨張すなわち凍上力であることが明らかである。

### (2). 日変動と作用力

天端部の日変動は、凍結前の11月や融解後の4月下旬で大きく、凍結期の12~3月では小さい。日変動を拡大したのが図-3、4である。図-3は融解後の4月下旬~5月上旬の変動で側壁の表面温度に逆相関して変動しており、天端部ほど変動が大きい。図-4は凍結期の2月上旬~中旬の変動で、天端部ではほとんど変動はなく、中腹部が表面温度に相関して変動している。これは明らかに温度変化にともなう変動である。

側壁の表裏面の温度関係は一般に、日中は表面の方が高く、夜間は逆に表面の方が低くなる。したがってその温度膨張差によって側壁は日中は背面側に、夜間は水路側へ湾曲する。非凍結期では日中は背面の土砂を押してある程度湾曲するが、凍結期では背面の土砂が凍結して剛体化するため、天端ではほとんど動けなくなり、中腹部が水路側へはらみ出す形で湾曲することになる。凍結期は、非凍結期では可能な背面への天端変位を押し戻すに相当する反力の増大をきたしている。この反力

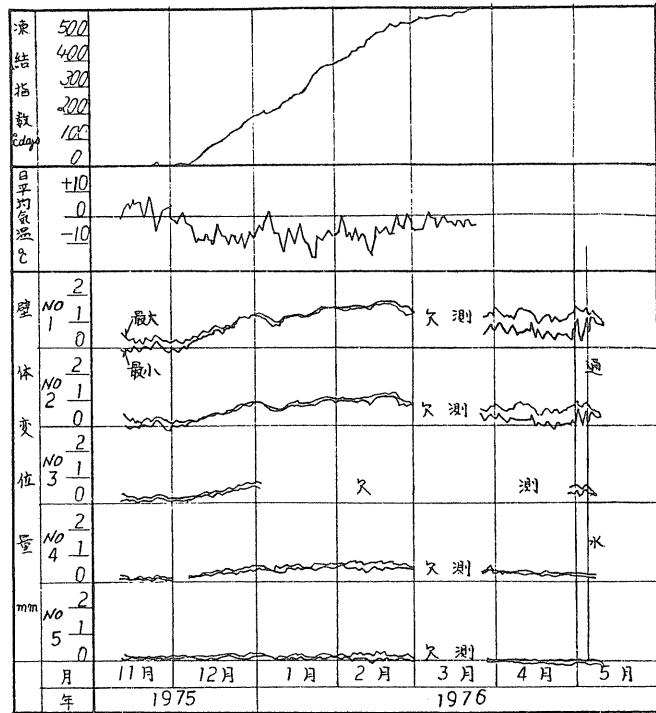


図-2 奈井江観測点 観測結果

を熱作用力と呼んでいる。

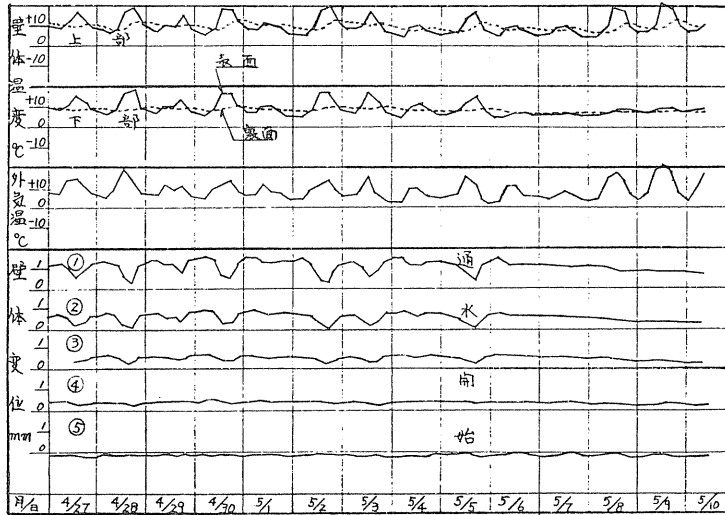


図-3 非凍結期の壁体温度と壁体変位 (1976. 奈井江)

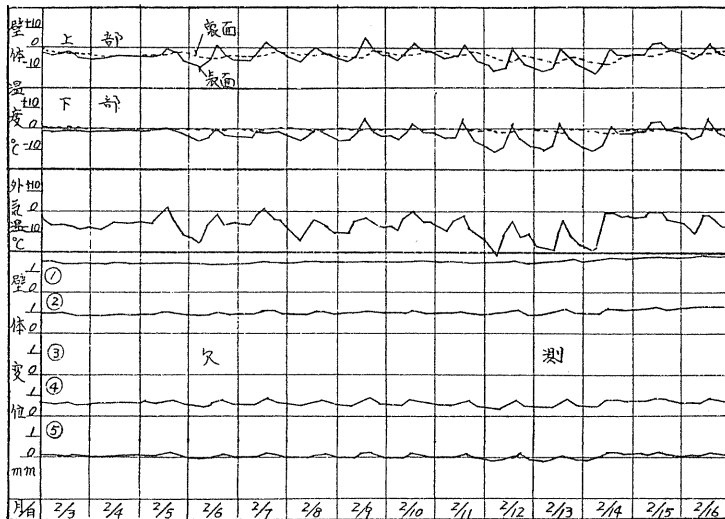


図-4 凍結期の壁体温度と壁体変位 (1976 奈井江)

(1). 作用力の複合と形態

側壁の変形を模式的に示したのが図-5である。非凍結期では日中は、土圧などの定常作用力に加えて熱作用力が分布荷重の形で増加するが、夜間は定常作用力かもしくはそれ以下に低下する。凍結期では、日中は定常作用力に凍上力と増大した熱作用力が加わって最大となり、側壁中腹部が水路側へはらみ出す形で湾曲するため、全作用力が天端集中線荷重

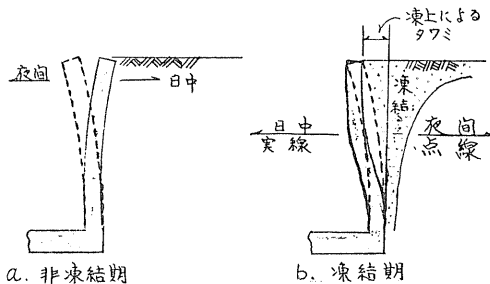


図-5 側壁の変形模式図

の傾向で作用する。夜間は熱作用力が消滅し、定常作用力と凍上力が分布荷重の形で作用する。

### 3. 積雪作用力

#### 3-1 観測施設

図-6が多雪地帯の幌加内に設置した幌加内観測点の概要図である。この施設は積雪が側壁におよぼす作用力とその作用力の算定方式を得ることを目的として設置したものである。水路幅は2.4mで、側壁高1.45m、壁厚0.15mの側壁を1.0m長に切り、ハンケ上部でコンクリートを欠いて、鉄筋のみで自立させた曲げ抵抗のほとんどは、側壁と背面のコンクリートアンカー間に鉄筋計を設置したものである。コンクリートアンカーと側壁の間は空洞にして上蓋をもせ、上蓋は移動しないようコンクリートにアンカーしてある。この施設に隣接して図-7に示す荷重計3個から成る直径50cmの雪圧計が設置してある。記録は打点式自動記録器で記録する他、積雪深については、ス～5日毎に積雪標で直読する。

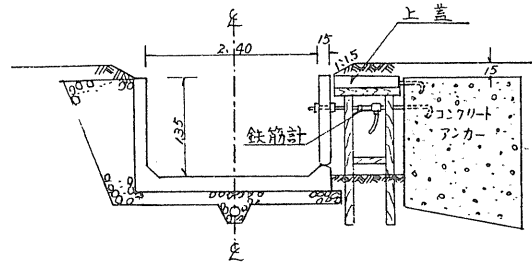


図-6 幌加内観測点概要図

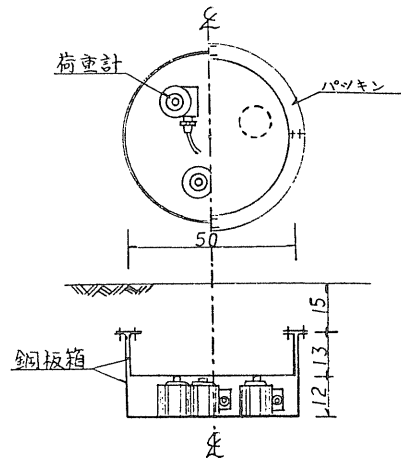


図-7 雪圧計構造図

#### 3-2 観測結果

図-8に観測結果を示す。作用力は鉄筋計の観測値を側壁天端水平荷重に換算したものであり、積雪量は雪圧計の観測値を  $\frac{\text{cm}}{\text{m}^2}$  に換算したものである。図から作用力には(+)と(-)があることがわかる。(+)は水路側への作用力、(-)は背面への作用力である。我々は(+)の作用力を雪底力、(-)の作用力を雪クサビ力と呼んでいる。図-8のI期～IV期に対応した積雪状態を示したのが図-9である。

雪底力は、積雪が雪底状に付着し発達することにより生ずる。兩岸から発達した雪底はやがて中央部で連なる。(これをスノーフリッジと呼んでいる)

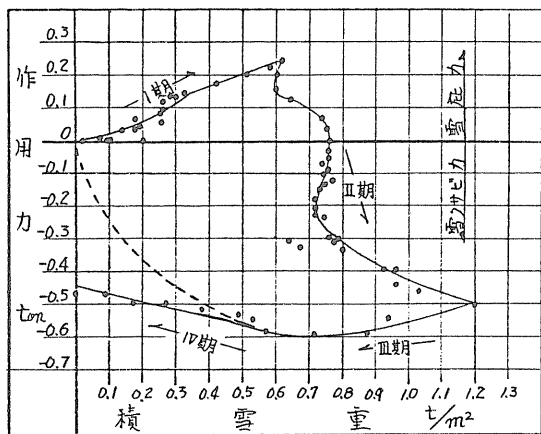


図-8 積雪量と作用力(1976~1977 幌加内)

雪底力は凍った後も増大するが、積雪が一定限度に達すると、水路内へ雪の沈降が始まり、雪のクサビを水路へ打込むような状態に転化して雪クサビカが発生しはじめる。やがて雪底力は雪クサビカに相殺され、沈降の進行、積雪重の変動暖気による積雪の抗センカの低下などの複合作用によって雪クサビカは変動増大して最大に達し、融雪とともに消滅する。(図-8では、融雪後も雪クサビカが0に回復していないがこれはトラサトルによるもので、点線に示したのが正常の場合の推定線である。)

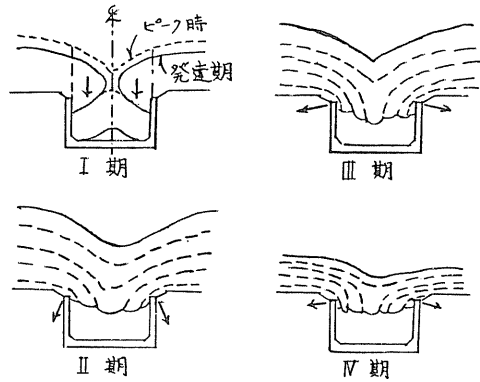


図-9 各期の積雪状況

以上述べた雪底力や雪クサビカは、どのような場合でも常に発生するものではない。問題となるのは多雪地帯の用水路であるが、多雪地帯であっても、水路規模や気象条件、地形などによって種々の形態を示すものである。

#### 4. おわりに

冬期間側壁が外気に露出する場合と積雪で埋設する水路を例として、積雪寒冷に起因して発生または増大する作用力について述べた。現在までに、これらの観測結果をもとに、熱作用力の算定基準案、積雪作用としての雪底力及び雪クサビカの算定基準案を提案した。現在は、凍上カ問題について、置換工法と断熱工法に分けて、設計施工基準案を検討中である。しかしながら、冬期における用水路の形態は種々であり、単に算定基準による各々の作用力を合算すればよいというものではない。複合の重複性や頻度、複合時間の長短、さらに積雪の断熱効果や経済性などの検討が必要である。今後、これらの検討を進め、総合的な設計施工指針を確立したい。

最後に、指導、助言いただいた、農業土木学会水路凍害対策調査委員会、並びに御協力いただいた関係機関各位に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 農業土木学会水路凍害対策委員会、北海道開発局土地改良課、土木試験所特殊土壌開発研究室(1976):昭和50年度 水路構造物の凍害対策工法検討報告書(中間報告)Ⅰ
- 2) 北海道開発局土地改良課、土木試験所特殊土壌開発研究室(1977):昭和51年度 水路構造物の凍害対策検討報告書(中間報告)Ⅱ
- 3) 農業土木学会水路凍害対策調査委員会(1977):水路構造物の凍害対策検討報告書(中間報告)Ⅲに対する補足的意見
- 4) 北海道開発局土地改良課、土木試験所特殊土壌開発研究室(1978):昭和52年度 水路構造物の凍害対策工法検討報告書(中間報告)Ⅳ(原稿)
- 5) 森井 徹 (1976):水路側壁に作用する雪の力について、農業土木学会誌

Vol 44 No 10

- 6) 森井 徹、津田 進、高橋英紀、長沢徹明 (1977):凍結期における水路側壁の挙動, 農業土木学会誌 Vol 45 No 9
- 7) 森井 徹、高田健治、津田 進 (1977):用水路の凍害対策工法について (才4報), 才20回北海道開発局技術研究発表会

## ⑱ 駒ヶ岳地区導水トンネルの設計について

開発局 函館開建 ○ 奥野喜久  
 粟畑満  
 木村清一

### 1 まえがき

駒ヶ岳導水トンネルは国営畑地帯土地改良事業の一環として茅部郡森町及び砂原町の駒ヶ岳山麓地帯、683haに畑地かんがいを行う水路トンネルである。

導水トンネルは茅部郡森町宇栗ヶ丘の駒ヶ岳ダムから森川まで約5kmを導水し駒ヶ岳幹線、鳥崎幹線へ分水するものである。小断面な水路トンネルの片押延長としては国内で農林省笠岡湾干拓事業所の共用導水路5号トンネルに次ぐ規模のものである。

### 2 導水トンネルの設計

#### 2-1 計画の概要

水源である駒ヶ岳ダムの概要は表-1、図-1、2のとおりである。

導水路の路線は次の4案で検討した。

第1案 計画案路線で、ダムから直接取水して、トンネルでダム下流約2.800m地点、鳥崎川右岸、通称二見が滝附近で、一旦出口になり、方向を換え、再びトンネル幹線用水路に接続させる。

第2案 計画案路線を修正し、ダムから直接取水した後トンネルで直線にて幹線用水路に接続させる。

第3案 ダムから直接取水して、鳥崎川に沿って、二見が滝地点まで地下埋設のパイプラインとし、下流は第1案と同ルートで途中からトンネルで幹線用水路に連結させる。

第4案 ダムから一旦鳥崎川へ必要流量を放流させ、ダム下流約5.6km地点で頭首工ならびに揚水機場を設け、必要水位が得られるまでポンプアップし、幹線用水路へ接続する。路線は図-3に示した。

以上の案で工事費、工期、施工の安定性、用地補償の難易、将来の維持管理費等と比較した結果、トンネルの第2案の路線を採用した。

上、下流の工区境はI P No3とした。第一工区(谷口側)  $l = 2,618m$ 、第二工区(畦口側)  $l = 2,379m$ の2坑口から施工する。トンネル断面は地質区分等より地圧はないと判断、作業性及び安全施工の面より1円弧楔型側壁直、半径0.90m、インバート3R = 2.70m、こう配1/4000、計画通水量1.53/秒、流速0.40/秒である。トンネルの標準断面は図-4のとおりである。

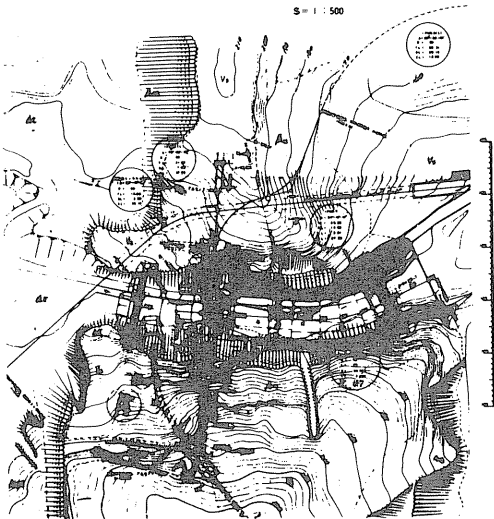


駒ヶ岳ダム概要表

表 - 1

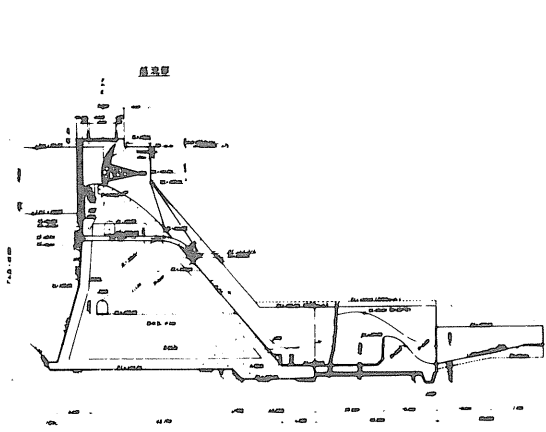
河川名	2級河川鳥崎川	総貯水量	3,300 t <sup>m</sup>
位置	茅部郡森町字 栗ヶ丘(左岸) 露台(右岸)	有効貯水量	2,100 "
		堆砂量	1,200 "
ダム形式	重力式コンクリートダム	集水面積	48.8 km <sup>2</sup>
堤高	43.6m (=168.0-124.4)	湛水面積	0.25 km <sup>2</sup>
堤長	68.0m	計画洪水量	538 m <sup>3</sup> /sec
堤体積	40,100 m <sup>3</sup>	洪水吐ゲート	テングゲート φ9.0m×高7.8~2門
のりこう配	上流 1:0.3, 1:0.07	放水設備	φ900mm ~ 最大 9.3 m <sup>3</sup> /sec
"	下流越流部 1:0.85 非 " 1:0.82		
堤体最大圧力	13.3 t/cm <sup>2</sup>	取水施設	フレンチゲート 取水量 1531 m <sup>3</sup> /s
セム断安全率	注 4.84	仮排水トンネル	Q = 136 m <sup>3</sup> /s (1.2年確率) γ = 2.15 m l = 184 m
ブロック割	10m×6+8m×1 = 68m		
打設リフト高	1.5m		

図-1 駒ヶ岳ダム一般平面図



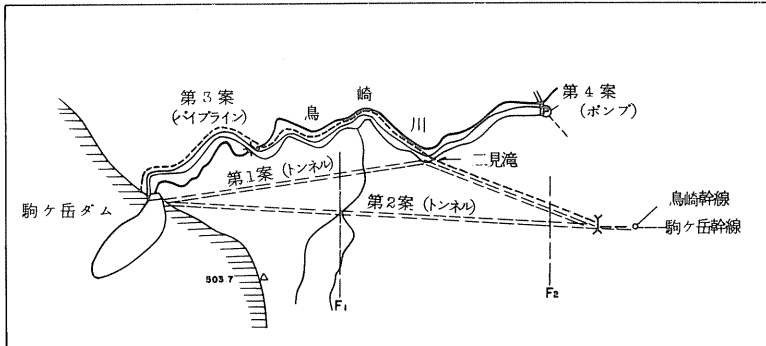
標準断面図 S-1 200

図-2



路線検討図

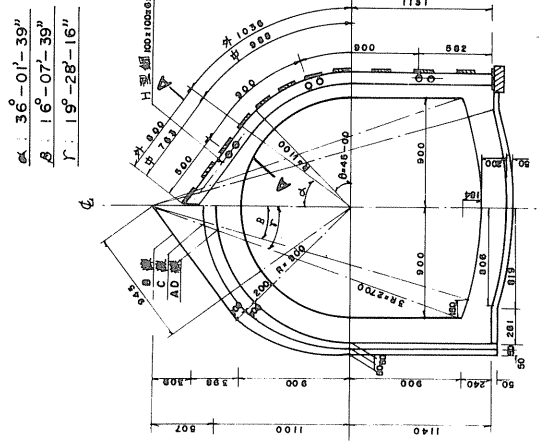
図-3



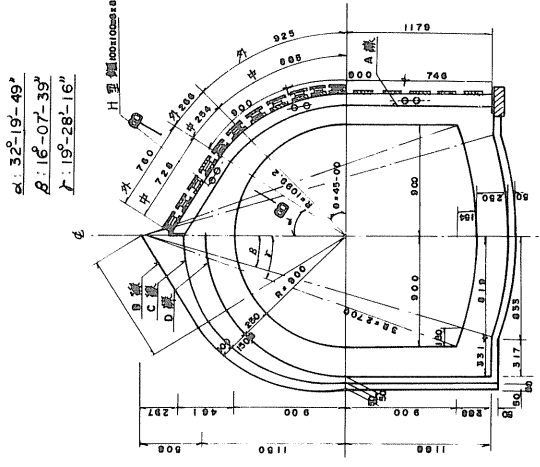
トンネル標準断面図

図 - 4

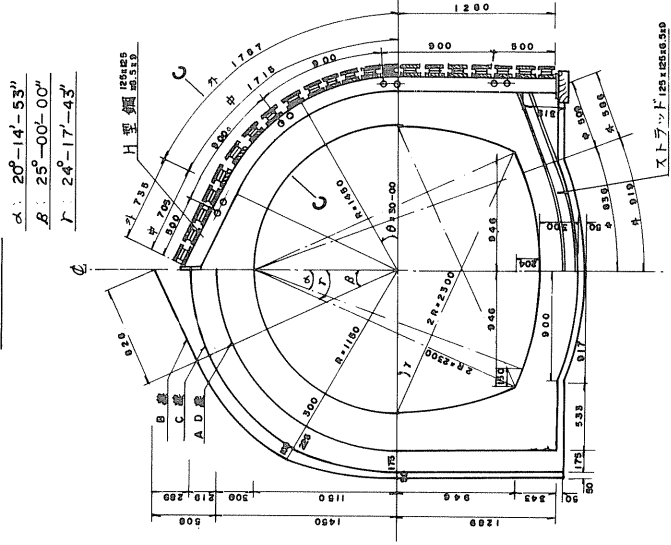
タイプ B



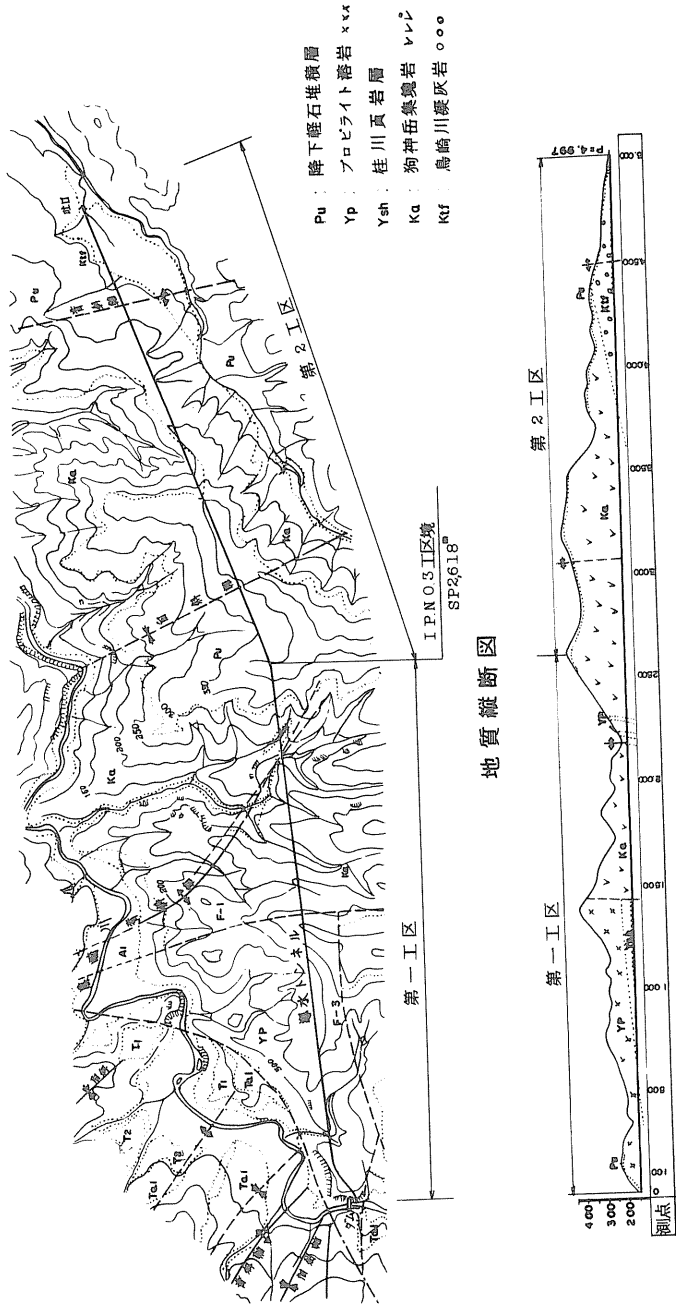
タイプ C



タイプ E



駒ヶ岳地区導水トンネル地質平面図 図-5



## 2-2 地質及び地形

地質は新第三紀中新世の八雲層とこれと覆う鮮新世の黒松内層と基盤岩とし、これら両者を覆う第四紀森層、投丘堆積層、駒ヶ岳火山噴出物層、現河川氾濫原堆積層、崖錐堆積層などより構成される。

これらのうち最下部の八雲層は下位より暗灰色頁岩を主体とする桂川層(Y5h)凝灰岩よりなる上二股沢凝灰岩層(Y5f)および左小股沢プロピライト溶岩(YP)に分けられる。八雲層と断層関係で接する黒松内層は砂岩～凝灰質砂岩を主体とする鳥崎川凝灰層(Ktf)集塊岩および凝灰岩からなる狗神岳集塊層(Ka)およびこれを貫く小規模な安山岩岩脈(Ad)に分けられる。

八雲層、黒松内層は小褶曲構造が著しいが大局的にみれば鳥崎川中流附近に南北方向に向斜構造となっている。地形は標高170m～450mで中央部から西部にかけてやや急峻な山岳地形を示し東部では火山灰や軽石に覆われるため丘陵地形を示している。鳥崎川中流虹懸橋附近南方では左小股プロピライト溶岩が分布するため急斜面～急崖地形を示すが、北側では堆積岩類が分布するため緩斜面地形となっており著しい好対称を示している。

## 2-3 地質調査法及び調査数量

本トンネル路線の調査は次の通り行っている

表-2

調査法	位置	調査数量	備考
表層地質踏査	ルート全区間		
地震探査	1500～2500地点	300m×4線=1200m	
	4ヶ所 4ヶ所 4ヶ所	150m×3=450m	
ボーリング	4ヶ所	25m	
	4ヶ所 4ヶ所 4ヶ所	20×3	
透水試験		4ヶ所 7回	
貫入試験		4ヶ所 27回	

2-4 トンネルタイプ

タイプは地質条件に適合して3種類に大別した。

Bタイプはライニング厚20cmの無筋コンクリートで支保工は1.5m間隔で建込み矢板は掛矢板とした。地質はプロピライト、頁岩層、集塊岩、凝灰岩層で弱～未風化の岩質に適用される。

Cタイプはライニング厚25cmの無筋コンクリートで支保工は1.2m間隔に建込み矢板はアーチ部が送り矢板サイドは掛矢板とした。風化帯および湧水の予想される場所に適用される。

Eタイプは鉄筋コンクリート厚10cmで巻立て支保工は0.9m間隔に建込みアーチサイト全面に矢板を縫地工法にて掛けるもので土砂トンネルに適用される。

Bタイプの支保工の計算を示すと次のとおりである。

1) 条件 円形幌型  $D = 1.8m$  トンネル掘削中  $D_e = 2.4m$   
 ゆるみ荷重  $H = 0.5 D_e = 1.2m$  岩の単位体積重量  $\gamma = 25 \frac{kg}{cm^3}$   
 ブロッキング間隔は  $C = 0.8m$ 、H鋼最大値とする。

2) 支保工アーチに生ずる軸力

$$T = \frac{1}{2} \cdot D_e \cdot \gamma \cdot P \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 2.4 \cdot 25 \cdot 1.0 \cdot 1.2 = 3.6 \text{ t}$$

3) 支保工アーチに生ずる最大曲げモーメント

$$M_{max} = 0.86 \cdot h \cdot T = 245.13 \text{ kg-cm}$$

$$h = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{C}{2}\right)^2} = 0.079 \text{ m} \quad R = 1.050 \text{ m}$$

4) 支保工の検討

$$H = \frac{6}{8} \times 100 \times 100 \text{ を使用すると仮定する}$$

$$\sigma = \frac{T}{A} + \frac{M_{max}}{Z} = \frac{3600 \text{ kg}}{219 \text{ cm}^2} + \frac{245.13 \text{ kg-cm}}{765 \text{ cm}^3}$$

$$= 164.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 320.4 \frac{\text{kg-cm}^2}{\text{cm}^3} = 484.8 \div 485 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$485 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1820 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5) 支保工間隔

$$l = \frac{1820}{485} = 3.75$$

∴ 支保工間隔の最大値の1.50mを採用  
 岩盤の分類とゆるみ高覆工厚及び支保工間隔 表-3

地質		弾力性係数	岩等区分	標準型式	仰拱高	覆工の巻厚	支保工間隔(m)	掘削工法
地層名	区分	(km/s)			(m)	(cm)	矢板	
現河川氾濫原堆積層(Al)	砂礫層	1.2~1.5	土砂	E	4.0	30	H: 125 × 90	円弧円型ホ型
段丘堆積層(Tr)							縫地	全前面掘削
安山岩岩脈(Ab)	弱-未風化帯	2.6~2.8	中硬岩	B	1.2	20	H: 100 × 150 掛矢板	〃
狗神岳集塊岩(Ka)	〃	2.1~2.5	中硬岩	B	1.2	20	H: 100 × 150 掛矢板	〃
鳥崎川凝灰岩層(Ktf)	強風化帯	2.3~2.5	軟岩I	C	3.0	25	H: 100 × 120 送り矢板	〃
	新鮮部	2.5(推定)	軟岩II	C	2.4	25	H: 100 × 120 送り矢板	〃
	砂質部 角礫凝灰岩部	2.5(推定)	中硬岩	B	1.2	20	H: 100 × 150 掛矢板	〃
左小股沢プロピラト岩(YP)	風化帯	1.5~2.5	軟岩II	C	2.4	25	H: 120 × 100 送り矢板	〃
	弱-未風化帯	2.5~3.3	中硬岩	B	1.2	20	H: 100 × 150 掛矢板	〃
接触部	破砕質	?	軟岩II	C	2.4	25	H: 100 × 120 送り矢板	〃
頁川頁岩層(Sh)	弱-未風化帯	2.0(推定)	中硬岩	B	1.2	20	H: 100 × 150 掛矢板	〃

2-5 掘削

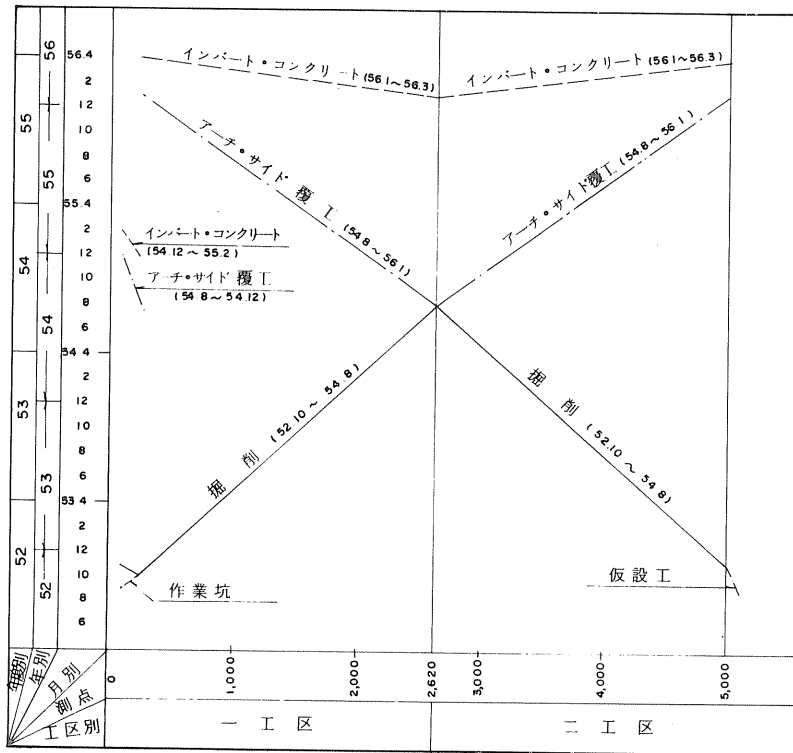
地質及び掘削断面を検討した結果、原則として全断面掘削方式とした。ノックの進行長はBタイプ1.5m、Cタイプ1.2m、Eタイプは0.9mを1サイクルとした。トンネル延長が長く掘削断面が5~10㎡と小さいため掘削とコンクリートの巻立の同時作業が困難である。掘削工程を短縮できるすり処理機械の組合せとし、作業能率のアップを計った。すり出しは0.25㎡級ロッカーショベルにて1.5㎡級シャトルカーに積み込みノック域分を6セババッテリーロコにより坑内運搬する。軌条は30<sup>kg</sup>/mレールを使用。枕木間隔1.4<sup>m</sup>/10とした。

2-6 覆工

コンクリートの巻立は掘削完了後、順次奥から巻立を行う。コンクリートの運搬及び打設はスクレーパー3㎡級を行い、延長が長いので中央部に入換部を設置し2列車にて打設を行う。型枠はスチールフォーム(長さ120m)を使用し、ノックを3日サイクルとした。アーチサイド部のインバートは4バレル分48mを1日の打設長とした。トンネルの工程は表-4に示した。

導水トンネル工程表

表-4



2-7 坑内排水

トンネルの湧水はその出水状況から恒常的な湧水と集中的な湧水に分けられる。恒常的な湧水量は水文学的、水理学的、地質学的方法がある。本トンネルの場合、3方法により推定した結果、水文学的方法が0.32  $\frac{m^3}{sec/km}$ と

最も多いのこの値を恒常的湧水量として排水計画を行う。第一工区(呑口側)は逆勾配となるため水中ポンプによる強制排水とした。

第二工区は自然排水とする。

## 2-8 安全対策

1) 換気 掘削延長が長いので自然換気に期待できないので強制換気の方法について検討した。トンネル内の作業環境が汚染される原因として、せん孔、発破の後ガス、作業者の呼気、内燃機関使用する場合の有害ガス、ガスの自然発生等がある。汚染が重複する場合所要換気量の大きい値で換気すればよいので、本トンネルの場合、発破後ガス $70 \text{ m}^3/\text{min}$ が所要換気量となる。坑内の換気方式は排気式集中方式を採用し、発破後ガス等、切羽で発生するガスは風管を通して直接排気しトンネル全長を汚染しないようにした。

換気用ファンはターボプロアφ250, 22KW, 100  $\text{mm}^2$ /台を設置し、風管はスパイラル鋼管φ400  $\text{mm}$ とした。

2) 汚水処理 坑内から生ずる汚濁水等については、汚水処理機(30  $\text{m}^3/\text{h}$ )で処理し、50PPM以下で放流する。

3) 人員回避所 小断面のため車両との交叉のため、50m毎に人員回避所を設置する。

4) 通信用電話設備 電話設備を坑内、監督員詰所、現場事務所を設置し連絡を密にする。

5) 坑内入場者の規制 坑口に見張人を配置し、坑内入場者を規制し作業場の安全確保、第三者への事故防止に努める。

6) 標識 工事標識を設置し、保安措置を講ずる。

## 3 あとがき

以上、駒ヶ岳導水トンネルの設計について述べたが、水路トンネルはそのほとんどが小断面トンネルである。大断面トンネルに比較して、施工機械の能率の低下はさけられないが工費の経済性、工事の安全、工事期間の短縮を考へる時、小断面用の効能率な機械の開発を必要とする必要がある。

トンネルの掘削を開始したばかりであり設計と施工の相違点等については明確でないのをご後日報告したい。

最後に工事が無事故、無災害で完成することを祈願するものである。

## ⑬ None-Density の現行 JIS 土粒子比重基準の問題について

道都短期大学

今井 芳雄

### §1. 前言

土木において土質力学, 土質工学では土のむ状態の有効な表現の1つとして“単位体積重量”が信頼をもって用いられていることは周知の事である。これは重量を体積で割つたものであつて密度 (Density) である。鉱物の物理的性質の1つとして例えば石英 (Quartz)  $\text{SiO}_2$  の密度は  $2.65 \text{ gram/cm}^3$ , 方解石 (calcite,  $\text{CaCO}_3$ ) の密度は  $2.72 \text{ gram/cm}^3$  等である。メートル単位 (metric unite) では密度は  $\text{gram/cm}^3$  で表わされている。メートル単位では密度  $\text{gram/cm}^3$  の数字がそのまま、比重 (specific gravity) とするので非常な利点である。English unit では  $1 \text{ gram/cm}^3$  相当の密度が  $62.4 \text{ ポンド/ft}^3$  でありこれを比重1とするから密度の数字がそのまま比重値に移行する便利さは得られない。筆者は今、論じようとする土粒子の比重なるものもメートル制の利点を生かすため土粒子にもある Density の概念を全面的に適用して先づ土粒子の密度を与える式を決定し、それに基づいて比重の式を導入するのが自然の成り行きで最も科学的順序であるとおもひわけであります

### §2. 水の密度および比重

水の単位体積重量  $\text{gram/cm}^3$  は水の密度である。水の体積は水の温度に従つて膨張 (+, -) があるから密度も水の温度毎に異なるわけだが世界共通で定められた値が使われている。JISA/202-1970 でもこれを採用している。例えば“水温  $15^\circ\text{C}$  の密度は  $0.999/29 \text{ gram/cm}^3$ ”であり、これから直ちに  $15^\circ\text{C}$  の水の比重は  $0.999/29$  であるといふのである。又比重  $0.999/29$  の水  $1 \text{ cm}^3$  の重量は  $0.999/29 \times 1 \text{ gram/cm}^3 = 0.999/29 \text{ gram}$  と



表らわすのである。メートル単位系の便利な点であるわけである。土粒子についても例えば比重2.65と云う場合土粒子1cm<sup>3</sup>の重量は直ちに2.65 gramであると云える体系で定めるのがいい筈である。

### §3. 土粒子比重と測定

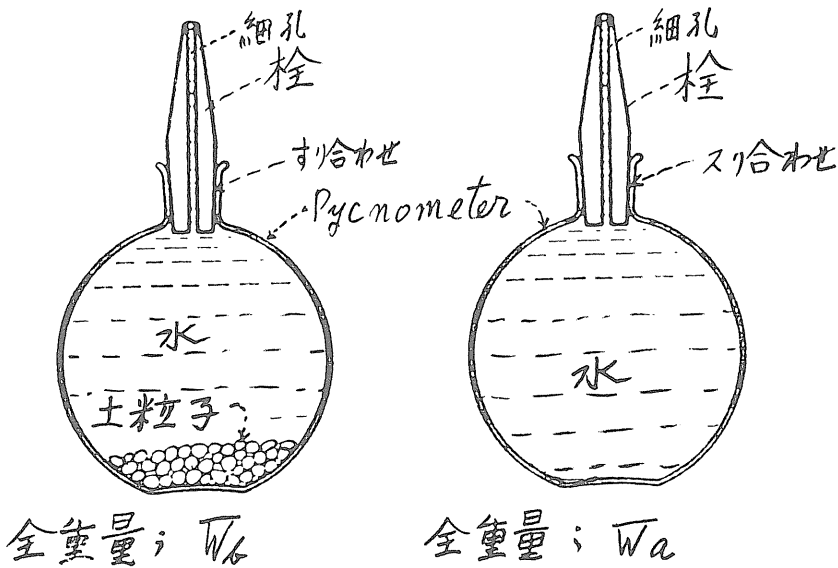


Fig. 3.1.

土粒子の実積容積 (solid volume) である  $V_s$  を知るに手が出来れば、その土粒子の密度 (Density) は

$$\frac{W_s}{V_s}, \text{ (単位は gram/cm}^3\text{)} \dots \dots \dots (3.1)$$

である。ここで  $W_s$  は土粒子の乾燥重量である。勿論実積容積  $V_s$  は理屈上温度によって変化する。(3.1)式の分母  $V_s$  は  $T^\circ\text{C}$  におけるものを意味し、比重測定試験においてもそうであることが確認される  $V_s$  を用いねばならぬ。メートル単位では土粒子の比重  $G_s$  は (3.1)式から出発し

$$G_s = \frac{W_s}{V_s} \cdot \frac{1}{\gamma_w} \dots \dots \dots (3.2)$$

とするのが最も妥当な措置である。ここで  $\gamma_w = 1 \text{ gram/cm}^3$  とすることが出来る  $G_s$  である。これは又、 $\frac{W_s}{V_s}$  の密度単位が  $\text{gram/cm}^3$  である

のを無 Dimension とするたあとし云える。比重の単位を  $1 \text{ gram/cm}^3$  にしたとし云える。  $\gamma_w$  がこうであるからと云つて (3.2) 式の分母にある  $V_s$  が  $4^\circ\text{C}$  における  $V_s$  であるわけがない。測定法から見て  $T^\circ\text{C}$  における volume を意味することは明らかである。土粒子比重試験のよつて立つ原理は最終的には、温度  $T^\circ\text{C}$  の土粒子が排除する水の容積を知り (3.2) 式に代入するためのものである。直接的には重量を秤量する。JIS A 1202-1970 も一般物理と同様 pycnometer を使って容積を揃え全重量を秤量するわけである。Fig. 3.1 において水の満いた pycnometer に土粒子が入つた時の全重量を  $W_b$  とすれば

$$W_b = (V - V_s)(G_T \cdot \gamma_w) + V_s \cdot G_s \cdot \gamma_w + \text{pycnometer 自身の重量} \dots\dots (3.3)$$

となる。  $T^\circ\text{C}$  の水だけが満たされた pycnometer の全重量を  $W_a$  とおけば 同様 Fig. 3.1 から

$$W_a = V \cdot (G_T \cdot \gamma_w) + \text{pycnometer 自身の重量} \dots\dots (3.4)$$

である。(3.3) 式, (3.4) 式において  $V \dots\dots$  pycnometer 細孔上縁までの容積 (Fig. 3.1)

$V_s \dots\dots$  土粒子の solid volume

$\gamma_w \dots\dots 1 \text{ gram/cm}^3$  とうであるからと云つて pycnometer を満いた水が  $4^\circ\text{C}$  であるということにならない

$G_T \dots\dots T^\circ\text{C}$  の水の比重であり世界共通、JIS A 1202-1970 も採用する値である。従つて  $T^\circ\text{C}$  の水  $1 \text{ cm}^3$  の重量は equal  $G_T \cdot \gamma_w$  であり、決して

$G_T \cdot \gamma_w$  が  $4^\circ\text{C}$  の水の重量ではない。

次に (3.3) 式 - (3.4) 式を作ると

$$W_b - W_a = V_s \cdot G_s \cdot \gamma_w - V_s \cdot G_T \cdot \gamma_w \dots\dots (3.5)$$

$$= W_s - V_s \cdot G_T \cdot \gamma_w \dots\dots (3.6)$$

となる (3.6)式右辺第2項は土粒子の $T^{\circ}\text{C}$ における solid volume  $V_s$ と同容積の水の重量であつてこれにおいて  $\gamma_w = 1 \text{ gram/cm}^3$  であり  $G_T$  はこれと組んで水  $1 \text{ cm}^3$  の重量となる比重体系の比重である。更に (3.5)式, (3.6)式左辺  $W_b - W_a$  は pycnometer 内の水および土粒子が  $T^{\circ}\text{C}$  であるときの秤量差であり解析式でない。次に  $W_s$  とこの実験的数値  $(W_b - W_a)$  との差を求めると

$$W_s - (W_b - W_a) = W_s - (W_s - V_s \cdot G_T \cdot \gamma_w) \dots \dots \dots (3.7)$$

$$= V_s \cdot G_T \cdot \gamma_w \dots \dots \dots (3.8)$$

$$\therefore V_s = \frac{W_s - (W_b - W_a)}{G_T \cdot \gamma_w} \dots \dots \dots (3.9)$$

となる。ここで  $\gamma_w = 1 \text{ gram/cm}^3$ 。 (3.9)式で求まる  $V_s$  は実験温度  $T^{\circ}\text{C}$  の土粒子の solid volume に他ならない。  $4^{\circ}\text{C}$  の  $V_s$  ではない。従つてこのまゝ (3.2)式の比重式に直接代入して

$$G_s = \frac{W_s}{W_s - (W_b - W_a)} \cdot \frac{1}{\gamma_w} \dots \dots \dots (3.10)$$

$$= \frac{W_s}{W_s - (W_b - W_a)} \cdot \frac{G_T \cdot \gamma_w}{\gamma_w} \dots \dots \dots (3.11)$$

$$= \frac{W_s \cdot G_T}{W_s - (W_b - W_a)} \dots \dots \dots (3.12)$$

となる。いづれの式も  $\gamma_w = 1 \text{ gram/cm}^3$  であり、重複するが  $(W_b - W_a)$  は  $T^{\circ}\text{C}$  におけるもので  $T^{\circ}\text{C}$  時独得の値であり  $T^{\circ}\text{C}$  以外の測定値から解析で誘導も出来ない。  $T^{\circ}\text{C}$  以外のものに換算も出来ないものである。 (3.12)式の分子に  $T^{\circ}\text{C}$  の水の比重  $G_T$  があることは最も大切な点である。これによつて土粒子の比重  $G_s$  は水の比重と同一歩調の体系である。

即ち密度  $\text{gram}/\text{cm}^3$  を  $1 \text{ gram}/\text{cm}^3$  を比重 1 とする体系である  
 (3.2)式は Massachusetts 工科大学教授 T. William Lambe の  
 著書 Soil Testing for Engineering (1951), Donald W. Taylor  
 著. Fundamentals of Soil Mechanics (1948) にのせられている  
 ので. 土質力学の教科書では solid volume  $1 \text{ cm}^3$  の土の重量は  
 equal { (3.12)式表現の  $G_s$  }  $\times \gamma_w$  であるとする扱いである. それほ  
 いづれも  $\gamma_w = 1 \text{ gram}/\text{cm}^3$  と組み合わせると土の重量を示すといっている  
 からである. 度々とうように.  $\gamma_w$  がこうであるからと云って (3.12)式の  $G_s$  が  
 土粒子温度  $4^\circ\text{C}$  におけるものであるわけがなく. 日本全国の地下水の平均温度  
 が  $15^\circ\text{C}$  である実体をあらわさないということになるわけのものである.

#### §4. JIS A1202-1970 を解析する

“土粒子の比重とはある示された温度において土粒子が空气中  
 で示す重量と. ある示された温度において土粒子と同体積の蒸留水が  
 空气中で示す重量との比を云う”が JIS における比重定義であるが. と  
 もかく矢張り土粒子と同じ体積を知ることが必要といっていることが  
 わかる. 次に指摘したいことは §2. で言及した水そのものの比重概念  
 と合致しないことである. 上の定義に従って水の比重を云うとすれば  
 水の比重はどの温度でも 1 ということになるわけである. 次に JIS A1202-1970  
 は

$$G_s \left( \frac{T^\circ}{T^\circ} \right) = \frac{W_s}{W_s + (W_a - W_b)} \dots \dots \dots (4.1)$$

が掲げている. この (4.1)式は (3.12)式の分子から単に  $G_T$  を取り除いた  
 ものに相当している. (4.1)式の次には データシートで求める土粒子比重  
 として

$$G_s \left( \frac{T^\circ}{15^\circ\text{C}} \right) = K \times G_s \left( \frac{T^\circ}{T^\circ} \right) \dots \dots \dots (4.2)$$

$$K \text{ の定義から } = \frac{G_T}{G_{15^\circ\text{C}}} \times G_s \left( \frac{T^\circ}{T^\circ} \right) \dots \dots \dots (4.3)$$

が指定されているわけである.

ここで  $K$  は比重試験が  $T^\circ\text{C}$  で行われた場合これを  $15^\circ\text{C}$  に補正するためという説明で導入されたので

$$K = \frac{G_T}{G_{15^\circ\text{C}}} \dots \dots \dots (4.4)$$

である。(4.3)式で定義される  $G_s$  は結局何であるかを解析すると

$$G_s (T^\circ/15^\circ) = \frac{G_T}{G_{15^\circ\text{C}}} \times \frac{W_s}{W_s + (W_a - W_b)} \dots \dots \dots (4.3)$$

$$= \frac{G_T}{G_{15^\circ\text{C}}} \times \frac{W_s}{W_s - (W_b - W_a)} \dots \dots \dots (4.5)$$

$$= \frac{W_s \cdot G_T}{W_s - (W_b - W_a)} \cdot \frac{1}{G_{15^\circ\text{C}}} \dots \dots \dots (4.6)$$

$$= \frac{W_s}{V_s} \cdot \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{1}{G_{15^\circ\text{C}}} \dots \dots \dots (4.7)$$

ここで  $\gamma_w = 1 \text{ gram/cm}^3$  であるから  $G_{15^\circ\text{C}}$  の数値を用いると

$$= \frac{W_s}{V_s} \cdot \frac{1}{0.999129 \text{ gram/cm}^3} \dots \dots \dots (4.8)$$

ということになる。(4.8)式分母は今迄解析のとおり  $T^\circ\text{C}$  時の土粒子 solid volume である。従つて(4.7)式, (4.8)式の如く新たに分母に  $G_{15^\circ\text{C}} = 0.999129$  を追加したところで土粒子の  $V_s$  が  $15^\circ\text{C}$  時のものに变换されるものでない。(3.12)式の  $G_s$  がすべて満されるものを結果的に(4.8)式におちいる補正を施して地下水の平均温度  $15^\circ\text{C}$  時の比重であると抱束する意義は不明といはれない

### §5. 結言

$(W_b - W_a)$  は  $T^\circ\text{C}$  時独得の実験値であつて、 $G_{15^\circ\text{C}}$  を使つても  $15^\circ\text{C}$  時のものに転換は出来ない。水の比重体系と土粒子の比重体系が別のものである可き理由はすじもない。以上によつて JISA 1202-1970 の土粒子比重基準は全廢すべきものと提唱するわけでありませう

## ②〇 静的貫入試験における貫入速度が貫入抵抗におよぼす影響

函館高専 正員 佐野 侑房

### 1. まえがき

土木構造物を合理的に設計あるいは施工するには、あらかじめ、基礎地盤に関する十分な調査を行なわなければならない。現在まで、種々の土質調査方法が考案され、それぞれの長所を活かして利用されている。

静的貫入試験は、装置が簡単であり、その取り扱いは容易である。基礎地盤の各種静的特性と静的貫入試験値との相関は、動的調査法(例、標準貫入試験)より原理上良好のはずである。現場ベーン試験に比較すると、深さ方向に連続な測定を可能にする。また間ゲキ圧測定装置が装備されている場合には、地盤の圧密特性の推定が可能<sup>(1)</sup>である。

当然のこゝなから、先に比較の対象とされた調査法には、多くの長所があり、静的貫入試験には欠点もあり、多くの未解決の問題がある。欠点を生ずる原因を除去し、未分明の点を明らかにし、測定値の精度を向上させると共に、設計等に必要とされる諸数値との相関の発見に務めることが望まれよう。

海洋構造物建設に関する種々の事項を検討する調査計画の一項目として、平板載荷試験結果の解析方法が取り上げられた。原地盤と同じ応力履歴をもつ人工地盤を室内大型圧密容器にて作成し、模型実験が企画された。この人工地盤を探索する方法として、静的貫入試験が選択され、これに関するいくつかの事項、貫入速度、探索能力、probeの形状、貫入による土の変形、試料土の強度・変形特性等について検討<sup>(2)(3)</sup>する機会を得た。それらの中から、貫入速度の貫入抵抗に対する影響を報告する。

### 2. 既往の研究

室内せん断試験のせん断速度の影響については、せん断速度が増すにつれせん断強度は増大する。粘土は砂に比して鋭敏であり、1%/minより高速の範囲では特に著しい<sup>(4)</sup>とされている。

静的貫入試験は、ヨーロッパ諸国では、主要な地盤調査法として利用され、研究されている。貫入速度に関する研究成果の一部を以下にまとめ、後述の考察に資する。

Meigh<sup>(5)</sup>は、練返し London Clay について、円板貫入試験を、貫入速度( $\delta$ )、円板の直径(D)、試料の含水比を変えて実施した。貫入抵抗 $q_c$ と非排水強度 $C_u$ との比 $q_c/C_u$ は、 $\delta/D = 4 \sim 5$ のとき極限値を与える。ここに $\delta$ は貫入量である。このときの $q_c/C_u$ を $N_f$ とすると、低速度時の $N_f$ は、高速度時のそれよりも大きい値を示す。この傾向は、probe下の水分の移動、粘性効果によって説明づけられ、両者の補正を実施すると、貫入速度とは無関係に一定の $N_f$ 値が得られると述べている。

Goodmanら<sup>(6)</sup>は、 $\delta$ の増大と共に $q_c$ が増す結果を示している。その原因の一部

として、砂質土については、破壊土塊の慣性効果と破壊形式の変化、粘性土については、慣性効果と塑性抵抗をあげている。

Sanglerat<sup>(7)</sup>は、貫入試験に関する歴史・現状等を集約し、 $\dot{s}$ の $q_c$ に対する影響については、相反する結論が出されていると述べている。引用されたJezequelの資料によると、土質によってこの傾向および影響の程度が異なる。postglacial soft clay ( $w_n=70\%$ ,  $\gamma_d=9\text{ kN/m}^3$ ) について、 $\dot{s}$ の  $1 \rightarrow 10\text{ cm/sec}$ の増大に対し $q_c$ は14~45%増大する。stiff clayの場合は-20~+1%の変化であり、この影響は顕著ではない。飽和シルト( $I_p=12\%$ ,  $\gamma=17.6\text{ kN/m}^3$ ;  $I_p=14\%$ ,  $\gamma=13.7\text{ kN/m}^3$ )の場合、 $\dot{s}$ の増大に伴ない $q_c$ は12~20%減少し、貫入とセン断によって高い間ゲキ水圧が発生している可能性があるとしている。ゆるい砂の場合、地下水位以浅の乾燥砂では影響なし、地下水位以深では20%減少する。石灰質ローム( $\text{CaCO}_3$  15~20%)では47%の減少を示す。室町<sup>(8)</sup>は、用土粘土のデータを示し、 $\dot{s}$ が増大すると $q_c$ は増大するが、しかしその変化は小さいと述べている。

1974年Stockholmにおいて、貫入試験に関するヨーロッパシンポジウムが開催された<sup>(9)</sup>。その中から貫入速度の影響に関するものをいくつか参照すると次のとおりである。

Bembenらは、かなり均一なvarved clay(上層は乾燥による先行圧密を受けている)に関して、 $\dot{s}$ が約90mm/minで $q_c$ は極小で、 $\dot{s}$ が増すにつれ $q_c$ は増大、他方 $\dot{s}$ が減少すると $q_c$ は再び増大するが、その後の増加はほとんど無いことを報告している。彼らは、貫入時に土に生ずる挙動は、 $\dot{s} < 30\text{ mm/min}$ では排水条件、 $\dot{s} > 3000\text{ mm/min}$ では非排水条件にそれぞれ相当するとみなしている。

Kokは、中程度の締まり具合の細砂・粗砂について、300と1200mm/minの2種の $\dot{s}$ を用いて貫入試験を行なった。12例のうち、 $\dot{s}$ の小さい場合の $q_c$ が $\dot{s}$ の大きい場合のそれより大きいことが6例、わずかの差をもつことが4例、逆に大きい $\dot{s}$ がより大きい $q_c$ をもつことが1例、大差のないことが1例であり、結局貫入速度は大きな効果を与えないとしている。

Schmertmannは、貫入時に発生する間ゲキ圧を考慮して、有効応力により貫入試験を説明しようとして試みている。鋭敏な有機質粘土質砂( $w_L=37\%$ ,  $w_p=18\%$ ,  $t_c=10^{-5}\text{ cm}^2/\text{sec}$ ,  $C_v=0.5\text{ cm}^2/\text{sec}$ )について、 $\dot{s}$ が減少するにつれて $q_c$ は増大することを例示し、probeの貫入により生ずる正の間ゲキ圧の発生が遅いことあるいは早く消散すること、またはその両者が、有効応力を増大させると考えている。貫入試験時の間ゲキ圧の発生・消散については、Wissaら<sup>(10)</sup>が種々の土質についての測定例を提示している。

### 3. 実験概要

#### 3.1 試料 3種類を試料について貫入試験を行なった。

(1) 繰返しHappisburgh Till 英国Happisburgh, Norfolkの崖から採取した、いわゆるboulder clayである。北海油田用構造物のための、土木工学的諸問題を解決する調査研究のため、その海底地盤の土質と近似しているこの地区の土が選ばれた。

乱した状態で採取された試料は、気乾され指先で小さな塊までとぎほごされた後、赤外線ランプの熱の下で乾燥された。次にソイルグライナーにより、個々の粒子にまで分解され、2mmフルイを通過する部分のみが試料として用いられた。その物理的特性は右表(a)に示されるように、 $W_L$ の低いシルト質砂である。繰返し含水比として $I_L=0.8, 0.6, 0.4$ の3種を選び、乾燥試料に蒸留水を加え、ソイルミキサーにより混合し、ポリエチレン袋につめ養生・保管した。試験時には、ポリエチレン袋内で十分繰り返した後、スパチュラにて( $I_L=0.8$ の時)、あるいは鉄棒にて( $I_L=0.6, 0.4$ の時)容器(内径10.5cm, 深さ11.5cm)につめて供試体とした。

TABLE 1 INDEX PROPERTIES OF SAMPLES TESTED  
(a) HAPFISBURGH TILL

$W_L$	24.5 %	GRADING	
$W_P$	13.8 %	dia. mm %finer	
$I_P$	10.7 %	2	99
$G_s$	2.619	0.42	78
CLASSIFICATION		0.074	24
sandy silt		0.005	14
SC		$D_{70}$	0.29 mm
A-2-4 or 6		$D_{20}$	0.06 mm

(b) INTACT LONDON CLAY

$W_n$	28.9~32.7 %	$C_v$	$2 \times 10^{-4}$ cm <sup>2</sup> /sec
$W_L$	74 %	$m_v$	$1 \times 10^{-4}$ m <sup>2</sup> /kN
$W_P$	24 %	$\bar{T}_i$	18.6 kN/m <sup>3</sup>
$I_P$	50 %	$C_u$	60~150 kN/m <sup>2</sup>

(2) 乱さない London Clay Canterbury, Kent 近郊の Broadoak 貯水池地点、深さ 10.5~10.94m から採取された。褐色で、微細なヒビ割れが入っていた。大内径のサンプラーより押し抜かれた試料に、内径10cmのサンプラーを押し込み供試体を作成された。この London Clay の諸性質<sup>(1)</sup>は Tab.1(b) に示されている。貫入による土の破壊状況の観察が、本試料使用の主目的であった。

(3) Reconstituted Hapfisbury Till (1) で示された boulder clay のスラリーを大型槽において、空気圧を用いて圧密膨張再圧密を行ない、原地盤と同じ応力履歴を有する人工地盤が作成された。この地盤(model soil bedと呼ぶこととする)に対して plate loading test が実施された後、別に試作された油圧式貫入試験器により、貫入速度の影響が調査された。

3. 2 貫入試験装置 10cm 容器用と model soil bed 用の2種用意された。前者は Fig.1、後者は Fig.2 にそれぞれ概略が示される。load cellの一端に probe をとりつける。最大径 2.54cm で、90° の円スイと円板の2種類であり、その他の寸法・形状は図示のとうりである。三軸載荷装置利用の場合供試体が上昇させられ、gear box により種々の貫入速度を設定できる。16~0.1 mm/min 間に7種類を選定した。乱さない London Clay については、3種の  $\dot{s}$ 、probe は円板のみが用いられた。

貫入抵抗は load cell により、増幅器を介して chart 記録器に記録された。

油圧式貫入試験器は、probe の寸法と測定系には相違点なく、probe が下降すること、オイルジャッキを圧縮してオイルを供給することにより probe を貫入させること、probe 本体が前後左右に移動して測定点に至ることのみが異なる。変速器により種々の貫入速度が得られ

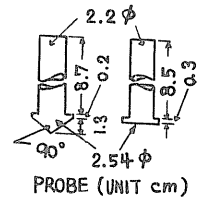
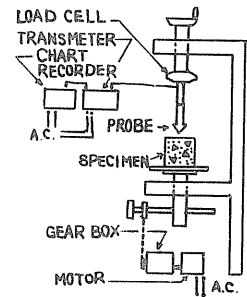


FIG.1 SCHEMATIC FIGURE OF EQUIPMENT ARRANGEMENT FOR PENETRATION TEST & SIZES OF PROBES



るが、34~1.0 mm/min の4種類が選定され調査が行なわれた。

#### 4. 実験結果と考察

##### 4.1 抵抗貫入量曲線の形状

均一な地盤において貫入試験を行なうと、貫入抵抗・貫入量曲線（貫入曲線と略す）は、貫入初期においては、わずかの貫入量増加に対し大きな貫入抵抗増分をもち、貫入量が増すにつれ  $q_c$  の増加割合は減少し、つい

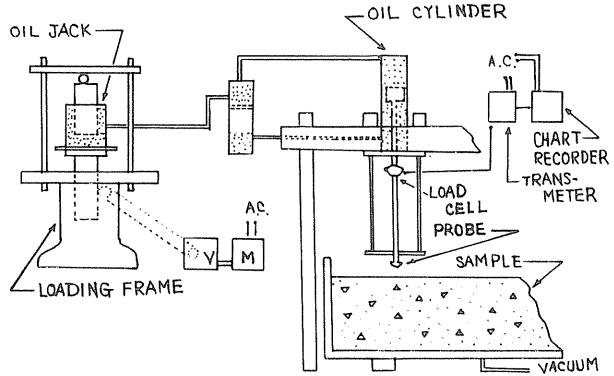


FIG.2 EQUIPMENT ARRANGEMENT FOR PENETRATION TEST ON CONSOLIDATED BED SAMPLE

にはほとんど増分なし、つまり一定の  $q_c$  値を示すようになるものと考えられる。Meigh の得た貫入曲線は、貫入速度の大きさにかかわらず、上記のような形状を示している。Goodman の資料からは、貫入速度の大小によって貫入曲線の形状が異なり、低速度の場合には極限值を判定することがむずかしくなってくる。

本調査においては、十分に幅広くかつ深い容器を採用していない。Meigh によると、極限の  $q_c$  を得るには内径  $7D$ 、深さ  $11D$  の容器が必要とされることになり、かなり大きなものとなる。それゆえ、<sup>今回は</sup>容器の大きさによる貫入抵抗の違い、すなわち容器壁による拘束効果は、 $\delta$  の大きさによって変化のないものと仮定し、小さい容器使用によって、供試体の均一同一を優先させた。乱さない London Clay から作成された薄片の顕微鏡観察に関するオ一次の検討では、貫入によってスベリを生じたり、回転を生じている土粒子の存在領域は予測のそれよりずっとせまいものである。

後に示されるように、本試験において得られた貫入曲線は、貫入速度の大小によって、その形状に大きなちがいがみられる。 $\delta$  の小さい場合には明瞭な極限值を示すことなく  $q_c$  は増大し続け、 $\delta$  の大きくなるにつれて  $q_c$  の増加割合が急速に低下し、極限值を有するようになる。本試験においては、 $\dot{\delta} = 0.5 \sim 1.0 \text{ mm/min}$  付近で、形状が変わるようである。

##### 4.2 Happisburgh Till に関するコーン貫入試験

probe としてコーンを用いる場合、貫入抵抗  $q_c$  を算出するに際しては、貫入量が  $13 \text{ mm}$  までは貫入量に応じて断面積が変化する。しかし、計算が簡便であること、貫入速度効果を調査する上で何ら支障が生じないことから、一律に一定の断面積（最大断面積）を用いている。

貫入初期においては、各貫入速度による  $q_c$  値の差は小さい。貫入量が増すにつれて  $q_c$  値に差がみられるようになり、 $\delta/D = 1$ 、すなわち probe の直径と同程度貫入す

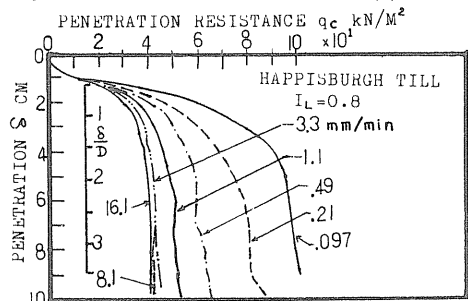


FIG.3 RELATIONSHIPS BETWEEN PENETRATION AND PENETRATION RESISTANCE IN CONE PENETRATION TESTS WITH VARYING PENE. RATES

ると明瞭な差が現われる。試験結果の一部( $I_L=0.8$ )がFig.4に示されている。試験後の、鉛直方向に5か所で測定された含水比の平均値は21.1~22.5%、湿潤密度は18.3~18.5kN/m<sup>3</sup>、飽和度は0.80~0.82であり、それぞれの試料間の差異は、少くとも見かけ上はほとんど存在しないと言えよう。Fig.4から、 $\delta$ が増大するにつれて $q_c$ の値が増加する傾向が読みとられる。 $\delta$ が16.1~3.3 mm/minの範囲においては、 $q_c$ の $\delta$ の変化に伴う変化は激しくはない。しかし、 $I_L$ が0.6や0.4の中あるいは低含水比の試料では、これらの貫入速度範囲においての $q_c$ の変化は

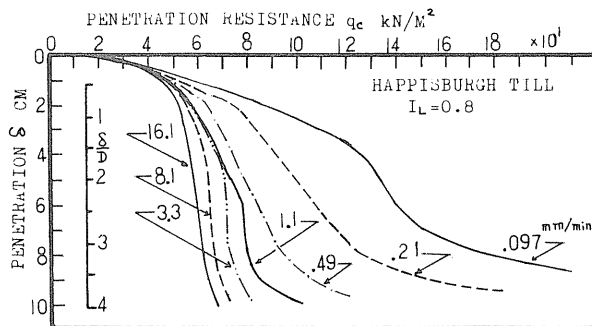


FIG.4 RELATIONSHIPS BETWEEN PENETRATION AND PENETRATION RESISTANCE IN CIRCULAR PLATE PENETRATION TESTS WITH VARYING PENE. RATES

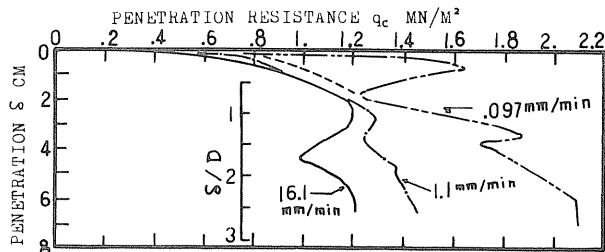


FIG.5 RELATIONSHIPS BETWEEN PENETRATION AND PENETRATION RESISTANCE IN CIRCULAR PLATE PENETRATION TESTS ON INTACT LONDON CLAY

5~10kN/m<sup>2</sup>であり、 $q_c$ 値の8%ほどであり、貫入試験としての測定誤差として許容されることも考えられるが、例外なく一定の傾向、すなわち $\delta$ の増大に伴ない $q_c$ が減少している。 $1.1\text{mm/min}$ より遅い貫入速度では、明瞭な影響が発生している。さらに貫入曲線の<sup>形状</sup>観察から、低貫入速度においては、進行性破壊が生じている可能性もあろう。

4.3 Hapissburgh Tillに関する円板貫入試験 貫入量がprobe径の1/2ほどになると、 $q_c$ 値が $\delta$ の大小によって変わることで、 $I_L$ が0.6の試料について、貫入曲線の一部に例外がみられる以外は、コーソの場合と同様、 $\delta$ の小さい時 $q_c$ は一定の極限值を示さず、 $\delta$ の増大につれて $q_c$ は減少する。Fig.4は、 $I_L=0.8$ の場合の貫入曲線群である。

4.4 乱さないLondon Clayについての円板貫入試験 測定結果はFig.5に示されている。Hapissburgh Tillの場合の貫入曲線との著しい相違点は、明瞭な破壊点がみられること、 $q_c$ が減少した後再び $q_c$ が増大することである。最低速時の貫入曲線が他のそれと、貫入初期において異なった形状を示すのは、次の理由によるものである。この供試体は表面に小レキを持ち、probeの貫入に支障を与え、貫入に伴ないprobeが相対的に側方へ移動されたことが、貫入後の供試体観察により判明した。側方移動のための力が加わり大きな貫入抵抗が貫入初期( $\delta < 8\text{mm}$ )に測定され、その後正常の状態に回復し( $\delta = 18\text{mm}$ )貫入が続行されたと考えられる。もし小レキがなければ、図に破線で示されるような貫入曲線が得られたであろう。 $\delta$ が20mm程度までは、 $\delta$ の大小による $q_c$ のちがいはそれほど大きくはない。しかし $\delta$ が20mmを越えると、 $\delta$ の小さいものほど大きい $q_c$ をもつ。すなわち繰返し

Happisburgh Till についての傾向と全く同一である。乱されない plastic clay について、繰返し plastic clay や繰返しシルト質砂と同じ傾向がみられるのである。

この項の冒頭で指摘したように、明瞭な破壊点<sup>点</sup>みられる。現在のところ理由を説明することはできず、あるいは偶然のことがもしれないが、 $\dot{s}$  の小さくなるにつれ、各曲線の破壊点を示す貫入量が変わり、深くなる結果が得られている。

#### 4.5 model soil bed における貫入試験

平板載荷試験終了後、2種の probe による貫入試験、チューブサンプラーによる試料採取、含水比・密度の測定、三軸圧縮試験を行なった。含水比は深さ方向には16.4~16.8%でほとんど一定、平面的にも同様で、均質な試料と考えられる。 $\gamma$  は  $21.3 \text{ kN/m}^3$  である。

円板を probe とする場合 (Fig. 6(a))、 $\dot{s}$  が  $10 \text{ mm}$  までは  $\dot{s}$  は  $q_c$  に大差を生ぜしめない。 $\dot{s}$  が  $50 \text{ mm}$  まで、 $33.7 \text{ mm/min}$  の  $\dot{s}$  は  $9.6 \text{ mm/min}$  の  $\dot{s}$  に比し少し大きい  $q_c$  を与えるが、その後逆転し、前者は小さい  $q_c$  をもつようになる。一般的には、他の試料と同様の傾<sup>傾</sup>が示される。

コーンが用いられる場合 (Fig. 6(b))、 $33.7$  と  $9.6 \text{ mm/min}$  の時の  $q_c$  は  $11 \sim 17 \text{ cm}$  の貫入深さの範囲以外ではほとんど同じ値である。 $2.9 \text{ mm/min}$  時の  $q_c$  は  $15 \sim 16 \text{ cm}$  の区間で一段高速時のそれと同じ  $q_c$  をもつが、全般的には中間的値を持つ。 $0.11 \text{ mm/min}$  時は、記録計の能力・精度上の制約よりスケールオーバーの直前までの一部のデータのみではあるが、最も大きな  $q_c$  を示すことは明白であろう。

用いられ貫入速度の範囲内では、きわめて明瞭な極限抵抗が現われており、 $(2 \sim 3)D$  の貫入量でほぼ到達するようで、Meigh の示した  $(4 \sim 5)D$  より浅い。3ヶ月を経過して、繰返し土とは構造が異なり、その他に、粒子間の結合状態も異なっていると思われる。図にも一部示されるように、階段状に  $q_c$  が増加している。

Fig. 6 (b) は、平板載荷試験によって構造が破壊されたと認められる部分における貫入試験結果2例を含んでいる。 $\dot{s}$  は  $9.6 \text{ mm/min}$  であった。

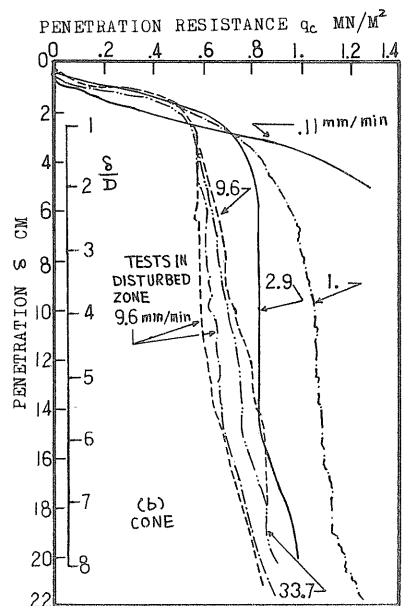
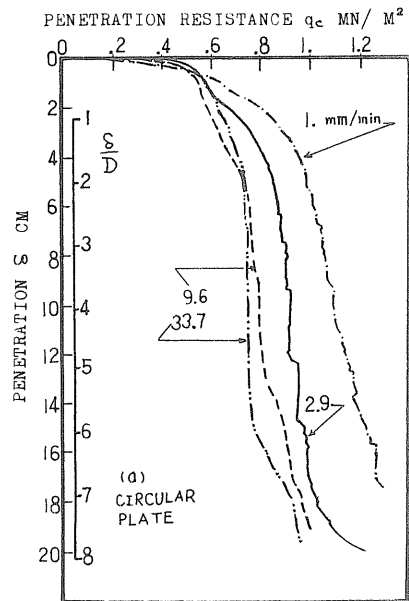


FIG. 6 RELATIONSHIPS BETWEEN PENETRATION AND PENETRATION RESISTANCE IN PENETRATION TESTS ON RECONSTITUTED HAPPIBURGH TILL SAMPLE

両者の $q_c$ は、ほとんど同じ大きさであり、乱されない部分の $q_c$ に比して、歴然の低下を示している。静的貫入試験の再現性、精度が実用に値することを示している。

4.6 貫入速度が貫入抵抗に与える影響 既往の研究の項で述べたように、貫入速度が貫入抵抗に与える影響の傾向は、一つの定まったものではないようである。引用した研究成果のうち、各貫入速度時の $q_c$ 、あるいはこれに準ずる値の明らかなものについて、ある貫入速度時の $q_c$ 値に対する他の貫入速度時のそれとの比(速度効果係数と称する)を求めてみた。Fig.7に、本試験結果と共にそれらの係数が要約されている。この図は次のことを示していよう。貫入速度は貫入抵抗に影響を与える。貫入速度10~100 mm/min付近を境界として、低貫入速度では土質とは無関係に貫入抵抗は大きくなり、高貫入速度では土質により貫入抵抗は増加あるいは減少する。

Baligh<sup>(1)</sup>らの試算によると、60°コーンを利用する場合、貫入速度1 cm/secは、ほぼ10%/secのひずみ速度に相当するという。この比率を準用すると、室内セン断試験で通常使用される1%/minは、1 mm/minの貫入速度ということになる。貫入速度の標準とされている1 cm/secは、きわめて高速のセン断を生ぜしめていると言わねばならない。

筆者が本試験に使用した試料について、種々のセン断速度による三軸試験結果が得られており、それを参照することは非常に有益である。

Sandroni<sup>(11)</sup>はIntact London Clayについて、セン断速度が遅くなるにつれセン断強さは小さくなる結果を得た。セン断によって生ずる間ケキ水圧 $p_{wp}$ は、セン断速度の大小によって異なる。急速試験では、セン断帯の $p_{wp}$ はセン断面より遠い部分の $p_{wp}$ より低い。他方緩速試験では、試料内各部の $p_{wp}$ はほぼ同じである。セン断帯において体積膨張が生じ、セン断による $p_{wp}$ は負であり、他の領域の $p_{wp}$ より低いため、間ケキ水はセン断帯に向かって移動しようとする。この移動のための十分な時間を有しない急速セン断では、セン断帯の $p_{wp}$ は低いままで、従って有効応力は大きく、セン断面の抵抗は大きくある。他方、緩速セン断では、セン断帯の $p_{wp}$ は他の領域からの $p_{wp}$ のため、より高い $p_{wp}$ になり、有効応力が減じ、抵抗力も小さくなると説明される。

Skemptonら<sup>(12)</sup>はbrown London Clayについて、貫入速度の $C_u$ に対する上記と同傾向の結果を得ると共に、セン断面付近の含水比が増加することを見出した。この増加は、セン断帯への非セン断帯からの間ケキ水の移動であり、 $p_{wp}$ がその位置によって異なることを

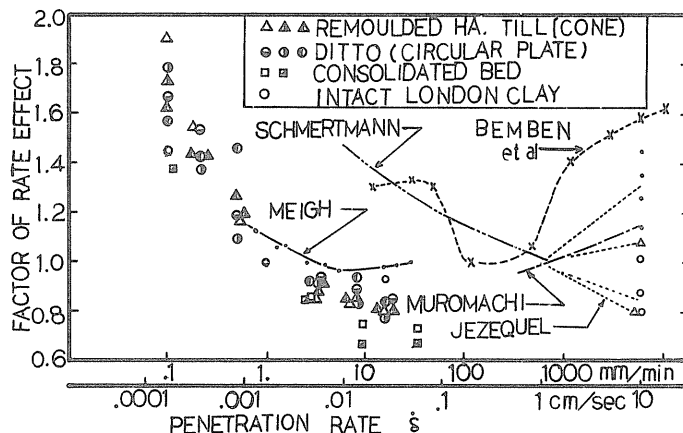


FIG.7 FACTOR OF PENETRATION RATE EFFECT

予測していた。

Vaughanら<sup>(13)</sup>は、more plastic clay の場合に、前述の如き傾向がはっきりと見られること、しかし、sandy clay に関しては今後の課題であり、セン断速度の減少につれて強度は増加するであろうと述べている。

El Ghamrawy<sup>(14)</sup>は、Happisburgh Till について、低含水比の場合には、低セン断速度が高セン断速度より大きい  $C_u$  を与え、高含水比の場合には、逆の傾向を示す結果を得ている。

今回使用の貫入速度は、セン断ひずみ速度にして 0.1~10%/min 位のものであり、pwp が均等化するには全く不十分な時間しかない。それゆえ pwp の消散の進行度に、この度得られた傾向の理由の役割を与えることはできないであろう。貫入抵抗力を発揮するスヤリ面の面積の違いの可能性については、現在のところ確定的なことは言えぬが、有力な原因とはならないであろう。

可能性のある原因としては、セン断速度の大小によって発生する pwp、平均値ではなく、セン断面上の pwp が変わること、すなわち粒子構造配列の変化はセン断速度の影響をうけるのではなからうか。

## 5. あとがき

本報告は、筆者が文部省在外研究員として、英国インペリアルカレッジにおいて実施した研究の一部をとりまとめたものである。研究の実施・考察等に関し、Bishop, Vaughan 教授、D. W. Hight 助手を初めとする多数の職員・学生諸君の御厚意を得た。ここに記して深甚の謝意を表します。

## 6. 参考文献

- (1) Baligh, Ladd, Vivatrat (1977) Exploration and evaluation of engineering properties of marine soils for foundation design of offshore structures: Internal Report, MIT
- (2) Y. Sano (1977) Influence of rate on penetration resistance of Happisburgh (Norfolk) Clay: Internal Report, I.C.
- (3) Y. Sano (1977) Influence of rate on penetration resistance on intact London Clay and Happisburgh Till: Internal Report, Imperial College of Science and Technology
- (4) 中瀬明男(1969) 土質力学 第5章 図 5.44 pp 517, 技報堂
- (5) A. C. Meigh (1950) Model footing tests on clay; M. Sc. Dissertation, I.C. University of London
- (6) Goodman, Hegedus, Liston (1966) Scaling considerations in plate-sinkage tests; HRR No. 145
- (7) G. Sanglerat (1972) THE PENETROMETER AND SOIL EXPLORATION; Elsevier Pub. Co., Amsterdam
- (8) 室町忠彦(1972) 土質調査法 第6章 pp 232~233
- (9) Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm (1974) Vol. 1 Vol. 2
- (10) Wissa, Martin, Garlanger (1975) The piezometer probe; ASCE Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties
- (11) S. S. Sandroni (1977) The strength of London Clay in total and effective stress terms; Ph.D. Thesis, I.C. Univ. of London
- (12) Skempton, La Rochelle (1965) The Bradwell slip: a short term failure in London Clay; Geotechnique 15-3
- (13) Vaughan, Davachi, Ghamrawy, Hamza, Hight (1976) Stability analysis of large gravity structures: BOSS 76
- (14) M. K. El Ghamrawy (1977) An experimental study of a resedimented low plasticity clay; Internal Report, Imp. Coll.

## ② 飽和砂の液状化特性におよぼす応力履歴の影響

北大工学部 (正) 土 岐 祥 介  
" (正) 三 浦 清 一  
" (正) 鎌 田 彰  
" (学) 下 倉 宏  
" (学) 八 谷 好 高

### (1) まえがき

飽和砂の液状化特性の研究において、以前に受けた応力履歴の影響を調べることは、再液状化の可能性を予測する面で意義あることと思われる。飽和砂は、液状化発生に至らない微小なヒズミが生じる応力履歴(ヒズミ履歴)を受けると、その後の液状化強度を増加する<sup>(1),(2)</sup>。また、筆者らが振動三軸圧縮試験機を用いて行なった試験結果によると、間ゲキ水圧が初期有効拘束圧に等しくなり、初期液状化が発生した後間ゲキ水圧を消散させて再圧密した飽和砂についても、再液状化に対する強度が増加するか、または変化しないことが示されている。ここで、再液状化に対する強度増加の判定には当然、再圧密に伴う間ゲキ比変化を考慮するが、それ以外の強度増加をもたらす要因として、繰返し載荷という応力履歴による導入された粒子配列構造の変化が考えられよう。

そこで、本研究ではこの粒子配列構造の変化を示す一つの指標として、静止土圧係数 $K_0$ の値に着目し、 $K_0$ 条件を満足するように再圧密を行なって、応力履歴を受けていない処女供試体の $K_0$ 値との相違について調べた。なお、 $K_0$ 圧密の手法としては軸応力 $\sigma'_a$ を漸増しながら供試体の側方変位を直接測定し、 $K_0$ 条件を満足するように側圧 $\sigma'_r$ を制御する方法を採用した。

次に、土の動的性質を研究する上で、地震のような不規則載荷をこれと等価な規則載荷に換算する方法を調べることは重要な課題である。筆者らは繰返し載荷によって生じる乾燥砂の体積変化に着目して、不規則な繰返し載荷を体積変化の面からみてこれと等価な規則載荷に換算する方法を提案している<sup>(4),(5)</sup>。

一、地震時における液状化は間ゲキ水圧が急激に上昇して発生するものであるから、液状化に至る過程の応力履歴(ヒズミ履歴)を考慮して発生する間ゲキ水圧を予測する必要があると考えられる。そこで、本研究では上述した乾燥砂の体積変化に着目した換算方法の考え方が間ゲキ水圧発生予測にも応用できるかを検討し、応力履歴を考慮した液状化特性について考察を行なう。

### (2) 実験方法

#### 2-1: 試験装置および供試体作製法

使用した試験機は通常の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的繰返し応力 $\sigma_{ad}$ ,  $\sigma_{rd}$ と載荷できる装置を取付けたものである。また、セルには2-4で詳述するが、供試体の側方変位を測定するための側方変位測定器(RDMD)を取付けてある。

実験に用いた試料は、飽和状態の豊浦標準砂( $G_s=2.65$ ,  $e_{max}=0.949$ ,  $e_{min}=0.628$ ,  $U_c=1.36$ )でその粒径加積曲線を図-1に実線で示す。あらかじめ数時間煮沸しておいた試料を水中でマンプレーンを装着したモールド内に流し込み、適宜モールド側面を叩くことにより所定の初期間ゲキ比 $e_{00}$ が得られるようにした。供試体は直径50mm, 高さ120mmの円柱形である。約50cmの水頭差による供試体自立用の負圧を切、その後、初期有効拘束圧 $\sigma'_c=0.1$  kg/cm<sup>2</sup>; バックフロッシヤ $-2$  kg/cm<sup>2</sup>で等方圧密を行なう。この状態から、さらに所定の $\sigma'_c$ まで等方圧密あるいは有効側圧 $\sigma'_{rc}$ まで $K_0$ 圧密を行なう。間ゲキ係数 $B$ は0.96以上が得られている。

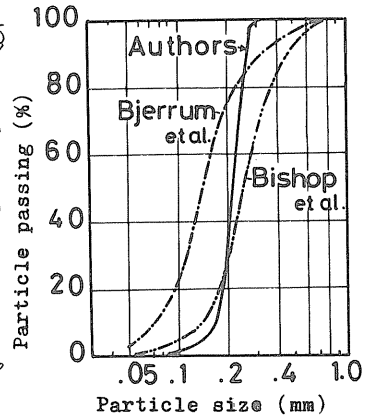


図-1 粒径加積曲線

供試体に載荷した応力、間ゲキ水圧は圧力変換器を介してX-Yレコーダーに記録され、軸変位と側方変位はダイヤルゲージ、排水時の体積変化はビュレットで測定された。

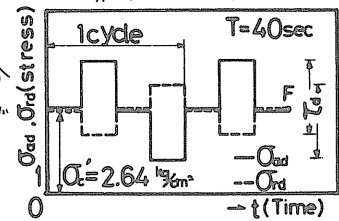


図-2 繰返し応力の時間的变化

## 2-2: 試験の種類

(1)  $K_0$ 圧密排水圧縮試験: 種々の初期間ゲキ比 $e_{00}$ の供試体に対して、圧密終了時の $\sigma'_{rc}$ を主に2.0, および4.6 kg/cm<sup>2</sup>として $K_0$ 圧密を行ない、引続き側圧一定で $\dot{\epsilon}_a \approx 0.2\%/min.$ のヒズミ制御方式で排水セリ断試験を行なう。なお、 $K_0$ 圧密の手法については2-5で述べることにする。

(2) 繰返し載荷試験:  $e_{00} \approx 0.79$  ( $D_r \approx 50\%$ )の供試体と $\sigma'_c = 2.64$  kg/cm<sup>2</sup>で等方圧密した後、図-2に示すように非排水状態で平均主応力 $P$ (全応力表示)一定の下、圧縮・伸張両方向に繰返し応力 $\sigma'_{ad}$ (軸方向),  $\sigma'_{rd}$ (半径方向)を周期40秒で繰返し載荷する。なお、 $\tau_d = |\sigma'_{ad} - \sigma'_{rd}|$ とおき、 $\tau_d$ を繰返しセリ断応力と呼ぶ。

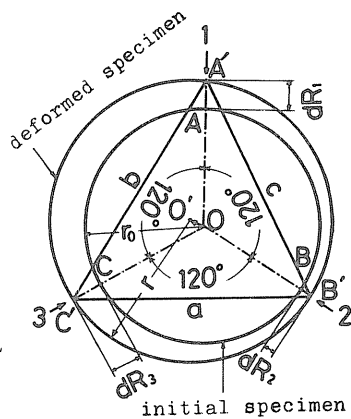


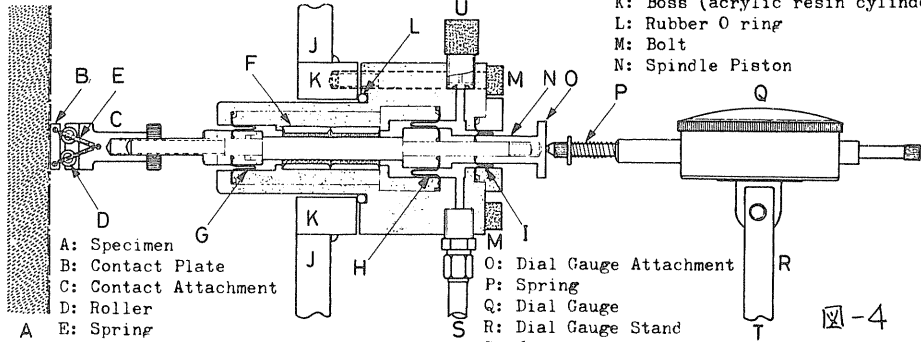
図-3 供試体断面の変形模式図

また、繰返し載荷の最終応力状態を図-2のF点で示す等方応力状態とし、その状態になつてから10秒後に排水バルブを開放して発生した間ゲキ水圧を消散させ、 $\sigma'_c = 2.64$  kg/cm<sup>2</sup>で等方圧密する。引続き、 $\sigma'_{rc} = 4.6$  kg/cm<sup>2</sup>まで $K_0$ 圧密をし、その後排水セリ断試験を行なう。

## 2-3: 側方変位の算出法

三軸圧縮試験において、供試体がセリ断応力を受けて大変形を生じる時とは異なり、圧密時の軸ヒズミは1%以下であるから圧密中、供試体は円柱形状を十分に保っていると考えられる。そこで、このような円柱供試体の側方変位を外部から直接測定する時、供試体の中心点が移動し、かつ半径が変化する場合には最小三方向から測定しなければならない。今、図-3に示すように、中心O、初期半径 $r_0$ なる円が

Radial Deformation Measuring Device (RDMD)



- A: Specimen
  - B: Contact Plate
  - C: Contact Attachment
  - D: Roller
  - E: Spring
  - F: Slide Ball Bearing
  - G: Bellofram-No.1 ( $Ae_1=1.65 \text{ cm}^2$ )
  - H: Bellofram-No.2 ( $Ae_2=2.60 \text{ cm}^2$ )
  - I: Bellofram-No.3 ( $Ae_3=0.95 \text{ cm}^2$ )
  - J: Cell (acrylic resin cylinder)
  - K: Boss (acrylic resin cylinder)
  - L: Rubber O ring
  - M: Bolt
  - N: Spindle Piston
  - O: Dial Gauge Attachment
  - P: Spring
  - Q: Dial Gauge
  - R: Dial Gauge Stand
  - S: Gr connection
  - T: to Base Plate (fixed)
  - U: Air Release Valve
- ( $Ae$  = Pressured Effective Area)

図-4  
側方変位測定器  
(RDMD)の概略図

膨張して、中心 $O'$ 、半径 $r$ になったとする。また、相互に回転角 $120^\circ$ をなす1, 2, 3の三方向の初期円周上の点A, B, Cが各々 $A'$ ,  $B'$ ,  $C'$ に移動した時の変位を $dR_1, dR_2, dR_3$ とする。 $\Delta A'B'C'$ の外接円の半径 $r$ は幾何学的条件から求めることができ、半径の増分 $dr$ (膨張正)は $dr = r - r_0 = (dR_1 + dR_2 + dR_3)/3$ として良いことが判明した。従って、側方ヒズミ $\epsilon_r$ (圧縮正)は $-dr/r_0 \times 100(\%)$ として計算される。 $K_0$ 圧密のように $\epsilon_r$ を許さない場合には、 $dR_1 + dR_2 + dR_3 = 0$ となるように応力を制御すればよいことになる。なお、圧密時のみならずセン断試験初期においても側方変位を測定し、上述の関係から $\epsilon_r$ を求めて種々の解析を行っている。

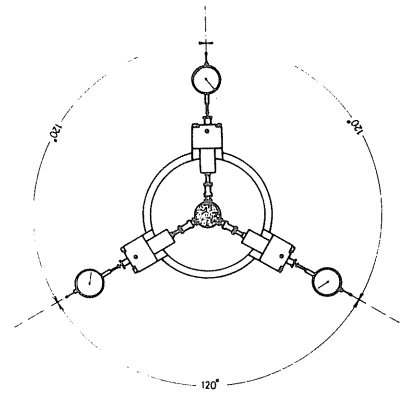


図-5 側方変位測定器の取付図

2-4: 本研究で用いた側方変位測定器の概要

本研究で用いた側方変位測定器(RDMD)の概要を図-4に示す。本体は3枚のベロフラム(G, H, I)を有するベロフラムシリンダーで、それぞれの有効受圧面積 $Ae$ が $Ae_2 = Ae_1 + Ae_3$ の関係にある。従って、セル(J)内とベロフラムシリンダー内とに同時に、側圧 $\sigma_r$ を供給すると理論上3枚のベロフラムが受ける力は平衡を保ち、ピストン(N)は動かない。Nの先端部には接触子(C)が取り付けられており、ローラー(D)を介して供試体(A)の曲率に合わせた曲面を有する、面積が約 $2.4 \text{ cm}^2$ の接触板(B)がAに密着されていて、Aの変形に対してスムーズな追従が可能である。なお、供試体に対するBの密着を確実にするために、ダイヤルゲージ(Q)とバネ(P)の押接力(最大で $300 \text{ gr}$ 程度)を利用している。また、側圧の変化に伴うセルの変形の影響を除くため、Qは下盤に固定されたダイヤルゲージスタンド(R)に取り付けられている。以上のような機能を有する側方変位測定器を図-5に示すように相互に $120^\circ$ をなす三方向から、供試体中央部下示約 $1 \text{ cm}$ の位置にBが密着するように4本のボルト(M)でボス(K)に取り付け、随時使用に供する。

2-5: 本研究で用いた $K_0$ 圧密の手法とBishopの手法



本研究で用いた $K_0$ 圧密の手法は供試体を $\sigma'_c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密した後、軸応力 $\sigma'_a$ を漸増しながら、側方変位を測定し、2-3で述べたように $dR_1 + dR_2 + dR_3 = 0$ の条件を満足するように所定の有効側圧 $\sigma'_{re}$ まで側圧 $\sigma_r$ を制御するものである。Bishopの手法<sup>(7)</sup>は供試体の初期断面積を $A_0$ 、軸変位を $\Delta H$ 、ビュレットによつて測定される体積変化を $\Delta V$ とする時、 $\Delta V = A_0 \cdot \delta H$  すなわち、 $\epsilon_v = \epsilon_a$ となるように $\sigma_r$ を制御する。

### (3) 実験結果と考察

3-1: 本研究で得られた $K_0$ 値一列の供試体について

$K_0$ という術語は1891年、Donathによつて初めて導入され、“側方変位ゼロの条件下で鉛直荷重載荷によつて生じる水平土圧と鉛直土圧の比”と定義された<sup>(8)</sup>。

本研究で用いた $K_0$ 圧密の手法による側圧と軸応力の比 $\sigma_r/\sigma'_a$ 、側方ヒズミ $\epsilon_r$ 、ビュレットへの排水量から求めた体積ヒズミ $\epsilon_{vB}$ 、側方変位と軸変位から求めた体積ヒズミ $\epsilon_{vR}$ と $\sigma_r$ の関係の代表例を図-6に示す。同図から、 $\epsilon_r = 0$ の条件は十分満足されており、 $\sigma_r$ の増加とともに $\sigma_r/\sigma'_a$ はほぼ一定値に収束している。従つて、 $e_{00} = 0.815$ の供試体については $K_0 = 0.55$ が得られた。同様にして、種々の $e_{00}$ に関して得られた $K_0$ 値と $e_{00}$ の関係を図-7の○印および実線<sup>(9)</sup>で示す。また図中にはBishop et al.<sup>(7)</sup> (二点鎖線,  $e_{min} = 0.497, e_{max} = 0.859$ ), Bjerrum et al.<sup>(9)</sup> (一点鎖線,  $e_{min} = 0.645, e_{max} = 0.859$ )によつて得られた関係も示してあるが、三例とも $K_0$ 値が $e_{00}$ に依存し、 $e_{00}$ の減少とともに $K_0$ 値も小さくなるという傾向は一致している。しかし、図-8に示すように $e_{00}$ と相対密度 $D_r$ によつて三例を比較すると、Bishop et al.によつて求められた $K_0$ 値が全般的に小さいことがわかる。そこで、この相違が各試料砂の粒度分布の相違(図-1参照)によるものであるかをみる。

Kirkpatrickは砂の平均粒径 $D_{50}$ および粒度分布と $\phi$ の関係について一連の実験的研究を行っている。それによると、同一の砂ではあるが、粒度分布が異なる試料によつて得られた $\phi_a$ および $\phi_{ar}$ を $D_r$ で表わした時、粒度分布の相違による影響はあまりないようである。ここで、 $\phi_a$ は排水せん断試験から求めたもので、 $\phi_{ar}$ は $\phi_a$ にTaylor-Bishopによるエネルギー補正を行なつた $\phi$ である。次に、 $K_0$ 値がJakyの式 $K_0 = 1 - \sin \phi'$  (1)で代表されるように、有効内摩擦角 $\phi'$ の関数で表わされるものとして、各試料砂に対して得られた $\phi_{ar}$ 、あるいは $\phi'$ から $K_0$ 値を求めたものも図-8に示してある。各試料砂によつて、 $\phi_{ar}$ 、 $\phi'$ にあまり相違がなく、従つて(1)式から求められる $K_0$ 値もほぼ同じ値を示すことから、粒度分布の影響が実測

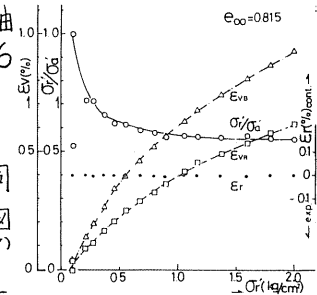


図-6  $K_0$ 圧密中の応力と変形の関係(1)

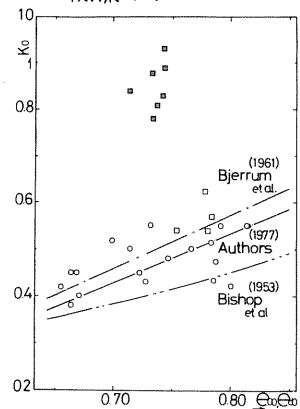


図-7 間げき比と $K_0$ 値の関係

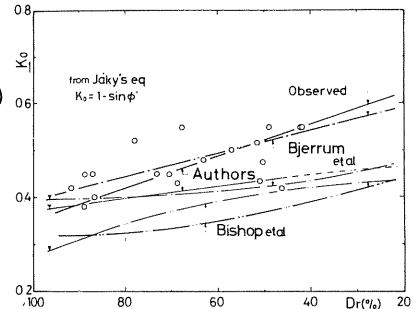


図-8 相対密度と $K_0$ 値の関係

された  $K_0$  値に与える影響は少ないものと思われる。

そこで、本研究で用いた  $K_0$  圧密の手法と Bishop の方法との相違が、両者で求められた  $K_0$  値の違いに影響していることが考えられる。図-9 に本研究で用いた豊浦標準砂について Bishop の方法を用いた  $K_0$  圧密の時の  $\sigma'_r/\sigma'_a$ ,  $E_r$ ,  $E_{vB}$ ,  $E_{vR}$  と  $\sigma'_r$  との関係を示す。Bishop の方法は  $E_v = E_a$  となるように  $\sigma_r$  を制御するわけであるが、この条件を満足していても図中に示すように側方ヒズミ  $E_r$  が膨張側に発生しており、 $K_0$  圧密本来の条件が満たされていないことがわかる。一般に、砂のような粒状体における等体積せん断や平均主応力一定試験などのように側圧が変化する時に測定される体積変化  $\Delta V$  には、メンブレンが供試体表面を形成している個々の砂粒子の間がキにくい込む、いわゆるメンブレン貫入による体積変化  $\Delta V_m$  が含まれている。従って、真の土骨格の体積変化  $\Delta V_s$  を知るためには、 $\Delta V = \Delta V_s + \Delta V_m$  の関係から  $\Delta V_m$  の項を補正する必要が生じてくる。 $K_0$  圧密においても側圧を変化させることから、測定されている  $\Delta V$  には  $\Delta V_m$  が含まれている。Bishop の方法では  $\Delta V = \Delta H \cdot A_0$  となるように側圧を制御しており、 $\Delta V_m$  の補正を考慮するならば  $\Delta V_s = \Delta H \cdot A_0$  となるように側圧を制御しなければならない。そこで、 $K_0$  圧密として

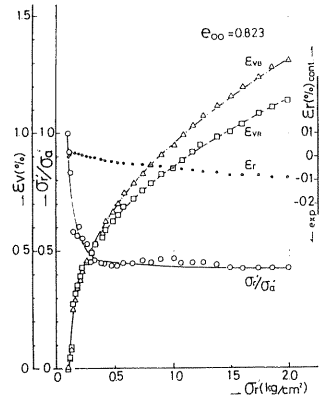


図-9  $K_0$  圧密中の応力と変形の関係(2)

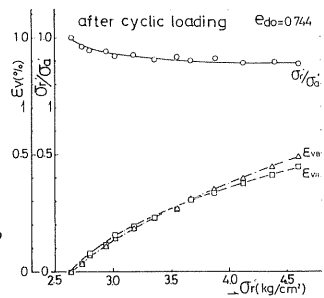


図-10  $K_0$  圧密中の応力と変形の関係(3)

制御した側圧が小さかったことの結果として、 $K_0$  値を過小評価したことになり、Bishop et al. によって求められた  $K_0$  値が本研究あるいは Bjerrum et al. によって得られた  $K_0$  値よりも小さいことの要因であると思われる。なお、本研究で用いた  $K_0$  圧密の手法においても、図-6 からわかるように  $E_r \neq 0$  にも関わらず、 $E_{vB} = E_{vR}$  とはなっており、全ての例において  $E_{vB} > E_{vR}$  となった。この理由として、側方変位は接触板と供試体表面との面接触で測定されるために、メンブレンの貫入を感知し得ず、 $E_{vB}$  の中に  $\Delta V_m$  の影響が含まれていることが考えられる。しかし、側方変位がゼロという  $K_0$  圧密本来の定義の上からは、本研究で用いたように側方変位を直接測定しながら行なう  $K_0$  圧密の手法がとられていると思われる。

### 3-2: 繰返し載荷を受けた供試体の $K_0$ 値について

次項 3-3 で述べる初期液状化発生、あるいはそれに至らない繰返し載荷を受けた供試体について発生した間ゲキ水圧を消散させ、 $\sigma'_c = 2.64 \text{ kg/cm}^2$  で等方圧密した後(この時の間ゲキ比  $e_{d0}$ )、再圧密として  $\sigma'_c = 4.6 \text{ kg/cm}^2$  まで  $K_0$  圧密を行なった。図-10 にその一例を示すが、間ゲキ水圧消散とその後の等方圧密によって間ゲキ比が  $e_{d0} = 0.744$  と減少しているにも関わらず、 $K_0$  値は 0.89 と 3-1 で述べた処女供試体について得られた  $K_0$  値よりもかなり大きくなる。この傾向は、繰返し載荷を受けて初期液状化が発生した全ての供試体に見られ、図-7 に ■ 印で示すように  $K_0$  値は 0.8 以上となっており、処女供試体の  $K_0$  値のバラツキの範囲外であり、明らかに繰返し載荷

による影響が表われていると思われる。なお、Ishihara et al.<sup>(4)</sup> が三軸歪りセン断試験機を用いた実験によると、 $K_0$ 値が大きいものは液状化に対する強度が大きいことから、上述のように初期液状化が発生した供試体の再液状化に対する強度は増化していることが考えられる。

また、図-7に口印で示すのは初期液状化発生に至らない、30回以下の荷重数で繰返し荷重を中断し、引続き行なった $K_0$ 圧密で得られた $K_0$ 値である。数が少なく断言はできないが、発生する間ゲキ水圧が小さければ $K_0$ 値は処女供試体の $K_0$ 値と比べてあまり変わらぬ、繰返し荷重を受けたことによる影響は少ないようである。

上述の繰返し荷重による影響において、相違が表われた理由として次のことが考えられる。■印のグループは初期液状化発生の前後において、伸張側で数%という大きな軸ヒズミ振幅が生じており、繰返し荷重を終了して間ゲキ水圧を消散させ、引続く $\sigma'_c = 2.64 \text{ kg/cm}^2$ の等圧密も伸張側で終了する(間ゲキ比 $e_{db}$ )。従って、砂の粒子配列構造は繰返し荷重終了時の伸張側の状態に対して安定した構造になる、といえると考えられ、その後の $K_0$ 圧密において圧縮方向の応力を受けると、あたかも間ゲキ比が $e_{db}$ よりかなり大きな砂の挙動を示す。結果として、 $K_0$ 値も $e_{db}$ と同じ初期間ゲキ比である処女供試体の $K_0$ 値よりかなり大きな値が得られることになる。また、繰返し荷重によるこのような影響は $K_0$ 圧密中のみならず、その後の排水セン断試験においてもみられる。その例として、図-11にセン断開始時の間ゲキ比がほぼ等しい繰返し荷重を受けた供試体( $e_{doc} = 0.736, K_0 = 0.89$ , 実線)と処女供試体( $e_{oc} = 0.727, K_0 = 0.48$ , 破線)の応力-ヒズミ曲線を示す。図から、特にセン断初期において両者に著しい相違がみられ、動員強度、体積変化とも繰返し荷重を受けた供試体はあたかもゆるい砂のような挙動を示している。しかし、強度の面だけをみると処女供試体に比して約15%ほど大きくなっている。繰返し荷重を受けた供試体のこのような挙動は、非排水セン断試験においても得られている<sup>(3)</sup>。

一方、口印のグループは間ゲキ水圧がそれ程発生しない荷重数で繰返し荷重を中断したもので、軸ヒズミが伸張側にあっても0.01%のオーダーで小さく、粒子配列構造は繰返し荷重前の状態からあまり変化していないと思われる。従って、 $K_0$ 値も処女供試体と比べてほとんど変化しないものと考えられる。

なお、繰返し荷重後の $K_0$ 圧密中の例として掲げた図-10において $e_{vb}$ と $e_{vr}$ とがほぼ一致した値を示している。これは3-2で述べたメンブレン貫入による体積変化がほとんどないということを示しており興味深いことである。この点については側方変位測定器による測定を基にメンブレン貫入量を評価する実験を行ない別の機会に述べたい。

### 3-4: 繰返し荷重試験中の間ゲキ水圧

#### 3-4-1 本研究での繰返し荷重の方法

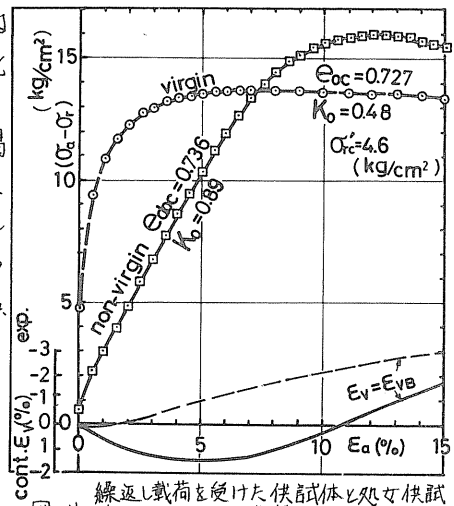


図-11 繰返し荷重を受けた供試体と処女供試体の応力-ヒズミ曲線

振動三軸圧縮試験機において、地震時の応力状態をシミュレートさせるさい、これまで Seed et al.<sup>(12)</sup> が提案している供試体45度面上のせん断応力を交差させる応力載荷法が用いられてきた。非排水の飽和砂に繰返し載荷を行なう場合、発生間ゲキ水圧は例えば、行友<sup>(9)</sup>、柴田<sup>(10)</sup> が指摘しているように、平均主応力の変化  $\Delta p$  による成分とせん断応力の変化  $\Delta \tau$  による成分との和として考えられる。しかし、上述の載荷法では、等方・圧縮・伸張の各応力状態において、せん断応力  $\tau$  のみならず平均主応力  $p$  も変化するため、発生間ゲキ水圧に両成分の変化によるものが反映して、解析が困難となる。そこで、本研究では各応力状態で、全応力表示での平均主応力の変化がなく、繰返しせん断応力  $\tau$  一定の規則的繰返し載荷を行なった。なお、 $\tau_d = 0.42 \sim 1.9 \text{ kg/cm}^2$  とした。

### 3-4-2 残留間ゲキ水圧 $U_w$ と載荷数 $N$ の関係

図-12に示すように  $N$  回目の載荷を終了し、次の等方応力状態の間ゲキ水圧を  $N$  回の載荷によって生じる残留間ゲキ水圧  $U_w$  と定義する。また、等方応力状態における発生間ゲキ水圧が初期有効拘束圧と初めて等しくなる時点、で初期液状化とする。

種々の  $\tau_d$  について、 $U_w$  と  $N$  の関係を示すと図-13のようになり、 $U_w$  と  $N$  の関係は等方圧密された飽和粘土の非排水クリープ試験における軸ひずみ  $\epsilon_a$  と時間  $t$  の関係に類似している。 $U_w$  を  $\epsilon_a$  に、 $N$  を  $t$  に各々対応させて考えてみるとクリープ曲線の場合と同様にせん断応力の違いによって、 $U_w$  の上昇過程を次の三つのタイプに分類することができる。

- (I) 少数回の  $N$  で  $U_w$  がある程度発生し、それ以後はほとんど変化しない場合 ( $\tau_d = 0.42 \text{ kg/cm}^2$  のようなもの)。
- (II) 少数回の  $N$  で  $U_w$  がある程度発生した後も、 $N$  とともに漸増するが、その増分  $\Delta U_w$  は漸減し、ついに一定値に収束する場合 ( $\tau_d = 0.6 \text{ kg/cm}^2$  のようなもの)。
- (III)  $U_w$  は  $N$  とともに増加するが、 $\Delta U_w$  は初期において漸減し、一定値となつてから急激に増加し、液状化に至る場合 ( $\tau_d \geq 0.66 \text{ kg/cm}^2$  のようなもの)。

$U_w$  と  $N$  を両対数紙上にプロットすると、図-14に示すように、各  $\tau_d$  について相互

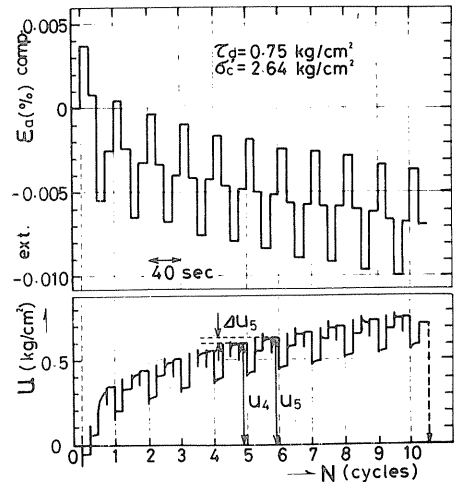


図-12 繰返し載荷中の  $\epsilon_a$ ,  $U$  と  $N$  の関係

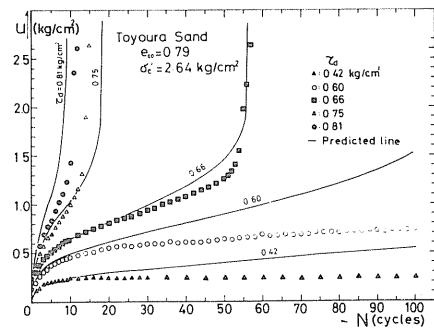


図-13  $\tau_d$  をパラメータとした  $U$  と  $N$  の関係 (算用目盛)

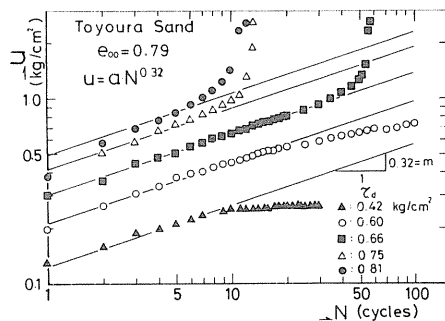


図-14  $\tau_d$  をパラメータとした  $U$  と  $N$  の関係 (両対数目盛)

と考えられるので,  $I = 10^{\alpha [c_d/\sigma_{N-1}]} \dots (11)$  として仮定する。このことは,  $\Delta U_N^*/(1-U_{N-1}^*)$  と  $c_d/\sigma_{N-1}$  との関係を示した図-16において, 各Nについて平行な直線群が求められることから妥当であろう。よって, 各直線群は次式となる。

$$\Delta U_N^*/(1-U_{N-1}^*) = \bar{N} 10^{3.84 [c_d/\sigma_{N-1}]} \dots (12)$$

図-16における  $\Delta U_N^*/(1-U_{N-1}^*)$  の切片  $\bar{N}$  と N との関係を図-17に示す。Ishibashi et al. は  $\bar{N}$  と N の関係のフィット曲線を,  $\bar{N} = C_1 N / (N^{C_2} - C_3) \dots (13)$  としているが, 式(12)から,  $\bar{N} = A(N^m - (N-1)^m) = A \left[ mN^{m-1} - \frac{m(m-1)}{2} N^{m-2} + \frac{m(m-1)(m-2)}{3} N^{m-3} - \dots \right]$  となることが考えられ,  $\bar{N} = C_1 N^{C_2} + C_3 N^{C_4} \dots (14)$  として近似させた。図-17から定数  $C_1, C_2, C_3, C_4$  を求めると各々, 0.0109, -1.95, 0.00103, -0.36 と得られた。

従って, 式(8), (11), (12), (14)から,  $c_d$  一定の規則的繰返し载荷における任意载荷数 N の  $\Delta U_N$  は,

$$\Delta U_N^* = (1-U_{N-1}^*) (0.0109 N^{-1.95} + 0.00103 N^{-0.36}) 10^{3.84 \left( \frac{c_d}{\sigma_{N-1}} \right)} \dots (15)$$

として予測することが可能である。

#### 3-4-4 液状化ポテンシャルに対する評価

式(15)を用いて,  $U_N$  と N との関係を予測し, 図-13に奥線で記した。  $c_d = 0.66 \text{ Kg/cm}^2$  の  $U_N$  についてはかなりよい推定を与えているが,  $c_d$  の小さいものは N が大きくなるにつれて予測値が実測値から遊離する。また,  $c_d$  の大きいものは予測値が実測値より少ない回数で液状化に至っている。これらの違いは3-4-2で述べたような三つのタイプの曲線のすべての特性を考慮していないためであろう。(I), (II) のような特性を持つものの  $\Delta U_N$  に対してうまくフィッティングさせると, (III) のような液状化直前の現象を説明できなくなる。今後, (I), (II) の曲線特性を持つものに対してもうまく予測できるように修正する予定である。

初期液状化発生に至るまでの载荷数  $N_e$  を式(15)を用いて求めたものを奥線として図-18に実測データとともにプロットする。  $N = 1 \sim 2$  回で液状化したデータと液状化推定曲線が一致していないものがあるが, 式(15)を求める時にこれらのデータを用いることができなかったためであろう。しかし, 図からわかるように,  $N_e$  は  $c_d/\sigma_c$  に対して非常に敏感に変化するにもかかわらずかなりよい推定をしていると思われる。

一般に液状化ポテンシャルは, それまで生じた  $U_N$  に対して大きく支配され, 液状化に至るものは  $U_N/\sigma_c$  がおよそ50%程度になると突然液状化の兆候をみせ始める。また,  $c_d/\sigma_c$  がおよそ30%前後で  $N_e$  が3~50回くらいと変化するために, 多数回の繰返し载荷で液状化するもののポテンシャルを評価しがたい。

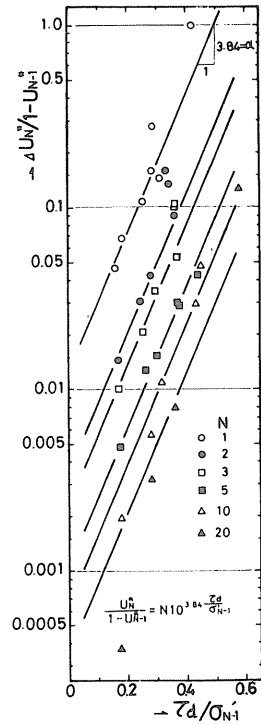


図-16  $\frac{\Delta U_N^*}{1-U_{N-1}^*}$  と  $\frac{c_d}{\sigma_{N-1}}$  の関係

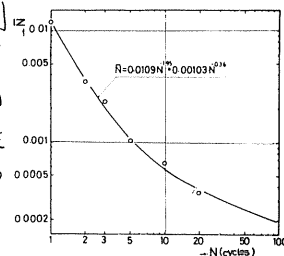


図-17  $\bar{N}$  と N の関係

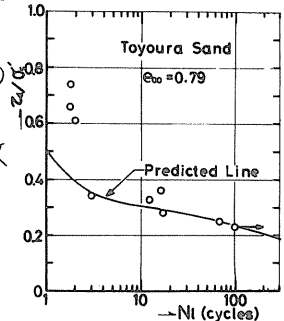


図-18  $c_d/\sigma_c$  と  $N_e$  の関係 (実測値および予測曲線)

に平行な直線関係にあり、 $N$ が10回程度までは、

$U_N = \alpha N^m \dots (2)$  で表わされる。次に、 $U_N$ に及ぼす $\tau_d$ の影響をみるために、 $\alpha$ と $\tau_d$ を片対数紙上にプロットすると図-15に示すように  $\alpha = A 10^{\beta \tau_d} \dots (3)$

なる直線関係にあり、 $N$ が10回程度までは  $U_N = A N^m 10^{\beta \tau_d} \dots (4)$  と近似することができる。(II)の

ようなクリープ過程については、式(3)と同様な式が考えられている。しかし、式(4)では図-14からわかるように液状化直前の $U_N$ の急増現象や(I)のような

図-15  $\alpha$ と $\tau_d$ の関係  
 $U_N$ の現象を表わすことができない。なお、 $U_N$ と $N$ の関係についてもクリープ曲線と同様に三つの領域〔遷移領域(primary stage)、定常領域(secondary stage)、加速領域(tertiary stage)〕に分けて呼ぶことができよう。

また、Khosla<sup>(6)</sup>は排気状態の乾燥砂に繰返し載荷した時生じる軸ヒズミ $\epsilon_a$ と載荷数 $N$ との関係がクリープ曲線の $\epsilon_a$ と $t$ との関係に類似していると述べているが、例えば加速領域が $N=10^6$ 回くらいと非常に多数回のレベルで議論している。

### 3-4-3 繰返し載荷によって生ずる $U_N$ の予測式

筆者らは $N$ 回の規則的繰返し載荷によって生じる乾燥砂の残留体積ヒズミ $\epsilon_{vN}$ を予測する実験式を報告している<sup>(5),(6)</sup>。それによると、 $\epsilon_{vN}$ は初期相対密度 $D_{r0}$ の関数 $D$ 、繰返し載荷数の効果 $\bar{N}$ 、および繰返し応力 $\tau_d$ の強度効果 $I$ の積となる。すなわち、 $\epsilon_{vN} = D \cdot \bar{N} \cdot I \dots (5)$  で表わされる。ここで、 $D = (4.5 \times 10^{-1.42 D_{r0}})^{-1} = C^{-1}$ 、 $\bar{N} = N / (N + 2)$ 、 $I = R^{2.67}$ であり、 $R$ は $\tau_d$ と静的排水強度( $D_{r0}$ の供試体)との比である。式(5)から、 $\epsilon_{vN}$ は $N$ とともに双曲線的に増加し、 $R^{2.67}/C$ に収束する。また、 $\tau_d$ の大きさを表わす無次元パラメーター $R$ の2.67乗で増加する。

体積変化と間ゲキ水圧とは表裏一体の関係にあるもので、本研究における $U_N$ と $N$ との関係を上述の双曲線近似によって検討した結果、 $U_N = \alpha N^m$ の関係にあるため、双曲線近似は良好でなかった。そこで、液状化発生に至るまでの $U_N$ と $N$ とのクリープ的な曲線特性を考慮し、Ishibashi et al.<sup>(7)</sup>の手法を応用して、 $\tau_d$ 一定の規則的繰返し載荷によって生じる $U_N$ を予測する式を考えた。

$N$ 回目の中に生じる残留間ゲキ水圧増分 $\Delta U_N$ を次のように定める(図-12参照)。

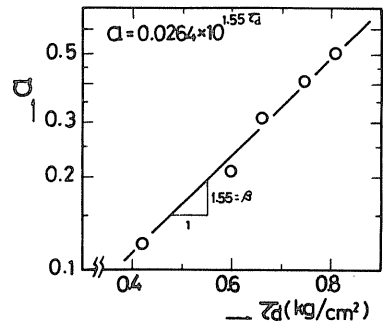
$$\Delta U_N = U_N - U_{N-1} \dots (6) \quad \Delta U_N^* = U_N^* - U_{N-1}^* \dots (7)$$

ここで、 $\Delta U_N^*$ 、 $U_N^*$ 、 $U_{N-1}^*$ は $\Delta U_N$ 、 $U_N$ 、 $U_{N-1}$ を初期有効拘束圧 $\sigma'_c$ で除して正規化したものである。

一般に $\Delta U_N$ は応力履歴関数 $H$ 、載荷数効果 $\bar{N}$ 、および載荷応力強度関数 $I$ との積として考えられ、 $\Delta U_N^* = H \cdot \bar{N} \cdot I \dots (8)$ となる。

第1サイクル目で生じる $U_N$ には応力履歴の影響がないので、生じる $\Delta U_N$ はそのままでよい。ところが、液状化状態においては $\sigma'_c$ 以上の $U_N$ が生じ得ず、 $\Delta U_N = 0$ となるので、応力履歴効果を最大としなければならない。そこで、 $H = 1 - U_{N-1}^* \dots (9)$ とする。

Ishibashi et al.は、 $(N-1)$ 回目の中の有効拘束圧 $\sigma'_{N-1}$ を $I$ に考慮して、 $I = [\tau_d / \sigma'_{N-1}]^\alpha \dots (10)$ と仮定しているが、本研究では、 $U_N$ は式(4)のように増加する



#### (4) まとめ

飽和砂が初期液状化発生または液状化発生に至らないような応力履歴を受けるとその後の再液状化に対する強度は増加するかあるいは変化しない。この要因として、再圧密に伴う間ゲキ比変化および応力履歴による導入された粒子配列構造の変化が考えられる。本研究では後者を示す一つの指標として $K_0$ 値に着目し、繰返し載荷という応力履歴を受けると再圧密時の $K_0$ 値が大きくなり、初期液状化が発生したものは処女供試体の $K_0$ 値の約2倍にもなっていることが判明した。

また、繰返し載荷に伴う液状化発生の予測に必須である間ゲキ永圧発生の予測法を応力履歴を考慮して検討し、ほぼ妥当な予測式が得られた。

なお、本報告では繰返し載荷に引続く再圧密後の強度・変形特性についてほとんどふれることができなかつた。これについては別の機会に報告する予定である。

#### (5) 謝辞

本報告は下倉の修論研究および本学4年目佐々木史朗、松田敏昭両君の卒論研究として続行中である実験の結果の一部をとりまとめたものである。実験の実施およびデータ整理を共に行なつた佐々木、松田両君の助力に対して謝意を表する。

#### (6) 参考文献

- (1) Finn, W.D.L. et al. (1970), Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM6, pp. 1917~1934
- (2) 月岡康一, 石原研而 (1977), 土木学会第32回年次学術講演会概要集, 第3部, pp. 243~244
- (3) 北郷, 土岐, 鎌田, 片岡, 藤森 (1976), 土質工学会道支部技術報告資料第16号 pp. 63~72
- (4) 土岐, 鎌田, 北郷 (1976), 土木学会第31回年次学術講演会概要集, 第3部, pp. 85~86
- (5) 北郷, 土岐, 鎌田, 佐藤, 松垣 (1977), 土質工学会道支部技術報告資料第17号, pp. 13~22
- (6) 鎌田, 土岐, 下倉 (1977), 土木学会第32回年次学術講演会概要集, 第3部, pp. 227~228
- (7) Bishop, A.W. et al. (1953), Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech., Vol. 1, pp. 94~99
- (8) Brooker, E.W. & Ireland, H.O. (1965), Can. Geotech. Jour., Vol. II, No. 1, Feb. pp. 1~15
- (9) Bjerrum, L., et al. (1961), Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol. I, pp. 29~37
- (10) Kirkpatrick, W.M. (1965), Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Vol. I, pp. 273~277
- (11) Ishihara, K. et al. (1977), Proc. 9th Int. Conf. ISMFE, Vol. II, 4/16, pp. 261~264
- (12) Seed, H.B. et al. (1966), Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 105~134
- (13) 行友浩 (1970), 京大防災研究所年報第13号B, (昭45.3), pp. 571~578
- (14) 柴田徹 (1970), 京大防災研究所年報第13号B, (昭45.3), pp. 563~570
- (15) 栗原則夫 (1972), 土木学会論文報告集, 第202号, 6月, pp. 59~71
- (16) Khosla, V.K. (1972), "Behavior of Dry Ottawa Sand Under Cyclic Loading" thesis presented to the Ohio State Univ., at Columbus, Ohio, in 1972, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- (17) Ishibashi, I., et al. (1977), Soils and Foundations, Vol. 17, No. 2, June, pp. 17~22

② 繰返し三軸試験による応力載荷法と乾燥砂の変形特性

北見工業大学 鈴木輝之

1. まえがき

繰返し三軸試験装置は、操作の簡便性、確実性など実用的な要件を備えた装置といえる。しかし本装置には次のような問題点が指摘されている。①、現実の地盤の応力状態、特に地震時のそれを厳密に再現することが困難であること。②、供試体の変形を圧縮側にするか、引張り側にするかなどの応力載荷法によって得られる結果が異なること。これらの問題点のうちについては、対象とする現象によることであり、必ずしも繰返し三軸装置が他に比べて劣る理由にはならないと考えられる。一方、②については、今後本装置の実用化にあたって解決しておくべきことと考えられる。本研究はこの点に着目し、繰返し三軸試験によって得られる結果の特性を明らかにする目的で、乾燥状態の豊浦砂を用いて、5種類の繰返し応力載荷法による実験を行ない、得られた結果を比較検討したものである。その結果、繰返し応力載荷による残留体積変化は、主応力比で整理すれば、圧縮側、引張り側の違い、あるいは応力経路による違いは認められませんが、変形偏散については、違いの認められることなどが分った。

2. 実験内容

用いた試料は気乾状態の豊浦砂 ( $G_s = 2.64$ ) で、密度は、ゆるづめ ( $e_0 = 0.86$ )、中づめ ( $e_0 = 0.79$ )、密づめ ( $e_0 = 0.69$ ) の3種とした。装置は空気圧式の繰返し三軸試験機で、制御された空気圧を電磁弁の開閉によりベロラムシリンダーに出し入れし、近似矩形の繰返し応力を発生させるタイプのものである。またこの応力は、軸方向および側方向に独立して、任意の大きさの圧縮あるいは引張り力として載荷することができるようになっている。これらの装置の詳細は他の文献<sup>1)</sup>で発表している。

5種類の繰返し応力載荷法は次のとおりとした。

- ①、軸圧縮方向のみに載荷 (Z-C試験)
- ②、軸引張り方向のみに載荷 (Z-T試験)
- ③、軸圧縮方向と軸引張り方向に交互に載荷 (Z-C-T試験)
- ④、軸圧縮方向と側圧縮方向に交互に載荷 (ZR-C試験)
- ⑤、軸圧縮・引張り方向と側圧縮・引張り方向に位相を  $180^\circ$  ずらして同時に載荷 (ZR-C-T試験)

各々の応力状態を示すモール円と載荷波形、および試験の記号を図1にまとめてある。これらの試験のうち、①、②は任意面上でのせん断応力は

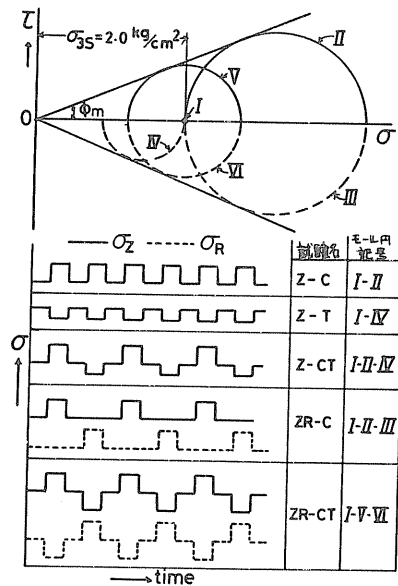


図1. 繰返し応力の載荷方法



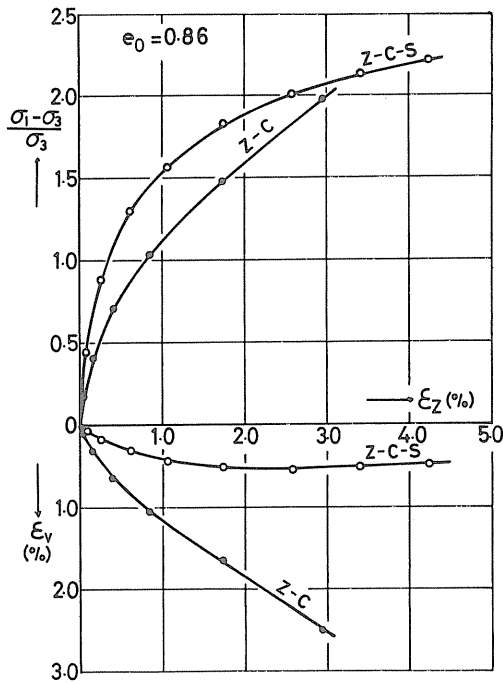


図2(a).軸圧縮試験の応力-ヒズミ関係

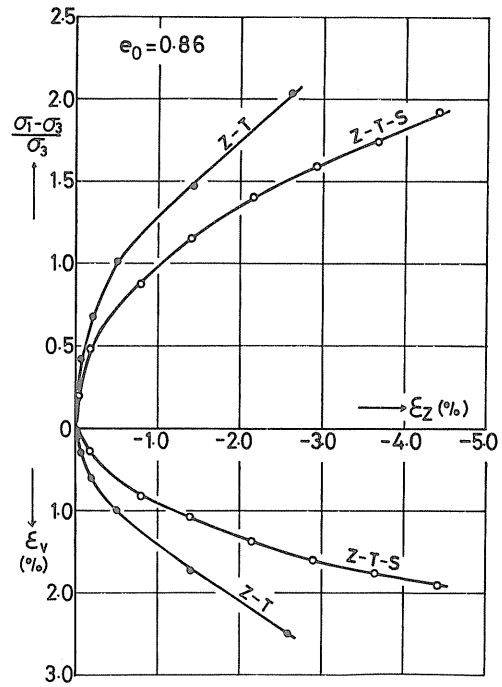


図2(b).軸引張り試験の応力-ヒズミ関係

交替しない（以後片振り試験と呼ぶ），-1～-4は交替する（以後両振り試験と  
いう）。また全実験を通して，繰返し応力が加わっていない，いわゆる静態時では  
2.0 kg/cm<sup>2</sup>の等方応力状態になるようにした。つぎに繰返し応力の大きさは，図1  
の發揮される内部マサツ角中 $m$ の大ききで規定し，特に両振り試験では，圧縮側と  
引張り側とで $m$ が同じになるようにした。 $m$ の増加方法は，100サイクル載荷  
後に5°おきに段階的に増加していく，いわゆる stage test の方法をとった。

### 3. 片振り試験の場合について

図2(a)(b)はゆるぎめの場合について，軸方向のヒズミ $\epsilon_z$ に対する，応力と体積変  
化 $\epsilon_v$ の関係を示したものである。図中末尾にSの記号のついたものは，別途行な  
ったヒズミ制御による静的試験の結果を比較のために示したものである。また符号  
は， $\epsilon_z$ は圧縮側を， $\epsilon_v$ は減少側を正としている（以後同様）。これらの図によ  
れば， $\epsilon_z$ のみを基準に考へる場合には，静的試験と繰返し試験の関連性はもちろ  
んとして，同じ静的試験あるいは繰返し試験においても，軸圧縮試験と軸引張り試  
験の関連性を見出すことはできない。軸圧縮試験と軸引張り試験における $\epsilon_z$ は，繰  
返し応力が加わる方向のヒズミという点では共通するが，前者では最大主応力方向  
の，後者では最小主応力方向のヒズミというように基本的に異なる点がある。しか  
がって図2の2つの図を直接比較することは本来出来ないことかも知れない。しか  
しこの点を考慮して，たとえば両者を最大主応力方向のヒズミを基準として比較し  
たとしても曲線のどれかが一致することのないことが間接的に知られる。いずれに  
しても図2で見る限りにおいては，片振り試験では，ある一つの主応力方向のヒズ  
ミと体積ヒズミとの一般性をもった関係を見出すことは出来ないようである。

図3(a)(b)は図2(a)(b)を書き換えて、 $\varepsilon_v$ と応力比 $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3}$ の関係を示したものである。これらの図によれば、静的試験(図中実線で示す)での $\varepsilon_v$ は、軸圧縮試験より軸引張り試験の方が大きくなることが分る。これに対して、破線で代表して示されている繰返し試験の場合にしてみると、 $\varepsilon_v$ が静的試験のそれに比べて大きくなるのは自然のように思われるが、静的試験の場合と異なり、応力比と $\varepsilon_v$ の関係がZ-C試験とZ-T試験とで全く同じになる点に注目される。

以上のような図2および図3の結果から $\varepsilon_v$ に関して次のようなことがいえようである。

1),  $\varepsilon_v$ が連続的に変化していく静的試験と載荷回数を応じて $\varepsilon_v$ が蓄積していく繰返し試験とでは、 $\varepsilon_v$ の現われ方が異なり、さらに両者の $\varepsilon_v$ の間には一定の関係は無さそうである。

2), Z-C試験とZ-T試験における $\varepsilon_v$ は、いわゆる動態時の応力比に対してプロットすると一致する。

2)の結果は換言すれば、繰返し三軸試験の応力と体積変化の関係において、応力として動態時の応力比を選ぶならば、軸圧縮と軸引張りの違いは現われないうことになる。石原<sup>2)</sup>は、繰返し三軸試験機で軸方向に圧縮と引張りの繰返し応力を載荷する手法を用いた砂の液状化実験において、同じ大きさの繰返し応力を載荷するにしても、それを圧縮側でかける場合と引張り側でかける場合とでは、後者の方が液状化が完全しやすいことを指摘している。これは2)の結果から考えると、応力として軸差応力を用いているためと思われる。

すなわち、軸圧縮側と軸引張り側に同じ大きさの軸差応力を加えたとする、応力比は軸引張り側に大きくなり、液状化は軸引張り

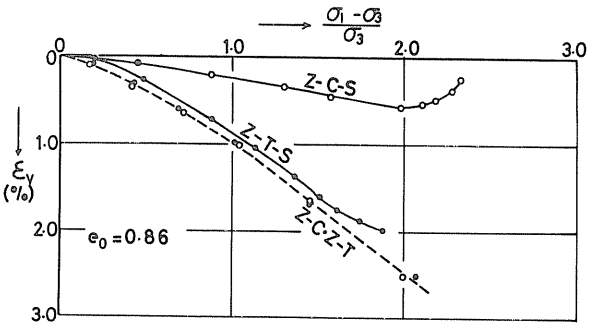


図3(a), 主応力比と体積比との関係(ゆるめ)

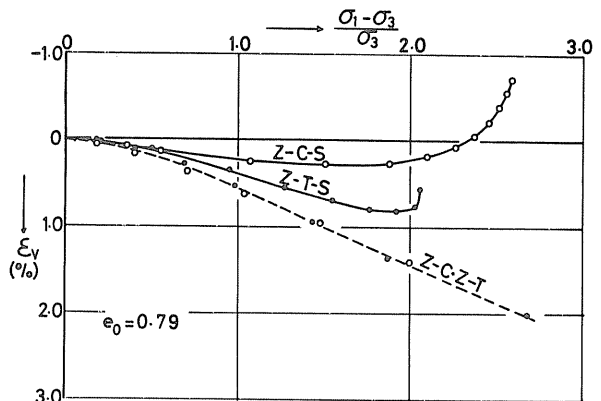


図3(b), 主応力比と体積比との関係(やがめ)

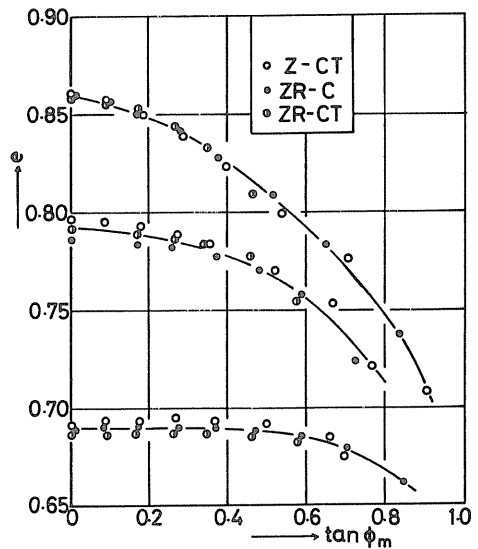


図4,  $\tan \phi_m$ と間げき比

側で発生しやすくなる。

#### 4, 両振り試験の場合について

##### 4-1, 応力と間ゲキ比変化

図4は3つの両振り試験の場合について、所定の応力を100回載荷後の間ゲキ比 $e$ と応力( $\tan \phi_m$ )の関係を示したものである。この図によれば $e$ と $\tan \phi_m$ の関係は、3つの載荷法の違いの影響を受けないことが分る。図1のモデル円で示されるように、これらの3つの載荷法においては、軸圧縮側と軸引張り側とで、 $\phi_m$ の値は同じであっても、それに至る応力径路は異なっている。これらのことから、繰返し応力による砂の間ゲキ比変化(体積変化)は、動態時に発揮される内部マツ角(あるいは主応力比)の最大値によって決まり、そこに至る応力径路の影響は受けないということが言える。また、この結果は前述の片振り試験の場合と同じということにもなる。これらの結果は一つの典型的な両振りと片振り試験によって得られたものであり、一般的な結論を得るためには、静的せん断応力が加わっている場合の片振り試験、さらに、圧縮側と引張り側で $\phi_m$ の異なるような両振り試験などに對する検討が必要である。今後の課題とした。

##### 4-2, 体積変化と軸ヒズミの関係

これまででは所定の応力を100回載荷後の変形と応力の関係について述べてきたが、ここで、ゆるぎめのZR-C-T試験を例にとり、各応力段階毎に、繰返し回数 $n$ と残留軸ヒズミ $\epsilon_{zp}$ および体積ヒズミ $\epsilon_{vp}$ の関係を示したのが図5(a)(b)である。この図によれば、 $\epsilon_{vp}$ については、最初の10回載荷あたりでの変化が著しいこと、またこのあたりでは $n$ と $\epsilon_{vp}$ が直線関係にあることが確認される<sup>3)</sup>など、これまで一般に認められている傾向と大きく変わるところはない。一先 $\epsilon_{zp}$ についてみると、繰返し応力がある程度以上の大きさの場合は、第1回目の載荷の残留ヒズミが伸長側に発生し、その後の引続く載荷で圧縮が生じて

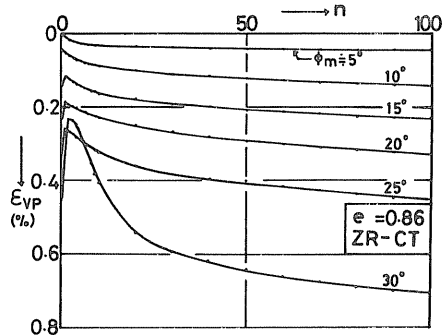


図5(a), 繰返し回数と残留軸ヒズミ

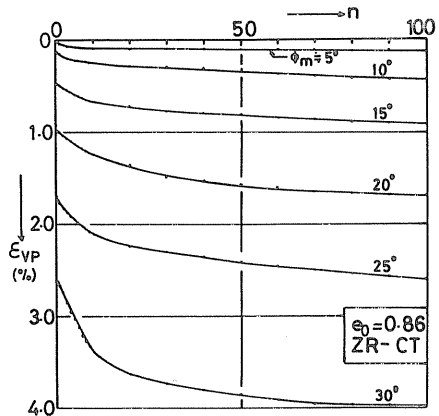


図5(b), 繰返し回数と残留体積ヒズミ

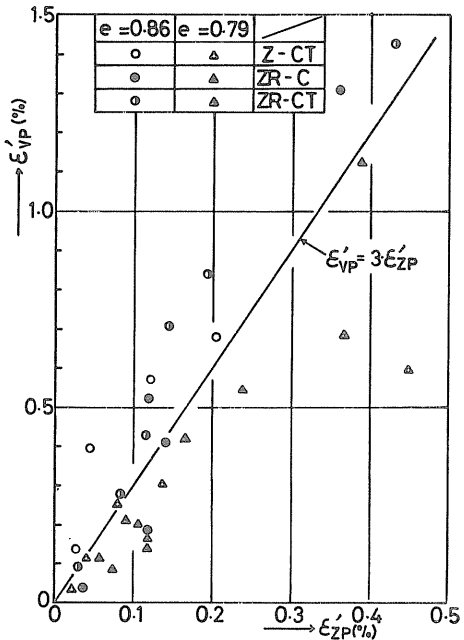


図6, 残留軸ヒズミと体積ヒズミ(両振り試験)

いくという傾向を示している。この傾向は他の両振り試験においても同様に見受けられ、試験装置の特性によるものと考えられる。すなわち、第一サイクル目の載荷は、 $\epsilon_{zp}$ 載荷となり、その場合の変形は静的試験と同じようになるものと考えられ、図5に示されるように、軸圧縮側と軸引張り側で変形が異なるために、このような傾向が現われたと思われる。

前述のように、片振り試験においては、軸方向ヒズミと体積変化の関係を見出すことは出来なかったが、土岐らによれば、本実験におけるZ-R-C-T試験と類似の載荷法による実験の結果、軸方向ヒズミは等方的な体積ヒズミの軸方向成分であるとの結果を得ている。これに対し本実験の結果では、図5(A)(B)の比較が分かるように、そのようにはなっていない。これは前述の第一サイクル目の載荷における $\epsilon_{zp}$ の現われ方に関係していると考えられる。土岐らの実験では装置の性能上、最初の数十回の載荷の間に徐々に所定の大きさの繰返し応力にもってくるのに対し、本実験では最初から所定の大きさの応力を載荷していくことの違いが現われたものと考えられる。

以上のように本実験では、繰返し応力の大きさに応じて累積していく軸ヒズミと体積ヒズミの関係は見出し得ないので、各応力段階毎に、2回目載荷以後に生じる軸ヒズミ $\epsilon_{zp}$ と体積ヒズミ $\epsilon_{vp}$ の関係をとって見たのが図6である。この図によれば、等方的な体積変化を表わす直線を中心として、ゆるづめと中づめで点片寄っている傾向があり、さらにバラツキも大きい。全体としては等方的な体積変化の傾向は見られるようである。

5. 応力載荷法と変形係数について。

ここでは軸方向の繰返し応力をそれぞれに対応する軸ヒズミで割った値を変形係数 $E$ (ただし、両振り試験では圧縮側でとる)と定義し、その $E$ が繰返し応力の載荷法によってどのように異なるかについて述べる。図7(A)(B)(C)

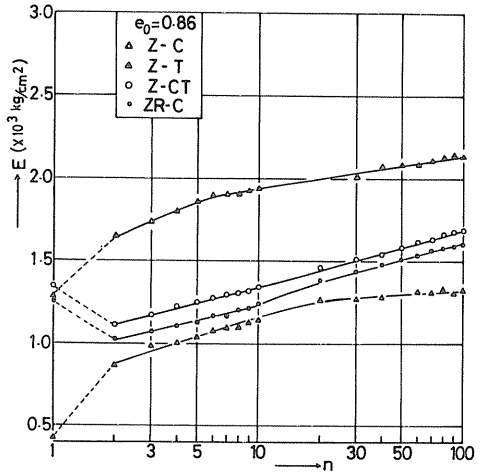


図7(A). 繰返し回数と変形係数(ゆるづめ)

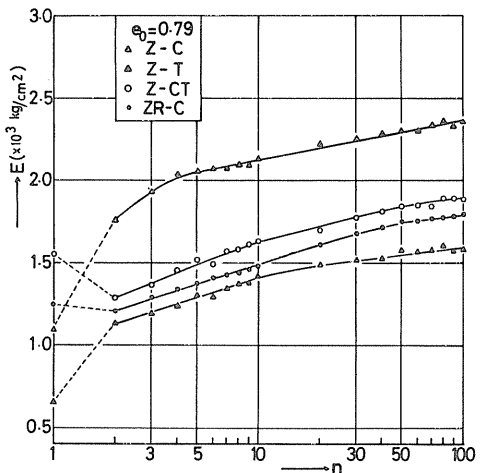


図7(B). 繰返し回数と変形係数(中づめ)

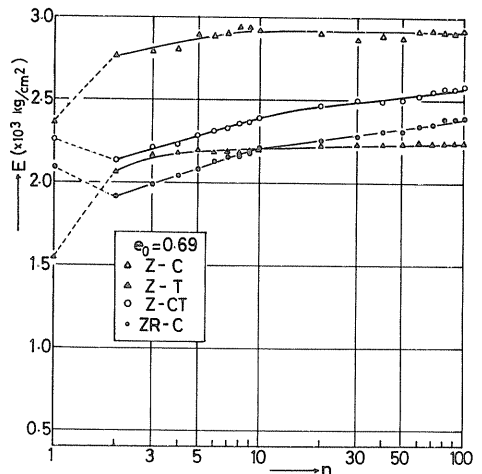


図7(C). 繰返し回数と変形係数(硬づめ)

は、各々ゆるづめ、中づめ、密づめの場合について、 $\phi_m \approx 20^\circ$  での  $E$  と繰返し回数  $n$  の関係を示したものである。これらの図によれば、各密度の場合に共通して、次のような傾向が見られる。

- 1),  $E$  は  $n$  とともに増加し、その傾向は  $n=10$  回あたりまでに著しい。
- 2),  $n=1$  のときの  $E$  は  $n=2$  以後の  $E$  とはかけ離れた値をとり、 $n=1$  から 2 への  $E$  の変化は、片振り試験では増加、両振り試験では逆に減少の傾向がある。
- 3), 載荷方法による  $E$  の違いを見ると、 $\Sigma-C$  試験での  $E$  は他に比べてかなり大きく現われ、その他の載荷法における  $E$  はほぼ似たような値となるが、一応、 $\Sigma-C$  試験、 $\Sigma-R-C$  試験、 $\Sigma-T$  試験の順に小さくなっていくようである。

これらの内容のうち 1) についてはすでに確認されていることである。2) については、図 5(4) における  $\Sigma_{EP}$  の特性と同様に、 $n=1$  回目の肋骨載荷における変形特性と  $n=2$  回目以後の再載荷におけるそれとの違いによるものと思われる。また 3) の内容については、 $\Sigma-C$  試験と  $\Sigma-T$  試験での  $E$  の相対的な関係については、動態時における平均主応力が前者の方が大きいことから理解されるかも知れない。しかし 2 つの両振り試験の  $E$  を比べるときの平均主応力の状態は、 $\Sigma-C$  試験のそれと同じであるにもかかわらず、 $E$  の値はむしろ  $\Sigma-T$  試験の  $E$  に近いものとなっている。これらのことから、変形係数については、体積変化の場合と異なり、繰返し応力の応力径路の影響を強く受けていることが予想される。

#### 6. まとめ

以上述べてきたことの主な内容をまとめてみると次のようになる。

1), 繰返し試験と一般の静的試験とでは、現われる変形特性が大きく異なり、両者の間に一般的関係を見出すことは困難なようである。

2), 軸方向片振り試験の体積変化は、動態時の主応力比あるいは  $\phi_m$  が等しくれば、軸圧縮と軸引張りで同じになる。

3), 軸圧縮側と軸引張り側で  $\phi_m$  が等しくなる両振り試験の体積変化は、動態時の主応力比あるいは  $\phi_m$  の最大値によって決まり、繰返し応力の応力径路とは無関係のようである。

4), 変形係数の値は、体積変化の場合と異なり、繰返し応力の載荷方法(応力径路)によって違いが出てくる。

最後に本報告における実験を行なってくれた元本学学生、薮井英雄君、庄内睦君、辰己和司君に感謝の意を表わす。

#### 7. 参考文献

- 1), 鈴木輝之: 技術報告資料第 17 号 1977. 2
- 2), 石原研而, 安田進: 土と基礎 Vol 23, No 6 1975. 6
- 3), 鈴木輝之: 第 32 回土木学会年講Ⅱ部, 1977. 10
- 4), 土岐祥介, 北郷繁: 土質工学会論文報告集, Vol 13 No 3, 1973. 9

## ②③ 混合土の非排水せん断特性について

北大工学部(正) 北郷 繁  
〃 〃 (正)〇三浦 清一  
〃 〃 (学) 嵯峨 広勝  
(株) 岡組 坂田 和幸

### (1) まえがき

実際の土は、各種の粒径をもった土粒子から構成されているのがほとんどである。このような粘土と砂あるいはレキを含んだ状態(以下、混合土と称する)にある地盤や土木材料についての土質工学的性質は、かなり複雑であるが、単純に粘土のみあるいは砂のみのせん断特性で代表させて取扱うのは合理的ではない。おそらく、混合土は圧密条件やせん断条件を限定しても、粘土含有率および砂分の粒径、粒子形状および粒度等によりかなり異なったせん断挙動を示すであろう。

筆者らは、このような粘土・砂混合土の非排水せん断特性がその混合率によりいかに変化するかを調べ、粘土がその性質を支配する範囲・砂が支配的になる範囲をすまに明らかにしている。<sup>1)2)3)</sup> この種の研究として、混合土中の砂分に粒径 $2^{\text{mm}}$ 以上(レキ)を用いた Holtz ら<sup>4)</sup>、川上ら<sup>5)</sup>、山野<sup>6)</sup>、また砂の粒径のものを混合した倉田ら<sup>7)</sup>の研究がある。彼らの研究においては、締固めて作製した混合土を用いているため、供試体に与えられている応力履歴が不明であり、また飽和度が低いので、正規圧密の粘土との直接比較および有効応力解析を適用するには問題があると考えられる。

本研究の目的は、正規圧密状態における飽和混合土の非排水せん断特性におよぼす混合土中の砂分粒径および応力径路の影響を明らかにすることである。そこで、砂分として粒子形状および粒子表面状態が等しく、粒径の異なるガラスビーズを用いている。ここで、レキのように粒径の大きい場合の供試体作製法として、予圧成形法を適用することにより粘土の供試体準備法にかなり近づけている。これらの混合土について、等方圧密非排水三軸圧縮・伸張試験を実施した。なお、本研究の一部は第11回土質工学研究発表会<sup>8)</sup>および第32回土木学会年次講演会<sup>9)</sup>を発表している。

### (2) 実験試料および方法

実験に用いた試料は、粘土分として市販の蛙目粘土(LL=65%, PI=35%), 砂分として均等係数が約1.3で粒径の異なる4種類のガラスビーズ(GBと略称)である。これらの粒径加積曲線を図-1に示す。ここで、粒径 $2^{\text{mm}}$ 以上のガラスビーズについても一括して砂分と称することにする。これらの粘土と砂分を所定の乾燥重量比(R)で混合し、蒸留水を加えて1か月以上養生する。粘土含有率Rが30%で、砂分としてGB-IVを含む混合土は、R30-IVのように略記する。供試体の作製法は、GB-I, II, IIIについては予備圧密法<sup>10)</sup>を適用しているが、粒径の大きいGB-IV, Vを含んだ混合土では供試体を作製する際、ワイヤーソーによるトリミングが困難なため以下に述べる予圧成形法によった。この方法は、図-2に示してあるが、R30-V供試体

作製を例にして説明する。

三軸セル下盤上に2つ割  
 モールドをセットし、モ  
 ルド内に真空圧により  
 メンブレンを密着させ、  
 ドレーンペーパーをその  
 内側に装着する。粘土と  
 GB-Vが分離しない程度  
 のできるだけ高い含水比  
 で養生しておいた試料を

予圧密完了後の供試体の高さがほぼ120mm  
 になるようにあらかじめ計算された量を入れる。  
 キャップを設置し、軸方向圧力1.6 kg/cm<sup>2</sup>を載荷  
 し、1~2日圧密する。その後、水中にてキャ  
 ップを通常のそれと交換し、供試体としてそ  
 のまま供用する。この方法で作製した試料と  
 ビート法<sup>10)</sup>のそれとの含水比等の相違を、各  
 GBの平均粒径D<sub>50</sub>に対して示したのが図-  
 3である。R30以外の混合土についても同様  
 に、ビート法による場合得られるw<sub>f</sub>はすべて  
 予圧成形法に比べ小さい値を示しており、セ  
 ン断挙動におよぼす影響は著しい<sup>10)</sup>。

すべての試験は、等方圧密圧力2,3,4,5 kg/cm<sup>2</sup>  
 の4段階とし、過剰間ゲキ水圧の95%以上の  
 消散をもって圧密完了とした。この圧密完了  
 後セン断試験開始までの時間は、24時間であ  
 る。非排水セン断試験は、側圧σ<sub>r</sub>を一定にし、  
 軸圧σ<sub>a</sub>を増加または減少させて行った。ヒ  
 ズミ速度は、供試体初期高さの0.05%/minとし  
 た。以上すべての試験について、圧密開始前  
 に1.0 kg/cm<sup>2</sup>のバックプレッシャーを与え、供  
 試体下端で間ゲキ水圧を測定した。

[3] 実験結果および考察

3-1 応力-ヒズミ挙動

圧縮側における各混合土の応力-ヒズミ挙  
 動は、Rの相違によって大まかに3つの型に分けることができることをすでに報告  
 している<sup>11)</sup>。伸張側についても圧縮側と同様の傾向を示しているが、R<60では圧縮  
 側のそれとはかなり様相を異にしている。このことをR30混合土で代表的に説明す  
 る。図-4は、σ<sub>c</sub>=3.0 kg/cm<sup>2</sup>の|σ<sub>a</sub>-σ<sub>r</sub>|と軸ヒズミε<sub>a</sub>の関係を示したものである。伸張

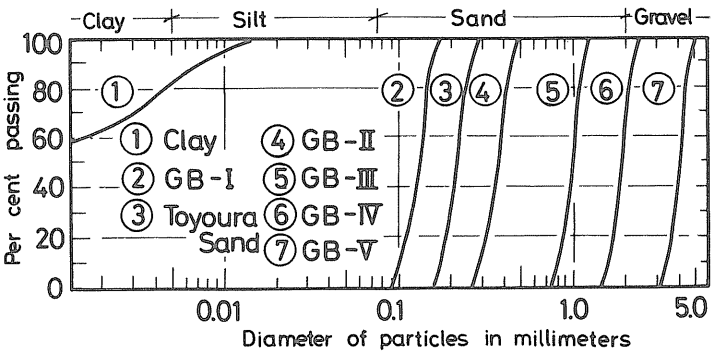


図-1 粒径加積曲線

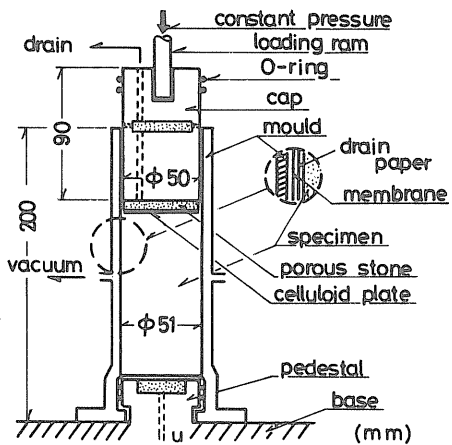


図-2 予圧成形法

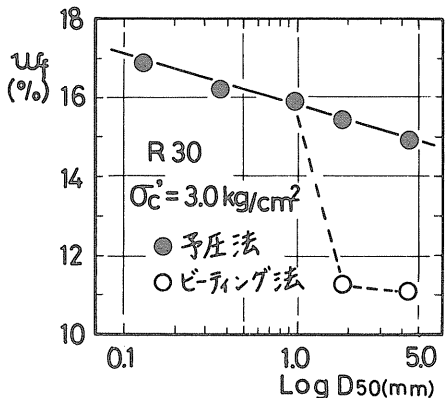


図-3 R30におけるw<sub>f</sub>とlog D<sub>50</sub>の関係

側の  $|\sigma_a - \sigma_r|_{max}$  が圧縮側のそれに比べ、かなり小さい値を示している。これは、 $R > 60$  の各混合土において両者がほぼ一致していることとは全く異なっている。また圧縮・伸張両側で、 $|\sigma_a - \sigma_r|_{max}$  を与える  $\epsilon_a$  は極端に小さく、この傾向は混合土中の砂分粒径が大であるほど顕著である。

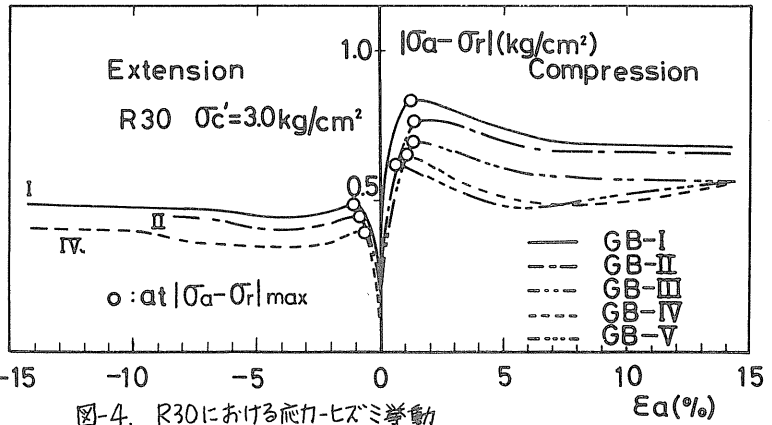


図-4. R30における応力-ひずみ挙動

この傾向は混合土中の砂分粒径が大であるほど顕著である。このように特異な挙動はR30混合土についてのみ認められるが、以前圧縮側について報告したセン断抵抗の動員機構の説明を伸張側についても適用できる。一方、これらの実験結果は、川上らの締固め土や筆者らのビート法による供試体の結果<sup>11)</sup>と比較してみると全く違っている。これは、Rが同一であっても、締固め土と正規圧密混合土では全く異なった構造状態にあることを示すものであろう。

以上のことから、正規圧密状態にあるR30混合土は、圧密時に形成された構造骨格が非常に不安定な状態にあり、Bjerrumら<sup>12)</sup>、半沢ら<sup>13)</sup>が実験的に明らかにした非常にゆるい飽和砂の非排水セン断挙動と類似していることが認められる。

### 3-2 ダイレイタンシー特性について

圧縮側における各混合土の非排水セン断中発生する間ゲキ水圧の挙動についてはすでに報告している<sup>11) 11)</sup>ので、ここでは圧縮と伸張試験の比較を中心に説明する。Skemptonの間ゲキ水圧係数Aを、圧縮・伸張両試験に対しそれぞれ次のように定義する。

$$\text{(圧縮試験)} \quad A = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_a} \quad \dots (1)$$

$$\text{(伸張試験)} \quad A = 1 - \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_a} \quad \dots (2) \quad A_f$$

Rと $|\sigma_a - \sigma_r|_{max}$ 時の間ゲキ水圧係数 $A_f$ の関係を混合土中のガラスビーズがGB-Iの場合について示したのが図-5である。すべてのRで $A_f$ は圧縮側よりも伸張側で大きな値を示しているが、 $R100 \sim 80$ ではその差はごく小さく、 $R < 80$ ではRの低下につれて、その差は増加していく傾向にある。この傾向は他のGBについても同様である。このような現象は、Rの減少につれて砂的な特性が卓越してくる結果によるものである。

次に $A_f$ におよぼす混合土中の砂分粒径の影

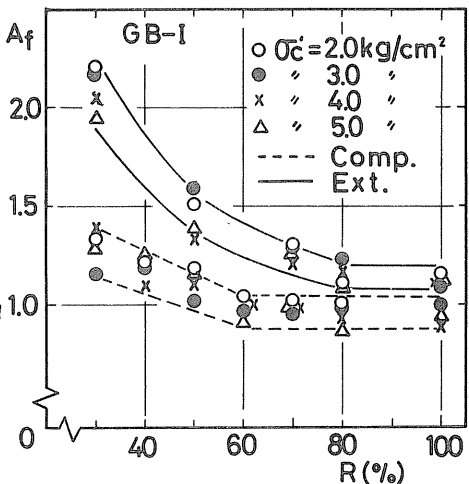


図-5.  $A_f$ とRの関係



響をR30を例に図-6に示す。圧縮・伸張両側で $A_f$ が $\log D_{50}$ に対してほぼ直線的に増加しているようである。しかし、図-5でも認められるように、Rの減少につれ $A_f$ のバラツキは大きく、特に伸張試験の場合顕著である。従って、 $A_f$ におよぼす粒径の影響があらわれるRを決めるのはむづかしいが、圧縮試験のデータを考慮すると $R < 60$ と考えられる。

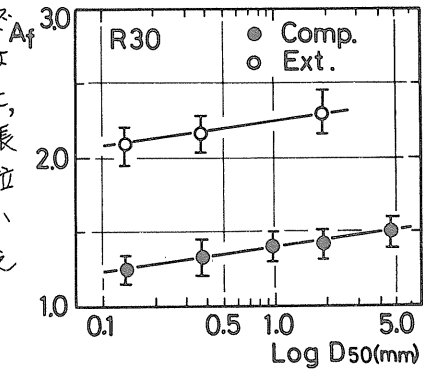


図-6.  $A_f$ と $\log D_{50}$ の関係

圧縮試験と伸張試験においては、セン断中の平均主応力の変化が異なるので、発生間ゲキ木圧量を直接比較するのは妥当でない。ここでは、純粋にセン断によって発生する間ゲキ木圧 $\Delta U_s$ を、セン断中発生する間ゲキ木圧 $\Delta U$ と平均主応力の変化分 $\Delta \sigma_{oct}$ の差として定義する。

$$\Delta U_s = (\Delta U - \Delta \sigma_{oct}) = \left[ \Delta U - \frac{1}{3}(\Delta \sigma_a + 2\Delta \sigma_r) \right] \dots (3)$$

式(3)の仮定についての議論はすでに述べているが、いまAに対応する係数として、式(4)の $\alpha'$ を用い、各混合土の応力経路の影響を調べる。

$$\alpha' = \frac{\Delta U_s}{\Delta \tau_{oct}} = \frac{\Delta U_s}{\frac{\sqrt{2}}{3} |\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r|} \dots (4)$$

GB-Iについて、 $\alpha'$  (破壊時の $\alpha'$ )とRの関係を図-7に示す。図中の○印は、各圧密段階で得られた値の平均値を示している。R>80では、圧縮側の $\alpha'$ が伸張側のそれよりもわずかに大きく、それぞれR100の値にほぼ等しい。R70~50では、バラツキはあるものの、圧縮と伸張両側でほぼ等しく、Rの減少とともに増加傾向にある。しかし、R30では伸張側の $\alpha'$ が圧縮側のそれよりもかなり大きな値を示している。

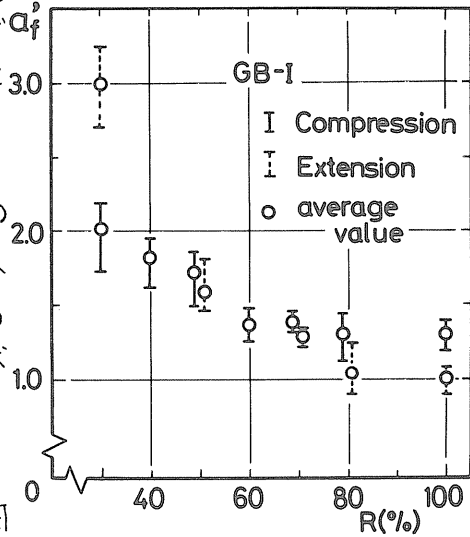


図-7.  $\alpha'$ とRの関係

次にR100とR30-IVのダイレイタンス特性を比較したのが図-8である。セン断中の $\Delta U_s$ および $\Delta \tau_{oct}$ を圧密完了時の有効平均主応力 $(\sigma_{oct})_c = \sigma_c$ で正規化して示してある。圧縮側においては、セン断初期において負の $\Delta U_s$ が生じているが、これは粒子骨格を弾性的であるとした式(3)の仮定が満足されていないことによるものであ

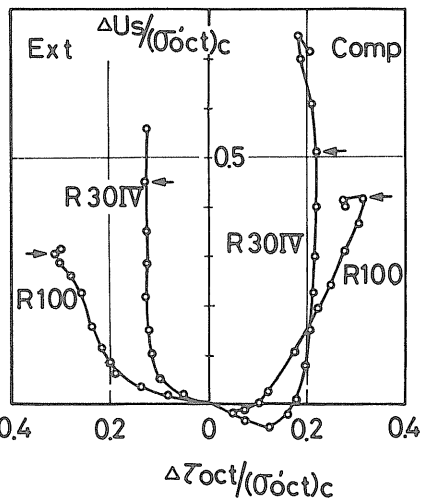


図-8.  $\frac{\Delta U_s}{(\sigma_{oct})_c}$ と $\frac{\Delta \tau_{oct}}{(\sigma_{oct})_c}$ の関係

る。また、R100とR30-IVのダイレイタンシー特性は全く異なり、同一のせん断応力増分に対する $\Delta u_s$ は、圧縮・伸張両側でR30-IVの方がR100のそれよりも大きい。以上のことから、圧縮試験と伸張試験におけるダイレイタンシー特性の顕著な相違は、砂的特性が完全に卓越する $R < 30$ で生じるといえよう。

### 3-3 強度特性

圧縮側において、有効せん断抵抗角 $\phi_c$ を $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ 時で定義するか、 $(\sigma_r)_{max}$ 時で定義するかによって異なった値となり、この差はRの低下につれて大きくなることを以前報告<sup>8)11)</sup>している。伸張試験の場合も、ほとんど同様の傾向にあるので、ここでは、 $10a - \sigma_{r,max}$ 時の $\phi_c$ について説明する。

圧縮側の有効せん断抵抗角 $\phi_c$ は、 $R > 60$ でR100の $\phi_c$ とほぼ同じ値を示すが、 $R < 60$ ではRの減少に伴って低下する傾向を示している。また、混合土中の砂分粒径がGB-I,IIのような砂の粒径の場合、この傾向は粒径の影響を受けないことも確認されている。

伸張側の有効せん断抵抗角 $\phi_c'$ とRの関係を図-9に示してある。GB-I,II混合土の場合、圧縮側と同様 $R > 60$ ではR100の $\phi_c'$ とほぼ等しい値を示し、 $R < 60$ でRの減少に伴って低下する傾向を示している。一方、GB-IVのようなレキの径に近い場合は、R80ですでに低下傾向を示し、各RについてGB-I,IIの値よりも小さくなっている。従って、Rが同一であっても混合土中の砂分がレキの粒径か砂のそれなのかによって、 $\phi_c'$ は異なる値となることを考慮する必要がある。

次に、 $\phi_c'$ と $\phi_c$ の関係をGB-I,IIの混合土について示したのが図-10である。各Rにおいて、 $\phi_c' > \phi_c$ の関係にあるが、R100~60では、その差は $6^\circ \sim 10^\circ$ 、R30では $0^\circ \sim 2^\circ$ であり、 $R < 60$ においてはRの低下につれて $\phi_c' = \phi_c$ に近づく傾向を示している。

粘性土において、 $\phi_c'$ と $\phi_c$ が大きく異なるとする報告は多いが、<sup>16)18)19)</sup>例えば、Parryは、破壊時の有効平均主応力が圧縮と伸張試験で等しいと仮定し、理論的に $\phi_c'$ から $\phi_c$ を予測する関係式を得ている。彼の予測式を図中に示してあるが、本研究で得られたデータはほとんど予測式より上方にある。これは、彼が予測式を誘導する際に用いた仮定が満足されていないことによるものである。

$\phi_c$ は、等方圧密条件の場合、圧縮・伸張試験によらず、前述のように定義した $A_f$ を

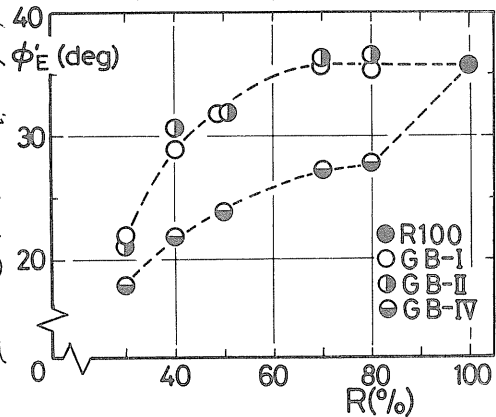


図-9.  $\phi_c'$  と R の関係

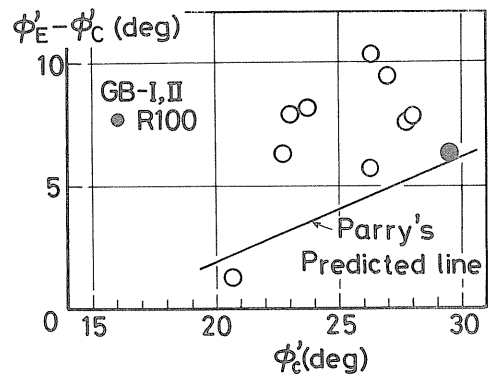


図-10.  $(\phi_c' - \phi_c)$  と  $\phi_c$  の関係

用いて、非排水せん断強度  $S_u = 1.0 \sigma_a - \sigma_1 / 2$  と圧密圧力  $P (= \sigma_c)$  との比  $(Su/P)$  と次式の関係にある。

$$\sin \phi' = \frac{(Su/P)}{1 - (2A_f - 1) \cdot (Su/P)} \quad \text{--- (5)}$$

図-11に、 $A_f$ をパラメータにして、式(5)の関係を示してある。 $(Su/P)$ が圧縮・伸張で同一の値が得られても、 $A_f$ の値によって  $\phi'$  は大きく異なる値をとることがわかる。例えば、圧縮・伸張両試験で同一の  $(Su/P) = 0.3$  が得られ、圧縮、伸張それぞれの  $A_f$  が 1.0, 1.2 であったとすれば、 $(\phi_c - \phi_e) \approx 6^\circ$  となる。後述するように、 $R > 60$  は、圧縮と伸張試験で得られる  $(Su/P)$  値はほぼ等しいが、 $\phi_e > \phi_c$  を示しているのは、圧縮と伸張の  $A_f$  の相違によるものである。しかし、前述したように  $A_f$  のバラツキを考慮すると、 $A_f$  を介して算定される  $\phi'$  にはこのバラツキによる誤差が含まれているといえよう。

圧縮・伸張両試験における  $S_u$  と  $P$  の関係は、各  $R$  についてほぼ原点を通る直線で表わすことができる。ここで、圧縮・伸張両試験における  $(Su/P)$  をそれぞれ、 $(Su/P)_c$ 、 $(Su/P)_e$  と示す。 $(Su/P)_c$  におよぼす  $R$ 、砂分粒径の影響についてはすでに報告している<sup>8)11)</sup> ので、ここでは  $(Su/P)_e$  のそれについて説明する。図-12は、GB-I, II, IVの混合土について、 $(Su/P)_e$  と  $R$  の関係を示したものである。GB-I, IIでは、 $R > 70$  ではほぼ  $R100$  の  $(Su/P)_e$  に等しいとみなすことができるが、GB-IVでは明瞭な低下を示している。前述したように、混合土中の砂分がレキの粒径の場合、砂の粒径を含んだ混合土とは顕著な差があると認められよう。また、圧縮側でもみられたように、 $R30$  の  $(Su/P)_e$  値は、 $R100$  のそれと比べかなり小さな値(約50%)を示している。

$(Su/P)_e$  値におよぼす砂分粒径の影響を示すために、平均粒径  $D_{50}$  に対して  $(Su/P)_e$  をプロットしたのが図-13である。粒径が大きくなるにつれ  $(Su/P)_e$  値は低下しているとみることができるが、圧縮側の傾向を考慮するとGB-I, IIの比較では明瞭な差はないといえる。従って、混合土の非排水せん断強度を算定する場合には、混合土中の砂分の粒径が、レキの粒径であるか砂のそれであることを明確にしておく必要がある。

次に各混合土の  $(Su/P)_c$  と  $(Su/P)_e$  値の比較を示す。図-14は、他の研究者が砂あるいは粘土について報告しているデータを含めて、本研究で得られた値を一括してあ

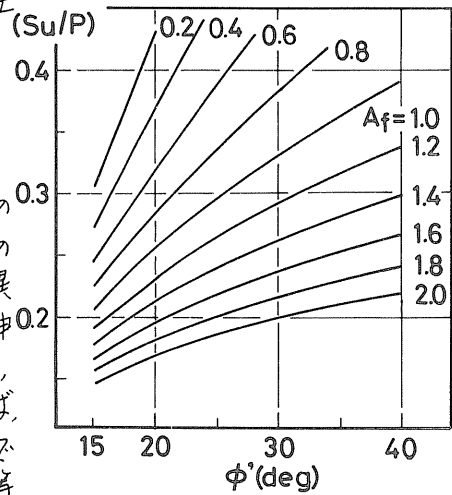


図-11.  $(Su/P) \sim \phi' \sim A_f$  関係

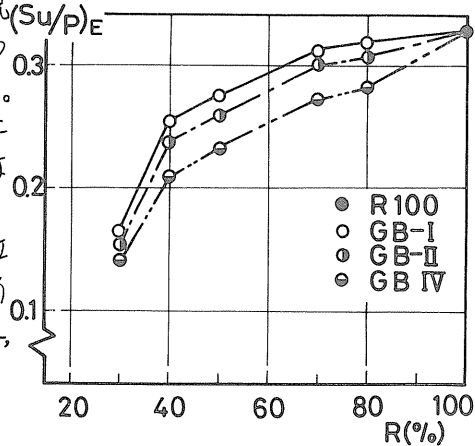


図-12.  $(Su/P)_e$  と  $R$  の関係

げている。粘性土の場合、等方圧密 $(Su/p)_E$ 条件では、 $(Su/p)_c$ と $(Su/p)_E$ はほぼ等しい値を示す。一方、 $K_0$ 圧密条件においては、圧密中に生じた粘土粒子の配列構造の異方性と主応力面の回転による影響のため、 $(Su/p)_c > (Su/p)_E$ となるのが普通であり、 $(Su/p)_c / (Su/p)_E$ は、図-14によれば、1.5~3.0の範囲にあると思われる。また、砂についての報告は少ないが、龍岡<sup>20)</sup>のゆるい砂についての実験によれば、等方圧密条件にもかわらず、この比は1.85である。本実験の各混合土のうち、砂分粒径の大きさによらず、 $R > 60$ でほぼこの比は1であるが、 $R$ の減少につれてこの比は増加して、 $R30$ 混合土では約1.7を示している。本実験は、すべて等方圧密条件であるが、 $R < 60$ で $(Su/p)_c$ と $(Su/p)_E$ の比が1を越えるのは、砂的性質の卓越による初期異方性の影響によるものと考えられる。

次に、 $(Su/p)_c / (Su/p)_E$ と各混合土の物理的性質のうち塑性指数 $PI$ との関連性について検討する。アッターベルグ限界試験の最大粒径に関する制限( $< 0.425mm$ )上、ここでは、GB-I, IIの混合土について液性限界(LL)、塑性限界(PL)を調べた。これらの結果を代表的にGB-I混合土について図-15に示してある。LLは、 $R30$ まではほぼ直線的に低下しているが、 $PI$ は $R < 50$ では直線的関係を満足していない。この傾向は、GB-IIについても同様である。

これらの $PI$ と $(Su/p)_c / (Su/p)_E$ 値の関係を、GB-I, II混合土およびゆるい砂で得られている実験結果<sup>20)21)</sup>を示したのが図-16である。 $PI$ が、約25%程度まではほぼ $(Su/p)_c / (Su/p)_E$ は1であるが、 $PI$ のさらなる減少、つまり低塑性領域になるほど、この比は増加するといえる。Ladd<sup>17)</sup>は、各種の $K_0$ 圧密した粘性土について圧縮・伸張試験を行ない、本実験結果と同様の傾向にあることを示している。このように、圧縮と伸張試験における $(Su/p)$ 値の相違は、試料の塑性に関連していることが認められよう。

$R30$ 混合土は、非常に不安定な構造骨格が卓越していることを、その応力-ひず

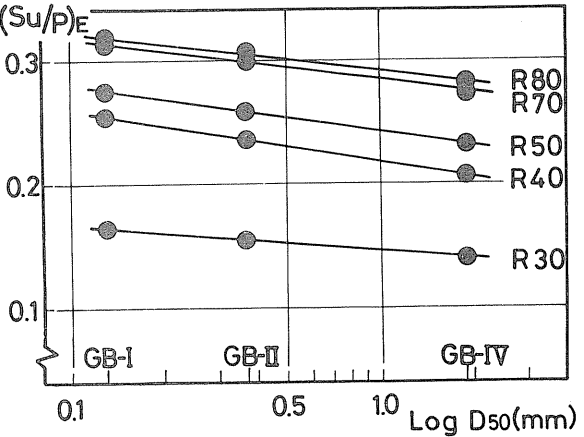


図-13.  $(Su/p)_E$ と $\log D_{50}$ の関係

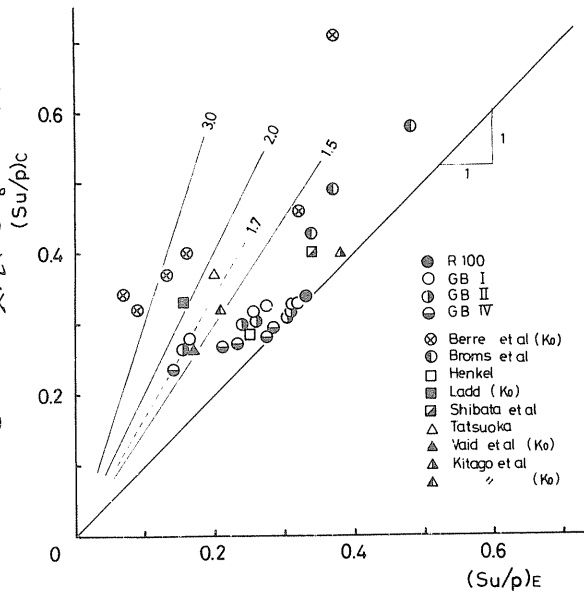


図-14.  $(Su/p)_c$ と $(Su/p)_E$ の関係

ミ挙動, ダイレイタンスー特性, および強度特性の面から紹介した。ここでは, さらに同一圧密圧力のもとで, 他の混合土との含水比の相違に着目してみる。後述するように, R および砂分粒径が異なると, 圧密圧力を同一にしても, それらの含水比は異なるので, 各混合土の含水比の相違を直接比較することは妥当ではない。そこで, コンシステンシー指数  $I_c$  でその比較を行なう。

$$I_c = \frac{LL - w}{LL - PL}, \quad w = f(\sigma'_c) \dots (6)$$

GB-I 混合土について,  $I_c$  と R の関係性を, 圧密圧力  $\sigma'_c$  をパラメーターとして示したのが図-17 である。砂の場合,  $I_c$  に対応する相対密度  $D_r$  はほぼ初期の締固めの程度で決定され, 圧密圧力には依存しないので 0 から 1 の間の値をとる。しかし, 粘土では, 含水比は圧密圧力に依存しているから,  $I_c$  は 1 を越えても不思議ではない。しかし,  $\sigma'_c = 5.0 \text{ kg/cm}^2$  までの範囲では, R100 で  $I_c = 0.8$  となり 1 を越えていない。同一圧密圧力で比較すると,  $I_c$  値は  $R > 40$  まで R の減少とともにほぼ直線的に低下している。さらに R30 では,  $I_c$  値が極端に低下していることが認められる。これは, R30 混合土の含水比が, 他の混合土に比べ極端に LL に近いことを示している。この傾向は GB-II 混合土についても同様である。このことから, 正規圧密条件下においては, R30 混合土は局部的にかなり高い含水比を保有した部分, つまり不安定な構造骨格が支配的になっていることが予想されるわけである。

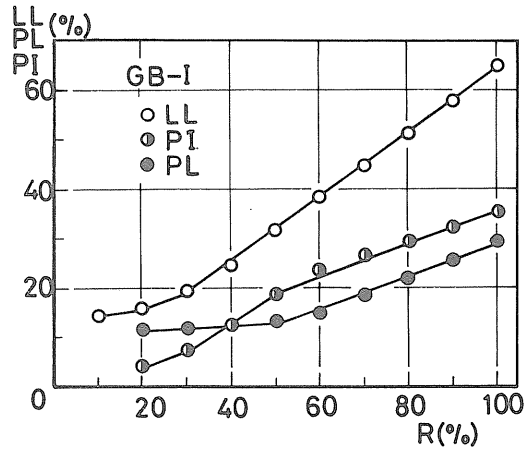


図-15. LL, PL, PI と R の関係

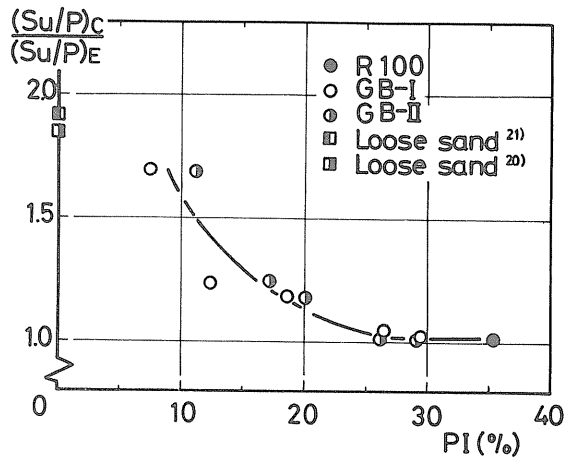


図-16.  $(S_u/P)_c / (S_u/P)_E$  と PI の関係

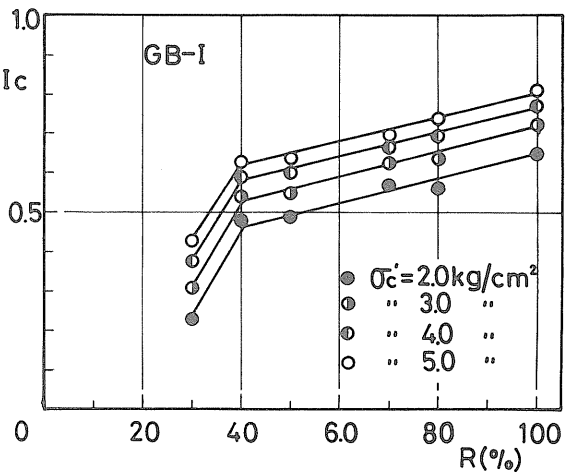


図-17.  $I_c$  と R の関係

### 3-4 非排水せん断強度 $S_u$ , 圧密圧力 $\sigma'_c$ および破壊時含水比 $w_f$ との関係

先に、粘土含有率  $R$  および圧密圧力  $\sigma'_c$  が同一であっても、混合土中の砂分粒径が異なれば、破壊時含水比  $w_f$  も違ってくることを指摘した。そこで、 $\sigma'_c$  および  $S_u$  と  $w_f$  の関係を、混合土中の砂分粒径に応じて伸張試験について統一的に示したのが図-18(a),(b),(c)である。このような関係は、圧縮試験についても同様に得られる。

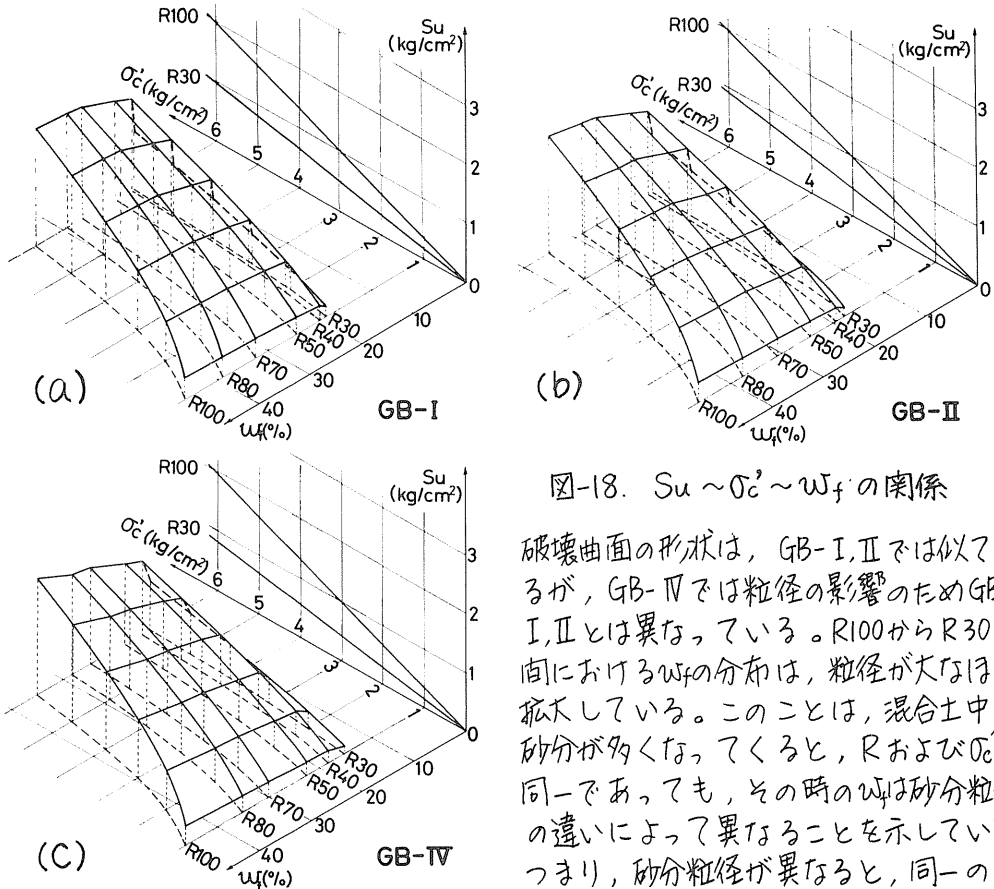


図-18.  $S_u \sim \sigma'_c \sim w_f$  の関係

破壊曲面の形状は、GB-I, II では似ているが、GB-IV では粒径の影響のためGB-I, II とは異なっている。R100からR30の向における  $w_f$  の分布は、粒径が大なるほど拡大している。このことは、混合土中の砂分が多くなってくると、 $R$  および  $\sigma'_c$  が同一であっても、その時の  $w_f$  は砂分粒径の違いによって異なることを示している。つまり、砂分粒径が異なると、同一の  $\sigma'_c$

に対応するある  $R$  の  $S_u$  は違った値を与えることになる。これらの破壊曲面から、同一含水比での  $S_u$  値におよぼす砂分粒径の影響のみを調べることが可能である。例えば、 $\sigma'_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ ,  $w_f = 30\%$  に対する  $S_u$  値は、GB-I, II, IV で、それぞれ  $0.627$ ,  $0.612$ ,  $0.570 \text{ kg/cm}^2$  となり、やはり砂分粒径の影響が確認される。

#### [4] 結論

正規圧密状態における飽和混合土について、主として非排水せん断特性におよぼす混合土中の砂分粒径および応力経路の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) 混合土の力学的性質は、正規圧密土か締固め土かによって大幅に異なる。従って、正規圧密状態の粘土から、締固め混合土の挙動を推定するには、まず正規圧密状態にある混合土の力学的性質を明らかにする必要がある。
- 2) 混合土中の砂分の粒径が、砂のそれである場合は、圧縮・伸張状態による

ず、 $R > 60$ で粘土の挙動と類似している。しかし、レキの粒径が混合されている場合は、 $R > 80$ でも粘土のそれと同一に扱うことはできない。従って、混合土中の砂分粒径が、レキの粒径が砂のそれかを明確に把握しておく必要がある。

3) 各混合土中、 $R30$ 混合土は特異な現象を示す。つまり、その応カーヒズミ挙動、ダイレイタンシー特性、強度特性および $I_c$ 値等から推定して、非常に不安定な構造骨格が卓越していることが考えられる。また、この挙動は、非常にゆるい砂のそれと類似していることを明らかにした。

4) 圧縮と伸張試験におけるダイレイタンシー特性の顕著な相違は、砂的特性が完全に卓越する $R < 30$ で生じてくることが認められた。

5)  $(Sup)_c$ と $(Sup)_E$ は、 $R > 60$ ではほぼ等しい値を示すが、 $R$ が60以下に減少すると異なった値となり、 $R30$ では、 $(Sup)_E$ は $(Sup)_c$ の約60%である。また、この値の相違は、塑性指数と関連のあることを示した。

#### [おとがき]

本文は、本学卒業生大久保幸雄・山田悟両君の卒業論文のために行な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。記して深甚なる謝意を表する。

#### [参考文献]

- 1) 北郷, 鈴木, 三浦, 岡田; 土質工学会道支部技術報告資料, 才12号, pp.29-38, 1972
- 2) 北郷, 鈴木; 土木学会才26回年次学術講演会概要集才3部, pp.339-340, 1971
- 3) 鈴木, 北郷; 土木学会才27回年次学術講演会概要集才3部, pp.563-564, 1972
- 4) Holtz, W.G. & Ellis, W.; Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.143-149, 1961
- 5) 川上, 阿部; 土木学会論文報告集, 才183号, pp.55-62, 1970
- 6) 山野; 土木試験所月報, 才135号, pp.9-19, 1964
- 7) 倉田, 藤下; 運輸技術研究所報告, 才11巻, 才9号, pp.1-36, 1961
- 8) 三浦, 三田地, 北郷; 才11回土質工学研究発表会講演集, pp.283-286, 1976
- 9) 三浦, 北郷, 嵯峨; 土木学会才32回年次学術講演会概要集才3部, pp.148-149, 1977
- 10) 北郷, 奈良, 真貝, 横塚; 土質工学会道支部技術報告資料, 才15号, pp.13-22, 1975
- 11) 北郷, 奈良; 土木学会才29回年次学術講演会概要集才3部, pp.400-401, 1974
- 12) Bjerrum, L., Kringstad, S. & Kummeneje, O.; Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.29-37, 1961
- 13) 半沢, 島; 土質工学会論文報告集, Vol.14, No.4, pp.99-105, 1974
- 14) 北郷, 三田地, 三浦, 鈴木; 土質工学会道支部技術報告資料, 才16号, pp.33-41, 1976
- 15) 北郷, 奈良; 土木学会才30回年次学術講演会概要集才3部, pp.51-52, 1975
- 16) Broms, B.B. & Casbarian, A.O.; Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.179-183, 1965
- 17) Ladd, C.C.; Proc. 8th Int. Conf. SMFE, Vol.4-2, pp.108-115, 1973
- 18) 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
- 19) Parry, R.H.G.; Proc. 4th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol.1, pp.159-165, 1971
- 20) 龍岡; 才20回土質工学シンポジウム論文集, pp.61-70, 1975
- 21) 土岐, 三浦, 寺山; 土木学会才32回年次学術講演会概要集才3部, pp.105-106, 1977

⑭ 繰返し応力を受ける飽和砂の間ゲキ水圧発生機構について

北大工学部(正) 土 岐 祥 介  
 “ “ (正) 三 浦 清 一  
 “ “ (学) 〇 寺 山 朗  
 “ “ (学) 佐 藤 専 夫

[1] まえがき

地震や交通荷重のように、周期の短い繰返し応力が砂質地盤に作用すると、地盤内に過剰間ゲキ水圧が発生し、有効応力が減少して液状化型破壊に至るとされている。しかし、このような動的繰返し応力載荷中の間ゲキ水圧発生機構は、応力・変形条件、応力履歴(ヒズミ履歴)および応力経路との関連において議論すると不明な点が多い。

そこで、本研究はこの種の問題について基本的な研究を行なうことを目的とする。従って、繰返し応力載荷中の応力-ヒズミ-ダイレイタンス特性を詳細に調べる必要があるため、軸対称三軸圧縮・伸張試験および単純せん断試験装置を用いて、種々の応力経路のもとで静的繰返し応力を飽和砂に与えた。得られた結果から、繰返しせん断中での体積変化特性と発生間ゲキ水圧との相関を検討し、間ゲキ水圧の発生機構およびその予測法について考察した。なお、本研究の一部は第32回土木学会年次講演会で発表<sup>1)</sup>している。

[2] 実験装置および方法

2-1 実験装置

単純せん断試験は、原位置の地盤で多くみられる、①異方圧密状態、②繰返しせん断応力の加わる方向と直角な面でのヒズミが拘束されているという変形条件および③主応力軸固定型の三軸試験では再現できないせん断中の主応力方向の回転等をほぼ再現可能な点で優れている。本実験で用いた単純せん断試験装置は、図-1に示すように NGI 型単純せん断試験装置の改良型である。供試体は、直径 70mm、高さ 15mm で、ピアノ線を巻いたメンブレン(厚さ 0.7mm)を用いて側方拘束の条件を与えている。供試体をセルの中に収め、側圧(Ocell)を与えて、せん断試験を行なうが、それは次のような理由によるためである。すなわち、供試体に与えるバックプレッシャーや、非排水繰返しせん断中における間ゲキ水圧上昇などにより、メンブレンがピアノ線のすき目からはみ出してくるため、側圧を与えなければ側方拘束の目的が達せられないからである。有

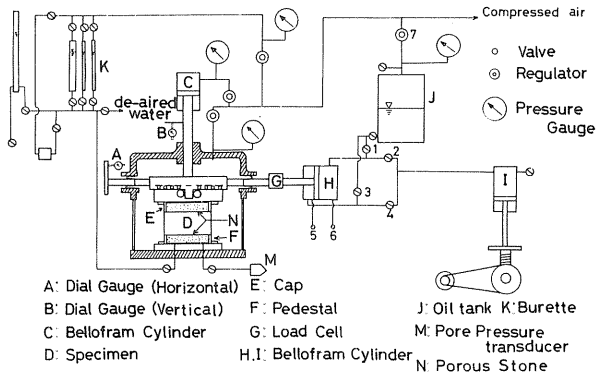


図-1 単純せん断試験装置



効側圧  $\sigma'_{cell}$  と有効鉛直応力  $\sigma'_v$  との比は、種々変えることができるが、 $\sigma'_{cell}/\sigma'_v = 0.5$  の場合側方ヒズミを約  $1/100$  以内におさえることが可能であった。従って、近似的に側方変位を拘束できる有効圧密圧力比として 0.5 を採用した。セン断応力では、図-1 のベロフラムシリンダー (I), (H) を介して供試体に与えられ、ロードセル (G) により測定される。また  $\sigma'_v$  は、(C) に所定の圧縮空気を供給することにより与えられる。水平変位および鉛直変位は、それぞれダイヤルゲージ (A), (B) (精度  $1/1000$  mm) で、また体積変化は、ビュレット (K) (精度  $1/100$  cc) で測定される。非排水セン断中に発生する間ゲキ水圧の測定は、供試体下端で圧力変換器を介して行なった。

このタイプの単純セン断試験装置における欠点の一つとして、いわゆるロッキング現象がある<sup>2)</sup>。この現象は、供試体の鉛直面上に働くセン断応力がほとんど生じないことによるが、この影響を除くため供試体の高さを極力低くする方法をとった。この実験で、供試体の高さとして 15 mm を採用したのはこのような理由によるものである。

軸対称三軸圧縮・伸張試験で用いた装置は、従来使用しているものと全く同一である<sup>3)</sup> ので説明は省略する。

## 2-2 実験手法

実験に用いた試料は、飽和した豊浦標準砂 ( $G_s = 2.65$ ) で、密度は密づめ (Dense)、ゆるづめ (Loose) の2種類である。これらの初期間ゲキ比  $e_0$  (相対密度  $D_r$ ) は、それぞれ 0.67 (87%), 0.78 (53%) であり、 $e_0$  のバラツキは、密づめおよびゆるづめ砂の両者に対し  $\pm 0.01$  である。供試体のセットは、すべて水中で行ない、圧密前に  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  のバックプレッシャーを与えた。この報告で用いる主な記号は次の通りである。

- $\sigma'_a, \sigma'_r$ : 軸および水平方向有効主応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r)$ : 有効平均主応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )
- $q_s = (\sigma'_a - \sigma'_r)$ : セン断応力 ( $\text{kg/cm}^2$ ) (三軸試験)
- $\epsilon_a, \epsilon_r$ : 軸および水平方向主ヒズミ (圧縮正)
- $\epsilon_v = (\epsilon_a + 2\epsilon_r)$ : 体積ヒズミ (圧縮正)
- $\delta$ : セン断ヒズミ, 三軸試験では  $\delta = (\epsilon_a - \epsilon_r)$
- $\tau$ : セン断応力 (単純セン断試験)

その他の記号は、その都度説明する。

### 2-2-1 三軸試験: 圧密圧力 $\sigma'_{co}$ はすべて

$2.0 \text{ kg/cm}^2$  とし、等方圧密条件 ( $\sigma'_{co} = \sigma'_{ro} = \sigma'_{ao}$ ) である。圧密時間は 1 時間とした。繰返し応力の載荷経路は表-1 に示す通りである。各々の経路について 3 種類の繰返しセン断応力  $q_s$  を、排水 (D) および非排水 (U) 条件で与え、

載荷法	排水条件	e	R			$\sigma'_{co}$
片振り 圧縮側 伸張側	C D	D	0.4	0.6	0.8	20 $\text{kg/cm}^2$
		L				
	C U	D				
		L				
両振り	C D	D	0.4	0.6	0.8	
		L				
	C U	D				
		L				

D: Dense  $e_r 0.67 \pm 0.01$   
L: Loose  $e_r 0.78 \pm 0.01$   
 $R = \frac{(\sigma'_a - \sigma'_r)_s}{(\sigma'_a - \sigma'_r)_t} = \frac{q_s}{q_t}$  for Triaxial  
 $R = \frac{\tau_s}{\tau_t}$  for Simple shear

表-1

Test Case			Drained		Undrained	
			Dense	Loose	Dense	Loose
Tri-axial	Comp	$q/p'$	1.75	1.50	1.50	1.465
	Ext	$p'/q_s$	1.15	1.00	1.053	0.992
Simple shear	—	$\tau/\sigma'_v$	0.813	0.788	0.660	0.653

表-2

軸方向ヒズミ速度は0.23%/min.である。以下にその手法を説明する。

(1)片振り(圧縮側)：等方応力状態[ISC]から、 $\sigma_r$ を一定にして $\sigma_a$ を増加させ、所定のRの $q_s$ まで載荷し、その後[ISC]に戻る。

(2)片振り(伸張側)：[ISC]から $\sigma_a$ を減少させ、所定のRの $-q_s$ まで載荷し、その後[ISC]に戻る。

(3)両振り：[ISC]から、 $q_s$ まで載荷して、[ISC]に戻し、さらに $-q_s$ まで載荷し再度[ISC]に戻る。(1),(2),(3)を1サイクルとし、10サイクル行なう。ここでRは、繰返しせん断応力 $q_s$ と、表-2に示すD, U条件における通常の静的三軸圧縮・伸張試験から得られた各せん断強度 $q_f$ との比である。但し、U条件では $q_s$ の最大値が得られないので、 $(q/p)_{max}$ 到達時の $q_s$ を $q_f$ とした。従って、Rが同一であっても各試験ケースにより $q_s$ は異なる値である。

2-2-2 単純せん断試験：有効鉛直応力 $\sigma'_{vo}=20 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma'_{cell}=1.0 \text{ kg/cm}^2$ の異方圧密を行ない、圧密時間は1時間とした。繰返しせん断試験は、鉛直応力 $\sigma_v$ を一定とし所定のRの繰返しせん断応力 $\tau_s$ を、片振り・両振りで載荷した。Rは、 $\tau_s$ と表-2で決定した $\tau_f$ との比で、三軸試験同様、10サイクルまで行なった。せん断ヒズミ速度は、0.25%/min.である。

3-1 繰返しせん断中の体積変化特性  
図-2(a),(b),(c)は、三軸試験における密づめ砂の片振り(圧縮側)繰返しせん断試験によって得られた体積ヒズミ $\epsilon_v$ と応力比 $q/p$ の関係を示したものである。(a),(b),(c)はそれぞれR=0.4, 0.6, 0.8に対応するが、これらのRが静的せん断試験の場合のどのような位置にあるのかを、 $\epsilon_v$ と軸ヒズミ $\epsilon_a$ との関係で図-3に示した。R=0.4, 0.6の繰返し試験においては、1サイクルで体積圧縮が最も顕著であり、しかも塑性体積ヒズミが最も卓越している。また、2サイクル目以降、繰返し回数Nの増加に伴って、より弾性的挙動を明確にしてくる。一方、R=0.8ではR=0.4, 0.6と異なり1サイクル目の応力反転時における体積変化は、完全に膨張側にあり、Nの増加に伴って体積膨張がより進行する。密づめ砂におけるこのような軟化現象は、

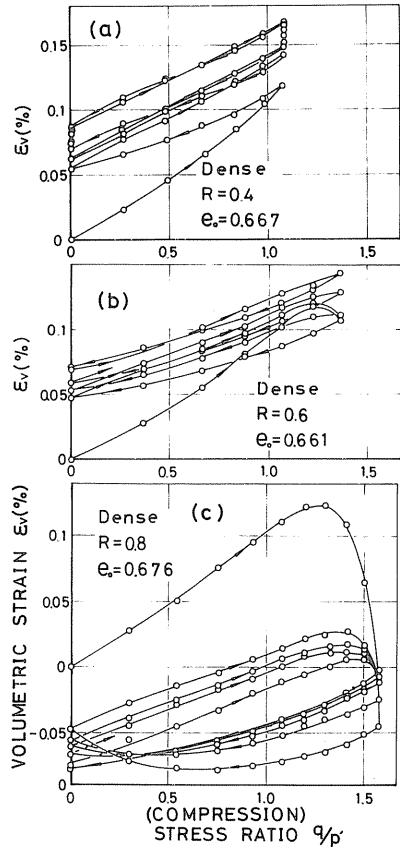


図-2  $\epsilon_v$ と $q/p$ の関係

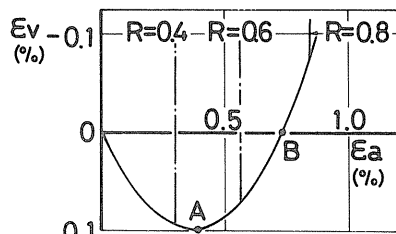


図-3  $\epsilon_v$ と $\epsilon_a$ の関係(静的せん断試験)

繰返し応力振幅の大きい片振りの場合についてのみ認められる。

伸張側の片振りおよび単純せん断試験での片振りにおいては、密づめ、ゆるづめ砂によらず、 $N$ の増加につれて体積圧縮の傾向が同様に確認されている。

以上の実験から、各繰返し段階における $\epsilon_v \sim \tau/\rho'$ 関係は、 $\sigma_1$ サイクルでの $\epsilon_v \sim \tau/\rho'$ 関係と類似している。つまり、 $\sigma_1$ サイクルのダイレイタンスー特性を記憶しながら繰返しせん断が進行していくといえよう。この傾向は、次に述べる両振りの場合についても同様である。

図-4(a),(b)は、三軸試験におけるゆるづめ・密づめ砂の両振り( $R=0.8$ )繰返しせん断試験の結果である。 $\sigma_1$ サイクル目の体積圧縮が最も大きく、しかも塑性体積ヒズミがかなり卓越しているのが認められる。また、(a),(b)図に示されている $\gamma \sim \tau/\rho'$ 関係からも理解されるように、 $\sigma_1$ サイクル目のヒステリシスは最大で、 $N$ の増加、例えば9サイクル目ではかなり小さくなっている。つまり、弾性的な変形特性を示す状態に到達しているといえよう。

図-5(a),(b)に単純せん断試験における両振り繰返しせん断試験の $\epsilon_v, \gamma \sim \tau/\sigma_v'$ 関係を示した。概ね、三軸試験の場合と同様の挙動が認められる。

以上のような挙動は、 $R=0.4, 0.6$ についても同傾向にある。次に、 $\sigma_1$ サイクルにおけるダイレイタンスー特性に限定して、降伏特性

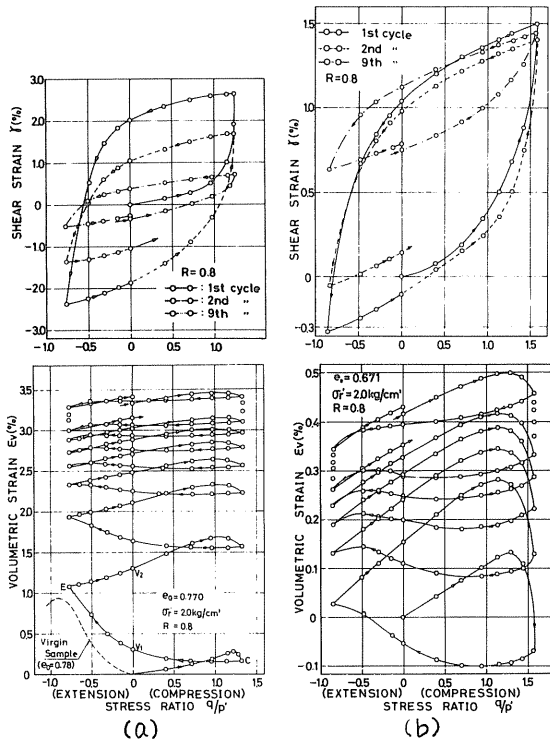


図-4  $\epsilon_v, \gamma$  と  $\tau/\rho'$  の関係

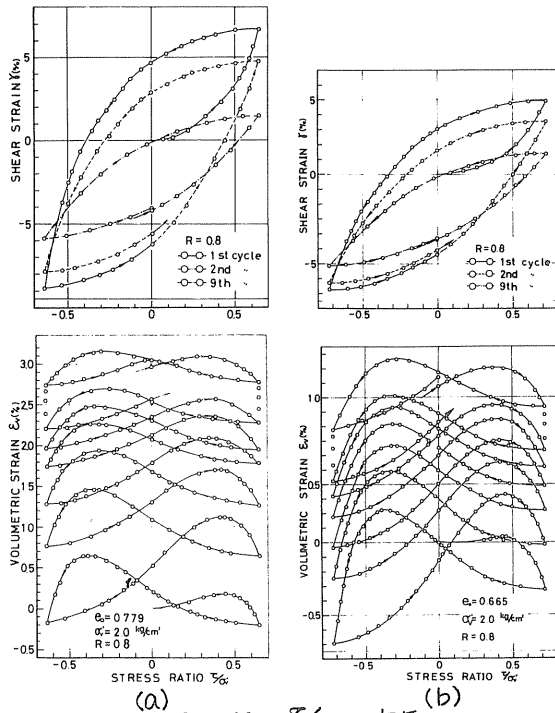


図-5  $\epsilon_v, \gamma$  と  $\tau/\sigma_v'$  の関係

を考察する。例えば、図-4(a)の1サイクルに着目すると、図中に示した点Cから点V<sub>1</sub>および点Eから点V<sub>2</sub>の間の除荷時において生じる体積ヒズミはわずかである。また、図示は省略したが、R=0.6, 0.4と繰返し応力振幅が小さくなるほど、これらの間で生じる体積ヒズミは無視できる程度となる。従って、1サイクルにおける圧縮側の載荷(0→Cの径路)および伸張側の載荷(V<sub>1</sub>→E)のそれぞれにおいて、ヒズミ硬化特性が顕著であるといえる。すなわち、ある一方向(例えば、0→C, V<sub>1</sub>→E)の載荷のあらゆる段階で降伏が生じているといえよう。次に、以前に0→C→V<sub>1</sub>のような圧縮側の応力履歴を受けたV<sub>1</sub>→Eのダイレイタンスー特性は、処女供試体のそれ(図中に点線を示してある)と比較すると類似していることがわかる。このような傾向は、他のRについてもいえる。この実験事実は、以前に受けた圧縮側での応力履歴に影響されずに、伸張側で独立な降伏特性が発揮されることを示すものである。また本実験と同様な結果を、Poorooshab<sup>5)</sup>, Tatsuokaら<sup>6)</sup>が得ている。古典塑性論で展開されている等方硬化モデル(例えば、Grant Gravelモデル<sup>4)</sup>)では、このような実験事実を説明できない。このような異方的ヒズミ硬化特性のモデル化を、目下検討中である。

### 3-2 残留体積ヒズミと載荷回数との関係

各応力径路についての繰返しせん断試験では、繰返し載荷回数Nと、N回目までに残留する体積ヒズミ $\epsilon_{vN}$ との間に、ハ木<sup>7)</sup>, Oh-oka<sup>8)</sup>らと同様初期割げき比 $e_0$ 、繰返し応力振幅の大きさRおよび応力径路によらず、N軸上の1点(-a, 0)で交わる次式の双曲線関係がある。

$$\frac{N}{\epsilon_{vN}} = b \cdot (N+a) \text{ -----(1)}$$

この関係の代表例として、三軸試験における片振り・両振り繰返しせん断試験によって得られた結果を図-6, 7に示してある。密づめ砂の片振り(圧縮側)においては、先に指摘したように繰返し応力振幅が大きいと体積膨張の傾向を示している。

従って、図-6に示すように、 $\frac{N}{\epsilon_{vN}}$ 軸は負の値となり他のRとは全く異なった挙動を示している。図-7の両振りの場合は、密づめ・ゆるづめ砂にかかわらずRの増加とともに、 $\epsilon_{vN}$ は大きくなっている。このような関係は、単純せん断試験についても満足されている。

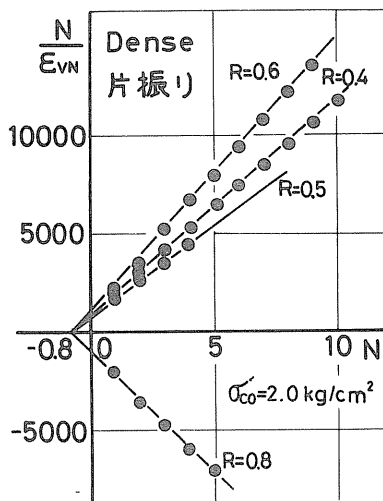


図-6  $\frac{N}{\epsilon_{vN}}$  と N の関係

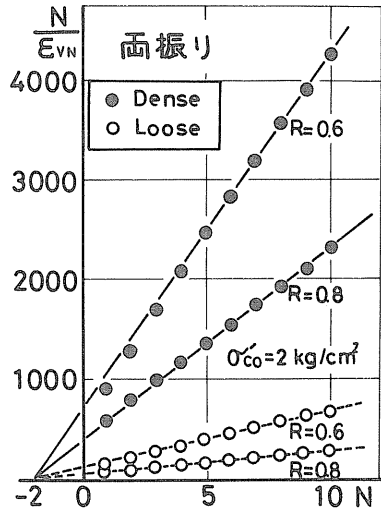


図-7  $\frac{N}{\epsilon_{vN}}$  と N の関係

次に、この双曲線関係が1サイクルの任意の点で満足されていることを、一例としてゆるづめ砂の  $R=0.4$  について図-8に示してある。図中の  $N_a, N_b, N_c$  は、それぞれ  $\frac{1}{4}N, \frac{2}{4}N, \frac{3}{4}N$  の点である。これら任意のサイクルで決めた時の、 $N/E_{VN}$  と  $N$  の関係は平行で、しかも  $\frac{3}{4}N$  と  $N$  とにおけるそれらの関係が同一直線上にあることが認められる。つまり、繰返し応力の载荷によって生じる残留体積ヒズミは、任意の点で双曲線関係を満足していることがわかる。

次に、式(1)より任意の  $N$  回から ( $N+1$ ) 回目までの1サイクルに残留する体積ヒズミ  $\Delta E_{VN}$  は、式(2)で示される。

$$\Delta E_{VN} = E_{VN(N)} - E_{VN} = \frac{1}{b} \frac{a}{(N+a)(N+a+1)} \quad (2)$$

ここで、残留体積ヒズミ  $E_{VN}$  は、繰返し応力の载荷経路、繰返しセン断応力  $q_s$  および初期間ゲキ比  $e_0$  に依存している。このことを、初期有効拘束圧力  $\sigma_{c0}$  で  $\frac{1}{2}10a - \sigma_{c1} = \frac{q_s}{2\sigma_{c0}}$  を除して正規化し、三軸試験について示したのが図-9である。各繰返し応力経路に対し、密づめ・ゆるづめ砂の  $(1/b)$  と  $(q_s/2\sigma_{c0})$  の関係は、両対数紙上で直線となり、しかも平行関係にある。これをこれらの直線の勾配、 $C$  を  $(q_s/2\sigma_{c0})=1$  の時の  $(1/b)$  とすれば、この関係は次式(3)で表わすことができる。

$$(1/b) = C \cdot (q_s/2\sigma_{c0})^{\lambda} \quad (3)$$

ここで  $C$  値は、 $\sigma_{c0}$  が変化して任意の  $\sigma_c$  になると変化する値である。例えば、非排水条件においては、繰返しセン断とともに間ゲキ水圧が上昇し、 $\sigma_{c0}$  は徐々に減少する。従って、任意の  $\sigma_c$  と  $C$  値の関係が必要となる。そこで、他の  $\sigma_c$  のもとで、同様の繰返しセン断試験を行ない、図-10の関係が得られている。密づめ・ゆるづめ砂にかかわらず、 $C$  と  $\sigma_c$  はほぼ原点を通る直線関係にある。

$$C = \alpha \cdot \sigma_c \quad (4)$$

式(3)、(4)を式(2)に代入すると、任意の1サイクルに残留する体積ヒズミ  $E_{VN}$  と  $N$  との関係式(5)が得られる。また、単純セン断試験の場合についても、 $\sigma_{c0}$ ,

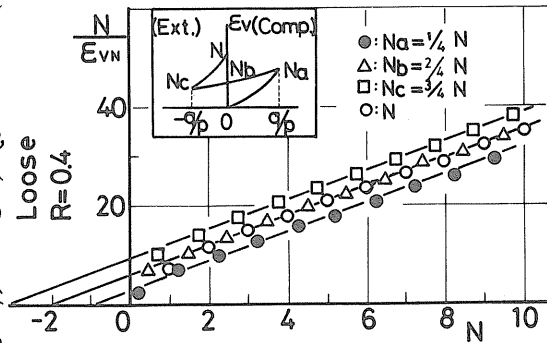


図-8  $N/E_{VN}$  と  $N$  の関係

	载荷条件	a	λ	α (X10 <sup>-3</sup> )	
				Dense	Loose
軸対称三軸	両振り	2.0	3.0	0.0300	0.5500
	片振り 圧縮側	0.8	1.0	0.0339	0.1200
	片振り 伸張側	0.8	3.0	2.5000	3.6360
単純	両振り	3.7	2.8	0.4300	1.8000

表-3

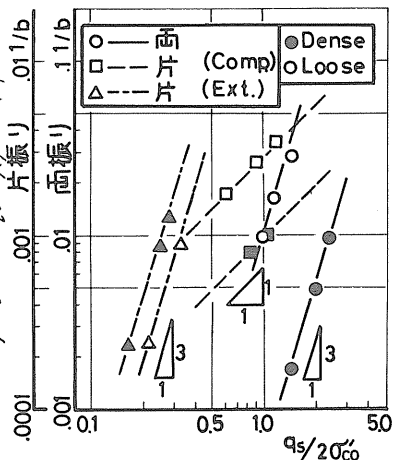


図-9  $1/b$  と  $q_s/2\sigma_{c0}$  の関係

$\sigma_v'$ をそれぞれ圧密時および任意の有効鉛直応力とすれば、三軸圧縮試験と同様に式(4)が得られる。

$$\Delta E_{VN} = \frac{a}{(N+a)(N+a+1)} \cdot \alpha \cdot \sigma_c' \cdot \left(\frac{q_s}{2\sigma_{co}}\right)^n \quad \text{----- (5)}$$

$$\Delta E_{VN} = \frac{a}{(N+a)(N+a+1)} \cdot \alpha \cdot \sigma_v' \cdot \left(\frac{\tau_s}{\sigma_{vo}}\right)^n \quad \text{----- (5')}$$

### 3-3 非排水繰返しせん断試験における発生間ゲキ水圧と載荷回数との関係

液状化に至らない範囲においては、非排水条件でのダイレイタンシー（間ゲキ水圧）特性と、排水条件でのダイレイタンシー（体積変化）特性とはかなり類似している。つまり、非排水繰返しせん断において、載荷回数 $N$ と $N$ 回目までに残留する間ゲキ水圧 $U_N$ との間には、図-12, 13, 14が示されているように、前述した双曲線の関係がなりたつ。

### 3-4 残留体積ヒズミと残留間ゲキ水圧との相関についての考察

排水条件での繰返しせん断において、任意の1サイクルに残留する体積ヒズミ $\Delta E_{vN}$ は、塑性ヒズミであり前述の特性をもつ。一方、非排水条件の繰返しせん断においては、液状化に至らない範囲で、繰返し回数 $N$ とともに間ゲキ水圧が残留していく。そこで、任意の1サイクルで残留する間ゲキ水圧を $\Delta U_N$ とし以下の考察を行なう。この $\Delta U_N$ によって、有効拘束圧力が減少し、砂構造骨格の体積ヒズミ $\Delta E_{veN}$ と間ゲキ内の水の体積ヒズミ $\Delta E_{vwn}$ を生じせしめると仮定する。このように、有効拘束圧力の減少を体積ヒズミに置き換えて考えると、排水および非排水の繰返しせん断試験での任意の1サイクルに対して、次式が成立する。

$$\Delta E_{VN} = \Delta E_{veN} + \Delta E_{vwn} \quad \text{----- (6)}$$

非排水条件では、 $\Delta E_{VN} = 0$ であるから $\Delta E_{vwn} = -\Delta E_{veN}$ となる。つまり、 $\Delta E_{vwn}$ は圧縮ヒズミであり、 $\Delta E_{veN}$ は膨張ヒズミである。ここで、完全飽和を仮定し、 $K_w$ を水の圧縮係数、 $n$ を間ゲキ率、 $K_r$ を砂構造骨格の圧縮係数（ここでは、有効拘束圧力の減少のみを考えるから膨張係数となる）とすれば、次式の関係となる。

$$\Delta E_{vwn} = \frac{\Delta U_N}{K_w} \cdot n, \quad \Delta E_{veN} = \frac{\Delta U_N}{K_r} \quad \text{----- (7)}$$

式(7)を式(6)に代入して整理すると、

$$\Delta U_N = \frac{\Delta E_{VN}}{\left(\frac{n}{K_w} + \frac{1}{K_r}\right)} \quad \text{----- (8)}$$

ここで、完全飽和の場合  $K_w \gg K_r$  とする<sup>13)</sup>。従って、式(8)は次式となる。

$$\Delta U_N = K_r \cdot \Delta E_{VN} \quad \text{----- (9)}$$

$K_r$ の評価方法について Martin ら<sup>9)</sup>は、単純せん断試験に対し式(7)の $\Delta E_{veN}$ を弾性体積ヒズミとみだし、初期有効鉛直応力 $\sigma_{vo}'$ の一次元膨張曲線の接線係数をあて

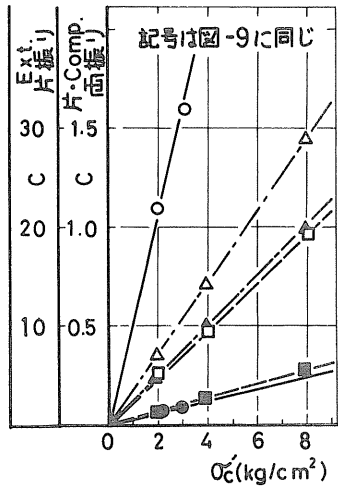


図-10 Cと $\sigma_c'$ の関係

ている。ここでは、単純せん断試験の場合、Martin ら<sup>9)</sup>と同様の一次元圧縮・膨張試験を、また三軸試験については等方圧縮条件であることより、等方圧縮・膨張試験を実施して $K_r$ を算定した。

ここで、等方圧縮・膨張試験を行なうためには側圧を変化させる必要がある。この際、砂のような粒状体の場合はこの側圧変化によるメンブレンの貫入が問題となる。この貫入量の算定については、Roscoe ら<sup>11)</sup>によって提案されている2つの方法がある。その方法1の方法は、試料の中央に直径の異なる金属製円柱を入れた供試体を作製し、等方圧力を加えた時の体積変化量を測定する。そして、金属製円柱の直径が供試体のそれに一致する時の体積変化量を外挿法によって求め、これをメンブレン貫入量とするものである。方法2の方法は、供試体の等方性( $\epsilon_a = \epsilon_r$ )を仮定し、ビュレットで測定される見かけの体積ヒズミから、軸ヒズミの3倍を差し引いた値をメンブレン貫入量とするものである。諸戸<sup>12)</sup>は、ガラスビーズについて両者の方法に差が認められないことを報告しているが、本実験の結果では、密づめ・ゆるづめ砂とも等方性の仮定には問題があるように思われた。従って、等方圧縮・膨張試験では方法1の方法によりメンブレン貫入量の補正を行なった。

密づめ砂の等方圧縮・膨張試験の結果から得られた弾性体積ヒズミ $\epsilon_{ve}$ と有効拘束圧力 $\sigma'_c$ の関係を図-11に示してある。膨張曲線は、膨張開始前の有効拘束圧力 $\sigma'_{co}$ の大きさによらず、ほぼ平行関係を満足している。従って、膨張曲線の勾配を $m$ とすれば、

$$\frac{\epsilon_{ve}}{\epsilon_{veo}} = \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{co}}\right)^m \quad \text{----- (10)}$$

の関係にある。ここで、 $\epsilon_{veo}$ は任意の $\sigma'_{co}$ での弾性体積ヒズミである。また、圧縮曲線の勾配を $n$ 、 $\sigma'_{co} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $\epsilon_{veo}$ の値を $k_2$ とすれば、

$$\epsilon_{veo} = k_2 \cdot (\sigma'_{co})^n \quad \text{----- (11)}$$

式(10)、(11)から膨張曲線の一般式を求めると、

$$\epsilon_{ve} = k_2 \cdot (\sigma'_{co})^n \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{co}}\right)^m = k_2 \cdot (\sigma'_{co})^{n-m} \cdot (\sigma'_c)^m \quad \text{--- (12)}$$

となる。従って、任意の有効拘束圧における膨張曲線の接線係数 $K_r$ は、

$$K_r = \frac{d\sigma'_c}{d\epsilon_{ve}} = \frac{(\sigma'_c)^{1-m}}{k_2 \cdot m \cdot (\sigma'_{co})^{n-m}} \quad \text{----- (13)}$$

一次元圧縮・膨張曲線から得られる $\epsilon_{ve}$ と $\sigma'_v$ との関係は図-11と同様の傾向を示している。従って、単純せん断試験の場合は式(13)の $\sigma'_{co}$ 、 $\sigma'_c$ をそれぞれ $\sigma'_{v0}$ 、 $\sigma'_v$ と置き換えることにより、

$$K_r = \frac{d\sigma'_v}{d\epsilon_{ve}} = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{k_2 \cdot m \cdot (\sigma'_{v0})^{n-m}} \quad \text{----- (13')}$$

が得られる。式(13)、(13')における定数 $k_2$ 、 $m$ 、

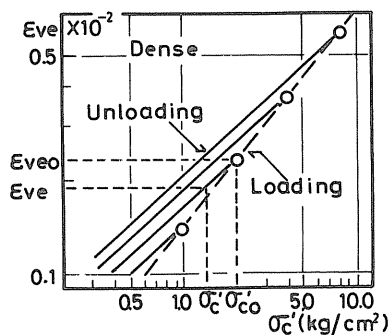


図-11 等方圧縮・膨張試験

		$k_2$	$m$	$n$
Tri-axial	Dense	0.00140	0.4615	0.6818
	Loose	0.00263	0.4070	0.5362
Simple Shear	Dense	0.00170	0.4333	0.7000
	Loose	0.00225	0.4400	0.6430

表-4

れは、密づめ・ゆるづめ砂について表-4に与えられている。式(9)の $K_r, \Delta \epsilon_{vn}$ にそれぞれ式(13), (13'), (5), (5')を代入することにより、三軸および単純せん断試験における、任意の1サイクルで残留する間ゲキ水圧 $\Delta U_N$ を表わす式(14), (14')を得る。

$$\Delta U_N = \frac{(\sigma'_c)^{2-m}}{k_2 m (\sigma'_{co})^{2-m}} \cdot \frac{a}{(N+a)(N+a+1)} \cdot \alpha \cdot \left(\frac{q_s}{2\sigma'_{co}}\right)^{\lambda} \quad \text{----- (14)}$$

$$\Delta U_N = \frac{(\sigma'_v)^{2-m}}{k_2 m (\sigma'_{vo})^{2-m}} \cdot \frac{a}{(N+a)(N+a+1)} \cdot \alpha \cdot \left(\frac{\tau_s}{\sigma'_{vo}}\right)^{\lambda} \quad \text{----- (14')}$$

### 3-5 非排水繰返しせん断中発生する間ゲキ水圧の予測

先に誘導した式(14), (14')による予測値と実測値との比較を行なう。この比較は、排水・非排水で同一の $R$ に対するものであるが、2-2で指摘したように $R$ が同一であっても、排水と非排水繰返しせん断応力振幅は異なっている。図-12は、密づめ・ゆるづめ砂の三軸試験における片振り(圧縮側, 伸張側)についての比較である。ゆるづめ砂の場合は、概ね良い対応関係にあるといえるが、密づめ砂の相関は比較的良好くない。図-13は、両振り繰返し試験の場合について示したものである。液状化に至らない範囲で、予測式と実測値は対応関係を示している。図-14は、動的繰返し単純せん断試験<sup>10)</sup>から得られた結果と式(14)による予測値との比較である。

以上、実測値と式(14), (14')の予測値との比較を行なった。式(14), (14')は、その仮定から明らかのように、液状化に至らない範囲についてのみ適用可能である。従って、液状化予測はできないが、液状化に至る過程と残留体積ヒズミ(加工硬化)との関連性を示すことができる。つまり、排水繰返しせん断中のダイレイタンス(体積変化)特性と非排水繰返し中のダイレイタンス(間ゲキ水圧)特性とが対応しているといえよう。また、式(14), (14')から明らかのように、繰返しせん断中の両者のダイレイタンス特性は、繰返し応力の載荷経路に依存している。

### [4] 結論

軸対称三軸圧縮・伸張試験および単純せん断試

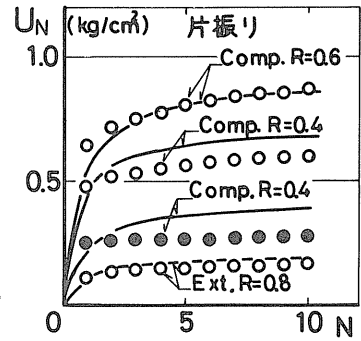


図-12  $U_N$ と $N$ の関係

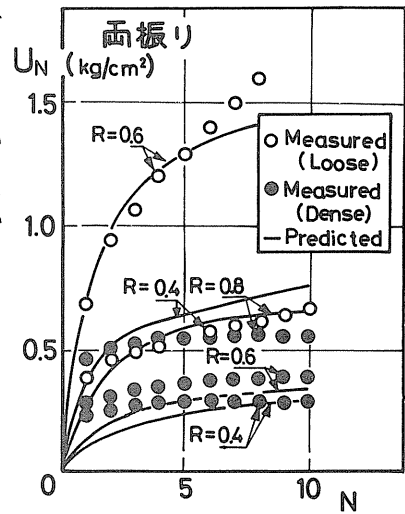


図-13  $U_N$ と $N$ の関係

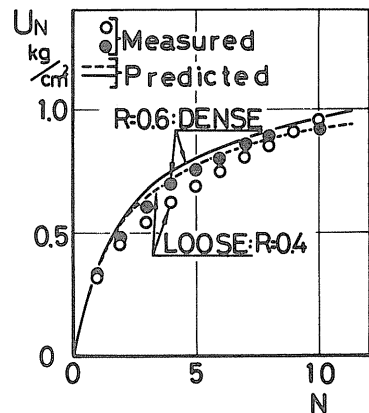


図-14  $U_N$ と $N$ の関係



験装置を用いて、静的繰返し応力載荷中の応力-ヒズミ-ダイレイタンシー特性を実験的に調べた。得られた結果を要約すると、以下のようである。

- 1) 排水繰返しセン断においては、密づめ・ゆるづめ砂にかかわらずその半1サイクルで顕著な体積圧縮特性を示し、塑性体積ヒズミが卓越している。その後、加工硬化現象を示して、より弾性的な挙動を呈するが、この過程は、半1サイクルのダイレイタンシー特性を記憶しながら進行していくといえる。
- 2) 圧縮側での応力履歴とは無関係に、伸張側のセン断において独立な降伏特性が発揮されることから、砂のヒズミ硬化特性は異方的である。
- 3) 残留体積ヒズミ  $E_{vN}$  および残留間ゲキ水圧  $U_N$  と繰返し回数  $N$  との間には、初期間ゲキ比、繰返し応力振幅の大きさおよび応力径路によらず、双曲線関係が成り立つ。また、この関係は繰返し応力反転時や、半  $N$  サイクルでも成り立つことから、任意に設定したサイクルにおいて満足されると考えられる。
- 4) 残留体積ヒズミと残留間ゲキ水圧との間には、式(14)、(14')で示されるように、任意の繰返しサイクル  $N$  において対応関係がある。従って、繰返し応力の載荷径路を限定すれば、液状化に至らない範囲で排水・非排水両状態のダイレイタンシー特性の相関を示すことができる。

#### [おとがき]

本研究の実施に際しては、昭和52年度本学卒業生桜庭静男、畠山収および熊沢郁夫三君の協力に負うところが大きい。実験・データ整理に關しては本学技官工藤豊君の協力を得た。また、本研究に対し文部省科学研究費の補助を受けた。記して深甚なる謝意を表する。

#### [参考文献]

- 1) 土岐, 三浦, 寺山; 土木学会第32回年次学術講演会概要集第3部, pp.105-106, 1977
- 2) Peacock, W.H. & Seed, H.B.; Proc. ASCE, Vol. 94, No. 3, pp. 689-708, 1968
- 3) 北郷, 土岐, 星野, 田村; 土質工学会道支部技術報告資料第13号, pp. 23-24, 1973
- 4) Schofield, A.N. & Wroth, C.P.; Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, 1968
- 5) Poorooshasb, H.B.; Proc. 4th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 63-66, 1971
- 6) Tatsuoka, F. & Ishihara, K.; Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 63-76, 1974
- 7) 八木; オ7回土質工学研究発表会講演集, pp. 297-300, 1972
- 8) Oh-oka, H.; Soils and Foundations, Vol. 16, No. 3, pp. 19-31, 1976
- 9) Martin, G.R., Finn, W.D. & Seed, H.B.; Proc. ASCE Vol. 101, GT 5, pp. 423-438, 1975
- 10) 北郷, 土岐, 田中; オ11回土質工学研究発表会講演集, pp. 323-326, 1976
- 11) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. & Thurairajah, A.; Proc. ASTM, STP. 361, pp. 111-128, 1971
- 12) 諸戸, 遠藤, 河上; 土木学会論文報告集 No. 239, pp. 47-56, 1975
- 13) Skempton, A.W.; Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworth, London, pp. 4-16, 1960

## 昭和 51 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	北海道開発居土木試験所長
〃	石 崎 嘉 明	北電土木部長
〃	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
〃	柴 田 実	道立寒地建築研究所長

### 選考経過

昭和 52 年 2 月 18 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：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）

著 者：北郷 繁，三田地利之，三浦清一，佐藤正朝，橋 孝則

受 賞 者：三田地利之

### 選考理由

原位置における土の挙動を室内試験から推定しようとする場合、室内試験における応力・変形条件を原位置のそれに一致させることが重要である。しかしながら室内で通常実施されている試験は、多くの場合軸対称の三軸圧縮試験である。一方、フィルタイプダムや盛土のような土構造物が破壊に致るときの状態は、長軸方向の変位が許されない平面ヒズミ状態を呈しており、それに伴って三つの主応力が異なった状態にあると考えられる。したがって軸対称三軸圧縮試験と平面ヒズミ三軸試験から求まる強度・変形特性との間の関係を把握しておくことが必要である。

従来、この種の研究は砂質土について比較的よくなされているが、粘性土を対象とした研究は少ない。特に圧密条件を原位置の条件に合致させた K。圧密とし、主応力面の回転を伴う伸張状態での研究は極めて少ない。

著者らは、以上の点に着目して、平面ヒズミ条件で圧縮および伸張試験の実施可能な装置を試作し、飽和粘性土を対象として平面ヒズミ圧縮・伸張および軸対称圧縮・伸張の 4 種の非排水三軸試験を行ない、強度・変形特性におよぼす変形条件の相違および主応力面の回転の影響について検討したのが本論文の内容である。

まず、応力～ヒズミ関係については、変形条件の違いおよび主応力面の回転の有無によって著しい相違がみられることを示している。しかし、これを正八面体面上の応力比とセン断

ヒズミの関係で整理すると、平面ヒズミ圧縮・伸長時の応力比～ヒズミ関係が軸対称の圧縮試験の結果とほとんど一致することみい出した。

つぎに、有効応力に関するセン断抵抗角や、圧密による強度増加率は圧縮・伸張で大幅に異なり、例えば平面ヒズミ伸張時の非排水強度は軸対称圧縮試験から得られる強度の8割弱であることを示している。また、ダイレイタンシー特性については、柴田・軽部らの等方圧密後の試験結果と異なり、圧密時の応力条件が異方的である場合にはセン断時のダイレイタンシー挙動は主応力面の回転に大きく影響を受けるとしている。

さらに、破壊規準としては、最大主応力と中間主応力とが等しいときに 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なることを示した。

これを要するに、本研究の推進者であった受賞者が、異方圧密粘土について平面ヒズミ条件下での挙動を明らかにし、かつ通常行なわれる軸対称三軸圧縮試験結果との対応関係を見い出したことは、原地盤における粘性土のセン断挙動の解明ならびに土構造物の安定計算上、少なからざる貢献をなしたものと認められる。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：円弧スベリ面法による盛土の安定計算上の問題点

著者：中出尚夫，栗原則夫

受賞者：中出尚夫，栗原則夫

## 選考理由

盛土の安定解析法として、現在、いわゆる  $\phi=0$  法が広く用いられている。しかし、その計算結果は必ずしも実際の安定と適合しない。その原因には色々のものが考えられるがこの解析法を実際とよく合うものにするためには、地盤の強度変化、地盤と盛土の変形特性、土質定数のバラツキ、土層構成などを評価する際に含まれる仮定や誤差を吟味、再検討することが必要であると考えられる。

著者らは、これらの事項のうち変形に関する既往の模型実験や盛土の実測データを整理検討して、軟弱地盤上の盛土の破壊機構についての仮説を立て、これに基づく新しい計算法を提案し、その計算例と  $\phi=0$  法との比較および実際例に対する適用結果を示している。

まず、著者らの仮説によれば、地盤の側方流動に伴って地盤中に進行性破壊が波及し、これが限界状態になると、地盤と盛土の剛性のちがいなどに起因して、盛土中に底面からヘアークラックが発生し、地盤の塑性領域の拡大とともに、ついには円弧面に沿うスベリ破壊を生ずるに至るとしている。

なお著者らは、このクラックを従来剛塑性論から説明されているいわゆるテンションクラックとは異なるものと説明している。

このようにして、著者らは盛土の沈下量を起動モーメントに見込み、鉛直なクラックを盛土全高に入れてこのクラック面に主働土圧を作用させる新しい計算法を提案し、計算例に

よってその計算法がほぼ妥当な結果を与えることを示している。

以上の内容は、計算法自体の吟味（盛土沈下量を見込んだときの起動モーメントの計算法、土圧そのものについての考察など）や多くの施工例に適用して、その妥当性を確認することなど今後の検討に俟つ部分を含むが、実測データをもとに地盤の破壊機構を考察し、それに対応する形で新しい計算法を提示している点できわめてユニークであり、今後の研究が期待される。

よって、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認められる。

## 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「支都」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。

実質頒価 ￥500

### 技術報告資料 第18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 協業組合 高速印刷センター

札幌市中央区北4条西3丁目

TEL(代) 271-5101

<電算写植>