

技術報告集

第 29 号

平成元年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

-3

78

技術報告集目次

①	2、3の火山灰の液状化特性……………北大工学部	○青野哲成・土岐祥介 …… 1 三浦均也
②	火山灰質粒状体の三軸力学挙動……………室蘭工大 室蘭工大院	○三浦清一 …… 9 ○宮永孝志
③	火山灰土の強度・変形特性に関する実験的研究 — 密度、構造、供試体寸法の影響 —	○磯崎真一 新田 登 …… 17
④	材料土の改良結果の一例について……………北海道土質 コンサルタント(株)	二ツ川健二・工藤康雅 …… 23 ○松本和正
⑤	不飽和土の圧縮と圧縮土の構造性……………北大農学部	○矢沢正士・三橋 剛 …… 31 前田 隆
⑥	ボーリング柱状図のスペクトル化による地盤分類 — 土質名の数値化による交番 解析の試み —	○朝日秀定・白幡浩志 …… 35 西野敏朗
⑦	最大粒径と均等係数の異なる砂の変形・強度特性……………北大工学部 北大院	○三浦均也・土岐祥介 …… 41 長谷川敬寿
⑧	砂の非排水繰返し三軸強度に及ぼす影響要因の解析 — 特に繰返し応力の載荷法と波形について —	○三浦清一 …… 51 ○鎌田 強・扇谷 治
⑨	自動制御による動的中空ねじりせん断試験……………北大工学部	○山下 聡・土岐祥介 …… 61 三浦均也
⑩	地盤凍結にともなうコンクリート製Uトラフの被害に関する実験(第3報)……………北見工大	鈴木輝之 …… 69
⑪	融雪とすべり面機構……………(株)仲野防災技術研究所	仲野昭次郎 …… 75
⑫	道央自動車道(三笠～滝川間)の地すべりについて(その2)……………日本道路公団 札幌建設局 基礎地盤コンサルタント(株)札幌支社	○井上惇夫・荒 厚 …… 79 生川淳一
⑬	地すべり抑止杭の挙動観測結果……………開発局開発土木研究所 — 一般国道274号占冠村名石の泥岩開発局室蘭開建 地すべりについて —	○黒川國夫・菅野 誠 …… 85 里 輝政
⑭	軟弱地盤に支持される構造物の沈下過程実用計算法とその応用例……………室蘭工大 室蘭工大院	○土屋 勉 …… 91 荒 真一
⑮	軟弱地盤における沈下観測結果の考察(その3)……………北海道開発 コンサルタント(株) 開発局室蘭開建 北海道開発 コンサルタント(株)	○本間公康 …… 101 山口守之 由良桂一
⑯	正規圧密粘土の応力 — ひずみ — 時間式に関する研究……………北大工学部 北大院	三田地利之 …… 105 ○樺澤孝人
⑰	異方圧密粘土の応力 — ひずみ挙動について(第4報)……………苫小牧高専	○池浦 勲・小野 丘 …… 113

⑭	カオリン粘土における塑性間隙水圧と 鉛直軸ひずみの関係	函 館 高 専	○佐野信房・岩淵祐一	119
⑮	粘性土の強度に及ぼすサンプリング時 の応力解放の影響 — 一軸及び三軸C り試験手順のシミュレーション —	北 大 工 学 部 札 幌 市	三田地利之・○工藤 豊 桜庭大久	125
⑯	遠心力模型実験による杭の鉛直支持力 について	開発局開発土木研究所 日本工営技術研究所	○日下部祐基・能登繁幸 片倉浩司 中橋貞雄	135
⑰	高分子吸水剤を用いた土質改善	北 大 農 学 部 共 和 コ ン ク リ ー ト 工 業 株	○相馬勉之・前田 隆 藤原幸彦 進藤邦雄・高島清光	141
第4回土質工学懇話会要旨				147
昭和62年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告				151

北大工学部 ○ 青野 哲成
 北大工学部 土岐 祥介
 北大工学部 三浦 均也

1. まえがき

北海道には火山灰が広く分布しており、土構造物を築造する際に火山灰に遭遇したり、火山灰を宅地や工業用地の造成、盛土材料などとして使用する機会も多い。火山灰地盤や火山灰で築造された構造物の液状化などに対する安定性を評価する際、自然堆積した状態とそれを掘削して再び締固めた状態における性質とにどのような相違があるかが常に問題となる。しかし、これまで特に北海道では火山灰の液状化抵抗は余り詳しく調べられていない。そこで、繰返し三軸試験装置を用いて数種類の不攪乱および再構成の火山灰の液状化特性の差異を実験的に調べるとともに、これまでかなり各方面で研究がなされてきた豊浦標準砂の強度・変形特性との相違を考察し、火山灰地盤の非排水繰返し強度特性に関する基礎資料を提供しようとするものである。

2. 試料および物理的性質

2-1 試料

本研究では火山灰を 2 種類、砂を 1 種類用いて試験を行っている。火山灰は、札幌市清田の宅地造成地の土被り厚およそ 10m の切土面より採取した試料（以下清田火山灰(KIYOTA V. ASH)と呼ぶ）と沙流郡紋別町富川の牧場の切土斜面の約 1.5 ~ 2 m の深さのところから採取した試料（以下富川火山灰(TOMIKAWA V. ASH)と呼ぶ）である。また、試料は自然堆積している構造を乱さないように採取した不攪乱試料と、同じ堆積層から採取した乱した試料の 2 種類である。不攪乱サンプリングは、清田火山灰の場合、原地盤を適当な大きさまで切り出した後にギプスを巻いて石膏で固め補強するという方法で、また富川火山灰の場合は直径 70mm 長さ 240mm のシンウォールを用いてサンプリングしており、それぞれ凍結して冷凍庫で保管した。砂は水洗い後炉乾燥した豊浦標準砂(TOYOURA SAND)である。

2-2 物理的性質

対象とした三種類の試料の物理試験結果を表-1に、また、粒径加積曲線を図-1に示す。

清田火山灰は支笏系流下堆積物に、また富川火山灰は支笏系降下堆積物に分類されるものである。図-1に示

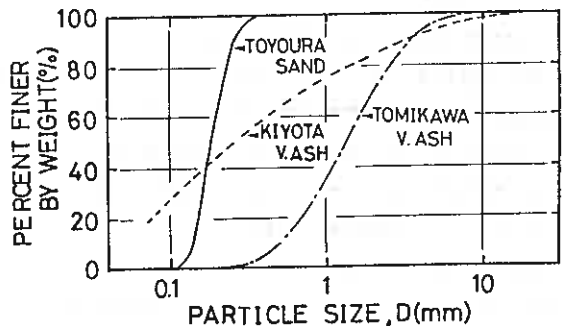


Fig. 1

Table 1

	清田火山灰	富川火山灰	豊浦標準砂
自然含水比 w (%)	28.2	67.3	-
比重 G_s	2.275	2.288	2.645
強熱減量 L (%)	2.6	10.6	-
最大間隙比 e_{max}	1.893	4.421	0.991
最小間隙比 e_{min}	1.167	3.495	0.623
最大乾燥密度 $\gamma_{d,max}$ (t/m^3)	1.050	0.511	1.630
最小乾燥密度 $\gamma_{d,min}$ (t/m^3)	0.788	0.424	1.328
最大粒径 (mm)	19.1	19.1	0.42
60% 粒径 D_{60} (mm)	0.43	1.65	0.20
平均粒径 D_{50} (mm)	0.26	0.92	0.16
30% 粒径 D_{30} (mm)	0.11	0.88	0.16
10% 粒径 D_{10} (mm)	-	0.48	0.14
均等係数 U_c	-	3.44	1.43
曲率係数 U_c'	-	0.93	0.91
三角区標による分類	砂質土 (FS)	砂 (S)	砂 (S)

すように富川火山灰が比較的粒径の均一な試料であるのに対し、清田火山灰は粒度分布の良い試料であることがわかる。これは、富川火山灰が降下途中に分級作用を受け、粒径がほぼ均一なものになったためと思われる。

土質工学会基準による最大・最小密度試験法が適用できる範囲は、細粒分5%以下、粒径2mm未満の砂とされている。しかし、本研究において用いた火山灰では、試料の性質上その範囲を越えた粒子を多く含んでいる。また、ふるい分けを行って細粒分5%以下、粒径2mm未満の範囲内の試料で測定した値で供試体の相対密度を表現するのは無理がある。そこで4.76mmふるいを通過した試料に対して最大・最小密度試験を行った。試験の結果を表-1に示す。

3. 供試体作製法および試験方法

3-1 供試体作製法

試験は、再構成供試体 (RECONSTITUTED(RE.)) と不攪乱供試体 (UNDISTURBED(UN.)) の2通りについて行った。再構成供試体は、メンブレン (厚さ0.3mm) を装着したモールド内に6層に分けてスプーンを使って落下高ゼロで試料を詰め、あらかじめ所定の密度を得られるように予備実験を行って求めた突き固め回数で各層毎に突き固める (スプーン・ロッキング法) ことにより作製した。不攪乱供試体は、凍結してある塊状の試料を冷凍庫内で、トリマー、ストレートエッジ、電動グラインダー等を用いて所定の寸法に削り出した。なお、供試体は円筒型で寸法は直径70mm、高さ170mmである。

3-2 試験方法

供試体の飽和には2通りの方法を採用した。1つは供試体内の間隙の空気をCO₂に置換してから脱気水を通して飽和させる方法で、もう1つは19.6kPaの有効応力を保ちつつ供試体内とセル内の真空度を同時に上げて供試体内の間隙の空気を取り除き、脱気水を通して飽和させる方法¹⁾である。前者は富川火山灰と豊浦砂に用いており、後者は前者の方法では Skempton の間隙水圧係数B値を0.95以上に上げることができなかった清田火山灰に対して用いている。どちらの方法を用いても実験結果には影響の無いことを予備実験で確かめてある。このようにして飽和させた後、196kPaのバックプレッシャーを供給し、有効拘束圧98kPaで等方圧密する。なお、全ての試験においてB値が0.95以上であるものを採用している。

繰返し載荷は、振幅一定の周波数0.05Hzの正弦波で、載荷は常に圧縮側から行っている。

4. 試験結果および考察

4-1 過剰間隙水圧蓄積特性

図-2(a)~(c)に清田火山灰および富川火山灰の再構成供試体、豊浦砂の応力経路の一例を示す。豊浦砂の応力経路は過剰間隙水圧が次第に蓄積し、サイクリック・モビリティに達し、有効応力が一時的にゼロになっている。これに

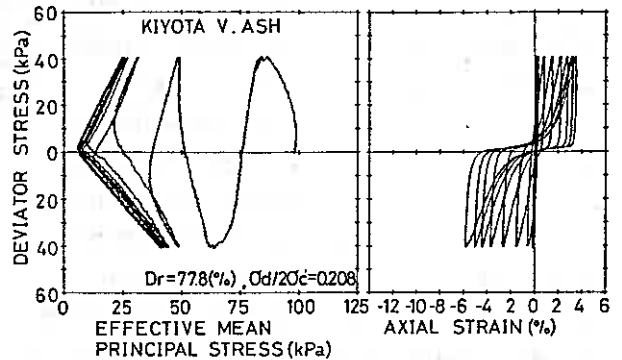


Fig. 2(a)

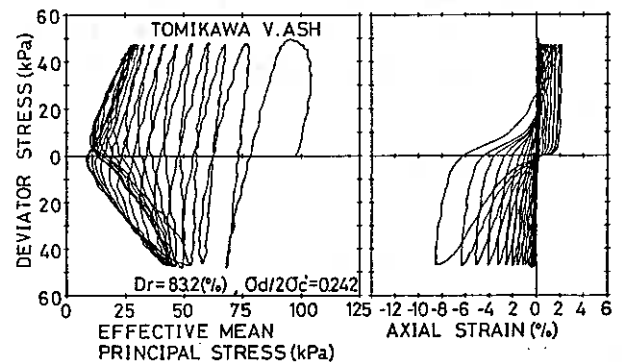


Fig. 2(b)

対し火山灰では過剰間隙水圧が初期有効応力と等しくなるまで上がりきっていない。そこで図-3(a)~(c)に過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_v$) と繰返し載荷回数比 (N/N_c (to DA=5%)) との関係を示してみた。

図-3(a)には清田火山灰の再構成供試体と不攪乱供試体、および図-3(b)には富川火山灰の再構成供試体と不攪乱供試体、図-3(c)には豊浦砂の代表的な試験結果をそれぞれ示してある。図中の SR は繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_v$ のことである。どちらの火山灰においても不攪乱供試体、再構成供試体の区別なく豊浦砂と類似した過剰間隙水圧蓄積曲線を示している。

繰返しねじり三軸試験を用いたシラスの液状化実験で、山内ら²⁾は乱さないシラスは乱したシラスと比べて間隙水圧の上昇はある回数までは同じように上昇するが、その後は少しずつゆるやかに完全液状化は起きにくいと述べている。そこで、DA=2, 5%での不攪乱火山灰と再構成火山灰の過剰間隙水圧比の相違、および豊浦砂との相違について調べた結果を以下に示す。

図-4(a)~(f)はDA=2および5%における過剰間隙水圧比と相対密度との関係を示している。データは極力応力比0.2付近での値を集めてプロットしているが、データの数の少ない試料では応力比の範囲を広げてプロットしている。図中の()の中の数字は応力比を表しており、図中の線は応力比0.2のデータに対して引いたものである。過剰間隙水圧比の値を示す線はこの図においても相対密度の変化に係わらず、横軸に対してほぼ平行である。相対密度 Dr のあまり高くない砂では、初期液状化 ($\Delta u/\sigma'_v = 1$) が生じるときの両振幅軸ひずみ DA は相対密度によらずほぼ5%程度であるとされている。火山灰においても過剰間隙水圧比の値は DA に対応して決まり、相対密度への依存性は小さいと言えそうである。

図-4(a)および(d)は、清田火山灰の不攪乱および再構成供試体についての試験結果を比較したもので、DA=2%の場合は不攪乱および再構成供試体で間隙水圧の発生量の差は認められないが、DA=5%においては不攪乱供試体の方が過剰間隙水圧比は小さくなっている。図-4(b)および(e)の富川火山灰では不攪乱供試体の方の間隙水圧比がかなり小さい。DA=2%の清田火山灰の再構成および不攪乱供試体と富川火山灰の再構成および不攪乱供試体では、間隙水圧比の大小関係が逆になっているが、間隙水圧比のほぼ上がりきったDA=5%では、どちらの火山灰でも再構成供試体の方が間隙水圧比は大きい。これらの結果は前述の山内らの乱さないシラスは乱したシラスと比べて間隙水圧の上昇はある回数までは同じように上昇するが、その後は少しずつゆるやかに

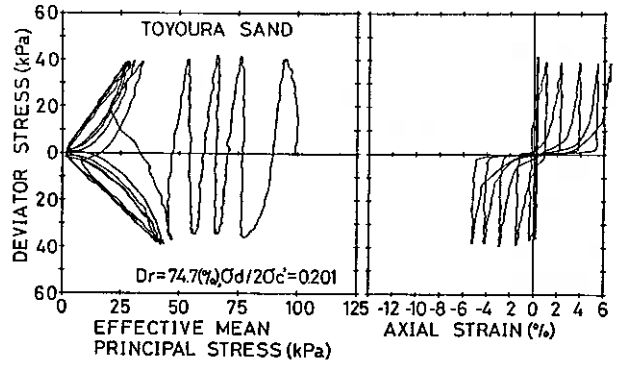


Fig. 2(c)

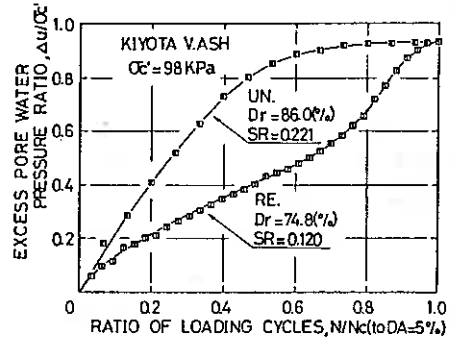


Fig. 3(a)

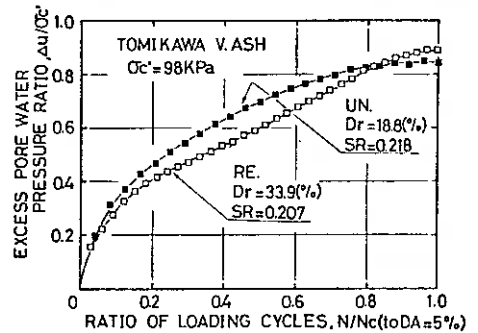


Fig. 3(b)

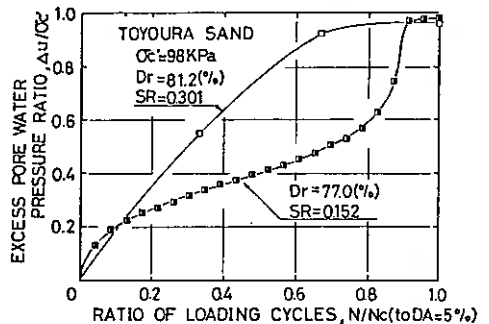


Fig. 3(c)

るという報告を支持している。

また、図-4(c)および(f)は、豊浦砂と清田火山灰および富川火山灰の再構成供試体との試験結果を比較したものである。DA=2%では3種類の供試体にあま

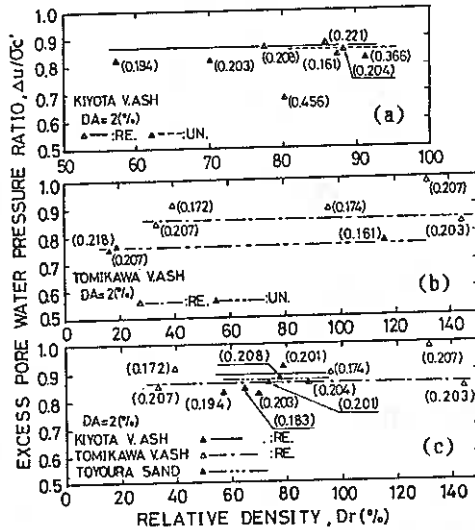


Fig. 4(a), (b), (c)

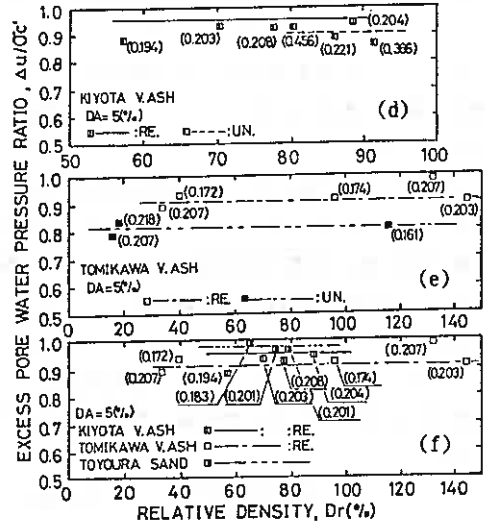


Fig. 4(d), (e), (f)

り間隙水圧比の差はみられないが、DA=5%では相対密度によらず、豊浦砂が常に最も高い過剰間隙水圧比を示し、火山灰の方が低いことがわかる。

ただし、ここに示す結果にはメンブレンコンプライアンスの影響が含まれており、今回実験を行った火山灰のうち特に富川火山灰では豊浦砂よりもメンブレンコンプライアンスの影響が大きいため、図-4に示す関係がそのまま原位置におけるものとするには問題が残る。また豊浦砂の方が同じ条件の下で間隙水圧が発生し易いという上記の傾向は、火山灰より砂の方が液状化強度が低いことに必ずしもつながらないことを後に示す。

4-2 強度特性

図-5 (a)~(e)は、一連の試験結果をそのままプロットしたもので、両振幅軸ひずみDA=1, 2, 5%が生じたときの繰返し回数 N_c と繰返し応力比 σ_d/σ'_c との関係を示

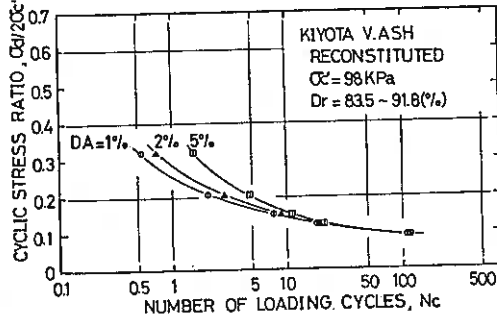


Fig. 5(a)

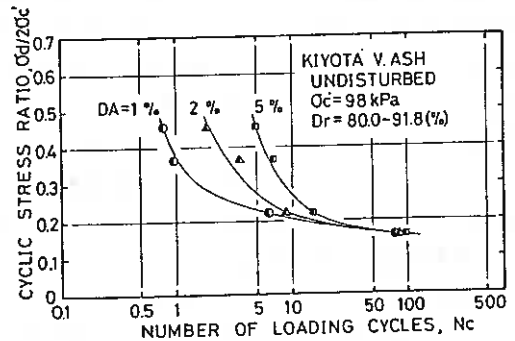


Fig. 5(b)

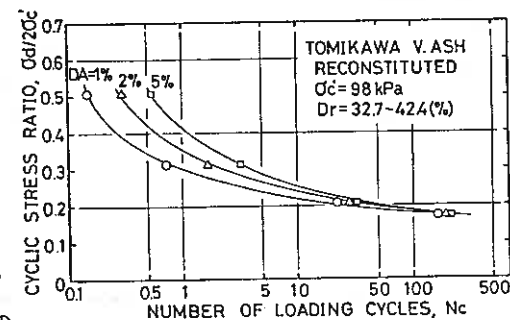


Fig. 5(c)

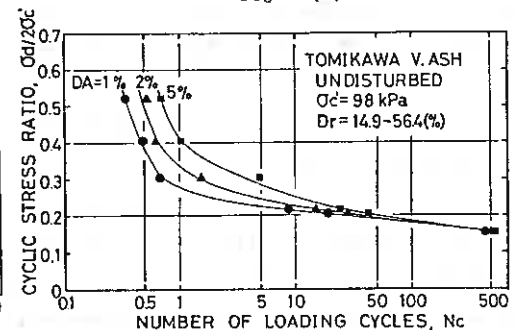


Fig. 5(d)

している。図-5(a)~(d)から火山灰も砂と同様の形の液状化強度線を持つ((e)図参照)ということが言える。

しかし、これらの液状化強度線をそのまま比較することは相対密度の違い、またはメンブレンペネトレーションの相違等があるため困難である。そこで、以下にそれらの影響の程度を考察しつつ、火山灰がどの程度の液状化強度を有するかを可能な限り明らかにする。

a) 供試体密度の影響

図-6(a)~(c)は、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_v'$ をパラメータとして、両振幅軸ひずみ $DA=2, 5\%$ が生じるときの繰返し回数 N_c と相対密度 Dr との関係をまとめたものである。図中のマークの上下の数字は応力比を表し、曲線はある相対密度に対して繰返し載荷回数 N_c の補正を可能にするマスターカーブである。図から明らかのように、火山灰の補正曲線もこれまで報告されている砂に対する補正曲線^{3), 4)}と類似した傾向が認められる。図-6(c)は同様の目的でこれまで作製された豊浦砂の補正曲線⁴⁾を参考にして描いたものであるが、それと比べて火山灰の密度補正曲線は相対密度の変化に対する繰返し載荷回数 N_c の変化が小さく、曲線の勾配は急である。つまり、豊浦砂の相対密度の変化が液状化強度におよぼす影響に比べると、本研究で用いた火山灰では影響が小さいと言える。これは裏返して言うと、豊浦砂に比べて火山灰では相対密度が高くなっても低いときとあまり差のない繰返し載荷回数で所定の両振幅軸ひずみを生じているということである。山内ら⁴⁾は、鹿児島産のシラスと九州大学構内の砂の液状化特性を繰返し三軸試験で調べ比較しており、九州大砂は相対密度が50~60%の中位の密度以上になると液状化しないのに対し、シラスは相対密度が80~100%の非常に高い場合においても液状化すると報告している。

b) 不攪乱供試体と再構成供試体の液状化強度

図-6の補正曲線を再構成供試体および不攪乱供試体にも適用して $DA=2$ および 5% が生じるときの N_c の値を $Dr=80\%$ に対する値に補正して描いたのが図-7(a)および(b)である。清田火山灰の再構成と不攪乱供試体の試験結果を比較すると、両図とも不攪乱供試体の方が明らかに強度が高いことがわかる。それに対し、富川火山灰では、清田火山灰の結果と異なり再構成供試体の液状化強度と不攪乱供試体の液状化強度はあまり差がない。

c) メンブレンペネトレーションの影響

大原ら⁹⁾によると、動的三軸試験機を用いた実験では乱したシラスの液状化の難易度はいちはいには言え

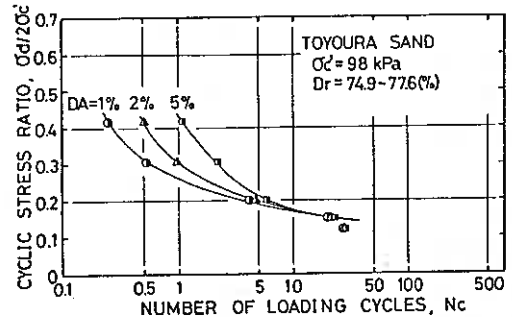


Fig. 5(e)

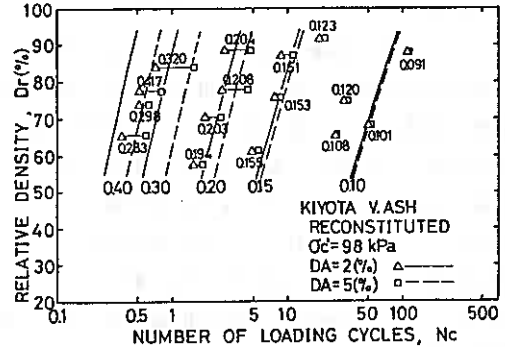


Fig. 6(a)

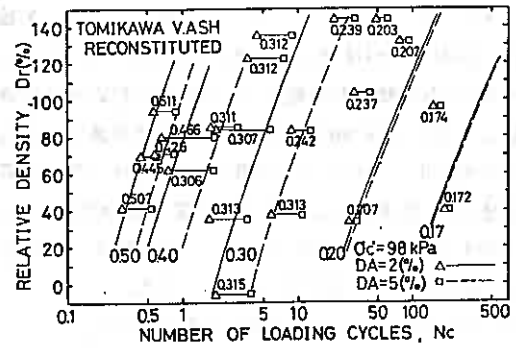


Fig. 6(b)

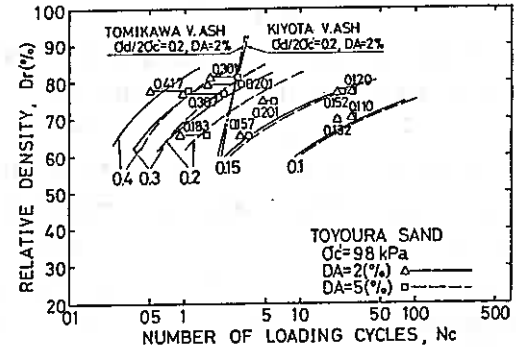


Fig. 6(c)

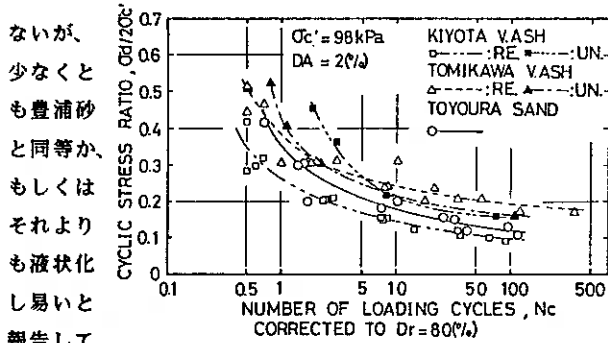


Fig. 7(a)

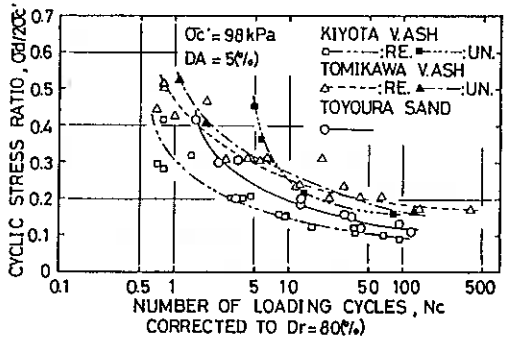


Fig. 7(b)

ないが、少なくとも豊浦砂と同等か、もしくはそれよりも液状化し易いと報告している。図-7で豊浦砂と再構成の清田火山灰および富川火山灰の液状化強度を比較してみると、清田火山灰は豊浦砂に比べて液状化強度が低く、逆に富川火山灰は強度が高いことが示されており、大原らの報告は富川火山灰において矛盾している。しかし、富川火山灰はその粒度構成よりメンブレンペネトレーションが大きいのと思われるため、液状化強度が過大評価されている可能性がある。そこで、メンブレンペネトレーションの強度に及ぼす影響を補正して、強度の比較を行う。

メンブレンペネトレーションの強度に与える影響の補正は、田中ら⁷⁾が提案している方法で行った。この方法は図-8(a)中の軸応力変動 $\Delta\sigma_a$ とそれに対応する間隙水圧変動 Δu_a およびSkemptonの間隙水圧定数B値とが得られれば次の式によって C_{RH} （有効拘束圧除荷時の供試体骨格の膨張量 ϵ_{vm} に対するゴム膜貫入量の変化 ϵ_{vm}/ϵ_v の比； ϵ_{vm}/ϵ_v ）が求まり、図-8(b)の C_{RH} と C_N との関係より補正後の繰返し載荷回数 N_0 を推定するものである。ただし、 $D = \Delta u_a / \Delta\sigma_a$ で Δu_a は $\Delta u \approx 0.4$ 付近の値を用いた。

$$C_{RH} = \frac{B}{3D} - 1$$

この方法により求めた C_{RH} と相対密度 D_r との関係を図-9に示す。富川火山灰が他の試料に比べて一番大きな C_{RH} 値を示しており、供試体に密着した際のメンブレンの様子から富川火山灰が最もメンブレンペネトレーションが大きいのという試験時の観察に基づく予想と一致している。また、相対密度と C_{RH} との関係は、データのばらつきが大きいため明かではないが、補正に用いる C_{RH} は各々の試料の再構成および不攪乱供試体それぞれについての平均値とした。求めた C_{RH} の値は図-9に書き込んであるが、この C_{RH} に対応する C_N は富川火山灰の不攪乱供試体が最も大きな値 $C_N = 8.47$ であり、次に富川の再構成供試体 $C_N = 3.26$ 、豊浦砂 $C_N = 1.82$ 、清田の再構成供試体 $C_N = 1.71$ 、清田の不攪乱供試体 $C_N = 1.66$ である。この値で補正すると富川火山灰の不攪乱供試体の場合では $N_0 = N_c / 8.47$ となり、繰返し載荷回数は C_{RH} による補正前のおよそ8分の1になる。豊浦砂は補正前の $1 / 1.82$ であり、

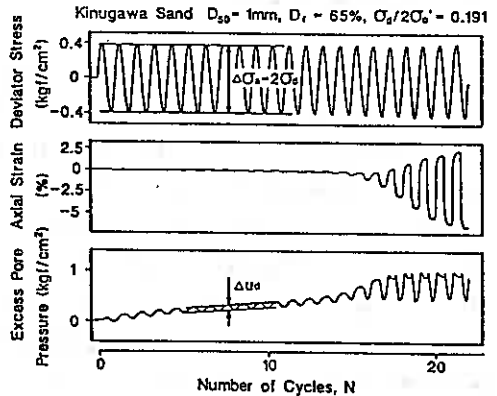


Fig. 8(a)⁷⁾

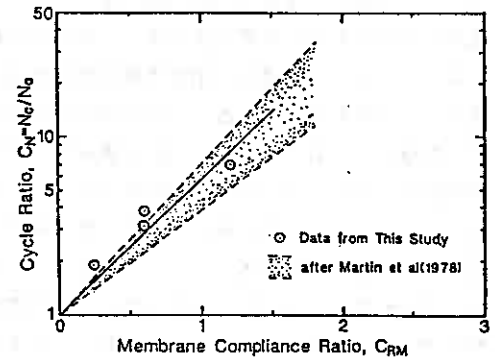


Fig. 8(b)⁷⁾

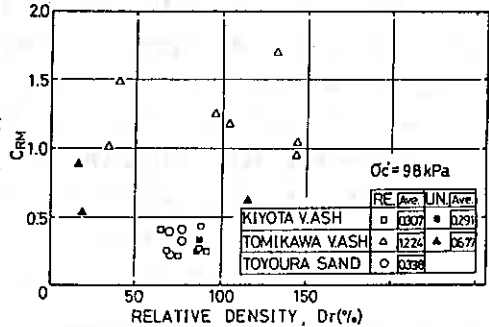


Fig. 9

かなり相違があることがわかる。

d) 液状化強度の比較

図-7
に対して
 C_{rn} を用
いたメン
ブレネ
ネット
レー
ションの
補正を行
った結果
が図-10

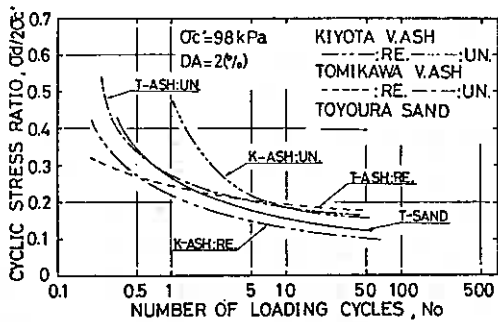


Fig. 10(a)

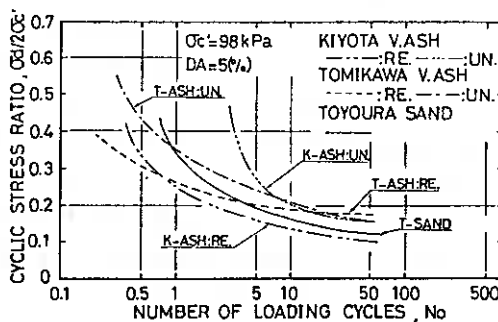


Fig. 10(b)

(a)および(b)である。不攪乱および再構成供試体の C_{rn} の値が清田火山灰ではほぼ同じであるため図-10の再構成供試体の液状化強度線と不攪乱供試体の液状化強度線との関係は、図-7に比べてあまり変わらず、不攪乱供試体の方が明らかに強い。富川火山灰の不攪乱および再構成供試体の強度線の関係は図-7に比べて載荷回数N_oの低いところでは不攪乱供試体の液状化強度の方が強くなっており、特にDA=5%の強度線ではその傾向が顕著である。しかし、 C_{rn} の補正後においても不攪乱供試体の液状化強度の方が再構成供試体より大きいと言えない。

また、図-10(a)(b)から清田火山灰の再構成供試体は豊浦砂に比べて多少液状化強度が弱く、富川火山灰ではほとんど同じであるということが伺え、本研究で用いた再構成した火山灰の液状化強度は、豊浦砂と同等か、もしくは若干弱いということが言えそうである。これらの液状化強度の比較を定量的に行うため、ある N_o に対応する応力比をそれぞれの液状化曲線から読み、それらの比(強度比 R_s)をとって表してみた。火山灰の不攪乱供試体と再構成供試体の比較は R_s の分母に再構成供試体の応力比をとり、豊浦砂と再構成供試体の比較は分母に豊浦砂の応力比をとって計算した。

強度比 R_s と繰返し載荷回数 N_o との関係を表したのが図-11(a),(b)である。再構成供試体と不攪乱供試体の強度比においては、清田火山灰は再構成供試体に比べて不攪乱供試体がどちらのDAでも平均でおよそ1.5倍であり、富川火山灰はDA=2%ではおよそ1倍、DA=5%ではおよそ1.0~1.1倍である。また、豊浦砂と再構成火山灰の関係は、火山灰の液状化強度は豊浦砂に比べて清田火山灰の場合どちらのDAでも0.8~0.9倍、富川火山灰の場合はおよそ0.9~1.4倍である。 N_o と R_s との関係についてはさらに試料の集積が必要と思われる。

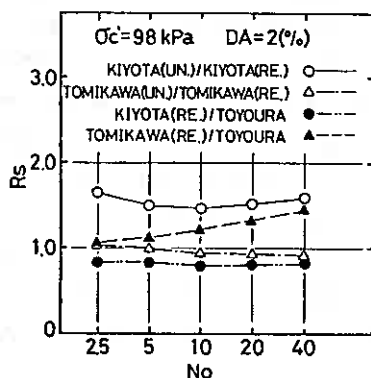


Fig. 11(a)

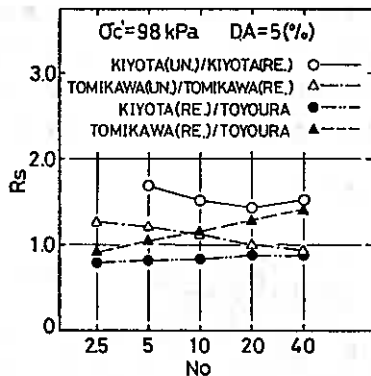


Fig. 11(b)

5. 結論

火山灰の液状化試験を行った結果を検討して、次のような結論を得た。

- (1) 間隙水圧が増加段階にある $DA = 2\%$ では、清田火山灰の不攪乱供試体と再構成供試体の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ 値はほぼ等しく、富川火山灰では不攪乱供試体の値が再構成供試体に比べて小さかった。そ

れに対し $DA = 5\%$ では、両試料において不攪乱供試体の $\Delta u/\sigma'c'$ 値の方が明らかに低い。このことは、間隙水圧が上がりきった $DA = 5\%$ 付近では不攪乱供試体の間隙水圧が再構成供試体のそれより小さいが、それ以前の $DA = 2\%$ 付近では、両者の違いが明確でない可能性を示している。

- (2) $\Delta u/\sigma'c'$ は不攪乱あるいは再構成供試体の区別なく、広い相対密度の範囲に対し両振幅軸ひずみ DA と一義的対応関係にあることが、応力比 0.2 付近の実験結果において認められた。
- (3) 火山灰では直径 70mm の供試体を用いた場合でも液状化強度におよぼすメンブレンペネトレーションの影響はかなり大きい。この影響のため、田中らの方法に従えば、細粒分含有量の多い富川火山灰の場合、 N_c は不攪乱供試体および再構成供試体でそれぞれ 8.5 倍および 3.3 倍に過大評価されるという結果が得られた。平均粒径の小さな豊浦砂および清田火山灰に対するその値も $1.7 \sim 2.0$ 倍でかなり大きい。
- (4) 火山灰の不攪乱供試体の液状化強度を同じ相対密度の再構成供試体の強度と比較すると、清田火山灰では前者が後者に比べ約 1.5 倍の強度を示した。しかし、富川火山灰では、応力比が大きな場合不攪乱供試体の方がわずかに大きい傾向があるが、有為な差は認められなかった。この違いは堆積環境によって固結度が異なることに起因すると考えられる。すなわち、清田火山灰のような流下堆積物は富川火山灰のような降下堆積物より固結度が一般に高いためにこのような傾向を示したと考えられる。
- (5) 再構成した火山灰と豊浦砂の液状化強度を同じ相対密度で比較すると、富川火山灰では応力比の小さな所(N_0 が大)で豊浦砂より強度が高いが、清田火山灰では豊浦砂の強度より $10 \sim 20\%$ 低い。一般に火山灰の液状化強度は高いと考えられているが、再構成した火山灰の液状化強度は、必ずしも砂の強度より高いとは言えない。

以上、今回行った火山灰の非排水繰返し三軸強度に関する試験結果を述べた。なお、火山灰の相対密度、メンブレンコンプライアンス量の求め方に問題が残されているため、不攪乱供試体、再構成供試体および砂との強度特性の比較の方法は、今後さらに検討を続ける必要があると思われた。

6. あとがき

本研究の一部は文部省科学研究費重点領域研究(1)(代表 東京大学 石原研而)および奨励研究(A)の補助を受けたものである。最後に試料の採取にあたって協力を頂いた鹿島建設株式会社 松井 雄二氏、数々の助言を頂いた室蘭工業大学 三浦 清一助教授、また実験およびデータ整理に協力を得た本学部4年松木 博文君に記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Nader S. Rad・G. Wayne Clough: New Procedure for Saturating Sand Specimens, ASCE, Vol.110, No.9, pp.1205~1218, 1984
- 2) 山内 豊 久光: 繰返しねじり三軸試験によるしらすの液状化について, 土学会第28回年次学術講演会要録, 3, pp.154~155, 1973
- 3) 山内 豊 久光: 繰返し非排水三軸試験における変形特性に及ぼす諸要因に関する共同研究報告, 龍谷大学工学部, 豊浦砂の繰返し非排水三軸試験に関するシンポジウム-室内試験法および試験結果の解釈と適用-, pp.7~22, 1984
- 4) 山内 豊 久光: 繰返し非排水三軸試験の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム-室内試験, 原位置試験および試験結果の利用-, pp.1~35, 1988
- 5) 山内 豊 久光: 繰返し荷重を受けるしらすのような砂の間隙水圧について, 資生堂, 第22回年次学術講演会講演集, 3, pp.43-1~43-2, 1967
- 6) 大原 資生 文夫: 乱さないシラスの動的性質, 土質工学会論文報告集, Vol.14, No.4, pp.107~114, 1974
- 7) 田中 敏三 松孝次: 液状化試験結果に対するMembrane Penetrationの簡便な評価方法, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム-室内試験, 原位置試験および試験結果の利用-, pp.85~88, 1988

1. まえがき

我国には種々の異なる成因を有する火山灰質粗粒土が広く分布している、その工学的性質の解明と有効利用について精力的な研究が進められている。本道においても、各地で宅地や工業用地の造成、埋立て材料などとして火山灰土を利用する機会が増加している。しかし、一般に火山灰土は、多孔質で破碎されやすく、土粒子表面の形状が粗であるため低圧下でも異常に高い強度を示すなど、その生成過程に起因する特異な力学的性質を有していて、通常の砂のような粒状体のそれとは物性論的観点において異なる挙動を示すことに注意する必要がある。さらに今後は、乱した状態の力学挙動ばかりではなく、自然堆積状態にある火山灰土の力学挙動を明らかにしておくことが、特に支持地盤としての価値を高めていくために大変重要であろう。

このような背景から、筆者らは不攪乱火山灰試料に対して種々の三軸試験を行い、原位置火山灰堆積土の変形・強度特性や液状化特性について詳細な検討を加えている。この報告では、特に火山灰土についての強度異方性や応力系（含む有効拘束圧）依存性が通常の砂のような粒状体に比べてはるかに顕著であることなどの事実が示されている。

2. 実験に使用した試料

2-1. 不攪乱試料の採取

本試験で使用した不攪乱試料は、昭和63年9月1日、沙流郡門別町富川において採取したものである。図-1に示すように、この地点は国道235号線より約1kmほど内陸部に位置し、堆積層は降下生成物で形成されている。

サンプリングは、堆積層が表土より約2m下層、幅約15mにわたる水平で均質な土層について行なわれた(写真-1(a))。サンプリング方法は、刃先を有するシンウォールサンプラー(φ75×H 240mm)の静的押し込みによるもので、その手順は以下のものである。写真-1(b)に示すように、堆積層をシンウォールよりやや大きめの円錐状に整形し、周面をストレートエッジで少しずつ削りながらシンウォールの自重で静かにすべり落すようにする。この際、シンウォールの周面摩擦の影響により試料が収縮したり乱され

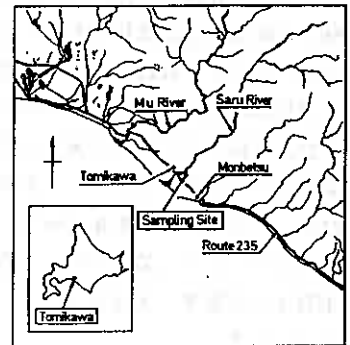


Fig-1



Photo-1(a)

たりしないようにする注意が必要である。所定の深さまで押し込まれたシンウォールサンプラーは、両端面をゴム膜で密封し、ドライアイスで凍結させた後、実験室へ運搬した。保存は、実験室の冷凍庫内（-20℃以下）で行なった。

2-2. 試料の物理的性質

採取した試料の代表的な物理的性質と粒径加積曲線を、表-1及び図-2に示す。なお図-2には、比較のため豊浦標準砂の粒径加積曲線についても併記してある。

本試料の比重試験は、煮沸法により脱気を行なっている。一般に、火山灰土は多孔質であるため、比重試験での脱気方法には検討を要する。今回、あらかじめ試料を12時間ほど蒸留水に浸してから12時間煮沸した。引続き12時間放置した後、再度12時間煮沸している。煮沸時には、時々比重ビンを振り脱気を進めている。また、最大・最小密度は土質工学会基準による方法で求めたものである。

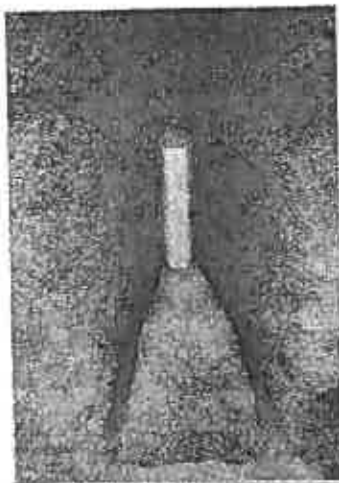


Photo-1 (b)



Photo-1 (c)

Table-1

Specific Gravity		2.22
Dry Density (g/cm ³)	Maximum	0.549
	Minimum	0.433
Gradation	D ₅₀ (mm)	1.10
	U _c	2.8
Finer Fraction (≦75μm)		1 (%)
Relative Density (in-situ)		30~90 (%)
Moisture Content (in-situ)		70~73 (%)

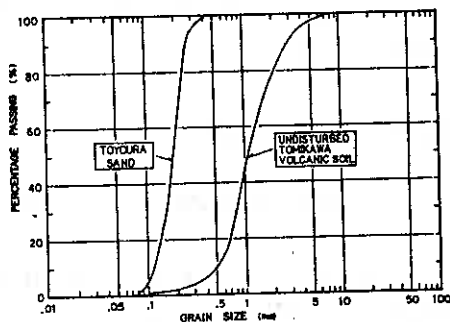


Fig-2

Table-2

No	TEST CASE	σ'_c (kPa)	γ_{cc} (g/cm ³)	γ_{scc} (g/cm ³)	γ_{scs} (g/cm ³)	D _{cc} (%)	D ₅₀ (mm)	U _c	B value	(σ_v / σ'_c)	σ'_f (kPa)	ϵ_v (%)	$\phi^* \text{ or } \phi_d$ (deg)
10	CU-COMP	49	0.474	0.540	0.442	36.41	1.1	4.06	0.997	8.187	71.338	3.962	51.472
1	"	98	0.555	0.554	0.480	100.85	1.2	3.23	0.991	7.040	89.718	4.253	46.897
2	"	98	0.511	0.563	0.481	74.81	1.3	3.06	0.968	8.831	110.104	4.420	48.128
22	"	196	0.518	0.577	0.435	59.76	1.2	3.68	0.950	6.349	146.770	6.028	46.705
11	CU-EXT	49	0.457	0.514	0.424	41.24	1.3	3.14	0.990	4.740	45.949	2.281	48.958
4	"	98	0.457	0.502	0.411	55.53	1.6	2.73	0.961	3.888	78.075	2.155	38.217
15	"	98	0.471	0.508	0.429	33.28	1.3	3.48	0.983	3.906	84.568	2.142	36.323
23	"	196	0.479	0.568	0.421	47.27	1.2	3.75	0.978	3.456	112.798	1.187	33.449
18	CU-COMP	49	0.481	0.528	0.434	55.87	1.3	3.78	0.987	6.303	136.788	8.442	48.564
7	"	98	0.484	0.587	0.416	52.78	1.8	8.18	0.884	5.332	241.924	18.384	43.167
19	"	196	0.512	0.588	0.458	54.83	9.70	8.92	0.898	4.732	441.420	25.585	48.026
17	CU-EXT	49	0.518	0.622	0.448	43.46	1.5	3.21	0.992	6.449	35.223	1.637	47.813
5	"	98	0.528	0.579	0.485	48.81	1.3	3.33	0.986	5.885	71.809	1.788	44.917

3. 試験方法

本実験で使用した供試体の寸法は、直径 $D=75\text{mm}$ 、高さ $H=160\sim 170\text{mm}$ ($H/D=2.13\sim 2.27$) であって、写真-1(c)にシンウォールから抜き出した凍結状態にある供試体を例示している。

不攪乱供試体は、三軸セル内で有効拘束圧 $p_c'=19.6\text{kPa}$ のもとで、2時間以上放置して融解させる。その後、 CO_2 、脱気水を通して飽和させ、 196kPa のバックプレッシャーを供給している。この方法により B 値は 0.95 以上を得ている。引続き、所定の圧密圧力 $p_c' (= \sigma_c')$ のもとで4時間以上等方圧密した後に、排水及び非排水条件のもとで三軸圧縮及び伸張試験を側圧一定、ひずみ制御($\dot{\epsilon}_a=0.25\ \%/min$)の条件で行なった。なお、用いたメンブレンの厚さは 0.2mm であり、メンブレン張力の補正を行っている。また、メンブレン貫入補正はしていない。

試験結果は次の応力・ひずみパラメーターによって整理されている。

$$\begin{aligned} q &= |\sigma_a' - \sigma_r'| && \text{: 偏差応力} \\ p' &= (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3 && \text{: 平均有効主応力} \\ \epsilon_v &= \epsilon_a + 2\epsilon_r && \text{: 体積ひずみ (圧縮-正)} \end{aligned}$$

ここで、 σ_a' : 軸方向有効主応力, σ_r' : 半径方向有効主応力

ϵ_a : 軸方向主ひずみ (圧縮-正), ϵ_r : 半径方向主ひずみ (圧縮-正)

4. 試験結果と考察

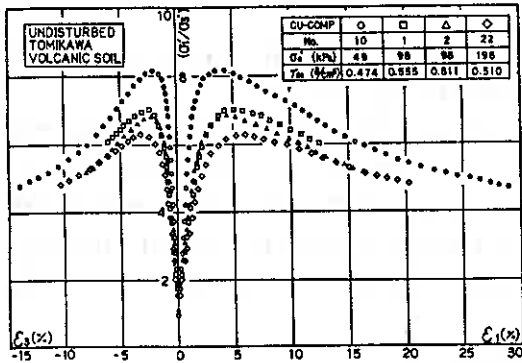
4-1. 火山灰土の強度特性について

圧密非排水三軸圧縮試験(CU-COMP)及び圧密非排水三軸伸張試験(CU-EXT)より得られた最大・最小主応力比(σ_1'/σ_3')と最大及び最小主ひずみ ϵ_1, ϵ_3 との関係が図-3(a)及び(b)に示してある。有効拘束圧 σ_c' は各々 $49, 98, 196\ \text{kPa}$ である。この結果より、両試験とも σ_c' の増大に伴いせん断強度が低下しており、著しい有効拘束圧依存性を示している。一方、(σ_1'/σ_3')が最大となるときのひずみについてみると、CU-COMPでは $\epsilon_1 (= \epsilon_a)$ が5%前後で(σ_1'/σ_3') $_{\text{max}}$ が生じているのに対しCU-EXTでは $\epsilon_1 (= \epsilon_r)$ が2~3%で(σ_1'/σ_3') $_{\text{max}}$ となっているが、同じひずみレベルで比較すると、CU-EXTの動員強度がCU-COMPのそれよりかはるかに低い値となっている。このことは、本不攪乱火山灰土は構造的に異方性の強い粒子配列状態にあることを示唆している¹⁾。これらの事実は通常の中落方式で作製した豊浦砂供試体などでも認められることではあるが¹⁾、本火山灰ではその傾向がさらに増幅された形となっている。

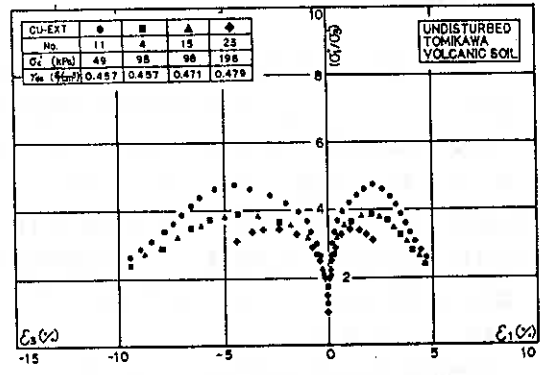
図-4(a)及び(b)には、圧密排水三軸圧縮試験(CD-COMP)及び圧密排水三軸伸張試験(CD-EXT)より得られた(σ_1'/σ_3') - ϵ_1, ϵ_3 の関係を示してある。非排水試験結果と同様に、 σ_c' が高くなるにつれてせん断強度が低下するのが認められ、特にCD-COMPについては σ_c' の依存性が大変著しく、せん断初期の部分からその挙動に差異がみられる。これは、せん断に伴う粒子破碎の影響が関与していると考えられる。すなわち、CD-COMPのように、せん断の進行とともに、平均有効主応力 p' が単調増加する試験では、圧密及びせん断による変形が卓越して、粒子の破碎が顕著になるため、体積が減少しせん断強度を低下させるのである。これにより、火山灰土の挙動が非常にゆるい砂の挙動に類似したものになると考えられる。

図-5は、非排水試験と排水試験結果による破壊時のせん断抵抗角 ϕ' 及び ϕ_d を σ_c' について整理したものである。ここで、せん断抵抗角 ϕ' 及び ϕ_d は、粘着力 $C=0$ として、次式で求めている。

$$\begin{aligned} \phi' &= \arcsin(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3') \\ \phi_d &= \arcsin(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3') \end{aligned}$$

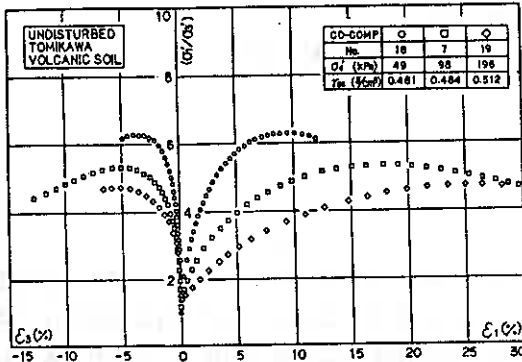


(a)

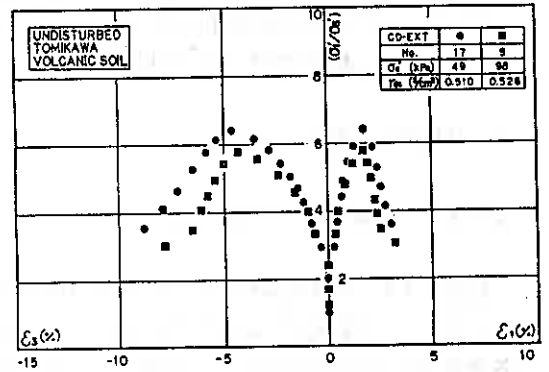


(b)

Fig-3 (a), (b)



(a)



(b)

Fig-4 (a), (b)

前述したように、 σ'_c の増大によりせん断抵抗角は減少し強度低下が認められる。ここで、 ϕ' について着目すると、各 σ'_c において $\phi'_{COMP} > \phi'_{EXT}$ なる傾向がみられ、いずれの拘束圧においてもCU-EXTのせん断強度がかなり低く現れている。その差は約 10° ほどであり、一般に豊浦標準砂や自然堆積砂でのその差が $2\sim 3^\circ$ であること¹⁾からかんがみて、この不攪乱火山灰土がいかに異方性の強い構造であるかがわかる。

また、このように伸張側での強度が低いことより、不攪乱火山灰土の三軸液化強度はかなり低いものと予想されよう。一方、 ϕ_d についてみると同じ σ'_c に対し $\phi_{dCOMP} < \phi_{dEXT}$ となり、非排水強度とは逆の傾向となっている。これは、破壊時における平均主応力の大きさに起因するものと考えられ、非排水試験の場合と矛盾する結果ではないことを後で説明する。

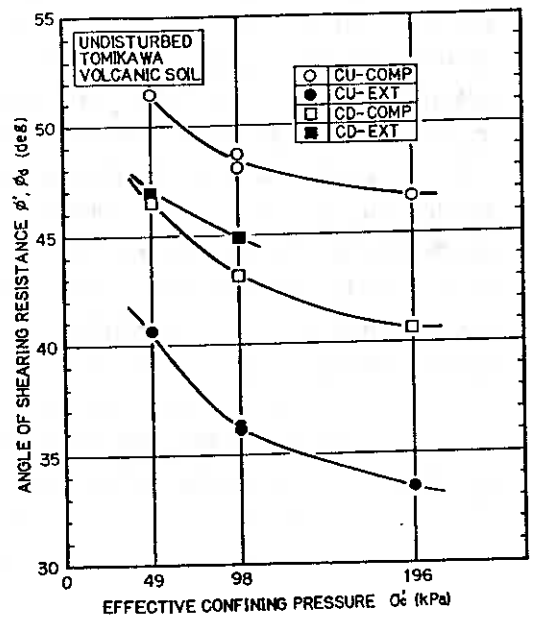


Fig-5

4-2. ダイレイタンスー特性について

粒状体のダイレイタンスー特性は、せん断に伴う体積変化特性として捉えられるが、これは排水せん断では体積変化として、非排水せん断では過剰間隙水圧の変化として現れる。

非排水せん断試験より得られた過剰間隙水圧 Δu と ϵ_a との関係は、図-6に示してある。この図より、同じ σ_c' において両試験で発生する Δu は大きく異なり、 Δu_{max} の値でみると、圧縮条件では伸張条件の約3倍の発生量が見られる。これは、火山灰土では圧縮条件で負のダイレイタンスーが極端に卓越していることによるものであり、一方、正のダイレイタンスー領域において圧縮条件での Δu の減少の割合が小さいことから予想されることである。

過剰間隙水圧の変化を図-7の有効応力経路よりみると、CU-COMPで σ_c' の大きい場合は、 Δu の発生量が大きいので p' が減少しながら破壊に至り、 σ_c' の小さい場合にはせん断の進行とともに p' は増加し、せん断強度が次第に増加する傾向が示されている。またCU-EXTと比較すると、同じ σ_c' において p' が小さい部分で破壊するため、伸張側のせん断強度がかなり低く現れている。

次に、排水試験での体積変化特性は図-8のようであり、体積ひずみ ϵ_v と ϵ_a との関係で示されている。CD-COMPでは、 $\sigma_c'=98, 196\text{kPa}$ のとき体積収縮の傾向が強くなり、負のダイレイタンスー領域で破壊に至っている。すなわち、粒子破碎による影響が大きいため著しい体積変化が生じているのである。逆にCD-EXTでは、体積収縮が非常に小さく膨張しやすい傾向が見られ、正のダイレイタンスー領域で破壊し、 σ_c' による影響も小さい。

体積変化特性は、体積変化 ϵ_v の増分 $d\epsilon_v$ と ϵ_a の増分 $d\epsilon_a$ の比 $(d\epsilon_v/d\epsilon_a)$ 、すなわちダイレイタンスー指数で表現できる。ここでは、破壊時における $(\sigma_1'/\sigma_3')_f - (d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f - p'_f$ の関係として図-9に示した。この図より、CD-COMPにおいては、 p'_f が増加すると $(\sigma_1'/\sigma_3')_f$ は低下し、体積変化特性を示す $(d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$ は、体積収縮の方向に変化することがわかる。しかし、CD-EXTでは p'_f が大きくなると $(\sigma_1'/\sigma_3')_f$ は低下するものの、 $(d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$ は変化せず p'_f による体積変化の依存性はみられない。

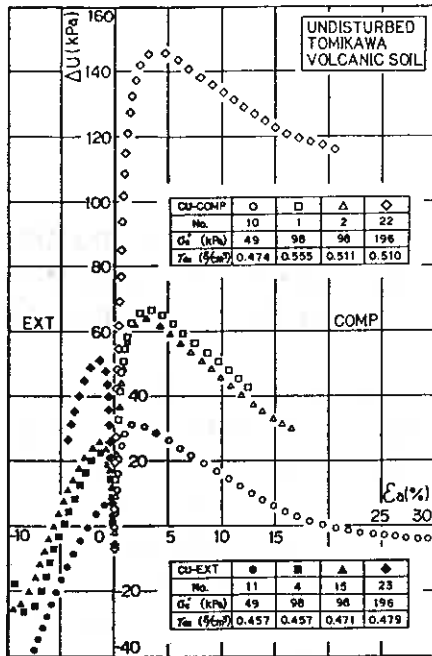


Fig-6

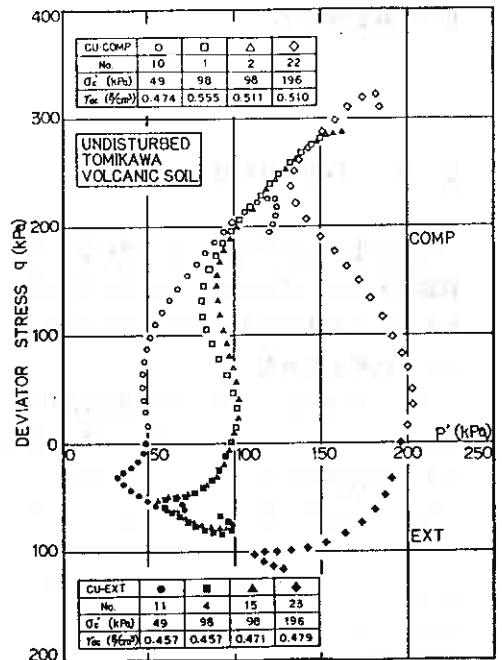


Fig-7

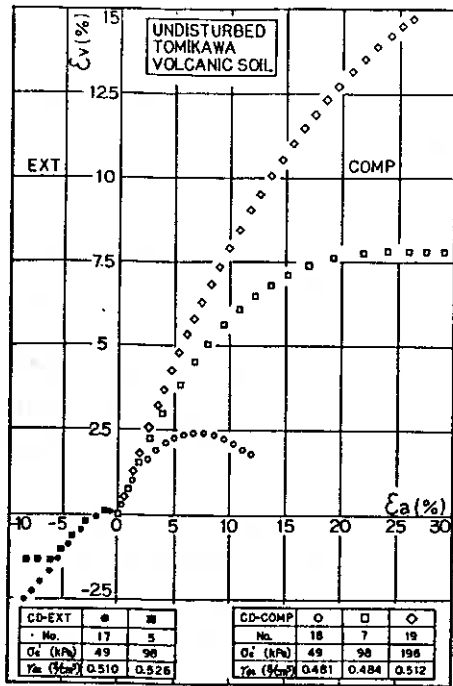


Fig-8

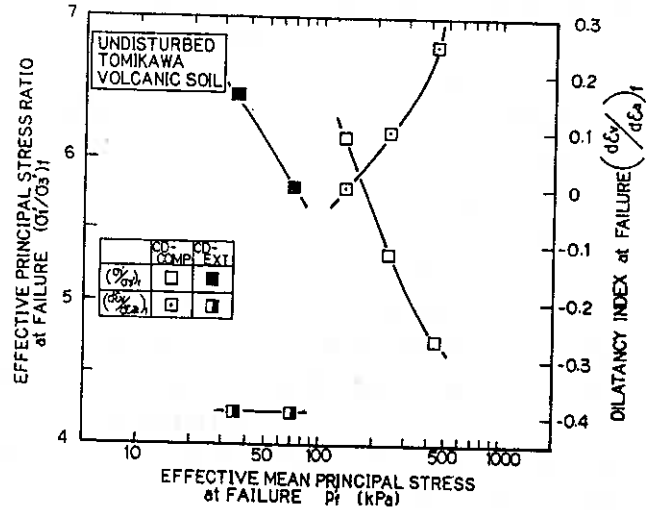


Fig-9

以上のように、火山灰土のような破砕性粒状体のダイレイタンスー挙動は通常の砂のそれとは大きく異なる。このことは、液状化問題のようにダイレイタンスー特性が粒状体の力学挙動を支配するような場合には、同じ応力変化に対してはるかにせん断による体積変化を起こしやすい粒状体（非常にゆるい砂）とみなすことが必要となる。

4-3. 粒子破砕特性について

火山灰土は粒子自身がかろく破砕されやすい粒状体であるので、火山灰土の力学特性に及ぼす粒子破砕の影響は大きい。粒子破砕の程度を示す指標は、ふるい分けで粒度分布の変化を求める方法や、比表面積の変化を求める方法など多くの提案がなされているが、今回は試験後にふるい分け試験を行い、その粒度分布について比較してみた。

図-10(a)及び(b)は、三軸圧縮試験及び三軸伸張試験後の試料より得られた粒度分布であり、破壊時の平均主応力を付記してある。試験前の粒度分布が分からないため、試験前後の直接比較は出来ないが、少なくとも圧縮試験後の粒度分布には破壊時の p'_f の増大による粒子破砕が顕著に現れていることが示されている。すなわち、たとえば $\sigma'_c = 196 \text{ kPa}$ で行われた CU-COMP(No22) と CD-COMP(No19) とを比較すると、 p'_f の大きい CD-COMP(No19) の方が大きく破砕されていることがわかる。このことは、粒子の破砕性が初期の拘束圧（圧密圧力）よりせん断中の p'_f に左右されることを示しているとともに、せん断の進行に伴って粒子破砕が卓越してくると、この粒子破砕の程度がせん断強度の低下を支配する主要因となることをも示唆している。伸張試験では p'_f がすべてのケースで σ'_c より小さくなるためその影響が明確にはみられないが、 σ'_c の増大による粒子破砕の進行はやはり認められるようである。

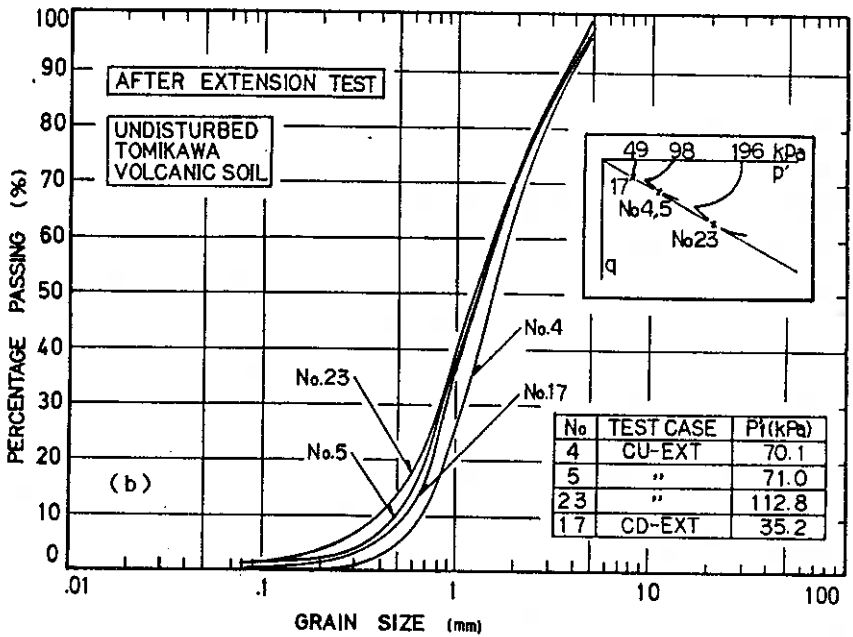
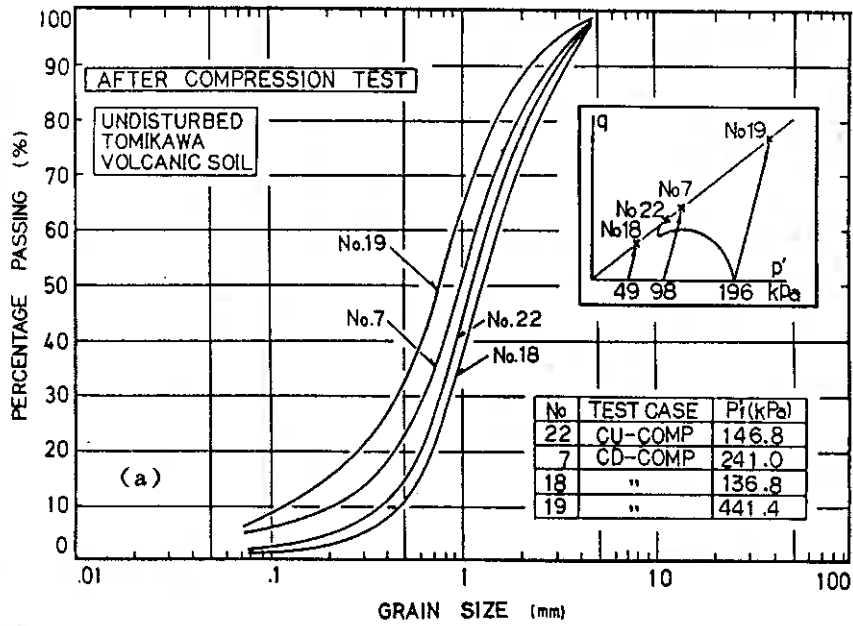


Fig-10 (a), (b)

破碎状況とせん断強度の関連を、図-11, 12において、破壊時の平均主応力 $p'f$ に対する均等係数 U_c 、平均粒径 D_{50} 及び ϕ' 、 ϕ_d との関係で示した。これより、 $p'f$ が大きくなると U_c は増加するとともに D_{50} が減少する傾向にあり、図-10に示した粒度分布の変化が定量的に把握できる。また、図-5における σ_c' を $p'f$ として比較したものが図-12である。図-5では同じ σ_c' に対し $\phi_{d_{COMP}} < \phi_{d_{EXT}}$ なる関係が得られたが、 $p'f$ について整理するとこの関係が同じ $p'f$ に対して $\phi_{d_{COMP}} > \phi_{d_{EXT}}$ となり初期構造異方性による強度差を矛盾なく説明している。

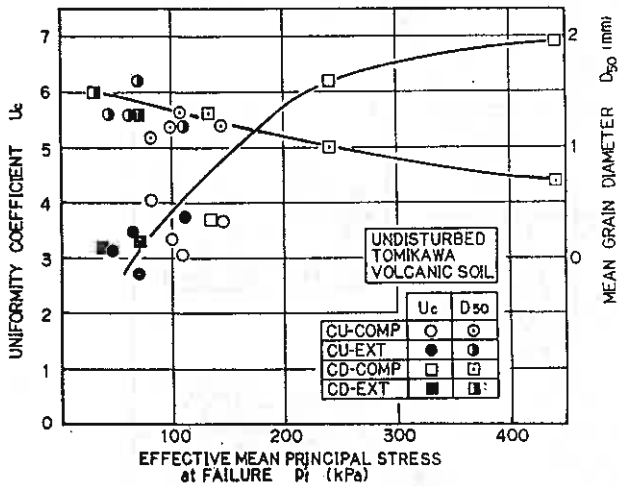


Fig-11

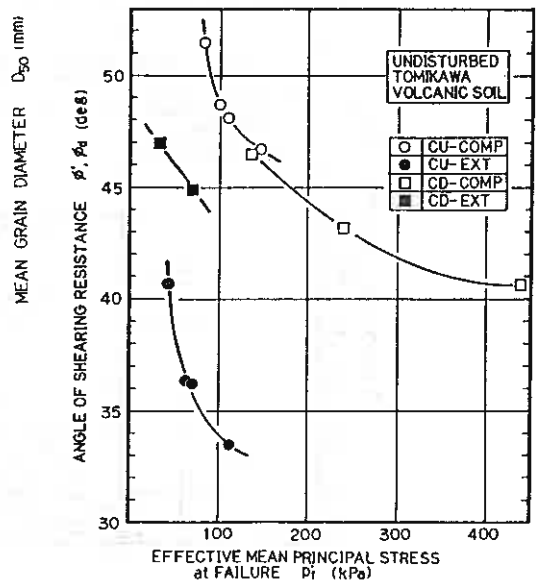


Fig-12

5. まとめ

自然堆積した火山灰地盤より不攪乱試料を採取し、静的三軸せん断試験を実施した。その成果は次のようにまとめられる。

- (1) 自然の堆積火山灰土の変形・強度特性には、強い異方性の存在していることが示された。一連の試験結果によると、この不攪乱火山灰土の異方性は、空中落下方式によって作製した豊浦砂供試体の変形や強度異方性よりもはるかに強いものである。たとえば、本火山灰土のせん断抵抗角は、通常自然堆積砂地盤や豊浦砂の三軸圧縮条件のせん断抵抗角よりも高く、三軸伸張条件のせん断抵抗角よりも著しく低い値を示している。
- (2) 不攪乱火山灰土の強度・変形特性はせん断中の平均主応力の値に大変強く依存する。
- (3) 発生する過剰間隙水圧や体積変化で表されるダイレイタンスー特性は、拘束圧が大きくなると負のダイレイタンスーが、特に圧縮条件において卓越する傾向がみられる。
- (4) 平均主応力の増大にともない、せん断強度が低下する現象は粒子破碎の増大とダイレイタンスー特性の変化とに密接に関連している。

最後に、本研究における、実験・データ整理に協力いただいた、本学4年生 小寺一宗、益村公人両君に謝意を表します。また、火山灰土の物理試験法などについて北大農学部 相馬尅之助教授から有益な助言をいただいた。さらに、不攪乱試料の採取にあたり室蘭土木現業所門別出張所の関係諸氏に御協力いただいた。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Miura, S. and Toki, S. (1984): "Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits," Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69-84.

1. まえがき

わが国には様々の成因を有する火山灰粗粒土が広く分布しており、現在その排水性の良さなどによって路床・路盤材や埋立て材料などとして広く有効利用が図られている。一般に火山灰粗粒土は砂質土に分類され設計・施工に供されているものの、その工学的性質は高いN値を示すことが知られてはいるが、自然堆積状態では固結して高い自立性を示すのに対し、一旦流水に洗われるとたやすく崩壊してしまうなど特異である。しかしながら、その強度・変形特性については不明な点が多く、利用にあたっての工学的裏付けがない。

そこで筆者らは、生成過程に起因する種々の特異な工学的性質を有する火山灰粗粒土の強度・変形特性を、豊浦標準砂に関する過去の研究結果^{1), 2)}と比較することによって通常の粒状材料との相違点や類似点を明確にすることを目的として研究した。特に、密度、構造、供試体寸法の影響に着目して実験的な検討を加えている。

2. 試料、供試体寸法及び作製法

実験に用いた火山灰土試料は沙流郡門別町富川産のもので、堆積層は降下生成物で形成されている。この火山灰土の物理的性質は、 $G_s=2.22$, $\gamma_{dmax}=0.549g/cm^3$, $\gamma_{dmin}=0.433g/cm^3$, $U_c=2.8$, $D_{50}=1.10mm$, F_c ($\leq 74\mu m$) = 1%である。図-1に火山灰土と比較のための豊浦砂の粒径加積曲線を示す。なお、試料はあらかじめ炉乾燥して用いた。

供試体寸法は $H/D=2.4$ とし、 $\phi 150 \times 360mm$, $\phi 70 \times 170mm$ の2種類である。

火山灰土の供試体は以下の2通りの方法により作製した。

- (1) MSP法：4～7層のふるいを、メンブレンを装着したモールド上端に直接載せ土粒子をふるいを通して空中落下させモールド内に堆積させる。
- (2) Rodding法：モールド内に試料を6層に敷均し、各層直径16mm、長さ50cmの突棒で突固める。

3. 試験方法

火山灰土の試験方法は以下の通りである。供試体作製後 CO_2 、脱気水を通して飽和させ、その後196kPaのバックプレッシャーを供給している。この方法によりB値は、0.95以上の値を得ている。引続き所定の有効拘束圧のもとで4時間以上等方圧密し、その後排水および非排水三軸圧縮・伸張試験を側圧一定、ひずみ制御 ($\phi 150mm$ 供試体： $\epsilon_a=0.30\%/min$, $\phi 70mm$ 供試体： $\epsilon_a=0.25\%/min$) の条件で行った。用いたメンブレンは $\phi 150mm$ 供試体で厚さ $t_m=1mm$ 、弾性係数 $E_m=16.8kgf/cm^2$ 、 $\phi 70mm$ 供試体で $t_m=0.2mm$ 、 $E_m=18.5kgf/cm^2$ であってメンブレン張力の補正を行っている。また、メンブレン貫入に対する補正は行っていない。

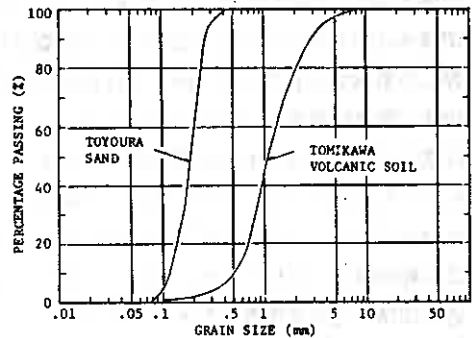


Fig.-1

4. 試験結果および考察

4-1. 火山灰土の強度・変形特性に及ぼす密度の影響

図-2は火山灰土の非排水圧縮条件下での最大・最小主応力比 (σ_1'/σ_3') と最大および最小ひずみ ϵ_1 , ϵ_3 との関係を各密度で比較したものである。拘束圧 $\sigma_c' = 98\text{kPa}$, 供試体作製法はMSP法により、供試体径は $\phi 150\text{mm}$ である。火山灰土の応力-ひずみ関係は多少のバラツキはあるものの、密度にあまり影響されずほぼ、類似した挙動を示している。図-3は同様に過剰

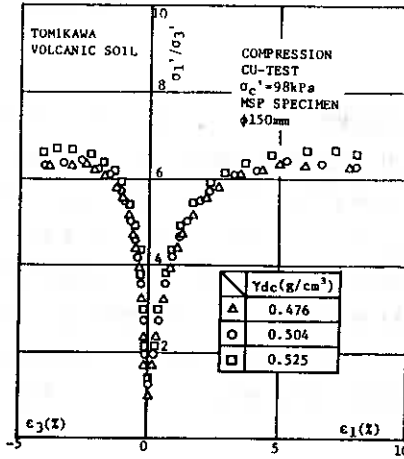


Fig.-2

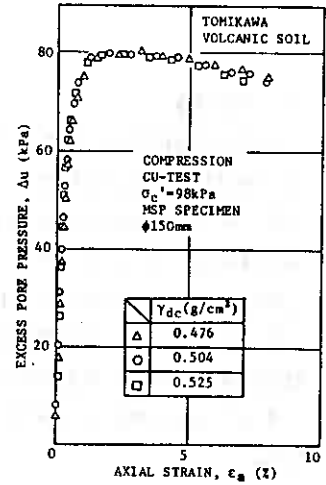


Fig.-3

間隙水圧 Δu と軸ひずみ ϵ_a の関係を示したものである。過剰間隙水圧の発生においても密度による影響は見られず、ほぼ等しい挙動を示している。図-4は火山灰土における破壊時のせん断抵抗角 ϕ' ($=\arcsin(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')$) と圧密後の乾燥密度 γ_{dc} との関係を示したものである。 $\gamma_{dc} = 0.47 \sim 0.53\text{g/cm}^3$ ($D_{rc} = 37 \sim 87\%$) の間では ϕ' の値にバラツキはあるものの、明確な差異は認められず、その値は $47 \sim 50$ 度の範囲内で一定している。図-5は同じくせん断中の正の過剰間隙水圧の発生量の最大値 Δu_{max} と γ_{dc} の関係を示したものである。負のゲイレイタンシー領域における正の過剰間隙水圧の発生量は、図中のある一定の範囲内においては密度には影響されず、 Δu_{max} はおおよそ $80 \sim 85\text{kPa}$ の値を示している。豊浦砂に関する過去の研究において、三軸圧縮条件下でせん断抵抗角 ϕ_d , ϕ' は、 $D_{rc} = 60 \sim 100\%$ の範囲内で各々直線関係にあり、その関係は相対密度が高くなるに従い ϕ_d , ϕ' も大きな値となる結果を得ている。また、その値は $D_{rc} = 80\%$ でおおよそ $\phi_d = 43\text{deg.}$, $\phi' = 38\text{deg.}$ であり、このことから火山灰土においては豊浦砂に比べかなり高い ϕ を有していることは明らかである。豊浦砂における Δu_{max} と D_{rc} の関係は、相対密度が高いほど小さな Δu_{max} が測定される。

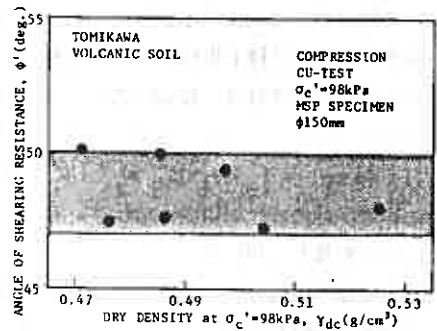


Fig.-4

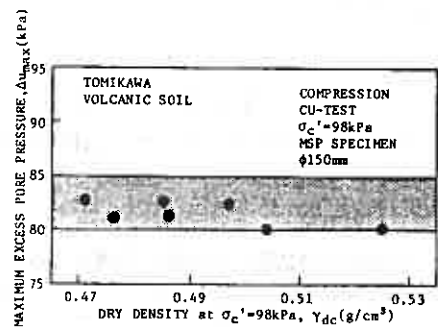


Fig.-5

その値は $D_{rc} = 80\%$ で約 40kPa であり、これは火山灰土と比較した場合にはおおよそ $1/2$ の値であり、このことから火山灰土においては負のゲイレイタンシーが卓越していることが理解できる。これは後述するように、火山灰土が圧密およびせん断により粒子破碎を生じているためと考えられる。また、豊浦砂の強度・変形特性に及ぼす密度の影響は顕著であるが、火山灰土においては密度が一定の範囲内であればほとんど影響を及ぼされないとと思われる。

4-2. 火山灰土の強度・変形特性に及ぼす構造の影響

図-6(a),(b)は三軸非排水条件での火山灰土の (σ_1'/σ_3') と $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ との関係を供試体作製法をMSP法、Rodding法として比較したものを示してある。拘束圧 $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ 、供試体径は $\phi 150\text{mm}$ である。MSP供試体とRodding供試体を比較した場合、その応力-ひずみ関係

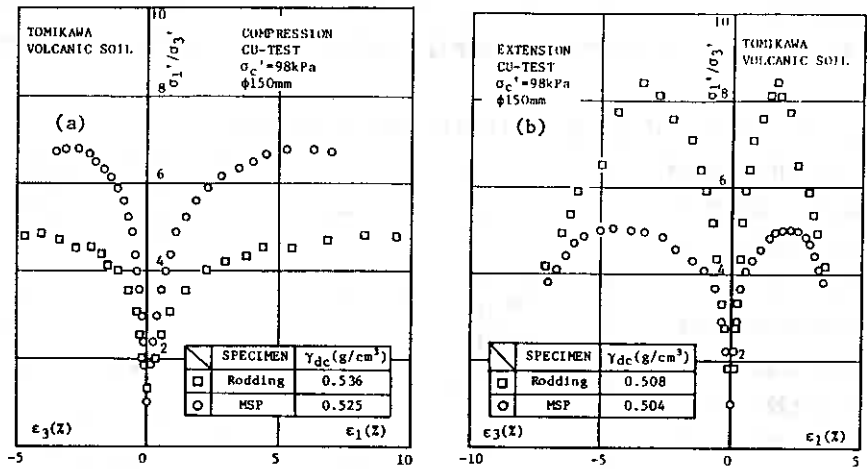


Fig.-6

には明かな差異が認められる。三軸圧縮条件ではRodding供試体がMSP供試体に比べ著しく変形しやすい挙動を示すのに対し、三軸伸張条件ではその傾向は逆なものとなっており、Rodding供試体において高い剛性を示している。この関係は、豊浦砂における過去の研究においても認められているが、豊浦砂に比べてその差異は顕著なものとなっている。いずれにせよ、豊浦砂および火山灰土において供試体の初期堆積構造がその応力-ひずみ関係に及ぼす影響は著しいものといえる。図-7は火山灰土の Δu と ε_a の関係を各供試体作製法で比較したものである。せん断時における正の過剰間隙水圧の発生量は、三軸圧縮条件でMSP供試体においてRodding供試体よりも大きな値が測定されている。一方、三軸伸張条件では両作製法でほぼ等しい傾向を示すが、 Δu_{max} の値はわずかながらRodding供試体において大きな値を示している。豊浦砂に関する過去の研究によれば、排水せん断においてせん断初期の体積収縮は、三軸圧縮条件でRodding供試体においてMSP供試体よりも、反対に三軸伸張条件ではMSP供試体においてRodding供試体よりもわずかながら大きくなる結果を得ている。砂のダイレイタンスー特性は、せん断に伴う体積変化特性としてとらえられるが、これは排水せん断では体積変化として、非排水せん断では過剰間隙水圧の変化として現れ両者の関係は1対1の対応関係を示すはずである。しかしながら、今回供試体作製法の違いによるダイレイタンスー挙動を比較した場合、火山灰土は豊浦砂とは全く逆の傾向を示すことが注目される。このような火山灰土の豊浦砂とは異なるダイレイタンスー挙動は、一般にMSP法による供試体は異方的な初期構造を有し、Rodding法による供試体はランダムな初期構造を有する³⁾ことから、試験の等方圧密過程においてMSP供試体でRodding供試体よりも粒子が破碎されやすいためではないかと推察される。表-1は火山灰土における ϕ' と Δu_{max} の値を各供試体作製法別に示してある。表か

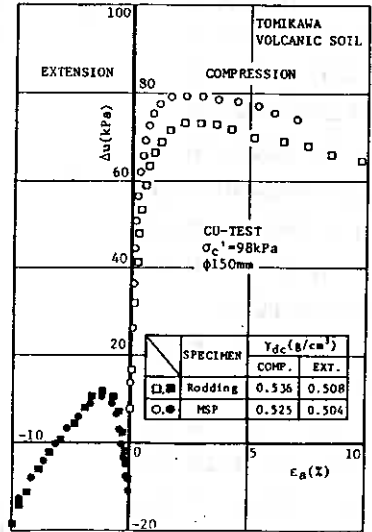


Fig.-7

Table-1

Method of Preparation	COMPRESSION		EXTENSION	
	Δu_{max} (kPa)	ϕ' (deg.)	Δu_{max} (kPa)	ϕ' (deg.)
MSP	79.87	48.0	10.81	42.8
Rodding	64.14	41.3	12.29	53.2

らも明らかなように、供試体作製法により各値にはかなりの違いがみられる。このことから、供試体の初期堆積構造は火山灰土の強度・変形特性に大きな影響を及ぼすことがわかる。また、火山灰土において適切な乱した試料による室内再構成供試体を準備する場合には、供試体作製法に十分な注意を払うべきであろう。

4-3. 火山灰土の強度・変形特性に及ぼす供試体寸法の影響

図-8(a),(b)は非排水三軸条件での火山灰土の (σ_1'/σ_3') と $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ との関係を供試体径 $\phi 70\text{mm}$ と $\phi 150\text{mm}$ とで比較したものを示してある。拘束圧 $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ 、供試体はMSP法により作製されている。火山灰土の応力-ひずみ関係は三軸圧縮条件で

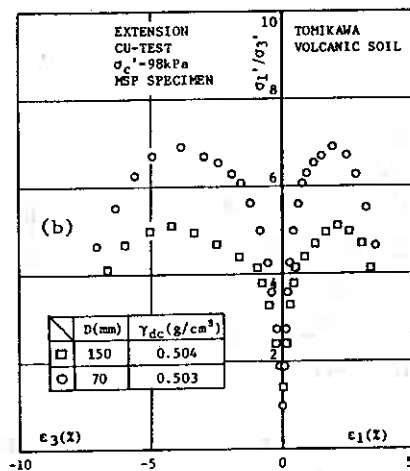
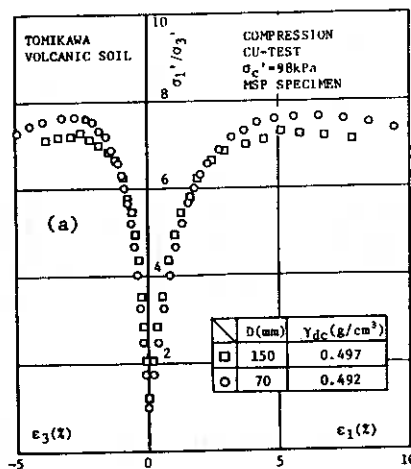


Fig.-8

$\phi 70\text{mm}$ 供試体において $\phi 150\text{mm}$ 供試体よりも同じひずみレベルでの主応力比はわずかながら高い傾向を示しているものの、その挙動はほぼ等しいものとなっている。一方、三軸伸張条件においては明かな供試体径による差異が認められる。その挙動は同じひずみレベルで $\phi 70\text{mm}$ 供試体において $\phi 150\text{mm}$ 供試体よりもはるかに高いせん断強度を動員している。豊浦

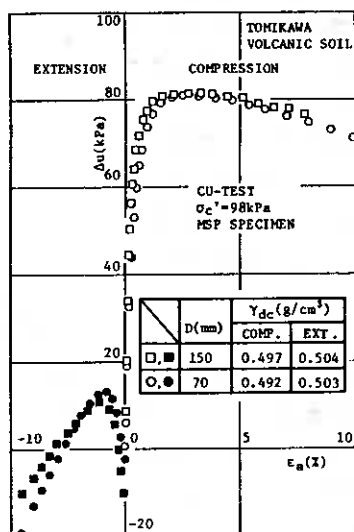


Fig.-9

砂に関する過去の研究において、その応力-ひずみ関係は $\phi 150\text{mm}$ 供試体において $\phi 70\text{mm}$ 供試体よりも三軸圧縮、伸張条件で同じひずみレベルでの応力比が大きくなる傾向にある。しかし、その差は火山灰土の三軸伸張条件で認められるような顕著なものではない。図-9は火山灰土の三軸圧縮、伸張条件での Δu と ε_a の関係を各供試体径で比較したものである。三軸圧縮条件で負のダイレイタンス領域における正の Δu の発生量はわずかながら $\phi 150\text{mm}$

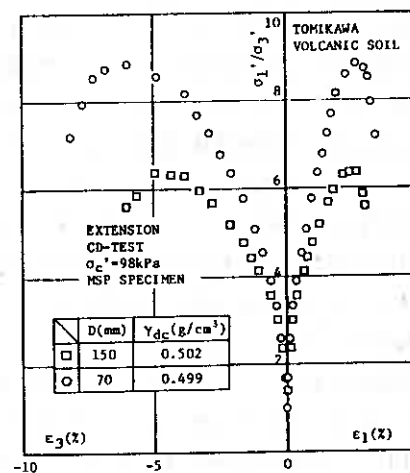


Fig.-10

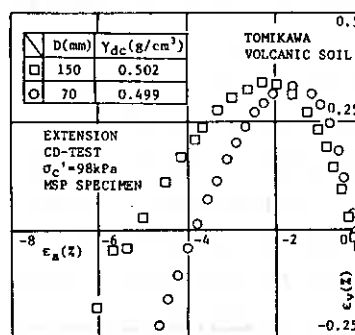


Fig.-11

供試体でφ70mm供試体より若干大きく測定されているが、ほぼ等しい挙動を示している。また、三軸伸張条件においても正の Δu の発生量はφ70mm供試体でφ150mm供試体よりも大きく測定されているものの、応力-ひずみ関係に見られるような圧倒的な差は認められず、今回の試験条件においては火山灰土のダイレイタンスー挙動には供試体径は大きな影響は及ぼしていないようである。一方、豊浦砂のダイレイタンスー挙動は三軸圧縮条件でせん断初期の体積収縮がφ150mm供試体でφ70mm供試体よりも、逆に三軸伸張条件ではφ70mm供試体においてφ150mm供試体よりも大きくなる傾向にある。しかしながらその差は比較的小さいものであった。このように、豊浦砂に関する過去の研究からその応力-ひずみ-ダイレイタンスー関係に供試体径が何らかの影響があることが示されている。また、今回火山灰土においても三軸伸張条件での応力-ひずみ関係に供試体径が大きく影響を及ぼすことが示された。図-10は、排水三軸伸張条件下での火山灰土の (σ_1'/σ_3') と ϵ_1 、 ϵ_3 との関係を供試体径φ70mmとφ150mmとで比較したものを示してある。また、図-11には同じく体積ひずみ ϵ_v と ϵ_a の関係を示した。排水条件下においてもその応力-ひずみ-ダイレイタンスー関係は非排水せん断の場合と同様な傾向が認められ、ダイレイタンスー挙動においてせん断初期の体積収縮量の最大値 ϵ_{vmax} はほぼ等しい値を示しているものの、応力-ひずみ関係には顕著な差があり、φ150mm供試体はφ70mm供試体に比べかなり高い強度を示している。

4-4. 火山灰土の強度・変形特性に及ぼす拘束圧の影響

図-12は、火山灰土の非排水三軸圧縮条件下での (σ_1'/σ_3') と ϵ_1 、 ϵ_3 との関係を有効拘束圧 $\sigma_c' = 49, 98, 196\text{kPa}$ で比較したものである。供試体はMSP法により作製されていて、供試体径はφ150mmである。図から、有効拘束圧が大きくなるほど同じひずみレベルでの主応力比が小さくなり、せん断強度が低下していることが認められる。図-13は同じく火山灰土の三軸圧縮、伸張条件での Δu と ϵ_a の関係を各

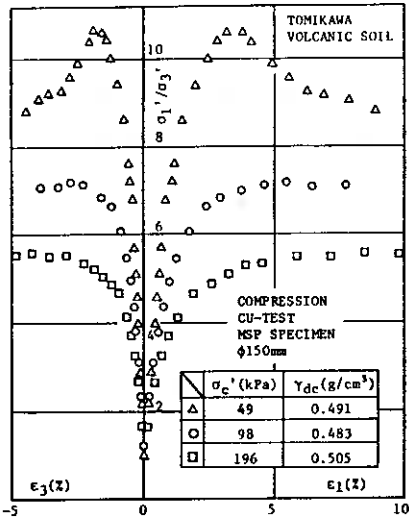


Fig.-12

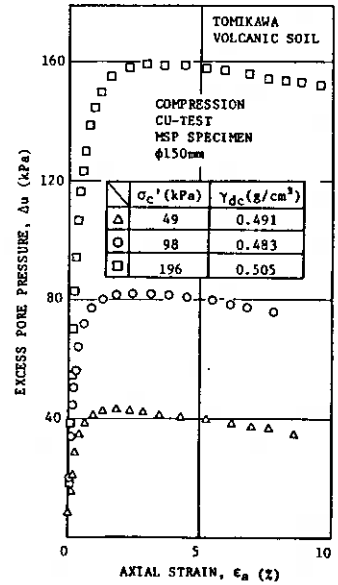


Fig.-13

拘束圧で比較したものである。この図においても Δu の発生量が有効拘束圧に大きく依存している。いずれの場合もせん断初期の負のダイレイタンスーが卓越していることが認められる。図-14は火山灰土における $\phi' - \sigma_c'$ 関係を示したものである。火山灰土の ϕ' は有効拘束圧の増加とともに小さくなり、 ϕ' に及ぼす有効拘束圧の影響は顕著である。このように、火山灰土の強度・変形特性には有効拘束圧が大きく影響を及ぼしている。これは、火山灰土の持つ粒子形状の特異性によるかみ合いや、特にその粒子破砕性にあると考えられる。図-15に一例として有効拘束圧 $\sigma_c' = 196\text{kPa}$ の非排水三軸圧縮条件下でのせん断試験前とせん断試験後における粒径加積曲線を示した。図で示されるように、火山灰土においては試験の圧密およびせん断過程に粒子破砕が生じている。

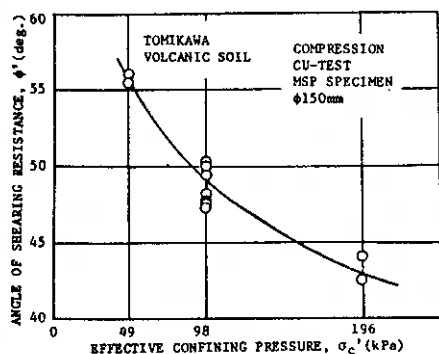


Fig.-14

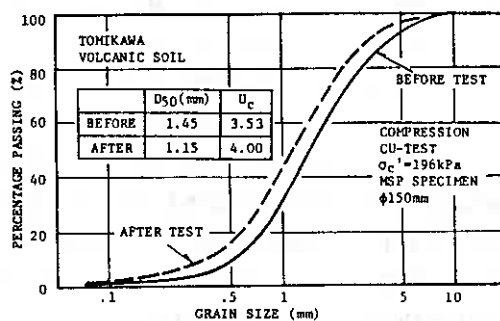


Fig.-15

5. 結論

火山灰土の強度・変形特性に及ぼす 2, 3 の実験要因について、豊浦砂の場合と比較、検討してみた。今後は、火山灰土の持つ粒子破砕性など特殊な工学的性質を考慮し、得られた結果に対してさらに詳細な検討を加えて行く必要がある。今回得られた結果を以下に要約する。

- 1) 火山灰土の強度・変形特性に及ぼす密度の影響は、ある一定の密度範囲内においては認められず、豊浦砂の場合とは異なる傾向にある。
- 2) 供試体の初期堆積構造は、豊浦砂と同様に火山灰土の強度・変形特性に著しい影響を与えるが、ゲイレイタンシー挙動においてはその影響は豊浦砂の場合と異なる傾向にある。
- 3) 三軸伸張条件において、火山灰土の応力-ひずみ関係は供試体寸法に著しい影響を受ける。
- 4) 火山灰土の強度・変形特性は有効拘束圧に大きく依存し、このことは火山灰土の粒子破砕性に密接な関係がある。

最後に、本研究の実施に際し日頃から御指導いただいている本学 三浦清一助教授、実験およびデータ整理に協力を得た工藤憲久、瀧澤和樹、納田 稔、吉田勝美(室工大4年)各君に謝意を表します。また、火山灰土試料の採取にあたり室蘭土木現業所門別出張所の関係諸氏に御協力いただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1)磯崎・新田：粗粒土の三軸せん断挙動に対する供試体寸法と構造依存性に関する研究，土質工学会道支部技術報告集，vol.27, pp.125-130, 1987
- 2)磯崎・新田：粗粒土の三軸非排水せん断挙動，土質工学会道支部技術報告集，vol.28, pp.159-164, 1988
- 3)S.Miura: Study on the stress-strain-strength anisotropy of saturated sand, Dr. thesis, Hokkaido Univ., 1984

1. はじめに

地盤改良工法の1つに軟弱地盤にセメント系の安定剤を混合し、化学的に固化させ安定処理する工法がある。安定処理土の強度は、安定剤の添加量によって決定されるが、設計に用いられる添加量は、施工目的、処理対象地盤の土質などにより非常に広い範囲の値が採用されている。

セメント系の安定処理工法は、近年特に発展している工法であるが、土質別・工法別に標準となる安定剤添加量が整理されている現状とは言えない。一般には施工前に室内配合試験を行い、設計強度を得るための安定剤の配合条件を決定することが多い。

この報告では、各種の土質を対象土とした室内配合試験資料をもとに、セメント系安定処理剤と混合する事による物理的性質、強度特性の変化を検討し、土質毎の添加量と発現強度の特性について考察する。またこれらの資料の中から実際の試験例を数例紹介する。

2. 試験方法と処理対象土

2.1 対象土の分類

処理対象土を土質別に分類すると下記のとおりであり、その主な物理的性質を表-1に示す。

- ① 粘性土 : 函館, 札幌菊水, 三笠
- ② 砂質土 : 札幌山口, 標準砂
- ③ 火山灰性土 : 北見, 札幌清田
- ④ 泥炭性土 : 札幌菊水
- ⑤ 特殊土 : 脱水ケーキ, 蛇紋岩粘土

試料の大半は原地盤の土質を対象としているが、一部ベントナイト, 砂, 火山灰などを添加して、土質特性を任意に変化させた試料も含まれている。

なお特殊土のうち脱水ケーキは、鉾山廃液を中和処理、脱水した産業廃棄物である。

表-1 処理対象土の物理的性質

土質	番号	自然状態		粗粒分含有量 %	強熱減量 Li %	試料名
		含水比 Wo %	液性指数 γ _{lo} %			
粘性土	C-1	72	154	12	-	函館 M11
	C-2	64	159	3	-	# M12
	C-3	78	150	3	-	# M13
	C-4	64	158	14	-	# M21
	C-5	65	159	2	-	# M22
	C-6	82	149	2	-	# M23
	C-7	62	166	13	-	# M31
	C-8	62	160	2	-	# M32
	C-9	75	153	5	-	# M33
	C-10	62	162	14	-	# M1
	C-11	63	162	3	-	# M2
	C-12	72	159	18	-	# M3
	C-13	38	178	41	-	菊水 MC
	C-14	34	188	17	-	三笠
	C-15	26	200	39	-	#
	C-16	29	194	19	-	#
	C-17	32	190	49	-	#
	C-18	32	187	43	-	#
	C-19	48	165	40	6.3	# + 泥炭
	C-20	40	176	42	5.2	# + 泥炭
	C-21	36	179	45	4.6	# + 泥炭
	C-22	37	176	37	-	# + ベントナイト
	C-23	56	160	43	-	# + ベントナイト
砂質土	S-1	20	166	99	-	標準砂
	S-2	35	175	84	-	# + ベントナイト
	S-3	53	163	50	-	# + ベントナイト
	S-4	34	185	80	-	山口 + ベントナイト
	S-5	62	161	47	-	# + ベントナイト
火山灰性土	V-1	28	134	70	-	北見 (不飽和)
	V-2	28	138	60	-	# (#)
	V-3	68	142	62	-	清田 + ベントナイト
	V-4	66	144	50	-	# + ベントナイト
	V-5	89	137	54	-	# + ベントナイト
	V-6	91	135	62	-	# + ベントナイト
	V-7	97	135	66	-	# + ベントナイト
	V-8	77	142	62	-	# + ベントナイト
	V-9	66	146	62	-	# + ベントナイト
泥炭性土	P-1	107	136	-	16	菊水 MP
	P-2	346	131	-	41	#
	P-3	155	124	-	27	#
	P-4	109	139	-	13	#
	P-5	71	152	-	11	# + 砂
	P-6	97	138	-	-	# + 火山灰
	P-7	128	129	-	-	# + ベントナイト
特殊土	SP-1	83	151	1	-	脱水ケーキ
	SP-2	37	181	23	-	蛇紋岩粘土

2.2 配合試験の条件

ここで検討する資料に共通している試験条件は次に示すとおりである。

安定剤 : 普通ポルトランドセメント
 材令 : 28日
 水セメント比 W/C : 0~200%の範囲

安定剤添加量 a : 50~700 kg/m^3 の範囲

供試体作製方法 : 「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」土質工学会基準による

養生方法 : 混合土を $\phi 51$ mm, H100 mm のモールドに密閉した後、室温 $20^{\circ} \pm 3^{\circ}C$ 、湿度95%以上に保持し、恒温・恒湿養生を行った

安定剤として他の材料を用いた試験例や、材令による強度変化を調べた例も多いが、ここでは安定剤として普通ポルトランドセメントを用いたケースに限って検討する。また材令は一般に28日強度を標準とする事が多いので、28日の資料に着目してまとめる。

各資料試験値の測定条件と、以下に述べる表記記号の関係は表-2のとおりである。

表-2 試験値の表記記号

測定条件	自然状態の対象土	安定剤混合直後	28日養生後
含水比 %	W_0	W_1	W_2
湿潤密度 γ/cm^3	γ_{t0}	γ_{t1}	γ_{t2}
一軸圧縮強さ kmf/cm^2	-	-	q_u

3. 安定処理土の土質特性

3.1 物理的性質（含水比、湿潤密度）の変化

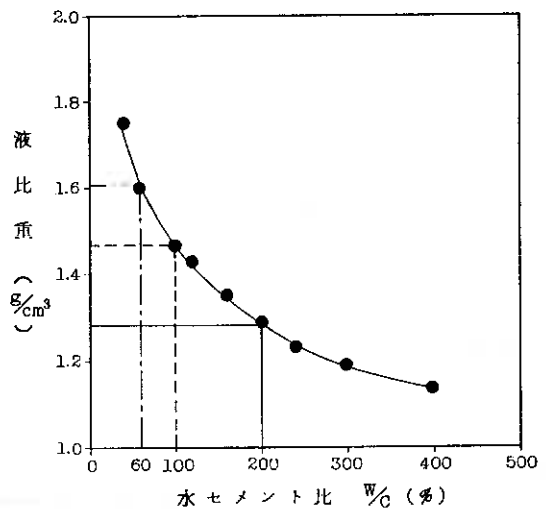
処理対象土にセメントを混合する場合、粉体のみで混合する場合と、加水してスラリー状にして混合する場合がある。後者の場合安定剤の水セメント比は、 $W/C = (\text{水の重量}) / (\text{セメントの重量})$ で表わされる。図-1は、普通ポルトランドセメントの水セメント比と液比重の関係を実測した結果であり、両者はきれいな反比例の関係にある。セメントスラリーは、水和反応が進むに従い含水比が低下するが、スラリー作製直後であれば、その含水比 W は水セメント比 W/C とほぼ等しいと扱っても良いであろう。

図-2、図-3は、自然状態の対象土に対する28日養生後の処理土の、含水比及び湿潤密度の変化量をまとめたものであり、次の特徴が見られる。

- ① 含水比は、 $W/C < W_0$ であれば養生後の含水比 W_2 は低下し、 $W/C > W_0$ であれば W_2 は高くなる。
- ② 湿潤密度は含水比と逆の傾向を示しており、 $W/C > W_0$ の時 γ_{t2} は小さく、 $W/C < W_0$ の時 γ_{t2} は大きくなる。
- ③ ただし北見の火山灰性土のように不飽和土の場合は、水セメント比の高いスラリーを混合しても、空隙をスラリーが充填するため、含水比が高まっても湿潤密度は大きくなる。

以上のように対象土の物理的性質は、安定剤の混合によって必ずしも含水比が低下し、密度が増大する訳ではない。その物理的性質の変化は主として、安定剤の水セメント比に支配されており、セメントの水和反応などの化学的作用によって減少する水分量は、ごくわずかと推定される。ここには図示していないが、図-2に示す函館の粘性土について、安定剤混合直後の含水比 W_1 から、28日養生後の含水比 W_2 への

図-1 セメントスラリーの水セメント比と液比重



変化を比較すると、養生後の含水比低下量は1~3%にすぎず、自然状態からの低下量4~12% (同図の▲) と比べると著しく小さい。

同時に対象土の自然含水比も重要な因子である。泥炭性土のように高含水比の土質は、水セメント比の高いスラリーを混合した場合でも含水比は著しく低下するが、必ずしもその割合で強度が発現するとは限らない。

3.2 強度特性

安定処理後の一軸圧縮強さ qu を以下の図にまとめた。

図-4 : 一軸圧縮強さ, 安定剤添加量相関図

図-5 : 一軸圧縮強さ, 安定剤混合比相関図

図-6 : 一軸圧縮強さ, 総水セメント比相関図

図-2 養生後の含水比変化

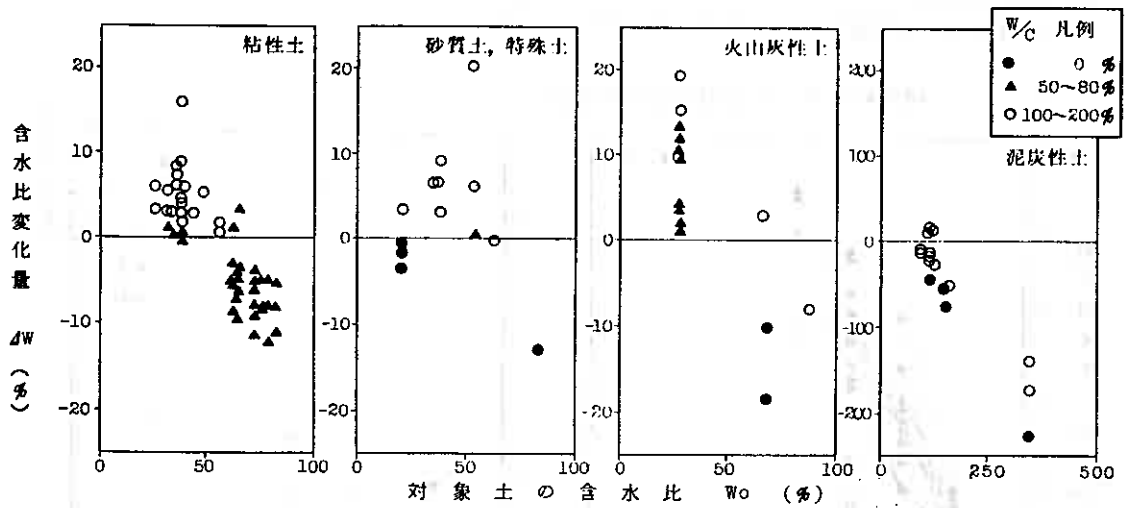
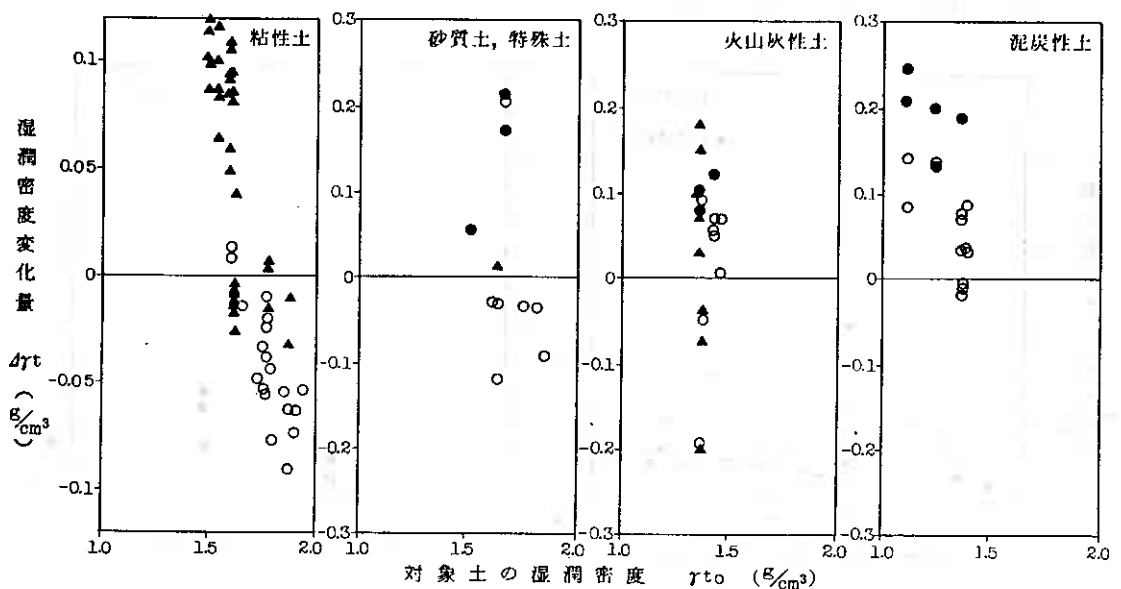


図-3 養生後の湿潤密度変化



ここで一軸圧縮強さを比較するために、横軸の指標として用いた数値は次のように定義される。

安定剤添加量 a (kg/m^3) : 対象土の単位体積当たりのセメント重量

安定剤混合比 $aw = a/\gamma_d$ (%) : 対象土の乾燥重量に対するセメント重量比

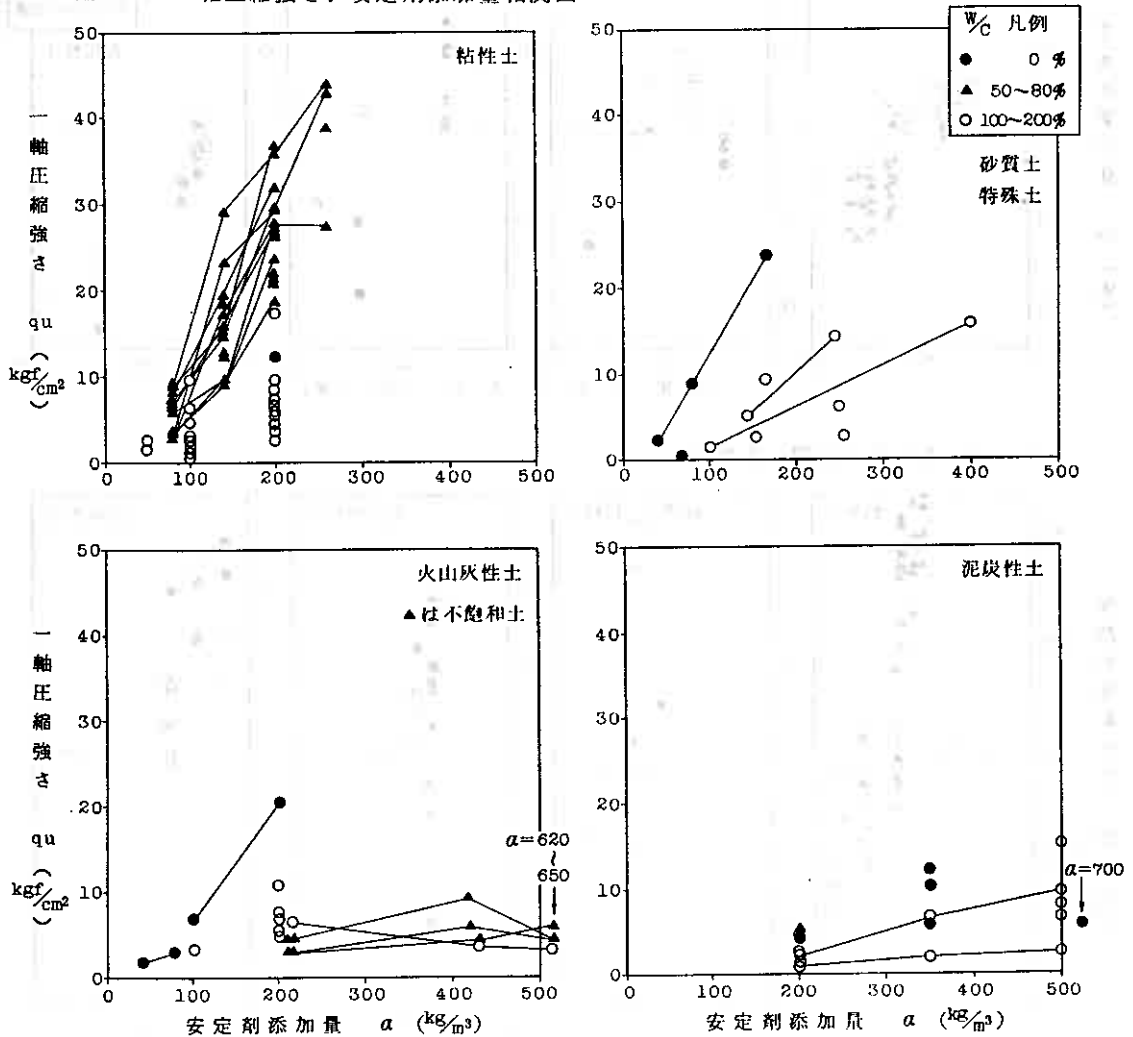
総水セメント比 W_1/aw (%) : 対象土と安定剤の総含水量に対するセメント重量比

a と aw は処理土中の含水量が考慮されないため、一軸圧縮強さとの相関性が悪く、 W_1/aw の方が比較的良好な相関があるとの報告がある。¹⁾ ただし正確には $(W_1 - W_c)/aw$ (ここに W_c は遠心含水当量) の方が、良好な相関性を示すとされている。

図-4, 5 に示す a 及び aw と qu の関係については、次の特徴を指摘できる。

- ① 粘性土は強度の発現性が極めて良く、60%程度の水セメント比で $qu = 20 \sim 30 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ の強度を期待できる。
- ② 砂質土や火山灰性土は、対象土の含水量及び飽和条件、細粒分含有率などによってかなりのばらつきがあり、安定剤の水セメント比を慎重に選定する必要があるようである。
- ③ 特に火山灰性土のうち不飽和土の例に見られるように、含水量が足りないと、安定剤を多量に混合しても強度が十分に発現しない例も見られる。

図-4 一軸圧縮強さ、安定剤添加量相関図



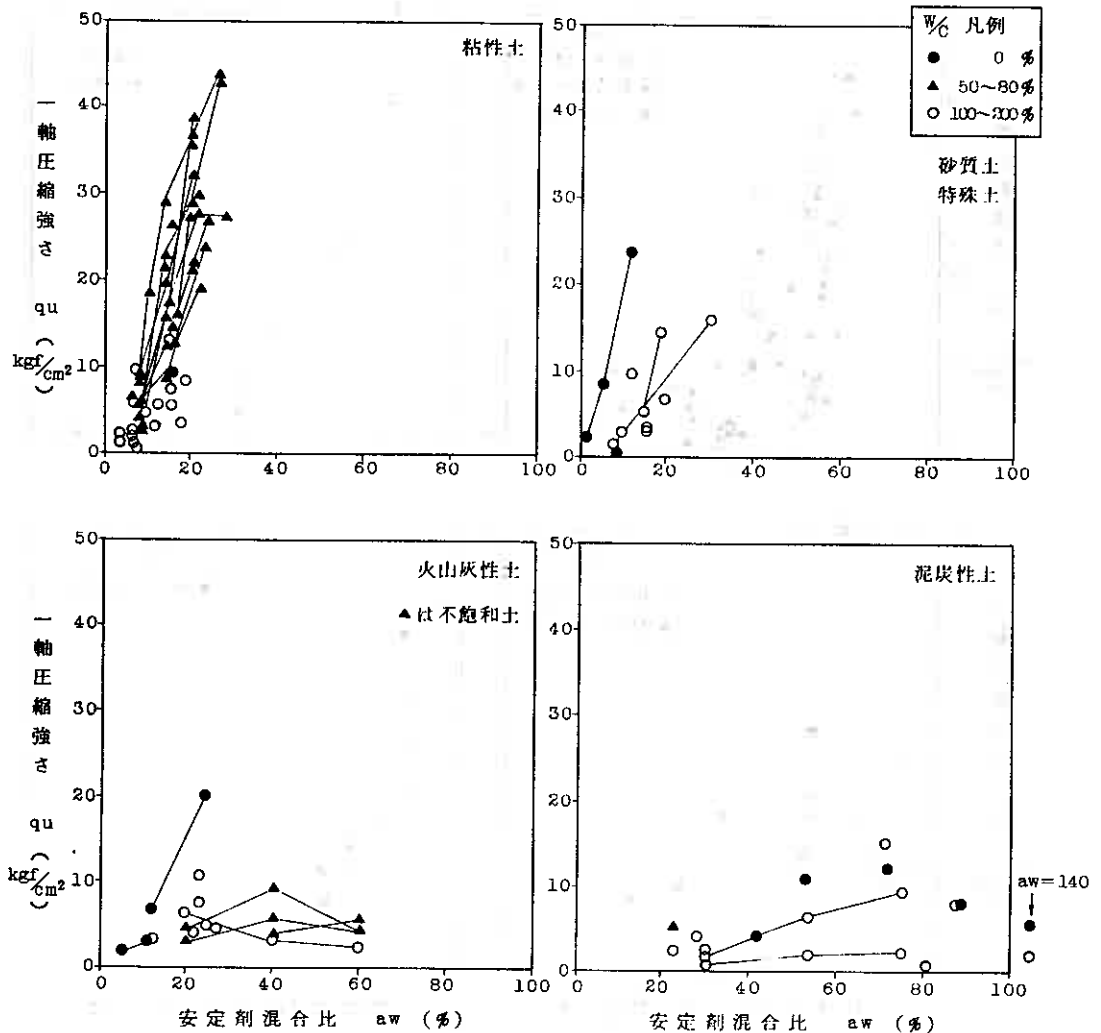
- ④ 泥炭性土は安定剤を多量に混合しても、強度の発現性は著しく低い。
- ⑤ 粘性土も含め全体として、安定剤の水セメント比による強度の相違が顕著である。また a や aw が同一であっても水セメント比によって強度に数倍の差が表われている。

このように強度特性を支配する重要な要因として、安定剤の水セメント比があげられる。ポルトランドセメントが完全に水和する為に必要な水は、その重量の25%で充分であり、それ以外の水はむしろ処理土の硬化を阻害している可能性もある。泥炭性土や砂質土の例では、安定剤の水セメント比が0%でも、対象土中に十分な水分があれば強度は上がり、水セメント比を高めることによって強度が低下する傾向がある。

図-6に示すように、対象土と安定剤の総含水量とセメント重量の比に着目し整理すると、土質毎の特性をより明らかにすることが可能であり、次の特徴を指摘できる。

- ① 強度と総水セメント比は良好な相関関係にあり、総水セメント比を下げることで強度が発現される。
- ② この場合でも粘土の強度は、他の土質に比べて著しく大きな値となる。
- ③ 粘性土に砂分が含まれると強度が低下する。同図の砂質土の値は、粘性土の下限値とほぼ一致している。

図-5 一軸圧縮強さ、安定剤混合比相関図

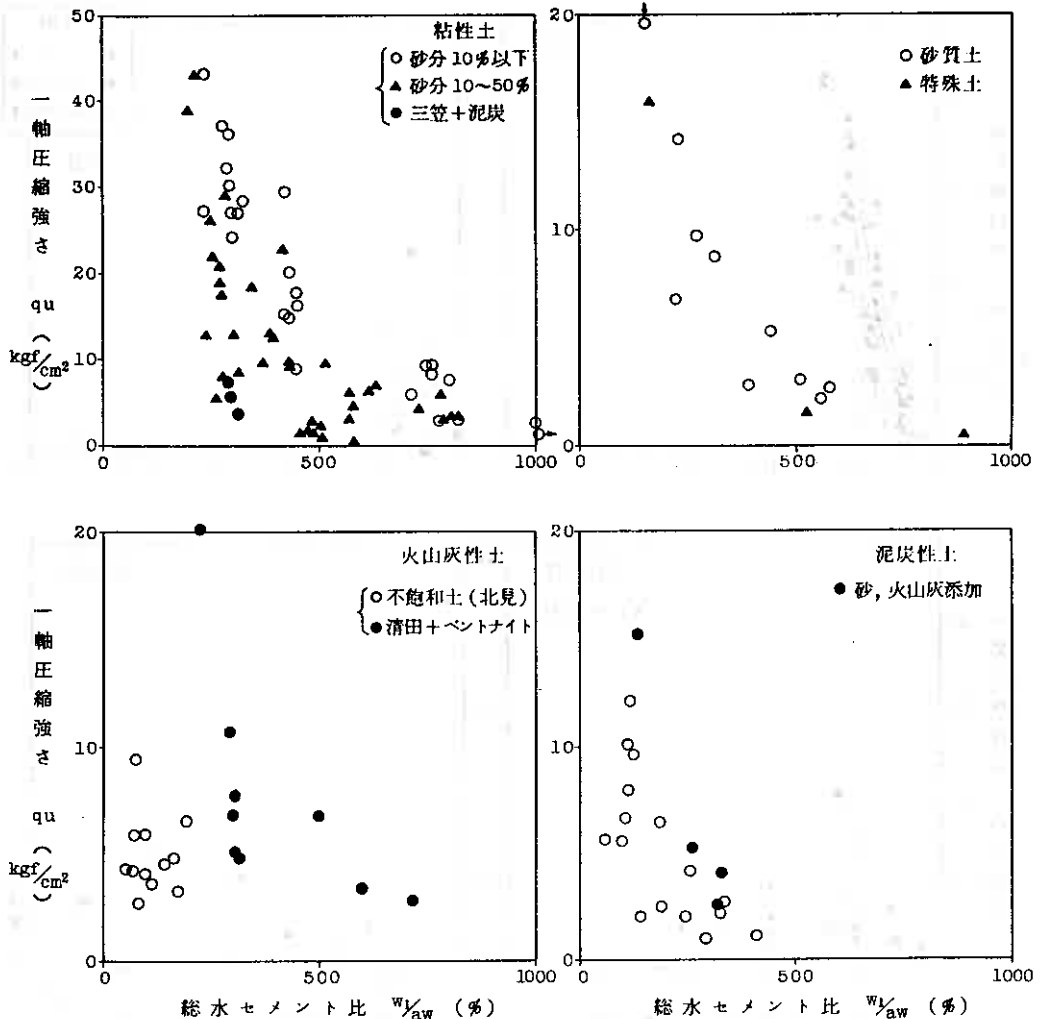


- ④ 三笠の粘性土の例に示すように、少量でも泥炭が混じると強度は低下する。
- ⑤ 砂質土と火山灰性土の強度はほぼ一致するが、これらの資料はベントナイトなどの添加材により、含水条件や粒度配合を改善したものが多い。
- ⑥ 北見の火山灰性土のような不飽和土は、総水セメント比が著しく低いにもかかわらず強度が発現しない。
- ⑦ 泥炭性土の場合、セメントを多量に混合し総水セメント比を下けている例が多いが、発現強度は小さい。泥炭の硬化を阻害する原因は泥炭中に含まれているフミン酸と言われている。ただし添加剤として、砂や火山灰を混合すると比較的強度は上がる。²⁾

以上のことから、より効果的に強度を発現するには、安定剤の水セメント比をできるだけ下げるとともに、対象土の自然含水比にも十分注意する必要があることがわかる。泥炭や粘土のように高含水比のものはセメント単体の方が強度の発現性が良いが、砂や火山灰のような粗粒土は水和反応が十分に進むよう、飽和条件を満足する粒度や含水量調整が必要と思われる。

なお処理後の強度を推定する指標は、 $W_{1/aw}$ の値が適するようであるが、土質によるばらつきがかなり大きいので、今後各土質毎の代表値を十分に検討する必要がある。

図-6 一軸圧縮強さ、総水セメント比相関図



4. セメント系安定処理工法の試験例

4.1 脱水ケーキ (表層安定処理工法)

廃鉱後の坑道内より湧出する廃液を中和処理, 脱水した産業廃棄物の例である。対象土は自然含水比と液性限界がほぼ等しく極めて軟弱なもの (表-1 の SP-1) で, トラフィカビリティーの確保と堆積場の斜面安定の面から, 表層安定処理工法が計画され, 設計強度は材令1日で $qu = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ とされた。配合試験条件は特殊セメントを粉体で混合し ($W/C = 0\%$)、養生は空気中で行った。試験結果は図-7に示すとおりであり材令1日で $qu = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ を満足する安定剤混合率 C/r_{t0} は 4.5% となった。

なお C/r_{t0} は対象土の湿潤重量に対する安定剤の重量比であり, 添加量になおすと $a = 68 \text{ kg/m}^3$ である。

4.2 札幌市菊水 (深層安定処理工法)

試験の目的は, 掘削に伴う山止め壁を地中連続壁 (列柱壁, CCP工法) で設計するための安定剤添加量を決定することにある。設計強度は $qu = 5 \text{ kgf/cm}^2$ である。処理対象土は次の2試料である。(表-1 参照)

- ① 泥炭性土 (P-1)
- ② 粘性土 (C-13)

いずれもボーリングにより採取した試料を均一に混合して供試体とした。

一軸圧縮試験の結果は図-7に示すとおりであり, 泥炭性土は粘性土よりも強度発現は著しく低い。セメント添加量 200 kg/m^3 , 水セメント比100%の場合を比較すると, 粘性土の $1/10$ 程度にしかすぎない。

試験結果より設計強度を満足する安定剤の添加量と水セメント比は次のように決定した。

- 泥炭性土 $a = 350 \text{ kg/m}^3$ $W/C < 100\%$
- 粘性土 $a = 100 \text{ kg/m}^3$ $W/C < 200\%$

4.3 函館 (深層混合処理工法)

試験の目的は岸壁の基礎部分の軟弱粘土を安定処理するものである。施工法は深層混合処理工法 (D. M. M工法) であり, 設計強度は $qu = 30 \text{ kgf/cm}^2$ とされた。なお当例ではセメント添加量 $a \text{ kg/cm}^3$ とともに養生日数による強度の伸びも検討されている。処理対象

図-7 脱水ケーキの試験結果

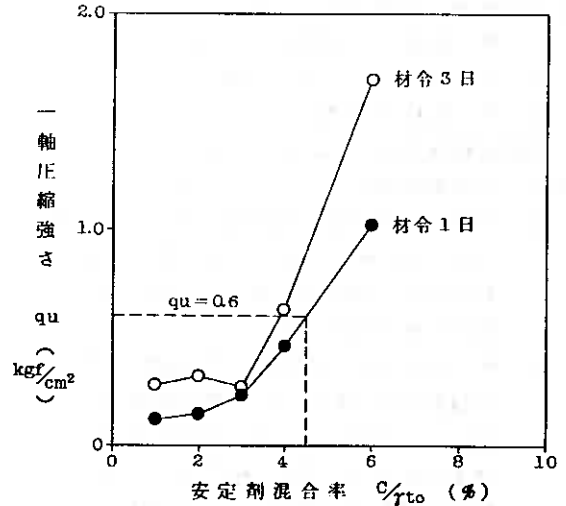
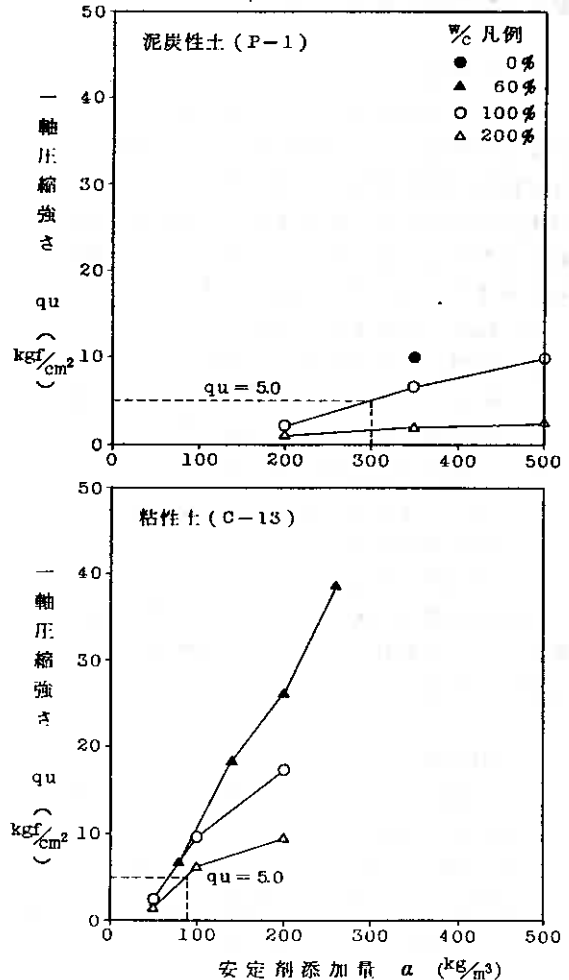


図-8 菊水の泥炭性土, 粘性土試験結果



土はシンウォールサンプリング試料を混合したものであり、土質は次のとおりである。

- ① M1 試料・・・砂質シルト(表-1, C-10)
- ② M2 試料・・・シルト質粘土(同C-11)
- ③ M3 試料・・・粘土(同C-12)

試験の結果は図-9に示すとおりであり、次のような特徴がある。

- ① 一軸圧縮強さは、安定剤添加量が多い程(W/c = 60%で一定)、また養生日数の長いもの程増大するが、60日以降では増加の伸びは小さい。
- ② M1 試料とM3 試料は、M2 試料に比べて強度が小さい。M1 試料は砂分がやや多い(13%)こと、M3 試料は対象土の含水比が非常に高く、総水セメント比が他の2試料より高いことが原因している。

試験結果より、設計強度を満足する添加量と養生日数の関係を表-3に示す。

5. むすび

当報告書では、セメント系安定剤による安定処理土の物理的、強度的特性について考察した。各土質毎の強度特性は、混合するセメント量と対象土及び安定剤の総含水量との関係から概略推定できるように思われる。各土質の設計上の特性をまとめると次のとおりである。

- ① 粘性土は最も処理効果が高い。
- ② 砂質土や火山灰などの粗粒土は、飽和条件・水和反応条件を満足するよう、添加材や水セメント比を調整する必要がある。
- ③ 泥炭性土は処理効果が低い、単体のセメントを多量に混合すること、砂などの添加材を混合することによって安定処理が可能である。

今回は試験例の紹介にとどまったが、今後も更にデータを蓄積し、土質毎の特性を明らかにしていく所存である。

(引用文献)

- 1) 馬場崎ほか：セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その9)、第15回土質工学研究発表会講演習、1980
- 2) 能登ほか：北海道泥炭地盤の改良(DJM工法)、基礎工 vol. 11, No. 2, 1983

図-9 函館の粘性土試験結果

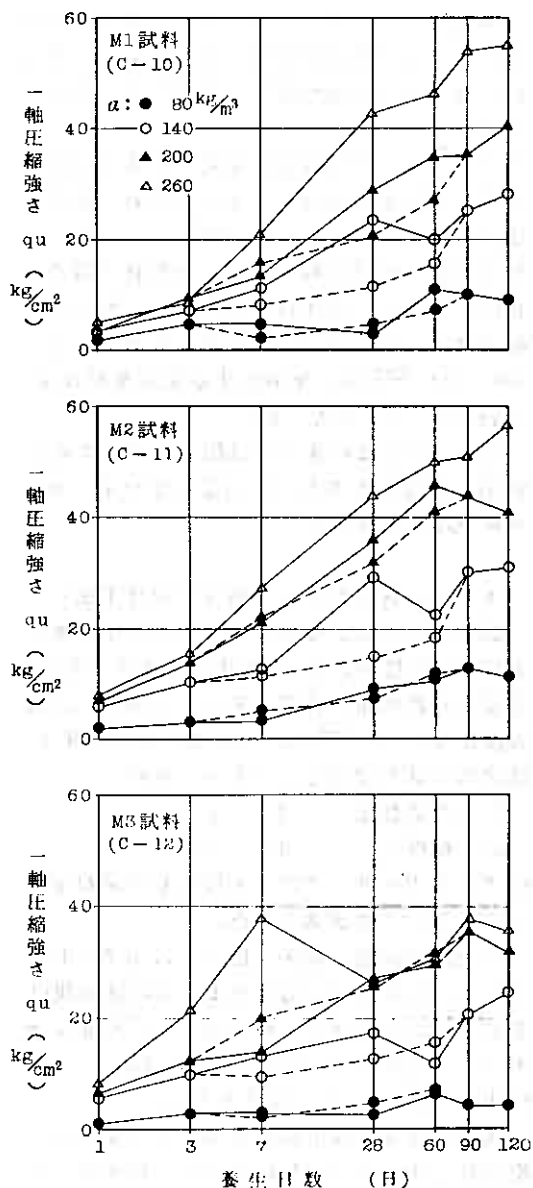


表-3 設計強度を得るに必要な安定剤添加量 a (kg/m^3)

試料番号・土質	ポルトランドセメント		
	28日養生	60日養生	90日養生
M1, 8~13m, 砂質シルト	210	180	170
M2, 17~22m, シルト質粘土	150	140	140
M3, 29~34m, 粘土	220	200	180

I. はじめに

農地の圧縮は、農業機械の走行などの踏圧によって生ずるが、表層土に限っていえば、一般に不飽和状態で進行すると考えてよい。不飽和土の圧縮や構造に関しては、締固め最適含水比の存在や、最適含水比前後の土粒子配列構造の差異の研究¹⁾に代表されるように、動的な締固め土についての知見が多い。しかし一般的な車輪トラクターの平均接地圧が $0.8 \sim 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ とされている²⁾ことを考えると、この程度の小さい荷重条件下における不飽和土の圧縮についても検討する必要があるように思われる。本研究では、このような観点に基づき、不飽和土の静的圧縮試験を行い、圧縮土の乾燥密度や構造が、初期含水比や圧縮荷重によってどのように変化するかを検討した。

II. 実験方法

1. 圧縮試験

側方拘束の一次元圧縮試験を行った。供試体は直径 7.9 cm 、高さ 5 cm とし、コンプレッサーによる空気圧をペロフラムシリンダーを介して供試体上部の載荷板に伝える方法を用いた。圧縮荷重は、 $0.5, 1, 2, 4, 8 \text{ kgf/cm}^2$ の5段階である。供試体の作製は、耕耘直後の膨軟な土層状態を再現するため、タップ法によって行った。初期含水比の設定は、通常の締固め試験と同様であり、自然含水比を含む4~6段階の含水比に調整した。

2. 供試土

供試土として、北大A、北大C、小向Cを用いたが、いずれも非火山灰土である。各供試土の基本的物理性をTable 1に示す。

Table 1 供試土の基本的物理性

供試土	自然含水比 (%)	土性 (国際法)	G_s	w_L (%)	w_P (%)	w_S (%)	I_p
北大A	23.2	L/CL	2.65	51.0	33.0	26.0	18.0
北大C	49.4	CL	2.70	73.9	44.4	31.0	29.5
小向C	22.6	HC	2.65	46.8	24.3	18.0	22.5

III. 結果と考察

1. 初期含水比と乾燥密度

初期含水比(w)と乾燥密度(ρ_d)の関係($w \sim \rho_d$ 曲線)を、Fig. 1~3に示す。比較のため、通常のランマーによる締固め曲線("C")を波線で示した。

この実験で用いた静的圧縮方法では、ランマーによる締固め曲線の乾燥密度に近似した値が得られるのは、高含水比側では $2 \sim 4 \text{ kgf/cm}^2$ 、低含水比側では 8 kgf/cm^2 近傍であり、高含水比では静的圧縮の充填効果が大きいことが分かる。なお、内径 15 cm のモールドを用いて静的荷重による締固め試験を行った奥山³⁾によると、ランマーによる締固めはほぼ 30 kgf/cm^2 の静荷重に相当することを報告しており、筆者らの値と比べてかなり大きい。この原因としては、使用したモールドの大きさが異なることに加え、筆者らの実験では、モールド内壁と土との摩擦の影響が比較的小さかったためと推定される。

静的圧縮による $w \sim \rho_d$ 曲線の形態は、ランマーによる締固め曲線

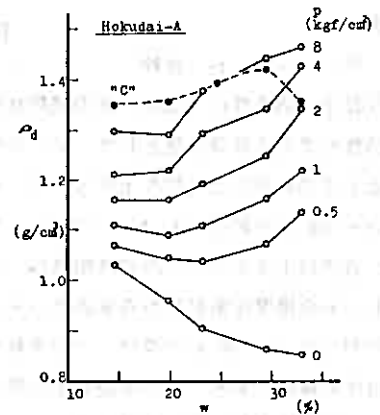


Fig.1 含水比と乾燥密度の関係 (北大A)

のように締固め最適含水比が存在する形を示さず、一般に含水比が高いほど乾燥密度が大きくなる傾向を示す。その場合、低含水比側の乾燥密度の変化は小さく、ある含水比領域以上になると急に乾燥密度の変化が大きくなる。その含水比領域を供試土別に求めると、北大Aでは20~23%以上、北大Cでは33~40%以上、小向Cではほぼ20%以上に相当している。これらの含水比をTable 1のコンシステンシー値に対応させると、塑性限界(w_p)~収縮限界(w_s)に含まれている。

以上のように、低圧の静的圧縮では、ランマーによる締固め曲線における“最適含水比”の概念は適用されず、(最適含水比を越えて)含水比が高いほど圧縮の効果は顕著となる。農地の踏圧は、ランマー等の動的荷重よりも静的荷重に近いと思われるので、高含水比であるほど圧縮が進行し、農地としては危険であると考えべきであろう。

2. $e \sim \log p$ 曲線

圧縮土の構造性的一面は、その間隙状態から検討できる。その場合、構造性を考える基準状態として、マクロな団粒構造を破壊し、かつ飽和系としての繰返し土を取り上げる。今、不飽和土と飽和土(繰返し土)の $e \sim \log p$ 曲線をFig. 4~6に示す。ただし飽和土の $e \sim \log p$ 曲線は、各供試土をそれぞれの液性限界(w_l : Table 1)に相当する含水比で繰返し、その標準圧密試験から求めている。

飽和土の $e \sim \log p$ 曲線は、この実験で用いた圧力範囲内ではいずれもほぼ直線状である。一方不飽和土の場合は、供試体の初期含水比により、次の3種の形状に大別される。

①含水比が高い場合: 圧力が 2 kgf/cm^2 まではほぼ直線状であるが、それよりも高い圧力になると間隙比の減少が少なくなり、湾曲した形状を示す(北大A~32.9%, 北大C~49.4, 45.7%, 小向C~25.9%)。

②含水比が中程度: 全圧力段階でほぼ直線状(北大A~29.5, 23.2%, 北大C~40.0, 33.3%, 小向C~22.6%)。

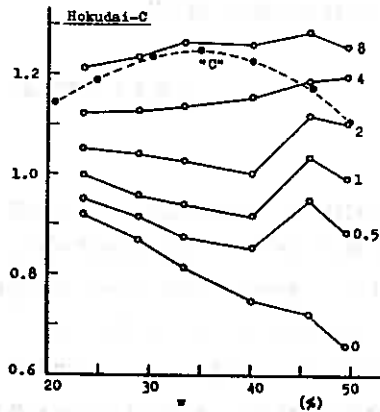


Fig.2 含水比と乾燥密度の関係 (北大C)

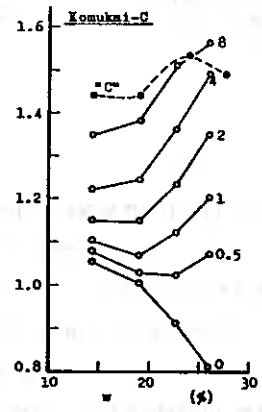


Fig.3 含水比と乾燥密度の関係 (小向C)

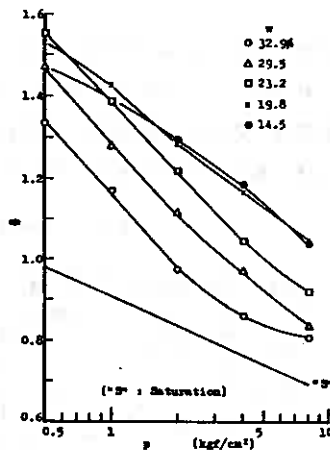


Fig.4 $e \sim \log p$ 曲線 (北大A)

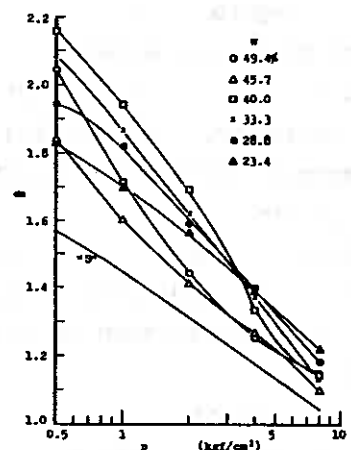


Fig.5 $e \sim \log p$ 曲線 (北大C)

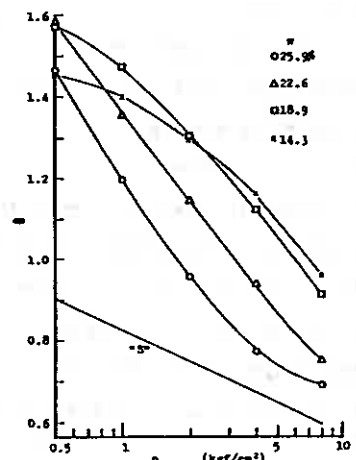


Fig.6 $e \sim \log p$ 曲線 (小向C)

③含水比が低い場合： 初期の圧力段階(1~2kgf/cm²)までの間隙比の減少は少なく、湾曲しているが、それより大きい圧力段階ではほぼ直線状となる(北大A~19.8, 14.5%, 北大C~28.8, 23.4%, 小向C~18.9, 14.3%)。

①の高い圧力段階の湾曲は、圧縮後の飽和度がほぼ100%に近ずいたために生じたのであり、湾曲部の勾配は近似的に飽和土の勾配に等しい。一方③の低い圧力段階の湾曲は、供試体作製時の乾燥密度が大きいことに加えて、乾燥により土粒子間結合力が増大し、圧縮に対する抵抗性が増大したためと考えられる。

次に、同一圧力に対する間隙比を不飽和土と飽和土と比較すると、すべての圧力段階において不飽和土の値が大きいが、その差は低圧力側ほど大きく、不飽和土の団粒の強度が圧縮圧力より大きいためと考えられる。

3. 圧縮土の構造性

e~log p 曲線において、不飽和土の間隙比は飽和土の間隙比よりも常に大きい。よって飽和土の間隙比からの増分を用いて、不飽和土の構造性の指標とすることを試みる。今、不飽和土および飽和土のe~log p 曲線と不飽和土の間隙比増加の模式図を、Fig. 7に示す。ある圧力 p_i における飽和土および不飽和土の間隙比をそれぞれ e_{si}, e_{ui} とすると、その圧力における不飽和土の間隙比の増分 Δe は次式となる。

$$\Delta e = e_{ui} - e_{si}$$

ただし Δe は間隙の相対量であるため、これを間隙の絶対量に変換することにより、圧縮土の定量的な構造指標とすることが可能である。この間隙の絶対量を「間隙増加量(Δn)」とすると、Δn (vol. %) は次式から計算できる。

$$\Delta n = \{ \Delta e / (1 + e_{ui}) \} \times 100$$

Δn の内容としては、不飽和土の全間隙量(間隙率: n)のうち、飽和土の間隙比(e_{si})に相当する間隙量を無視し、不飽和であることにより増加した間隙量のみを構造的な間隙量と見なしていることである。

不飽和土の構造指標とした間隙増加量(Δn)と初期含水比との関係を Fig. 8~10 に示す。

Δn は、同一含水比では圧力が高くなるにつれほぼ減少しているが、その減少量は含水比によってかなり異なっている。すなわち低含水比側で最も少なく、高含水比側でやや少

なく、中間的な含水比で最も変動が大きい傾向が認められる。一方同一圧力における Δn の含水比による変化をみると、2~4kgf/cm² 以上の高い圧力では含水比が低いほど Δn は増加する傾向を示す。しかし 1~2kgf/cm² 以下の低い圧力では、中間的な含水比で Δn の最大値が認められ、これは特に北大Cの場合に顕著である。

以上のように、間隙増加量(Δn)からみた不飽和圧縮土の構造は、含水比および圧力によって異なり、単純なものではない。そこで農学的観点から含水比と圧力の現実的な範囲を考えると、含水比については作物の健全な生育のためには極端な高含水比や低含水比は問題外であり、中間的な含水比が望ましいことは言うまでもない。一方圧力に関しては、一般的な車輪トラクターの平均接地圧からいって、2 kgf/cm² 以下の低い圧力段階に限定

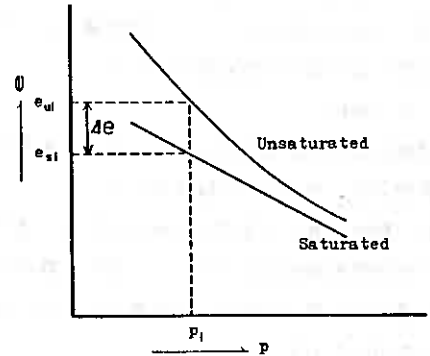


Fig. 7 不飽和土および飽和土の e~log p 曲線と不飽和土の間隙比増加の模式図

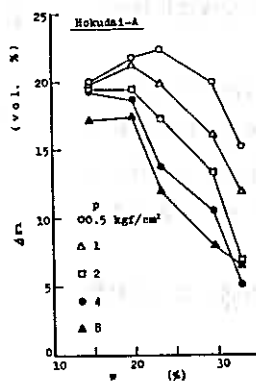


Fig. 8 含水比と間隙増加量の関係(北大A)

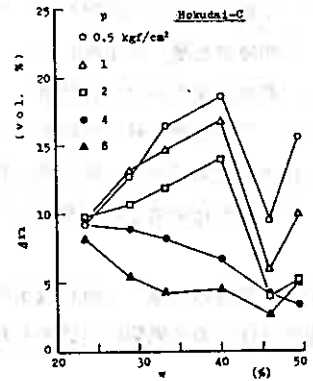


Fig. 9 含水比と間隙増加量の関係(北大C)

してよいとおもわれる。このように考えると、Fig.8~10において、2 kgf/cm²以下の圧力で Δn にピークが生じていることは、農学的な観点からは重要な意味を有していることになる。すなわち圧縮後でも、構造的な間隙が多く存在する含水比領域で農作業を行うことが好ましいといえる。この含水比領域は、 $w \sim \rho_s$ 曲線でも述べたように、塑性限界~収縮限界に相当している。

Fig.11は、間隙増加量 (Δn) と飽和透水係数 (K_{15}) との関係である。同一 Δn に対する K_{15} の値にはかなりの幅があり、かつ供試土固有の特徴 (例えば北大Cの各点は、全体的に上側に位置している) が消去されていないとはいえ、 Δn が多くなると K_{15} は増加する傾向を示し、圧縮土の構造指標として Δn を用いることは可能といえる。今後の問題点としては、間隙量のみではなく、間隙の質的特性をも加味した構造指標へと発展させる必要がある。

IV. 要約

農地の踏圧による圧縮について検討するため、不飽和土を用いて、静的荷重による側方拘束の一次元圧縮試験を行った。

(1) 静的荷重による低圧の締固めでは、通常のランマーによる締固め曲線とは異なり、“締固め最適含水比”の概念は適用されず、初期含水比が高くなるほど乾燥密度は増加する傾向を示す。

(2) 不飽和土と飽和土(練返し土)の $e \sim \log p$ 曲線を比較すると、同一圧力に対する間隙比は常に不飽和土で大きい。

(3) 不飽和圧縮土の間隙からみた定量的な構造指標として、“間隙増加量”を定義した。

(4) 農地の現実的な圧縮荷重として 2 kgf/cm²以下を考えると、“間隙増加量”が最大となる含水比領域が存在する(ほぼ塑性限界から収縮限界の間に含まれる)傾向を示し、その含水比領域で農作業を行うことが有利とみなされる。

(5) “間隙増加量”と飽和透水係数との間には、片対数紙上でほぼ正の比例関係が認められる。

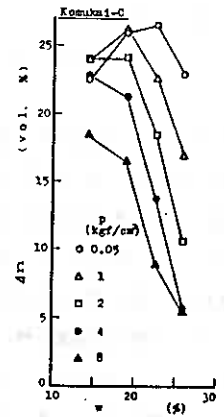


Fig.10 含水比と間隙増加量の関係(小向C)

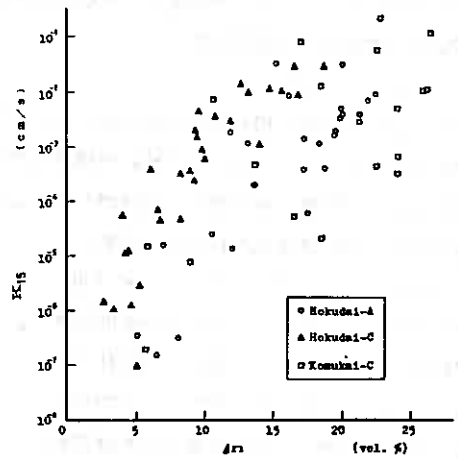


Fig.11 間隙増加量と飽和透水係数の関係

本研究は、文部省科学研究費一般C(昭和62~63年度, No.62560224)により行われたことを付記し、関係各位に謝意を表します。

【引用文献】

- 1) Lambe, T.W.: The structure of compacted clay, Proc. ASCE, J. Soil Mech. Found. Div., 84(2), pp.1~54(1958)
- 2) 農業機械学会編: 新版農業機械ハンドブック, p.38, コロナ社(1985)
- 3) 奥山武彦: 静荷重による土の締固めに関する研究, 農土試技報, 176(L1-11), pp.1~11(1987)

室蘭工大 正会員 ○ 朝日秀定
 白幡浩志
 西野敏朗

はじめに

ボーリングデータの再利用の目的から近年ボーリングデータのデータベース化が進められている。この内土質の記録方法として土質の数値化とアルファベット化の両方法が可能である。これまで建設工事に関して行われたボーリングデータの再利用の為の整理方法として、N 値の最小二乗法の利用による等 N 値深度図による整理、地質の直接の断面化による表示、土質の重なりぐあいを情報エントロピー化した整理¹⁾、類型化による整理²⁾等が知られている。本報告はデータベース化された土質柱状図データの再利用方法としてスペクトル法の適用を試みた。土質の数値化をおこなった場合に、土質変化に対応する数値の連なりを矩形波と考え、この数値の連なりにスペクトル解析を行ったものである。更に、求められたスペクトル強度を平面図上に等値線で表示し、地盤の区分を試みた。

さて、スペクトル解析に利用するには、土質データは数値化されたものでなければならない。土質データを数値化した場合、質的なものを量変化に置き換えることにより土質の変化点でのステップ変化をかみならず含むことになる。この様な数値列を三角関数系のフーリエ解析による解析を行うとスペクトルはかなりの高次項のスペクトルを含まなければ十分な表現ができず、高次の項を多く含むと解釈に困難が多くなる。そこで本報告では、ステップ変化する関数系のうち Hadamard (アタマール) 行列による交番数解析 (一種のスペクトル解析) を試みた。この行列は周波数圧縮による映像の送信、符号理論の分野、微分方程式の数値解法等の分野で利用されている。本報告では土質の変化にのみ着目して各土質の厚さに関係なく地表より 6 層目までの地層の変化を解析した。その理由はこれ以上の土質の記載のあるボーリング点は非常に少なかったからである。各交番強度の地域的分布の特徴と代表的ボーリングデータとの関係を述べた。

Hadamard 行列と交番数解析

この行列および解析方法についての詳細は成書^{3) 4)}に紹介されているので、ここでは要点のみを紹介する。

Hadamard 行列は次に示す Kronecker 積で構成できる

$$H^{(1)} = \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ 1 & -1 \end{vmatrix}$$

$$H^{(2)} = H^{(1)} \times H^{(1)}$$

$$\dots \dots \dots$$

$$H^{(n)} = H^{(1)} \times H^{(n-1)}$$

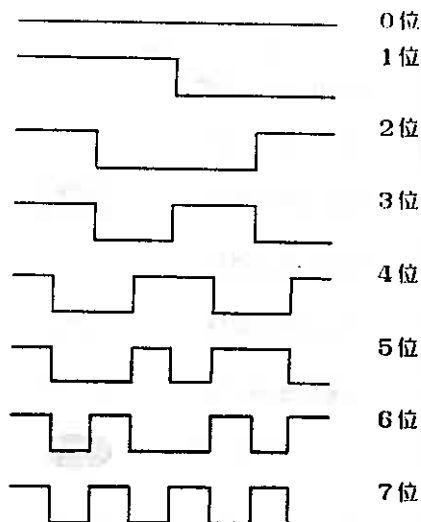


図-1 Walsh関数(8次)

Grouping of Subsurface on the Basis of the Spectral Analysis of Boring-log - Sequential Analysis of Numerized Soil Types-: Asahi Hideyasu, Shirahata Hiroshi, Nishino Toshiro (Muroran Institute of Technology)

こうして得られる行列はその交番数の増え方が不規則であるためこれを順序だてて並べたものはordered Hadamard kernelといわれる。この表現で ordered Hadamard 行列の例を示すと図-1の様になる。この行列を「0, 1」において振幅が1で正負の何れかの値をとる矩形波とし、それ以外の区間では値が0となる関数系とするときこれをWalsh関数と呼ぶ。この関数系は三角関数系と同様の関数としての性質(正規行列, 直交性, 完備性)をもっている。こうして得られる要素を観測値(土質の数値化したものの並び)に掛けたものの和(強度)を得る操作を交番数解析とよぶ。すなわち、この行列の各要素を $g(k, i)$ ($i=1$ または -1 , k は交番数: $0 \sim n-1$)、観測値の i 番目を $f(i)$ とすれば

$$W(k) = \sum_{i=0}^{n-1} f(i)g(k, i)$$

$W(k)$ が各交番数の強度(スペクトル強度)となる。行列の各要素の行方向の並びの1, -1の変化の数を交番数と言う。行列 $H^{(n)}$ の2ⁿ個の行ベクトルが1区間となる。この $g(k, i)$ はフーリエ級数における重み $\exp\{-j(2\pi ki/N)\}$ に相当する。

		凡 例	
第 四 期		現河床・海岸堆積物	
		砂 丘 層	
		低位段丘堆積物	
		中位段丘堆積物	
		高位段丘堆積物	
		室蘭岳築塊岩層	
新 第 三 期	室 蘭 層	ワシベツ砂レキ層	
		安 山 岩 脈	
		本輪西砂岩・頁岩互層	
		ワシベツ凝灰岩層	

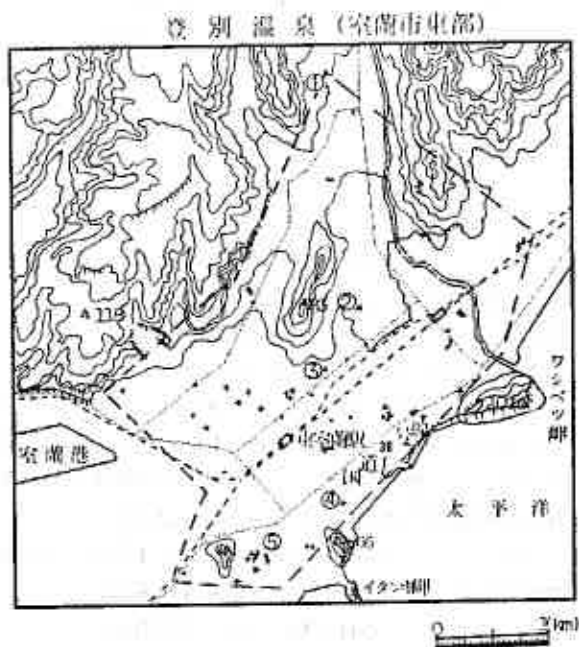


図-2 解析対照地域とホーリング位置

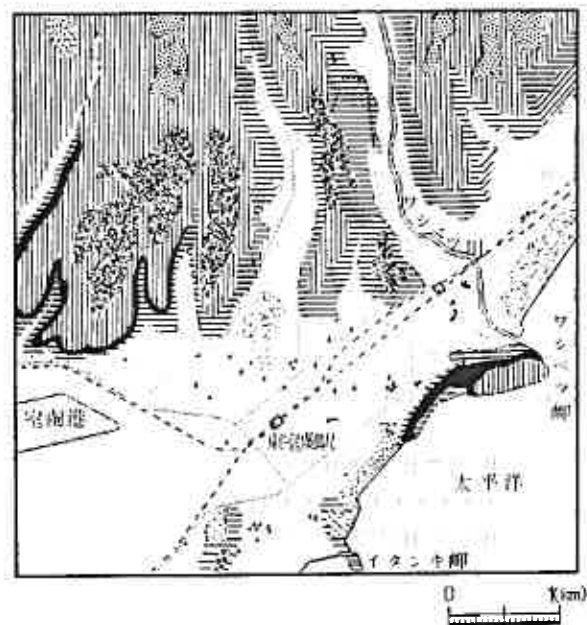


図-3 解析対照地質図*

表-1 土質に与えた数値

土質	表土	腐植土	粘土	シルト	砂	レキ	砂岩等	火山灰	凝灰質	凝灰岩
与数値	10	20	30	40	50	60	70	200	230	260

表-2 土質柱状図の例 (番号は図-2内の番号と一致)

①		②		③		④		⑤		
小レキ混 シルト	40	盛土	10	泥炭	20	盛土	10	盛土	10	
火山岩 レキ混 火山灰質 粘土		腐植土	20	火山灰混 シルト	230	砂	50	中粒砂	50	
火山岩 レキ混 火山灰質 粘土	230	シルト	40	有機質混 細粒砂	50	砂混 レキ	60	泥炭	20	
小レキ混 粘土質 シルト				レキ混 火山灰質 シルト	230	泥炭	20	砂	50	細粒砂
シルト	40	火山灰質 シルト	230	砂質 シルト		40	砂混 レキ	60	腐植質 シルト	40
火山灰質 粘土	200	レキ混 火山灰質 砂		有機物混 シルト	30	砂	50	砂質 シルト		
小レキ混 シルト	40	火山灰質 シルト	貝化石混 シルト質 粘土	260		凝灰岩	260	火山灰質 シルト	230	レキ混 シルト
火山灰質 シルト	200	風化 凝灰岩	260		凝灰岩			260	260	火山性 砂
火山灰質 シルト				火山灰質 シルト		50	シルト質 砂			50
小レキ混 粘土	30	集塊岩	70							

欄内の横二本線は第6層目でこれより上を解析

解析地域と地質およびボーリング柱状図

本報告で扱うのは北海道室蘭市東部の丘陵地域とこれに続く沖積低地において各機関の発注でこれまで行われたボーリング記録の土質柱状図である。土質の記載は施工業者や発注機関による表示の相違が見られるが、敢えて修正を行わなかった。図-2には対象地域と土質柱状図の内土質が6層以上記載されているボーリング点の位置を示した。解析に利用したボーリング本数は74本であった。図-3には斉藤他⁵⁾による地質図を示した。同図に示す様にこの地域のほぼ北5分の3は室蘭層（本輪西砂岩・頁岩互層）とこれを不整合におおう第四期の室蘭岳火山噴出物（凝灰質集塊岩、集塊岩質泥熔岩）と低位段丘堆積物より成る丘陵地である。海岸部分のイタンキ岬とその基部では室蘭層のなかの安山岩脈の露出するのが観られる。またワシベツ岬では室蘭層の本輪西砂岩・頁岩互層と上述の室蘭岳火山噴出物の間にワシベツ砂レキ層を挟む。更に海岸沿や沖積低地と丘陵部の境目付近には自然堤防の砂丘が観られる。これらに囲まれた低地部は主にレキ、砂、シルト、粘土、泥炭の互層となっている。

ボーリングデータによればこの低地で第三期層に達する深度は深い箇所では90~120mと考えられる。

土質の数値化と解析手順

解析を行うに当たって、土質の数値化を行うには地表より一定間隔での土質の表示に対応する数値を与える方法と、層厚に関係なく土質ごとに数値を与える方法が考えられる。それぞれ工学的利用と理学的利用が考えられるが本報告では後者の方法によった。土質を数値で表現するに当り沖積低地と火山性丘陵地との相違がはっきりするように、与える値に多少の工夫をした。土質の数値への読み替えは、火山性以外の土質では土質表示の最終記載語に、火山性の堆積物の場合は火山灰、凝灰岩以外の表示では凝灰質とした。例えば砂質シルトはシルトの値を、火山灰質シルトは凝灰質の値を与えた。表-1には土質ごとに与えた数値を示したが、この値による数値例を代表的なボーリングの柱状図について表-2に示した。

上述の様な手順で数値化したデータをまず各ボーリング毎に交番数解析する。次に各交番数（位数）毎に得られる値（スペクトル強度）を元に解析地域をボーリング地点とボーリング地点の距離との関係で格子データ化した。格子データ化は2元3次方程式を距離の重み付き最小二乗近似によって行い、一点につき10点のボーリング地点の値を利用した。重みは本報告では距離の2乗の逆数である。この様にして求めた格子データより等値線表示して地域的傾向を表現した。

解析結果

解析の結果を交番数(k) 0~2位と5位の各結果をスペクトルの等強度線で表示して図-4~図-7に示す。どの図でもボーリング点のある地域で値が島状に集まる傾向にある。交番数0位の図-4を全般的に観ると丘陵部(図-4のボーリング点①②)では値が大きく低地部では一般に低い値をみせている。図-5(1位)においても同様な傾向をみせている。図-6(2位)においては値の大きな部分が大まかに4か所に分れている。図-7(5位)では更にこの傾向を強めている。

考察および解釈

解析結果の図-4~7の何れにおいても図の周辺部で波状のパターンが現れている。この理由は、ボーリング点の多くは沖積の低地部分と一部の丘陵に集中している。この為全体を等値線図で表現するにあたり、格子データ化するために、ボーリングが全くなされていない地域の格子地点では、遠くのボーリング点での値を利用して推定している。この時利用されているのが前述の2元3次方程式であるが、ボーリング点のない地域では同じデータを繰り返し利用することになる。この為ある地域での値は距離のみが変数となった2元3次関数の変化として現れる。ここでは重みを距離の2乗の逆数としたが、この重みを距離の逆数とか-0.5乗にするとこの波型のパターンは一層強く現れる。更にボーリング点付近での推定値が距離の

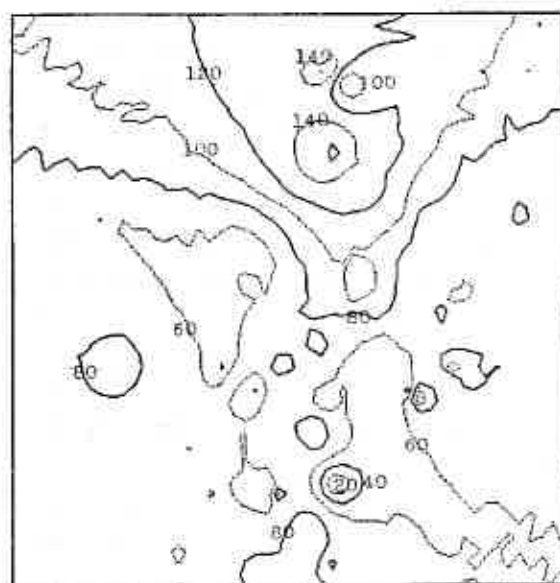


圖-4 (0位)

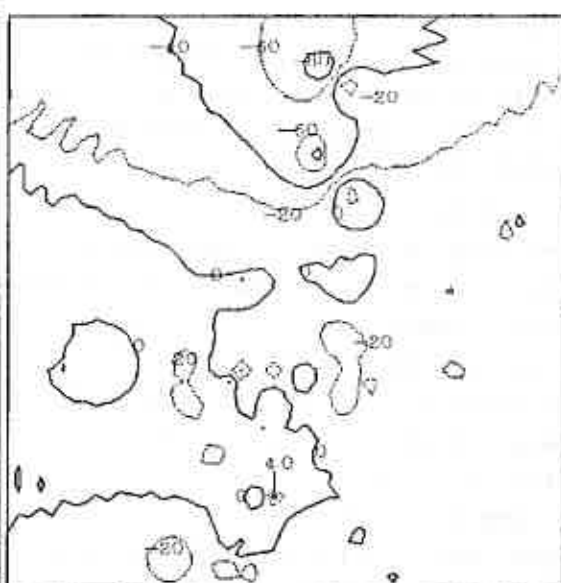


圖-5 (1位)



圖-6 (2位)

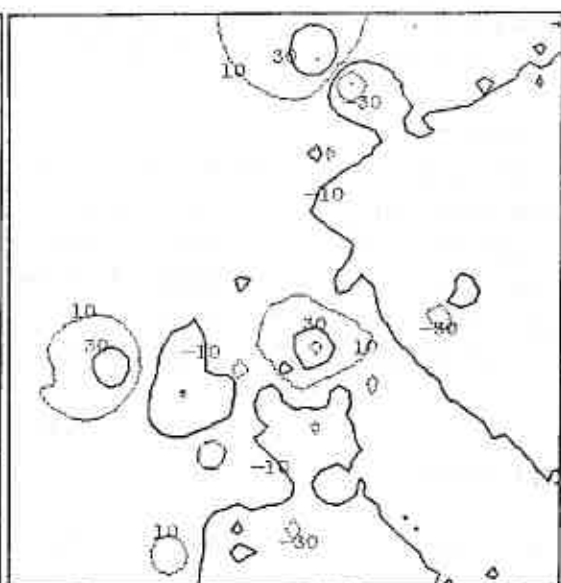


圖-7 (5位)

重みが弱くなるほど（この場合距離の逆数やこの -0.5 乗）ボーリング点での値との差が大きくなる。

これらの理由から本報告での考察対象地域は図-2に示す太い鎖線内に限った。すなわち格子点での値はボーリング点に囲まれる範囲内の内挿値は考察の対象としても、それ以外の格子点での外挿値は対象としないこととした。この他各図の中心より西南西部分にはいずれもほぼ円形の等値線が観られるが、これらも外挿の結果と考えられる。

交番数解析において交番数第0位のスペクトル強度は数値全体の平均を意味するものである。よって全層数に火山性の堆積物の層の占める割合が多い程その値が大きくなる。このことは図-3の地質図からも推定される。この様な視点から交番数0位の図-4を観察すると、丘陵部の火山堆積物より構成される地域は値が高く、沖積低地での値が低くなるのも当然のこととなる。

図-5の交番数第1位の場合、丘陵部に近い箇所でのボーリング点①付近では負の大きな値を示しているがこれは下位に上位よりも大きな値を持つ凝灰質堆積物が存在することを示している。翻って沖積低地部を観ると、低地部での値が小さいのは、砂、シルト、粘土といった数値的に小さな値を与えた堆積より構成されているのが主因であるが、そのみならず上下の堆積物の変化が乏しいことにもよる（表-2 ④）。

同様に図-6の交番数第2位の場合、大まかに観て110から70の値を示す地域とより小さな値を示す部分に分かれる。110もの大きな値を示す地域に近いボーリング点②について表-2の柱状図を見ると中間に火山性の堆積を挟み最下位の6層目に比較的値の小さい集塊岩が入ってくることによる。値の小さい低地部でも特にボーリング点④を例に見ると表-2に示すように、地層の構成はほとんど変化の少ない砂とレキのみより構成されている。この様に第2位のスペクトルによって示されるのは構成地層の中間部の特徴である。第3位、第4位の値にはそれほど大きな変化を示さなかった。図-7の第5位の場合を観ると、割合変化が認められる。例えば③点と⑤点での例ではそれぞれ上部と下部に凝灰質の土質の表示を持つ層があるためかそれぞれ+30と-30の値を示している。しかし、この位数になってくると堆積物の土質変化に伴う上述の様な1:1の物理的意味合は曖昧となる。例えば、正負の値の違いは最上位の層一つ欠落しても発生することになるからである。堆積環境の変化の激しさを示す度合程度の意味合を持つことになるであろう。よってこの位の位数からはパワースペクトルによる表示が適当となる。

おわりに

解析の結果0位、1位の結果が地質図と対応している。これ以上の位数での解析では地質図とは別の意味を持つと考えられる。更にこのような交番数解析でのスペクトルデータを蓄積して実際の地質との対比を行う必要がある。本方法の最大の問題点は、土質ごとに与える値を変えると各位数ごとのスペクトル強度が大きく変化することにある。ある地域を広範囲に比較を行う為には値をよく検討の上固定して利用しなければならない。またボーリング点が平均的に分布しない地域では相当の誤差をみなければならず困難な面が多い。更に地質学的立場からは時代区分も含める数値の与え方も考慮されなければならない。

参考文献

- 1) Hattori, I: Entropy in Markov chains and discrimination of cyclic patterns in lithologic successions, *Mathem. Geol.*, Vol. 8, No. 4, pp. 477-497, 1976.
- 2) 大崎順彦, 阪口 理: 地盤の基礎工学的分類-日本の主要なチュウ積地帯の場合, 第17回土質工学シンポジウム -調査・設計・施工における土の判別分類の諸問題-, 昭和47年度発表論文集, pp. 59-64, 1972
- 3) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, 昭和55年
- 4) 喜安善市: アタマール行列とその応用, 電子通信学会, 昭和55年
- 5) 齊藤昌之, 他: 5万分の1地質図幅「登別温泉」, 北海道地下資源調査所, 昭和28年

北海道大学工学部 ○三浦 均也
北海道大学工学部 土岐 祥介
北海道大学大学院 長谷川敬寿

まえがき

土は天然に産するため千差万別であり、その対象を砂あるいは砂質土に限っても、粒子の形状、鉱物組成、剛性、破砕強度および粒度分布など土に固有な一次的性質は一樣ではなく、それらの力学的な性質は変化に富んでいて捕らえにくい。拘束圧、過圧密履歴等の応力条件、排水条件や載荷条件および土の密度、粒子配列構造などいわゆる土の二次的な性質の相違による土の変形・破壊挙動の変化を調べようとする場合、ある特定の土に限って種々の条件の下で力学試験を行い、それらの比較検討を行うのが多くの研究において見られる一般的な方法である。一方、種々の土について広範囲な実験を実施し、土の変形・破壊挙動がそれらの一次的性質に依存してどの様にまたどの程度変化するのかを調べることは、土の力学的性質を把握するためのより根本的な課題であると考えられる。二次的な性質が土の力学的性質に及ぼす影響の程度は、一次的性質によって大きく異なるのではないだろうか。

近年になって、ロックフィルダム、海中ケーソンのマウンドなど粒径の大きい粗粒材料を用いた巨大構造物の変形量や安定度をより正確に評価するための研究が行われている¹⁾。そのためには粗粒材の力学的性質を明らかにする必要があるが、設備が大規模になるなどの理由から一般に試験の実施が困難なため、砂質土の変形・強度特性に影響を及ぼす種々の要因を明らかにした上で、粗粒材の力学的性質を簡易な方法で推定することが期待されている。

以上のような背景を踏まえて、土粒子の性質や粒度組成など砂質土に固有な性質の相違によるそれらの変形・破壊挙動の変化を明らかにすることが本研究の目的であり、本論文ではその目的を達成するための基本的な課題の一つである最大粒径や均等係数の異なる砂の物理的性質並びに変形・強度特性について報告している。

本研究では、3種類の異なる砂を調整し、所定の粒度分布を有する試料を準備した。まず、それらについて比重試験、最大・最小密度試験を実施して、基本的な物理的性質と土粒子の寸法、形状および粒度との関係を示している。さらに、粒度調整した砂試料について通常の排水三軸圧縮せん断試験を実施した。等方圧密時の変形挙動、せん断初期の変形挙動、破壊時の強度などについて検討し、均等係数や最大粒径および粒子の形状や破砕性等の影響を明らかにしている。

1. 用いた試料と試料の調整方法

試験で使用したのは異なる3種類の砂である。珪砂A (CA-SAND) は愛知県産で、現地で採取後水洗い、ふるい分け、炉乾燥し、いくつかの等級に分かれて市販されている。本研究では、図1(a)に粒度分布を示すような7種類を購入して使用した。豊浦砂 (TO-SAND) は山口県産の標準砂、相馬砂 (SO-SAND) は福島県産で、両者とも市販されていたものを購入して、一度水洗いをして不純物を除去した後、炉乾燥している。この状態での粒度分布を図1(b)に示している。

これらの砂をふるい分けして粒度調整を行い図2(a),(b)に示すような所定の最大粒径および均等係数を有する試料を準備した。使用したふるいは JIS仕様で、ふるい目寸法は図の上部に表示されているように、最小 $75\mu\text{m}$ である。調整された試料の最大、最小粒径は使用したふるい目の寸法によって決められていて、試料名は砂の名称に続けて最大粒径 D_{max} 、最小粒径 D_{min} (単位: μm) を並べ、例えば、種類が珪砂Aで、最大粒径 $2000\mu\text{m}$ 、

DEFORMATION-STRENGTH CHARACTERISTICS OF SANDS WITH DIFFERENT MAXIMUM GRAIN SIZE AND UNIFORMITY COEFFICIENT; Kinya MIURA, Shosuke TOKI (Faculty of Engineering, Hokkaido University), Keiju HASEGAWA (Graduate Student, Hokkaido University)

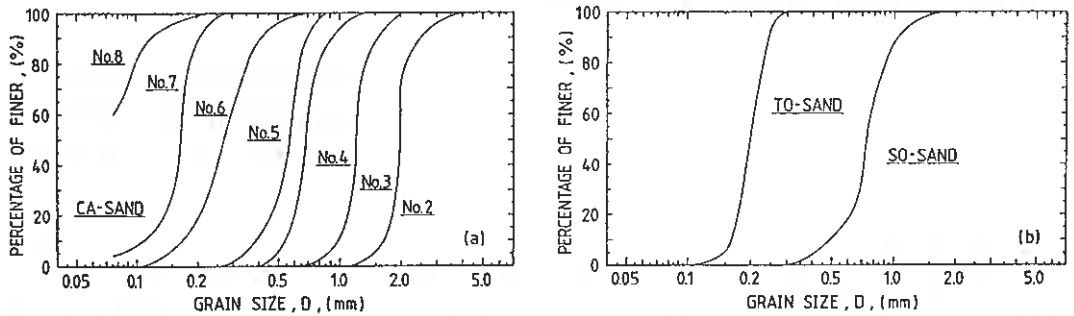


Fig. 1 (a-b)

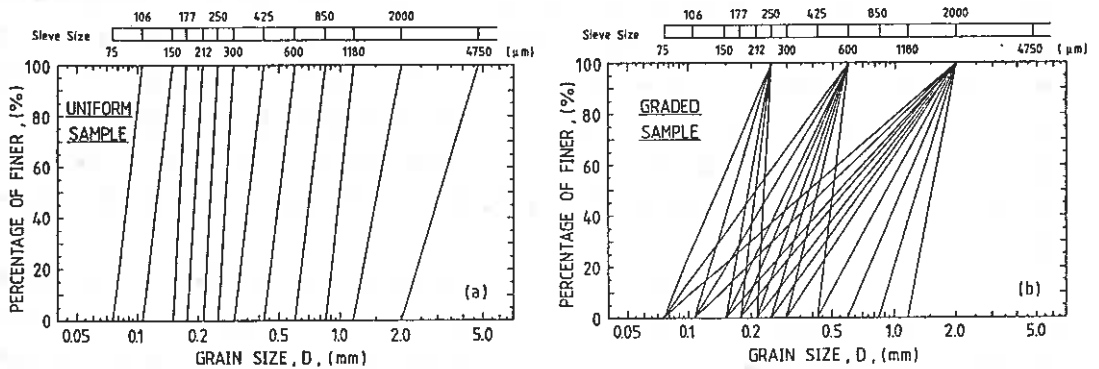


Fig. 2 (a-b)

最小粒径 75 μm の試料はCA-2000-75と表示している。調整した試料は2つのタイプに分類される。第一のものは図2(a)が示すように最大粒子径は異なるが均等な粒度を有するものである (Uniform Sample)。それらは近接するふるいの間に残留する成分からなっており、CA-4750-2000を除くと均等係数 U_c は1.3以下となっている。第二のものは図2(b)に示すようで、3つの最大粒径に対して幅広い均等係数を有するものである (Graded Sample)。この試料は均等粒径試料を粒径加積曲線が直線となるように適切に混合することによって準備した。ただし、豊浦砂については均等粒径を有する試料のみを準備した。

珪砂Aの場合はNo.2~No.8まですべてをふるい分けることにより、粒径が 75~4750 μm の範囲の粒子を比較的容易に得ることができるが、一方、豊浦砂と相馬砂の場合は湿潤状態で凍結したものをグラインダーで削ったり、あるいは、乾燥試料を乳鉢で磨り潰すなどして強制的に粒子を破砕させた後にふるい分け調整を行った。このような調整によって、粒径が豊浦砂では300 μm 、相馬砂では 2000 μm 以下の試料を準備することができた。なお、ふるい分けは人力で行い、一度にふるい分ける試料は100g以内とし、1分間で各ふるい目を通過する試料が全体の1%以下になることを目安としている。また、ふるい分けが終了する毎に刷毛を使って、ふるい目に詰まった試料を丁寧に取り除いた。

準備された砂試料を肉眼で観察した主な特徴は次のようである。珪砂Aは全体としては、灰色をしており大きく分類して3種類の色の異なる粒子からなっており、粒径が細かい150 μm 付近では薄い箔片状の雲母粒子が若干量認められる。形状は一定ではなく角張っていて表面が粗いという特徴がある。珪砂Aの場合はその試料調整過程で粒子破砕を生じさせていないため、粒子の寸法によらず粒子形状は類似している。豊浦砂は石英粒子が主体であるが3割ほどの長石粒子もみられ、全体としては黄褐色である。粒子形状は塊状で、あまり角張っていない。相馬砂の場合はほとんどが石英粒子で、色は半透明で灰白色である。粒子は豊浦砂よりも球に近く、角張っていない。ただし、豊浦砂と相馬砂の破砕によって生成した小粒径のものの粒子形状は不規則で角張っている。乳鉢で磨り潰した時の感触では相馬砂の方が豊浦砂よりも固く破砕しにくかった、また、珪砂Aは指で擦ると若干の粒子破砕を生じることから、他の砂に比べて柔らかいと言える。

以上の砂粒子の性質を相対的にまとめると、自然状態では相馬砂、豊浦砂、珪砂Aの順に粒子は丸く、角張っていない。珪砂Aは粒子寸法による粒子形状の変化は少ないが、相馬砂と豊浦砂の場合は粒子寸法が小さくなるにしたがい粒子は角張り度を増している。このため、粒径が0.2mm付近では相馬砂の角張り度が上昇し、豊浦砂、相馬砂、珪砂Aの順に粒子は角張っていない。破碎し易さからすると、粒子は相馬砂、豊浦砂、珪砂Aの順に硬い。

2. 物理試験の結果と考察

2.1. 土粒子の比重 土粒子の比重 G_s は均等粒径試料について測定した。測定方法はJISA1202に準拠して行い2時間以上の煮沸により脱気した。結果は、図3にまとめた通りで、測定は各々6個以上の測定値から4個を選びその平均値（標準偏差は0.003程度）を示している。

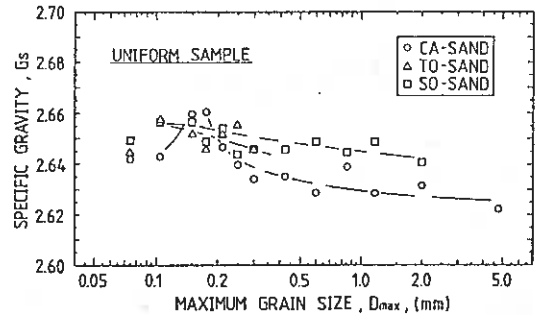


Fig. 3

Table - 1

名称	色	光沢	モース硬度	比重
石英	無色	ガラス質	7	2.7
加長石	白	ガラス質	6	2.6
斜長石	白	ガラス質	6	2.6
黒雲母	黒～緑	真珠質	2.5	3.0
白雲母	白	真珠質	2.5	2.76～3.0

図より2つの傾向が挙げられる。1) 各々の砂において、比重は粒径の増大とともに小さくなる傾向がある。ただし、例外的に珪砂Aの粒径 $D=0.15\text{mm}$ 付近で高い値を示しているのは、その付近の粒径の試料が比重の大きい雲母粒子を多く含んでいるためと考えられる(表1)。2) 珪砂A、豊浦砂、相馬砂、の順に比重は小さい。これらの傾向は破碎強度との関連において説明できる。すなわち、大きな粒子は潜在的な欠陥を含んでいる確率が高いために破碎強度は低く²⁾、したがって比重も小さい。珪砂A、豊浦砂、相馬砂の順に粒子が脆いことも比重の大小に対応している。

2.1. 最大・最小間隙比 間隙比は測定した乾燥密度から計算した、この際、図3に描かれているラインに沿って読み取った比重の値を採用した。土質工学会基準「砂の最大・最小密度試験法」に従って、最大密度と最小密度はそれぞれ水平打撃法とロート法によって求めた。一つの試料について最大密度は2回以上、最小密度は5回以上測定してその平均値を採用した。ばらつきは極めて小さく両者とも測定値の0.5%の範囲に納まっていた。図4(a),(b)には各々最大、最小間隙比 e_{max} , e_{min} と最大粒径 D_{max} および均等係数 U_c との関係が示されている。

まず、粒子寸法との関係については、最小間隙比よりも最大間隙比の方が変化は大きい、両者はともに粒子寸法が大きくなるにともない減少するというおおよその傾向がある。ただし、各々の砂においては D_{max} が大きくなるに従い間隙比減少の傾向は弱まり、極小値をとりその後若干の間隙比上昇が見られる。この傾向については図5(a),(b)に従って次のように説明できる。自然状態の土の最大粒径に近い部分(粒子寸法、 $D1\sim D2$)をふるい分けによって抽出する場合でも、その粒度分布を直線と見なして解析している。しかし、実際には図5(b)に示すように分布は小粒径の方に偏っているため、計算値よりも実際の均等係数がかなり小さくなっていると推定できる。下に説明するように、均等係数が減少すると間隙比は増加する傾向があるため、このことが自然状態の最大粒径付近で間隙比を増大させ極小値をとる理由と考えられる。

立元³⁾はガラスビーズを含む角張り度の異なる種々の粒状材料について最大・最小間隙比を測定し、その結果、

1) 粒子が角張っているほど間隙比が大きくなること、2) ガラスビーズのように形状が一様なものでも最大粒径が大きくなると間隙比が減少すること、などを報告している。相馬砂と豊浦砂は珪砂Aよりも粒子が丸みを帯びているので最大、最小間隙比は珪砂Aに比べて小さいが、これらの砂は粒子を破碎させることによって粒度調整を行っているため粒径の小さいものほど粒子は角張っている。このため、粒子寸法の減少にともない間隙比は珪砂Aと同程度まで増大していると説明できる。

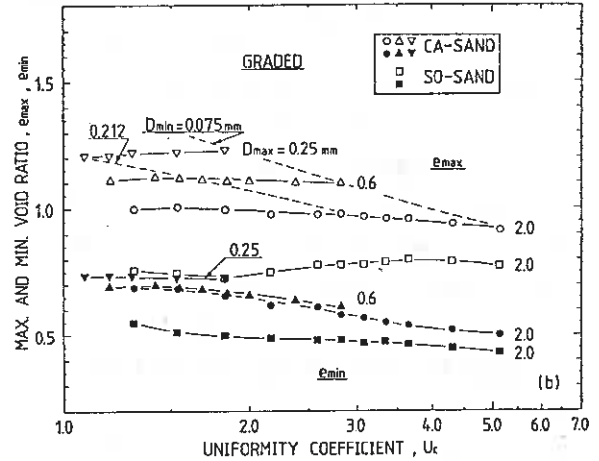
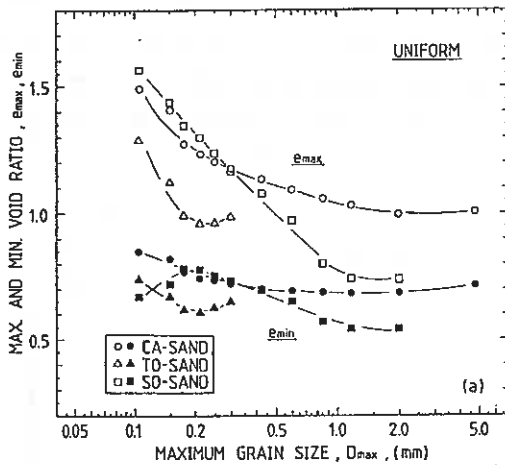


Fig. 4(a-b)

均等係数の変化に対しては、珪砂Aの場合、どの最大粒径においても均等係数の増大にともない最大、最小間隙比はともに小さくなる傾向が認められる。これは「粒度分布のよいものほど縮まり易い」という一般に信じられている傾向と合致するものである。図4(b)に見られる傾向は次のように説明できる。1) 珪砂Aの場合では均等係数に対する間隙比の変化は、最大粒径に対する場合よりも小さい。最大粒径が同じで均等係数が大きくなる場合、粒子径が全体的に小さくなる。粒子径が小さくなると図4(a)に見られるように間隙比は増加傾向にあるため、均等係数が増加してもそれほど間隙比は減少しないのであろう。2) 図4(b)には珪砂Aの最小粒径 D_{min} の等しいデータに着目して最大間隙比の変化傾向を破線で示しているが、この場合、均等係数の増加に対する間隙比の減少傾向がより明瞭に現れている。3) 相馬砂では粒径が小さくなることによる間隙比の増大が均等係数の増大による間隙比の減少よりも著しいために、最大間隙比と均等係数の関係は上述の傾向と見かけ上逆に現れている。総合的に判断すると、最大・最小間隙比は均等係数の増大とともに減少すると結論づけることができる。

3. 変形・強度特性

3.1. 三軸圧縮試験 本研究では、通常の三軸せん断試験装置（供試体寸法は直径70mm、高さ165cm）を使用して粒度調整した砂試料の変形・強度特性を調べた。供試体の作製手法は次のようである。

1) 試験装置のペダスタルにメンブレンを固定し、その外側にアルミ製のモールド（高さ170cm用）を取り付け真空でメンブレンをモールド内側に吸着する。2) モールドの上に高さ30mmのカラーを取り付け、所定の重量に潤られた乾燥砂試料をロート法で一度にモールド内に注ぎ込む。ロートは最小密度試験の仕様準じて充分に大きなものを作製した。3) モールド側面の数カ所からむらなく電動バイブレータ（周波数120Hz、振幅0.3mm、消費電力10W）によって振動を加えカラーの中程までである試料を締め固める。試料が収縮し、モールド上端より沈下したらカラーを取り除き、試料上面にアクリル円盤を載せ（上載圧0.3kPa）試料が所定の体積になるまで締め固める。4) カラーを外し、キャップを載せ、メンブレンで供試体をシールした後、自立用負圧19.6kPaを与えてモールドを外す。

振動によって締め固めることのできる密度は、上載圧、振動加速度、周期などに依存するが⁴⁾、この供試体作製法では $D_r=80\%$ が上限であった。本研究では自立用負圧作用時において相対密度が $70 \pm 3\%$ となるように設定した。

供試体は圧力室の中で、拘束圧19.6kPaの下で二酸化炭素と脱気水を順に循環させて飽和し、196kPaのバック

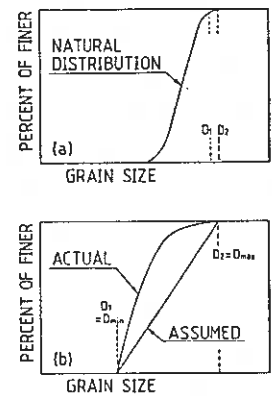


Fig. 5(a-b)

プレッシャーの下で有効拘束圧196kPaまで等方圧密した。この時、B値は常に0.97以上が得られており、十分な飽和度が確認された。この後、側圧を一定に保ったまま、排水状態で軸荷重をひずみ制御載荷した（ひずみ速度は0.25%/min）。最も粒径が小さく透水係数が低い場合でも、せん断中に間隙水圧の変化は認められず、排水条件が満足されていた。

この振動締固めによる供試体作製法によれば、確実に所定の密度を有する供試体の作製が可能で、変形挙動の再現性も良いことが特徴である。一般に供試体の作製方法は供試体の粒子配列構造を決定し、変形挙動に大きな影響を与えることが知られているので、本研究で作製された供試体と多重ふるい落下法⁹⁾による供試体を相対密度Dr=50%において三軸圧縮、伸張試験を実施して変形・強度特性の簡単な比較を行っている。図6は挙動を軸ひずみ ϵ_a に対する応力比 τ_m/σ_m および体積ひずみ ϵ_v の変化を示している（応力はすべて有効応力を意味し、 $\tau_m = |\sigma_a - \sigma_r|/2$ 、 $\sigma_m = (\sigma_a + \sigma_r)/2$ ）。おおよその特徴は、1) 圧縮・伸張両試験において多重ふるい落下法によるものよりも体積収縮量は小さく、変形初期の剛性は大きいこと、2) 両供試体とも破壊強度は圧縮側の方が伸張側より高いがその差は多重ふるい落下法によるものよりも小さいこと、などである。

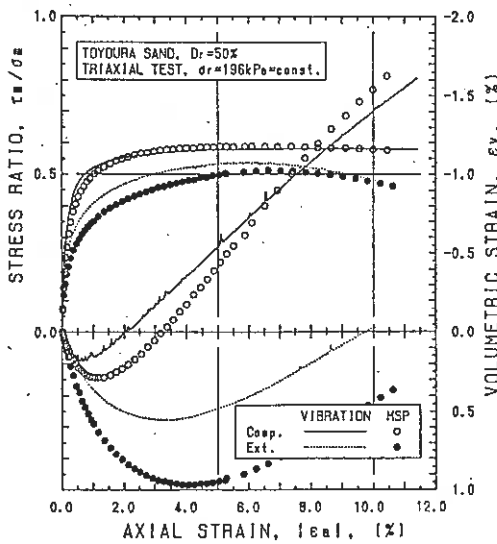


Fig. 6

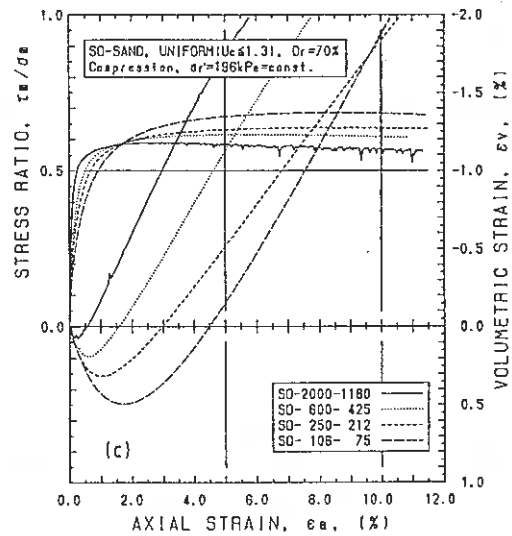
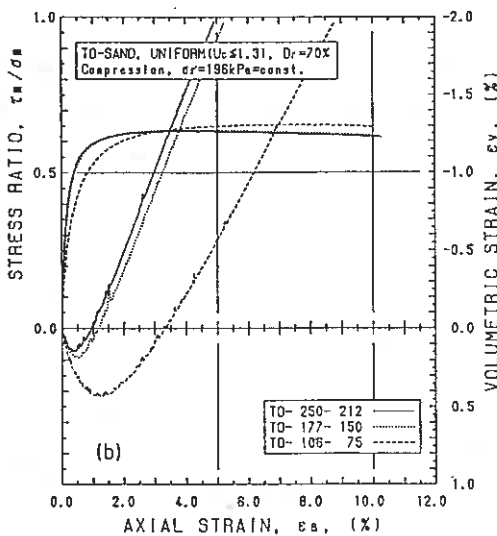
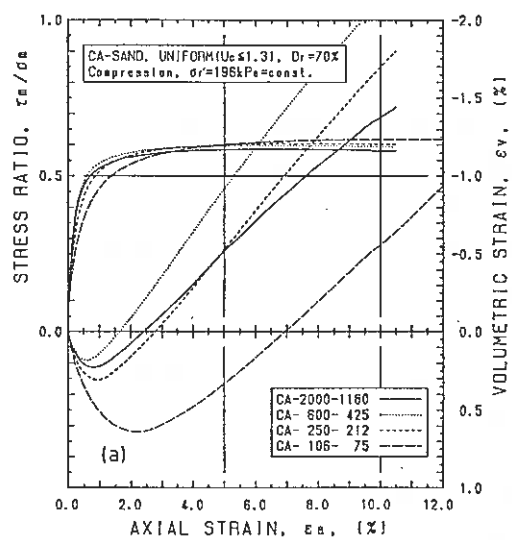


Fig. 7(a-c)

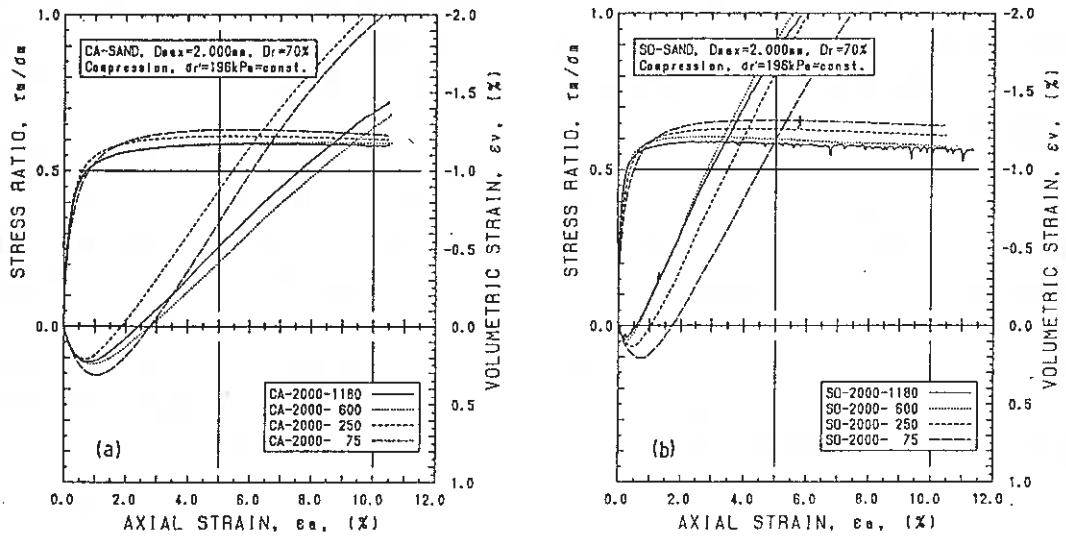


Fig. 8(a-b)

3.2. 試験結果および考察 試験で測定された変形挙動の典型的な例として、珪砂A、豊浦砂、相馬砂について最大粒径が異なる均等粒径からなる試料の変形挙動の比較が図7(a),(b),(c)に、珪砂A、相馬砂について最大粒径は等しいが均等係数が異なる試料の変形挙動の比較が図8(a),(b)に示されている。以下では、等方圧密時の変形挙動、せん断初期の変形挙動、破壊強度について考察を行い、それらに及ぼす粒子寸法、均等係数の影響を明らかにするとともに、3種類の砂の特徴を踏まえつつ、粒子形状、粒子の破砕強度が変形・強度特性に及ぼす影響についても検討を行う。

3.2.1. 圧密時の変形特性 三軸試験のせん断応力を載荷する前の圧密過程において、バックプレッシャー196kPa、有効拘束圧19.6kPaの等方応力状態で飽和されている供試体は等方有効応力196kPaまで圧密される。この間に測定された軸ひずみ ϵ_{ac} および体積ひずみ ϵ_{vc} が図9(a),(b)と図10(a),(b)に示されている。

最大粒径の増大に対しては、発生する軸ひずみ量は単調に減少するが(図9(a))、体積ひずみ量は減少した後 $D_{max}=0.3mm$ 付近を境に増加に転じている(図10(a))。ここで注意しなければならないのは、粒径が大きくなるにつれて土粒子の間にメンブレンが貫入する割合が大きくなるために排水量が増大し、体積変化が実際よりも大きく測定されてしまうことである。このことは、粒径が大きくなると体積ひずみ量が軸ひずみ量の10倍を越えていることから明かである。したがって、以下において圧密時の変形量は発生した軸ひずみに基づいて議論する。

図9(a)が示すように粒径が大きくなるにつれて変形が小さくなる理由はいくつか考えられる。1) 単粒子の破

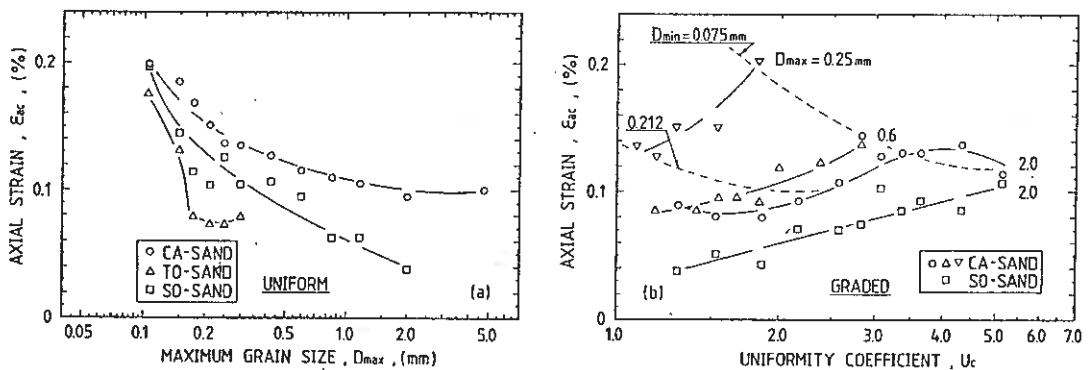


Fig. 9(a-b)

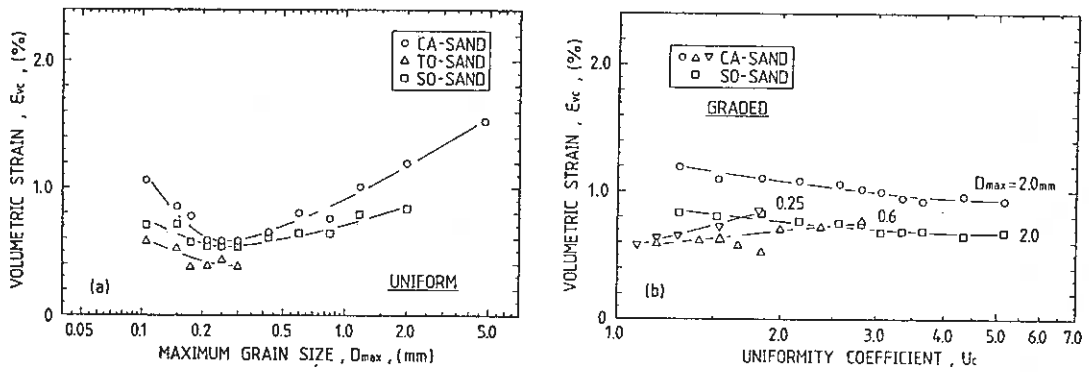


Fig. 10(a-b)

砕強度は一般に粒径が大きくなると減少する傾向にあるため、圧密変形の傾向は実測されたものと逆になると予測される。したがって、本研究における圧密応力の範囲では、圧密時の変形に単粒子の破碎はほとんど寄与しないと見える。ただし、珪砂Aの大粒径部分では変形量の低下は極端に鈍く、若干粒子破碎が生じている可能性も否定できない。2) 弾性球の接触問題に基づくと、弾性定数が等しければ粒径の大小によって相対的な変形量は変化しないとの結論に至る⁹⁾。したがって、土粒子の寸法の直接的な効果よりは剛性が変化しないと考えられる。3) 軸ひずみ量の粒子寸法に対する変化は、粒径が0.3mm以下の相馬砂と珪砂Aの関係を除くと図4(a)の間隙比の変化に類似していることに気づく。供試体の相対密度は $D_r=70\%$ と等しいので試験時の間隙比は最大・最小間隙比と同様に変化していることから、変形量は間隙比に強く依存して変化すると見える。4) 粒径が0.2mm付近の等しい粒度では、珪砂A、相馬砂、豊浦砂の順に変形量大きい。これは粒子の角張り度に対応していることから、粒子形状が角張っている程粒子接点での欠損が生じ易く粒子の再配列が生じるのではないだろうか。この説明は、相馬砂と豊浦砂において粒子が粉碎によって比較的角張っている小粒径領域で特に変形量の増大が著しいことも一致している。

図10(b)から次の傾向が読み取れる。1) 最大粒径が等しい場合、圧密変形量は均等係数が大きくなる程増大する。2) 最小粒径が等しい場合、圧密変形量は均等係数が大きくなる程逆に減少する。したがって、圧密変形は均等係数に依存しているとは言えず、上で検討したように、粒子の寸法や形状などに依存して変化することができる。

3.2.2. せん断初期の変形特性

せん断初期の剛性を表すパラメータとして割線係数 E_{s0} をせん断変形時

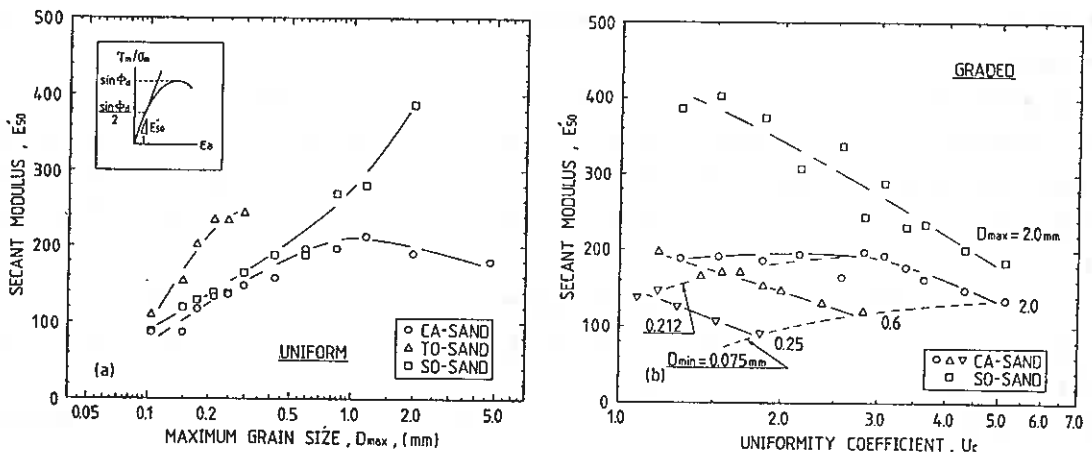


Fig. 11(a-b)

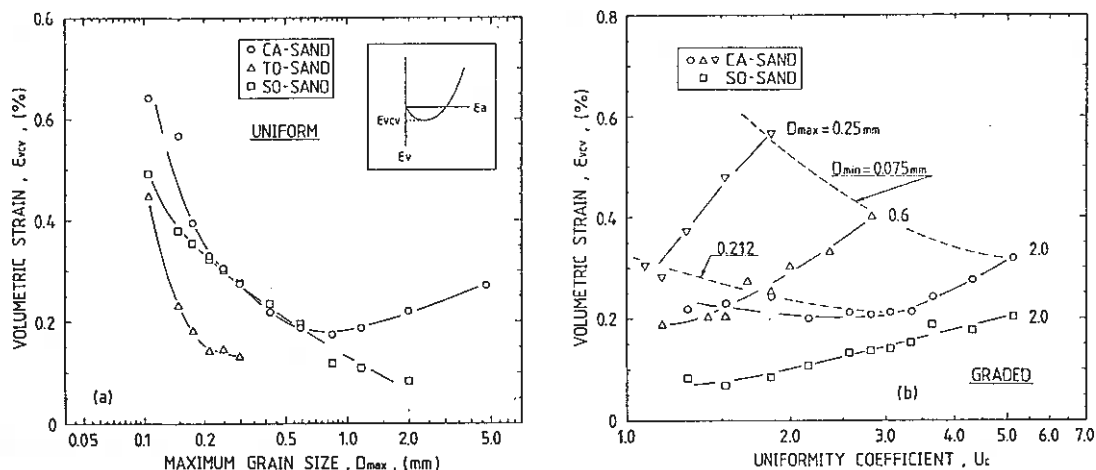


Fig. 12(a-b)

の $\epsilon_a - \tau_w / \sigma_w$ 関係から算出して図11(a), (b)に最大粒径と均等係数に対して示している。

おおよその傾向として次のようなことが分かる。1) 粒子寸法の増大とともに E_{s0} は増大している。2) 剛性は豊浦砂、相馬砂、珪砂Aの順に大きい。これらの傾向は等方圧密時の変形特性によく対応しており、強度が破壊時の半分程度しか動員されていないせん断初期の範囲では、等方圧密時と同様、粒子の破碎性は砂の剛性にほとんど影響を及ぼさず、間隙比と粒子の角張り度が主たる影響因子であると言える。ただし、粒子が破碎しやすい珪砂Aの場合には粒子寸法が大きい領域で若干の粒子破碎が生じている可能性があり、粒子寸法の増大とともに剛性が減少する傾向が図11(a) から読み取ることができる。

図11(b)からは剛性に及ぼす均等係数の影響を読み取ることができる。図示のように、最大粒径を一定とした場合と、最小粒径を一定とした場合とで剛性と均等係数の相関が異なることから、圧密変形と同様に初期せん断剛性についても均等係数は余り影響を及ぼさないと考えてよい。

3.2.3. ダイレイタンスー特性 体積変化の傾向は、せん断過程において計測される最大の体積ひずみ ϵ_{vcv} に着目して調べている。せん断載荷時には有効拘束圧を一定に保っているため、メンブレン貫入による体積ひずみの測定誤差は考慮しなくて良い。図12(a), (b) は体積変化量と最大粒径および均等係数との関係を示しているが、その傾向はせん断剛性を表すパラメータ E_{s0} が示す傾向と全く逆である。したがって、ダイレイタンスー変形量はせん断変形剛性の低下とともに大きくなるのが分かる。ただし、珪砂Aの大粒径部分では顕著な体積収縮が認められることから、粒子破碎はせん断変形よりもダイレイタンスー特性により大きな影響を及ぼすと推定できる。

せん断変形特性が変化するとそれに呼応してダイレイタンスー特性も同じような傾向で変化することがわかる。多くの研究者は、エネルギー原理に基づいて誘導される体積ひずみ増分とせん断ひずみ増分とが成す比とせん断・垂直応力比の関係式を軸に粒状体の変形挙動のモデル化を試みている。本研究の結果は、粒度分布が変化する場合でも、そのような関係式によって変形挙動をある程度一義的に説明できる可能性を示唆していると思われる。

3.2.4. せん断破壊強度特性 図13(a), (b) は内部摩擦角と粒子寸法および均等係数との関係を表している。図示のように、1) 破壊強度は最大粒径の増大とともに減少している、2) 珪砂Aの破壊強度は、相馬砂と豊浦砂の破壊強度よりも小さい。理由としては次のようなことが挙げられる。1) 土粒子寸法が大きくなると土粒子個々の破碎強度が低下するために強度の低下が起きる。珪砂Aは粒子が最も破碎し易く、また、破壊強度が最も低いことがこれを支持している。2) 豊浦砂や相馬砂では粒子寸法の増大にともない角張り度が減少するが、これが強度低下の一因になっていると思われる。すなわち、粒子が角張っている程土粒子の回転や移動は拘束さ

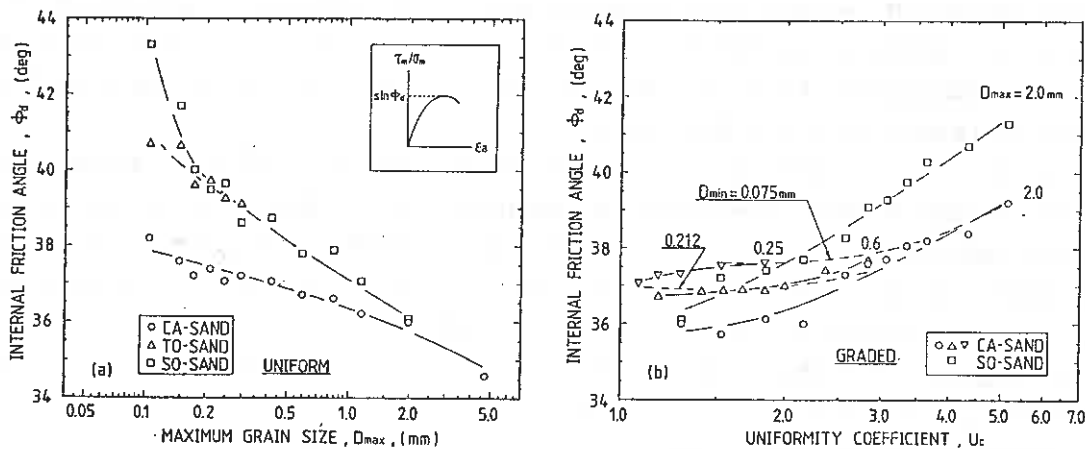


Fig. 13 (a-b)

れ、せん断変形中の粒子再配列が行われにくくなる。豊浦砂や相馬砂が珪砂Aよりも急激な強度低下傾向を示すこと、および、相馬砂の粒子は硬いにもかかわらず粒径の増大とともに珪砂Aと同程度まで強度が低下するのは粒子形状の影響と考えられる。しかし、この考えに立つと粒子が最も角張っている珪砂Aの強度は他の砂よりも高くならなければならない。したがって、粒子形状よりも粒子の破碎性の方が破壊強度に及ぼす影響が大きいと思われる。

一方、図13(b)に示す破壊強度と均等係数の関係からは、最大粒径あるいは最小粒径が一定の場合でも、均等係数の増加とともに強度は増加することが明らかで、破壊強度については均等係数の影響が著しく、均等係数の増大とともに強度は増加すると言える。

本研究ではすべての試験で相対密度が $Dr=70\%$ と一定なので、図4(a)から分かるように粒子寸法の増加とともにせん断開始時の間隙比は減少しており、この点から粒径の増大とともに強度の増加が期待される⁷⁾。しかし、試験結果は逆に強度の低下傾向を示している。したがって、破壊強度に及ぼす間隙比の影響と同様に土粒子特性の影響についても考慮しなければならないと推定できる。本研究のように粒度分布が異なる場合、たとえ土粒子の材質が等しくても、土粒子の寸法や形状を考慮しないで砂質土の破壊強度を間隙比によって一義的に説明することは難しいと考えられる。

3.2.5. 変形・

破壊挙動の一般的な

特性 図14(a), (b), (c)には粒度調整以前の自然状態の豊浦砂について密度と変形・破壊挙動の関係を調べた結果⁸⁾を整理して示している。

これらの図を検討

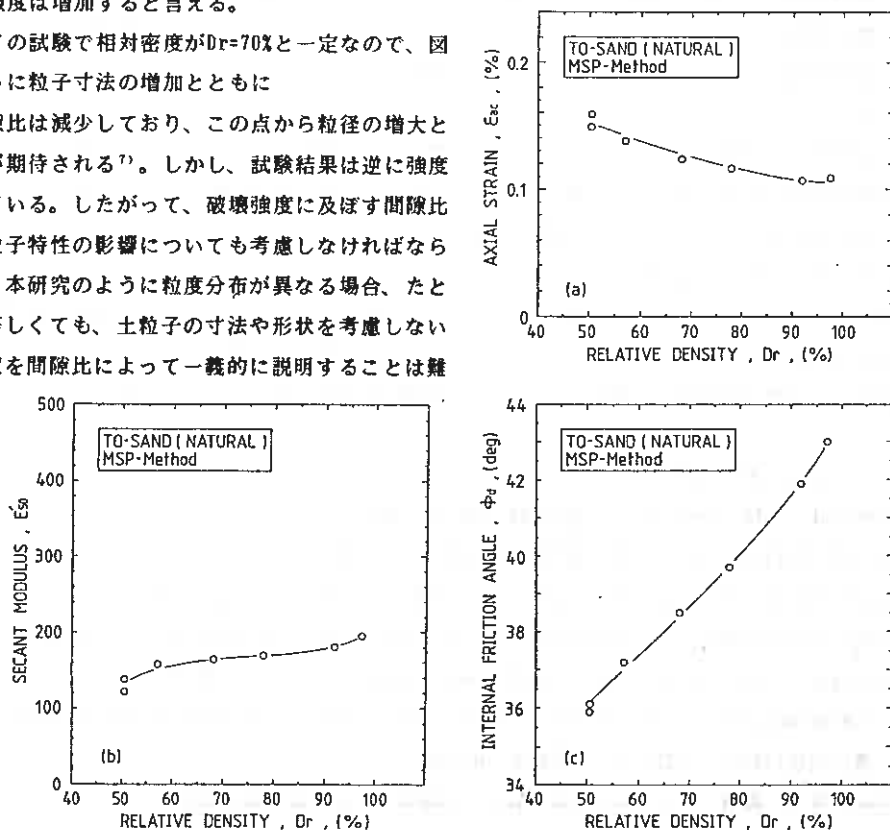


Fig. 14 (a-c)

すると、圧密変形特性、せん断変形特性および破壊強度特性は互いに密接な関連があり、「破壊強度が高いほど変形は小さく、剛性は大きい」と明瞭な傾向がある。また、図示していないが拘束圧が異なる場合、拘束圧が低いほど内部摩擦角は大きく、変形は小さく、剛性が高くなることが知られている⁹⁾。よって、拘束圧の相違による変形・破壊挙動の変化についても同様な傾向がある。

一方、図14(a),(b),(c)と図9(a),(b),11(a),(b),13(a),(b)との比較からも明らかのように、本研究のように、土粒子寸法、形状、破砕強度および粒度などが異なる砂質土を扱う場合には、強度がより高くても必ずしもそれに対応して剛性が増加するわけではない。すなわち、変形、剛性および破壊強度に著しい影響を及ぼす砂粒子固有の性質はそれぞれ違っているのである。このため、破壊強度のみを原位置試験から推定したり室内試験で測定したりして得られる強度特性から、変形特性を推定することは困難であろう。

4. ま と め 粒度調整をして準備した粒度組成の異なる砂質土について基本的な物理的性質と変形・強度特性を調べた。その結果は以下のようにまとめられる。

- 1)土粒子の比重は相馬砂、豊浦砂、珪砂Aの順に大きく、また、粒子寸法が大きいほど小さくなることから、比重は粒子の破砕強度と正の相関がある。
- 2)最大、最小間隙比はともに、均等係数が大きいほど、土粒子が丸みを帯びているほど、粒径が大きいほど小さくなる。また、最大間隙比の方が最小間隙比よりもこれらの因子に対して敏感に変化する。
- 3)圧密時の変形特性とせん断初期の変形、ダイレイタンスー特性は密接な関係があり、土粒子の特性や粒度によってほぼ同じように影響を受ける。
- 4)圧密時とせん断初期の剛性は均等係数や土粒子の破砕強度には依存せず、間隙比や形状に依存して、間隙比が大きい程、粒子が角張っている程変形は大きく剛性は低くなる。
- 5)破壊強度は、土粒子が破砕しにくい程、粒子が角張っている程、均等係数が大きい程、大きい。
- 6)粒度や粒子形状が変化する場合には、たとえ粒子の材質が同じでも、「破壊強度が高ければ、変形は小さく、剛性が高い」という関係が必ずしも成り立たない。

あ と が き

本研究は「土に固有な性質の相違による土の変形・強度特性の変化」という研究課題に含まれる基礎的な研究結果を取りまとめたものである。論文中では、土粒子の形状や破砕特性についての記述は相対的あるいは定性的な表現に終始している。それらの定量的な測定・表示法の確立など解決して行かなければならない課題が多く残されており、これから取り組んでいく予定である。

本研究の遂行に当たって、北海道大学4年生松本吉英君には、膨大な砂試料の調整・準備、物理的性質の測定などに際して多大な協力をしていただいた。ここに記して深甚なる謝意を表します。また、本研究に関しては、文部省「科学研究助成金・一般研究(C)(No.63550355)・奨励研究(A)(No.63750487)」の援助を受けています。

[参 考 文 献]

- 1)例えば、土質工学会(1986):“粗粒材料の変形と強度”。
- 2)八島三郎(1986):“粉砕と粉体物性,” 培風館, pp. 79-86.
- 3)立元(1981): 砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム, pp.71-78.
- 4)Brand, E.W.(1973): Evaluation of Relative Density and its Roll in . . . , ASTM, STP523, pp.121-132.
- 5)Miura, S. and Toki, S. (1982): Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp.61-77.
- 6)Timoshenko, S.P. and Goodier, J.N.(1951):“Theory of Elasticity,” 2nd ed. Mc-Graw Hill, pp.372-377.
- 7)最上武雄(1969):“土質力学,” 技報堂, pp.900-903.
- 8)阿部芳三、高月 修 (1982): 学士論文, 北海道大学工学部土木工学科。
- 9)三浦均也 (1981): 学士論文, 北海道大学工学部土木工学科。

室蘭工業大学工学部 正会員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 学生員 〇 鎌田 恒
室蘭工業大学大学院 学生員 扇谷 治

1. まえがき

砂地盤の液状化強度や土の動的変形特性を評価する試験として、非排水繰返し三軸試験は実務、研究に広く用いられており、非排水繰返し三軸試験結果に影響を及ぼす諸要因について種々の研究が行われているところである^{1), 2), 3), 4), 5)}。本研究ではこの影響因子のなかでも繰返し応力の載荷過程、及び応力振幅の非対称性の影響について以下に述べるような試験を行い、さらに検討した結果を報告している。

(1) (社)土質工学会「飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会」(委員長 北海道大学教授 土岐 祥介)は同一の砂(飽和豊浦砂)を用いて、同一の試験仕様に基づいた全国一斉非排水繰返し三軸試験を実施している。この仕様のうち、繰返し軸荷重に関する規定は次のようである。「周波数は0.1Hzの正弦波、第一波目は圧縮荷重から加える。」「圧縮荷重振幅 P_c 、伸張荷重振幅 P_e の比は常に $0.95 \leq P_c/P_e \leq 1.05$ の状態を満足しており、かつ P_c+P_e は供試体の変形が進行しても $\pm 10\%$ 以下の変動とする。」これらの規定は十分な調査をして決めたものではないため、その適否に関して引続き種々の検討がなされている。ここでは、繰返し軸荷重の第一波目を伸張荷重から供試体(直径 $D=7$ cm、高さ $H=17$ cm)に加えた場合、液状化強度にどのような変化が生じるかを考察する。

(2) 繰返し軸荷重を圧縮側荷重振幅 P_c と伸張側荷重振幅 P_e を変化させて供試体(直径 $D=5$ cm、高さ $H=12$ cm)に与え、軸荷重振幅比 P_c/P_e の変動が液状化強度へ影響を及ぼすような繰返し載荷中の時期とその程度について検討した。試験ケースは、後述の表-1に示すように供試体の両振幅軸ひずみ ΔA が1%以前とそれ以降とにおいて P_c/P_e 値を変化させたもの、表-2に示すように残留間隙水圧と初期平均有効主応力の比 u/σ'_c に着目して P_c/P_e 値を変えたものがある。なお、すべての試験シリーズは上述の全国一斉試験の試験仕様に基づいて行われている⁴⁾。

2. 試験方法

2-1 試料及び供試体作製方法

試験に用いた砂は豊浦標準砂 ($G_s=2.637$, $D_{50}=0.218$ mm, $U_c=1.282$, $F_c(\leq 74 \mu\text{m})=0\%$) で土質工学会基準による最大・最小間隙比は、それぞれ $e_{max}=0.973$, $e_{min}=0.623$ である。なお、この砂は前述のように全国一斉試験で用いられた砂である。供試体は空中落下法(AP法)によって、圧密後乾燥密度 $\rho_{dc}=1.538$ g/cm³ (相対密度 $D_{rc}=71\%$) に作製する。

2-2 試験方法

準備した三軸供試体は、飽和度を高めるために炭酸ガスを充分に通したのちに脱気水を流し、さらに背圧 2.0 kgf/cm² を加える。飽和度のチェックはB値を測定し、 0.96 以上とした。有効拘束圧 $\sigma'_c=0.5$ kgf/cm² で1時間等方圧密を行い、周波数 0.1 Hz の正弦波の繰返し軸荷重を加える。

Sequence and Wave Form Effects on the Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand; Seiichi Miura, Tsuyoshi Kamada and Osamu Ohgiya (Dep. of Civil Engineering, Muroran Institute of Technology)

3. 試験結果と考察

3-1 繰返し軸荷重の第一波目を圧縮側から加えた場合と伸張側から加えた場合の液状化強度の相違

図-1, 2, 3, 4は繰返し軸荷重第一波目を圧縮側から加えた場合(C-E LOADING)と伸張側から加えた場合(E-C LOADING)について、両振幅軸ひずみ ΔA が1%に至るまでの平均的な繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c$ とそれぞれ、 $\Delta A=1, 2, 5, 10\%$ が生じたときの繰返し回数 N_c との関係が示されている。これを見ると、 $\Delta A=1, 2\%$ の場合、応力比が約0.2以上ではE-C LOADINGの方がC-E LOADINGよりも低くなるような液状化強度の変化が見られるが、0.2以下ではこのような差は認められない。一方、 $\Delta A=5, 10\%$ については、応力比の値に依らず液状化強度に変化はないと言える。次に、この強度の差について、まず間隙水圧の発生特性に着目して考察を進める。

図-5は、繰返し載荷第一サイクルの圧縮、伸張側で残留する間隙水圧比 $u_{l,COMP}/\sigma_c$ 、 $u_{l,EXT}/\sigma_c$ と圧縮、伸張側の繰返し応力比 $\sigma_{d1,COMP}/2\sigma_c$ 、 $\sigma_{d1,EXT}/2\sigma_c$ との関係を示している。图中的記号はそれぞれ、●はE-C LOADING、■はC-E LOADINGの $u_{l,EXT}/\sigma_c$ 、○はE-C LOADING、□はC-E LOADINGの $u_{l,COMP}/\sigma_c$ を表している。図から分かるようにE-C、C-E LOADING共に圧縮時と伸張時で発生する間隙水圧の値は異なり、第一波目の軸荷重を圧縮、伸張どちら側から載荷しても圧縮時より伸張時に残留する間隙水圧が大きい。また、応力比が0.2を境に伸張側で発生する間隙水圧は急に大きくなっている。

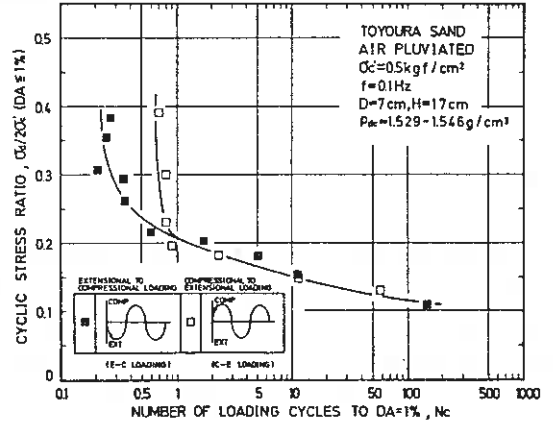


図-1

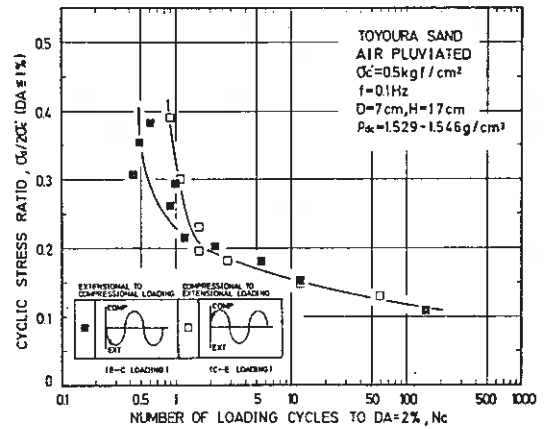


図-2

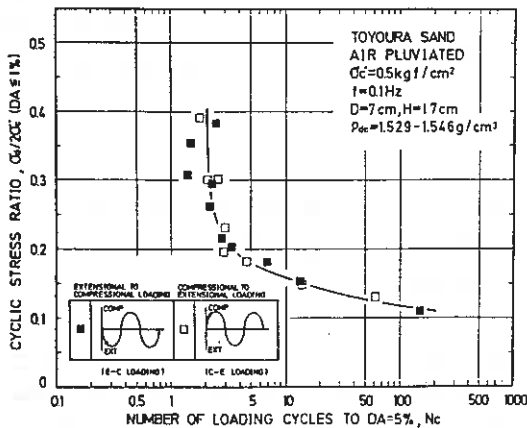


図-3

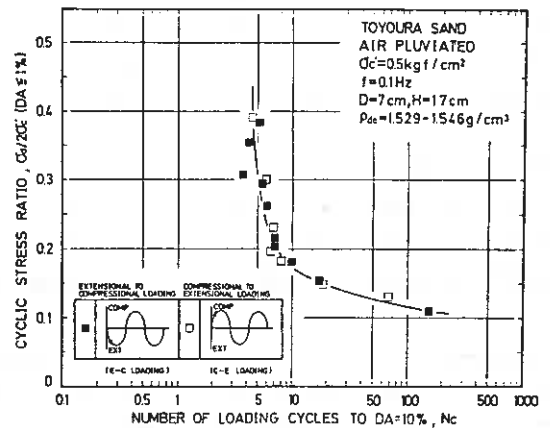


図-4

ることが分かる。○と□に着目してみると、応力比が0.3以上では、E-C LOADINGの $u_{1,COMP}/\sigma'_c$ 値は C-E LOADINGのそれに比べて小さくなっている。これは、E-C LOADINGでは間隙水圧の残留量が大きい伸張側から载荷するため、この半サイクルで $u_{1,EXT}/\sigma'_c$ の値はほぼ最大の1.0まで増加してしまい、そのために圧縮側では間隙水圧はほとんど上昇しないことになると考えられる。

図-6は、繰返し载荷第一サイクル終了時の残留間隙水圧比 u_1/σ'_c と繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ との関係を示している。

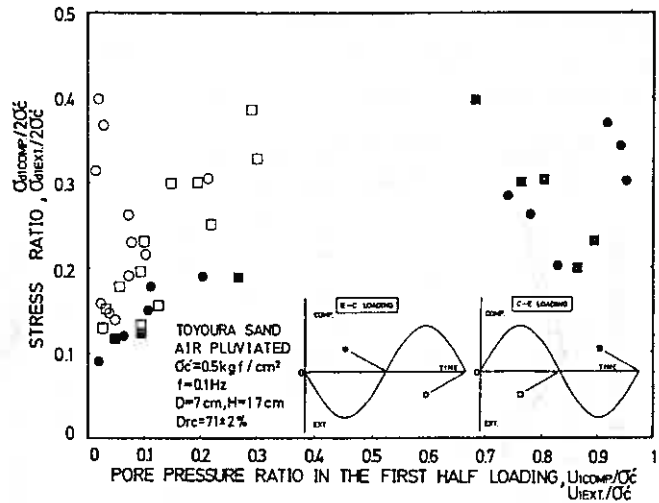


図-5

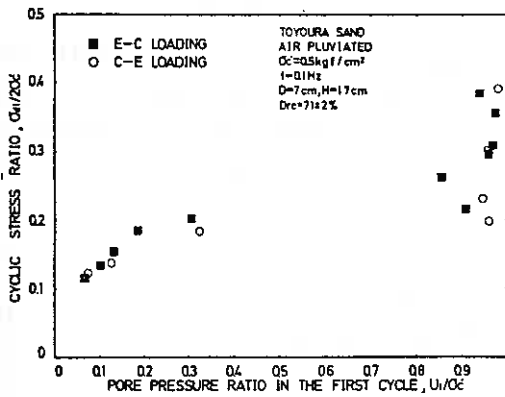


図-6

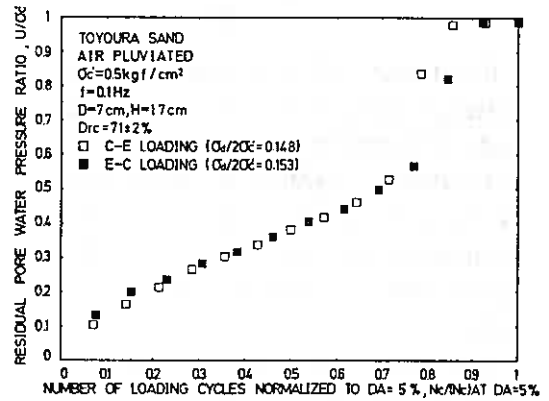


図-7

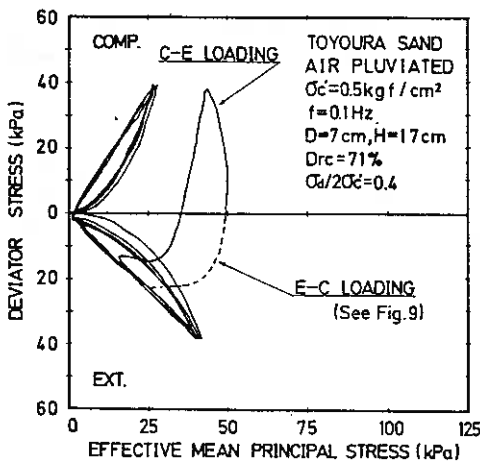


図-8

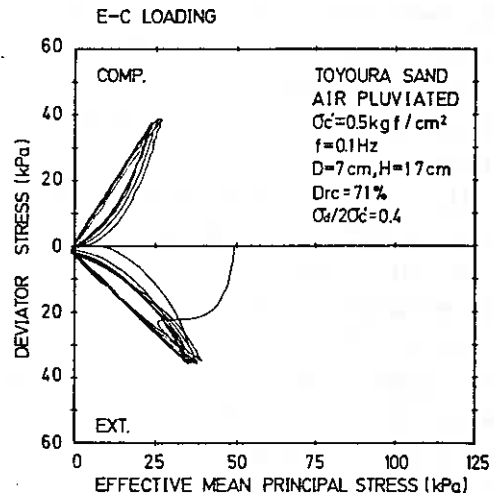


図-9

$\sigma_d/2\sigma'_c$ が0.2以上では u_1/σ'_c の値はいずれもほぼ0.9以上となっており、0.2以下の場合に比べて間隙水圧は急速に上昇している。また、第一サイクル終了時の u_1/σ'_c の値について E-C LOADING と C-E LOADING の

間に差はない。図-7は、任意の繰返し回数 N_c を $DA=5\%$ を生じるに必要な繰返し回数で正規化した値、 $N_c/(N_c)_{AT DA=5\%}$ と残留する間隙水圧を初期有効拘束圧で正規化した値、 $u_{1,comp}/\sigma'_c$ との関係を表している。C-E LOADINGとE-C LOADINGの間に差は見られず、ほぼ同一の間隙水圧上昇を示していることが分かる。

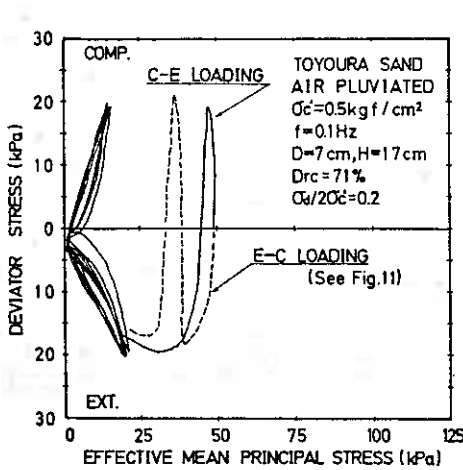


図-10

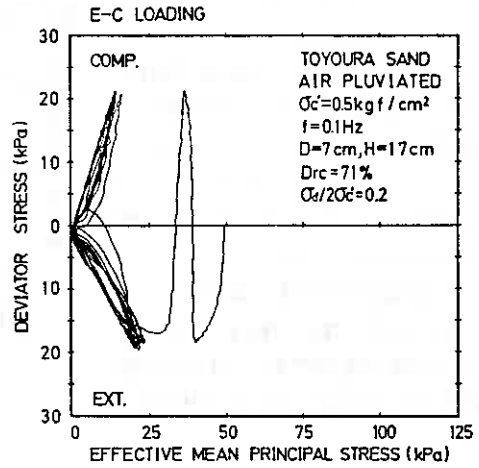


図-11

図-8,9は、それぞれ、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c = 0.4$ で第一波目を圧縮荷重から載荷した場合と伸張荷重から載荷した場合に得られた有効応力経路を表している。図-8から分かるようにC-E LOADINGとE-C LOADINGの第一波目の伸張側のパスはほぼ相似形となっている。このことは、C-E LOADINGにおいて供試体が最初に受けた圧縮側の応力履歴は以後の間隙水圧の発生に定性的な影響を与えるものではないことを示し、さらに、同一応力比ならば、初期有効圧密応力あるいは載荷中の応力振幅の中立点での平均有効主応力の値によらず、間隙水圧の発生はほぼ相似な形で進行することを意味している。

図-10,11は、同様に $\sigma_d/2\sigma'_c = 0.2$ の場合を示している。図-10から上述のことが圧縮側でもいえることが分かる。つまり、E-C LOADINGにおいて供試体が最初に受けた伸張側応力履歴に依らず、有効応力経路は圧縮側において相似な形状を示している。

以上のように、このE-C LOADINGとC-E LOADINGとの載荷方式の違いによって間隙水圧の発生特性に大きな変化は認められなかった。

続いて、第一波目の圧縮、伸張の載荷順序の逆転が供試体の変形特性に与える影響を検討する。

図-12は、 $N_c/(N_c)_{AT DA=5\%}$ と DA の関係を示している。両振幅軸ひずみの発生に関して C-E LOADINGとE-C LOADINGの間にほとんど差はないといえよう。一方、図-13は繰返し回数 N_c を $DA=10\%$ が生じるに必要な N_c で正規化した値、 $N_c/(N_c)_{AT DA=10\%}$ と各サイクルごとに発生した圧縮方向の変形量をその時の DA で正規化した値、 $\epsilon_{a,comp}/DA$ との関係を表したものである。C-E LOADINGに比べてE-C LOADINGの方がその DA に占める圧縮側軸ひずみ量はやや大きな値となっている。この傾向は応力比の値が変わっても認めることができる。

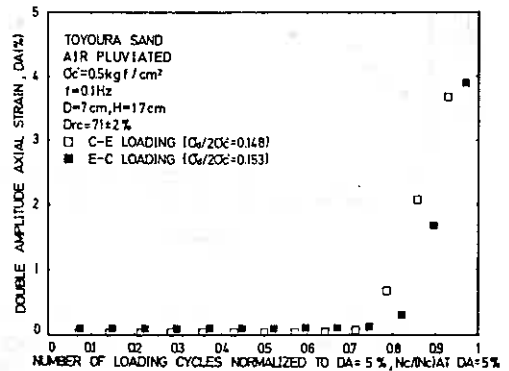


図-12

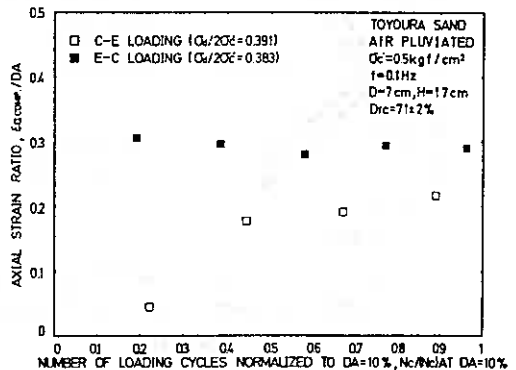


図-13

AP法により作製された供試体は砂粒子の長軸方向が水平方向に卓越した初期構造異方性を有し、圧縮条件よりも伸張条件で変形しやすいという力学特性を有している。すなわち第一波目を伸張荷重から加えた場合、ある程度、伸張条件の異方圧密履歴を受けたかのように砂粒子の再配列が起こり、圧縮方向では剛性の低下が生じて、圧縮側の変形量が増加していると考えられる。

以上のように繰返し荷重の第一波目を圧縮あるいは伸張側から加えたとしても、供試体の変形特性においてわずかに差はあるものの液状化強度、間隙水圧の発生には特に影響は認められない。図-1, 2で見られた、 $DA=1, 2\%$ 時における強度差の生じる原因についてはE-C LOADINGでは間隙水圧の残留量の大きい伸張荷重が先に載荷されることにより軸ひずみの発生がC-E LOADINGに先行するためと考えられよう。

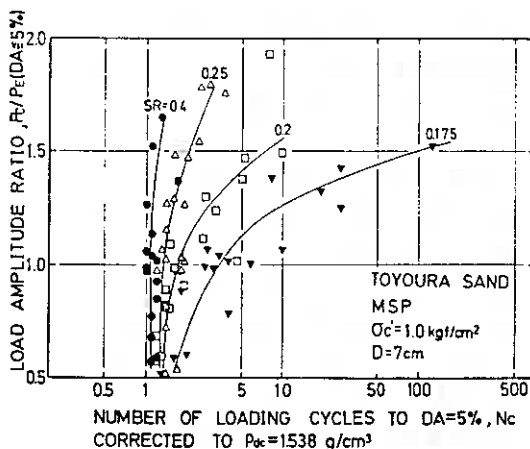


図-14

3-2 繰返し荷重振幅の非対称性が液状化強度に及ぼす影響

ここでは、非排水繰返し三軸強度に及ぼす荷重振幅の非対称性の影響について検討する。一斉試験の研究成果によると応力振幅の非対称性の影響について次のことが述べられている⁴⁾。1) 微小ひずみレベルにおける繰返し荷重の対称性の保持は大変重要であり軸荷重振幅比 P_c/P_e の比は、少なくとも両振幅軸ひずみレベルが1%以内の段階で±10%以内に抑える必要がある。2) P_c/P_e と繰返し回数 N_c との間には繰返し応力比をパラメータとして一義的な関係が存在している。例えば、図-14に示すように P_c+P_e が一定の場合、 $P_c/P_e=1$ の N_c に対して、圧縮側に偏っている $P_c/P_e>1$ のとき N_c は増加し、逆に伸張側に偏っている $P_c/P_e<1$ のとき N_c は減少する傾向にある。

以上のことを踏まえて、本研究ではさらに非対称な荷重振幅を、繰返し載荷中の様々な段階に供試体に加えた場合の液状化強度の変化について考察してみる。なお、試験条件については表-1, 2に示されている。

表-1

DATA No.	SR (DA<1%)	P_c/P_e (DA<1%)	P_c/P_e (DA=5%)	start point of P_c/P_e -deviation		
				N_c	DA(%)	U/acc'
SAC2-1	0.183	1.012	1.341	43	0.47	0.73
SAC2-3	0.223	1.055	1.169	6	3.47	0.09
SAC2-4	0.204	1.004	1.250	16	0.47	0.73
SAC2-5	0.182	0.993	1.344	32	0.49	0.76
SAC2-6	0.241	1.071	1.304	3	1.66	0.90
SAC3-1	0.201	1.334	1.054	13	1.58	0.87
SAC3-2	0.183	1.287	1.068	40	1.62	0.92
SAC3-3	0.405	1.305	1.065	2	3.47	0.96
SAC3-5	0.171	1.247	1.021	59	2.48	0.99
SAC3-6	0.182	1.525	1.080	49	3.28	1.00
SAC4-2	0.178	0.707	0.987	7	2.30	0.88
SAC4-4	0.184	0.840	0.981	8	3.78	1.00
SAC4-5	0.148	0.526	1.008	30	3.48	0.88
SCC3-4	0.267	1.673	1.420			
SCC3-7	0.186	1.903	1.113			
SCC3-8	0.185	1.845	2.010			
SCC3-9	0.188	2.869	3.093			
SCC3-10	0.224	2.118	2.057			
SCC3-11	0.224	1.728	1.539			
SCC4-1	0.169	0.675	0.523			
SCC4-3	0.183	0.616	0.434			
SCC4-6	0.168	0.541	0.496			
SCC4-7	0.182	0.524	0.478			
SCC4-8	0.203	0.853	0.745			
SCC4-9	0.219	0.586	0.610			
SCC4-10	0.22	0.757	0.700			

*) SAC-data's in Fig.15.
SCA-data's in Fig.16.
SCC-data's in Fig.17.

表-2

DATA No.	SR (DA<1%)	P_c/P_e (before)	start of P_c/P_e -deviation			finish	
			P_c/P_e	N_c	U/acc'	N_c	U/acc'
SM45-1	0.183	1.0	1.40	9	0.43	13	0.62
SM45-2	0.189	0.97	0.73	11	0.40	14	0.79
SM45-3	0.189	1.56	1.56	1	0	4	0.21
SM45-5	0.191	0.99	1.85	10	0.39	13	0.43
SM45-6	0.190	0.96	0.57	7	0.44	12	0.99

*) This data's in Fig.18.

3-2-1 両振幅軸ひずみレベルDAが1%以前および以降において生じる P_c/P_e の変動が液状化強度に及ぼす影響

まず、DAが1%以前 ($DA \leq 1\%$) の P_c/P_e 値の影響について考えてみる。

図-15は $DA \leq 1\%$ の P_c/P_E の変動が $\pm 10\%$ 以内であるが DA が 1% 以降($DA > 1\%$)、 $\pm 10\%$ 以上に大きく変動させた場合の $N_c \sim \sigma_d/2\sigma_c$ 関係を表している。ただし、 P_c+P_E は一定に保っている。図中、 $P_c/P_E=0.99 \rightarrow 1.34$ は DA が 1% になるまでの平均の P_c/P_E 値が 0.99 、 1% 以降荷重振幅を非対称にし、 $DA=5\%$ のとき P_c/P_E 値が 1.34 であることを表している。また、記号口は基準となるデータで $DA=5\%$ までの P_c/P_E の変動は $\pm 10\%$ 以内である。これを見ると $DA=1\%$ が生じてから $P_c/P_E > 1$ 、つまり応力振幅を圧縮側に大きく変動させているにもかかわらず、この場合には基準データより得られた強度線との差は認められない。このことは特に $DA \leq 1\%$ の荷重振幅が対称であることの大切さを示唆していて、前述の一斉試験と同様の結果となっている。次に、前述の条件とは反対に DA が 1% までの P_c/P_E の変動が $\pm 20\%$ 以上あり、 DA が 1% を越えた後、 P_c/P_E の偏差を $\pm 10\%$ 以内に反しているデータについて図-16に示す。 $P_c/P_E < 1$ の伸張側に偏っている場合は確実に強度の減少が生じている。

一方、 $P_c/P_E > 1$ の圧縮側に偏っている場合は明確な強度変化が見られない。したがって、先に、 $DA \leq 1\%$ において P_c/P_E 値を $\pm 10\%$ に抑える必要があるという一斉試験の結果について述べたが、この事実から特に伸張側の変動には注意する必要があるといえる。

図-17はさらに P_c/P_E の偏差を大きくしている。なお、データは全載荷過程を通じて一定の P_c/P_E 値に保持している。この図は $\pm 40\%$ 以上の P_c/P_E の偏差のデータについて描かれている。伸張側に偏っている場合は強度の減少が、圧縮側に応力振幅が偏っている場合についても強度の増加が認められる。

ところで、図-16,17について、 P_c/P_E 値が圧縮側に大きく偏っても強度はほとんど変わらなかったが、同一応力比において繰返し回数に注目して見ると N_c は基準強度線の値にくらべて明らかに増加している。しかし、その圧縮側への偏差の程度にくらべて N_c の増分は小さいようである。

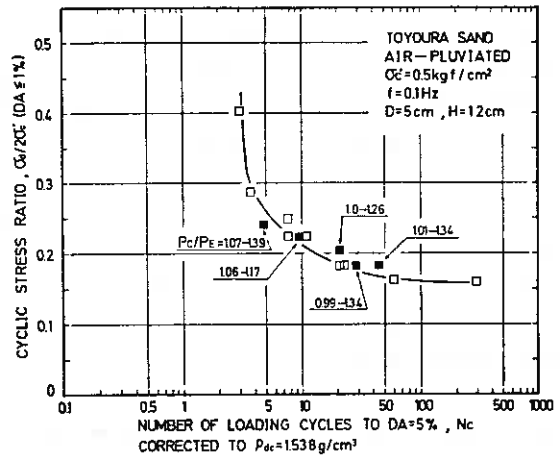


図-15

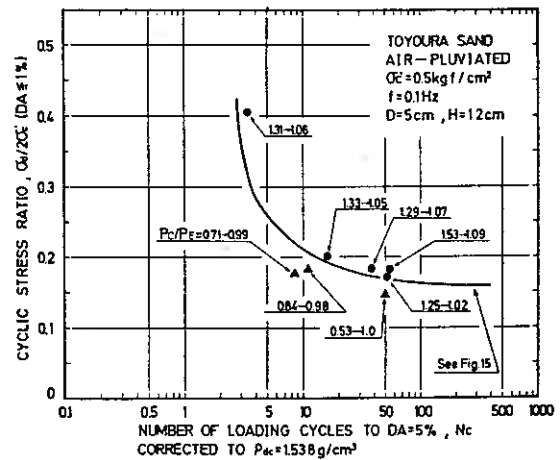


図-16

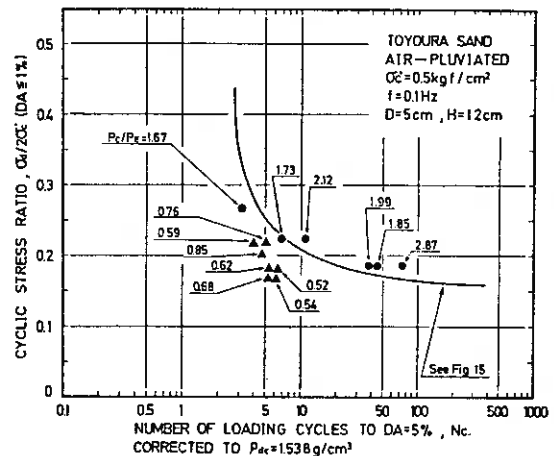


図-17

図-18は、DAが1%生ずるまでの平均の P_c/P_e と $DA=5\%$ に至るまでの繰返し回数 N_c との関係繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c$ をパラメータとして表している。同一の繰返し応力比に対して一義的な $P_c/P_e \sim N_c$ 関係が存在している。すなわち、 $P_c=P_e$ の N_c に対して $P_c/P_e > 1$ のとき N_c は増加し、逆に $P_c/P_e < 1$ のとき N_c は減少している。特に圧縮方向に P_c/P_e が大きく変動しても N_c の変動はそれほど大きくはならないことが分かる。なお、先に一斉試験の成果で同様の $P_c/P_e \sim N_c$ 関係(図-14)が述べられているが、これを本研究データとくらべると応力比ごとの曲線の変化率がやや異なっていることが分かる。このことは、その供試体の直径が7cm、密度が $D_r=80\%$ を目標に作製されていること、供試体の作製方法がMSP法であること、などが主たる原因であるのかも知れない。

ここで、繰返し応力比と P_c/P_e 値の関係について考えてみる。供試体の有効応力に依らず図-5で示されていたような応力比～間隙水圧関係が成り立つ場合、多数回を要する低い応力比については徐々に間隙水圧の残留量は増加していく。このとき図-16、18で見たように少なくとも伸張側卓越の荷重振幅で繰返し載荷すべきではない。高い応力比については少数回で液状化を生じ、 P_c/P_e 値の変動が強度に与える影響は少ない。注意を要するのは、伸張側の間隙水圧が急増するような応力比(図-5参照)の近傍に繰返し応力比を設定する場合である。例えば、そのような応力比が0.25、設定応力比が0.23で $P_c/P_e = 0.8$ なら、このとき $\sigma_{dEXT}/2\sigma_c = 0.26$ となり間隙水圧の残留量は急増し、 $P_c=P_e$ の場合に比べて強度を低く見積ることになる。また、 $P_c/P_e=1.2$ であれば、 $\sigma_{dEXT}/2\sigma_c = 0.21$ となり間隙水圧の上昇に多数回を要し強度を過大評価することになる。このような場合、繰返し三軸強度に及ぼす P_c/P_e の変動の影響は非常に大きいものがあると考えられる。

以上のように、両振幅軸ひずみDAが1%以前とそれ以降とに分けて荷重振幅の変動が液状化強度に及ぼす影響を見てきた。次に、

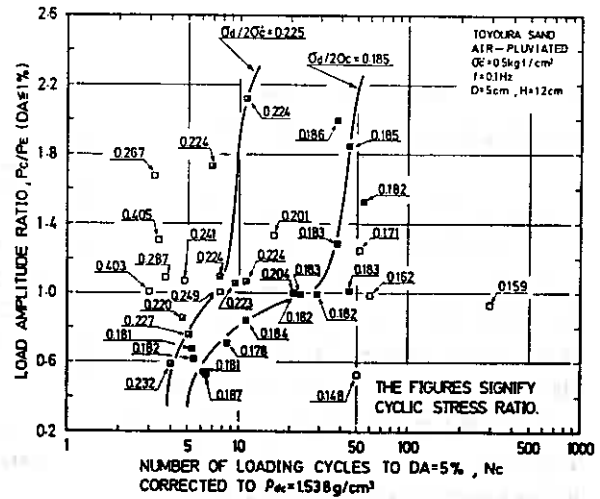


図-18

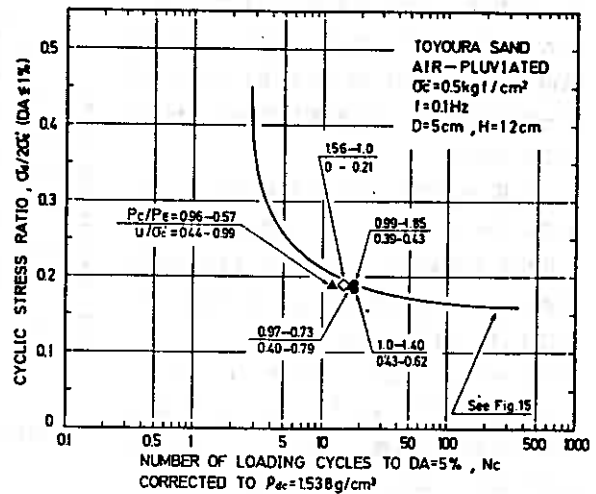


図-19

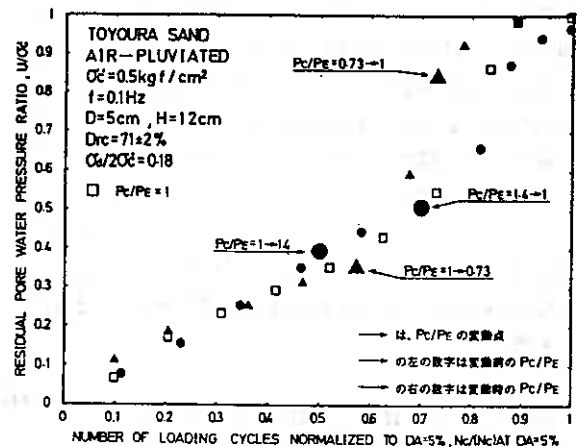


図-20

間隙水圧上昇に着目して検討を進める。

3-2-2 間隙水圧の急増時における P_c/P_E の変動が液状化強度に及ぼす影響

図-19は間隙水圧比 u/σ'_c が0.4のとき $P_c=P_E$ の両振幅が完全対称の状態から $P_c/P_E < 1, > 1$ の非対称の状態に移行させた場合の強度変化について表している。なお、図中、 $u/\sigma'_c=0.40 \rightarrow 0.79$ は P_c/P_E の変動を開始したとき ($P_c/P_E=0.73$) の u/σ'_c が0.4、 P_c/P_E の変動が終了したときの u/σ'_c が0.79であることを示す。圧縮、あるいは伸張側に非対称な軸荷重が供試体に加えられたとしても、その時に u/σ'_c 値が0.4以上にまで上昇していれば、液状化強度値への影響はそれほど大きくないようである。また、記号◇は載荷初期に圧縮側に偏った荷重が加えられたデータであるが、その影響は繰返し回数に現れていない。

この場合の間隙水圧の上昇経路を図-20に示す。DA=5%が生じるに必要な N_c に対して正規化した N_c の値、 $N_c/(N_c)_{AT DA=5\%}$ と間隙水圧比 u/σ'_c との関係である。 $\sigma'_d/2\sigma'_c=0.18$ では u/σ'_c が0.4を越えたところで急に立ち上がり、一気に1.0に達していることが分かる。また、 $u/\sigma'_c=0.4$ において荷重振幅を圧縮(記号●)、伸張(記号▲)に偏らせた場合、伸張側において特に間隙水圧の上昇が急になっている。しかし、図-20に示されているように強度に変化を及ぼすほどの影響はない。これは間隙水圧が急増する過渡期においては軸荷重振幅に非対称な状態が生じて、この場合すでにその供試体のDAが5%になるに必要な全繰返し回数の約60%にまで載荷され、繰返し回数に P_c/P_E 値の変動による影響が現れてこないためと考えられる。

3-2-3 両振幅軸ひずみレベルDAが1%以降における P_c/P_E の変動が変形特性に及ぼす影響

図-21、22、23は繰返し回数 N_c をDA=5%を生ずるに必要な N_c で正規化した、 $N_c/(N_c)_{AT DA=5\%}$ とDAをDA=5%で正規化した、

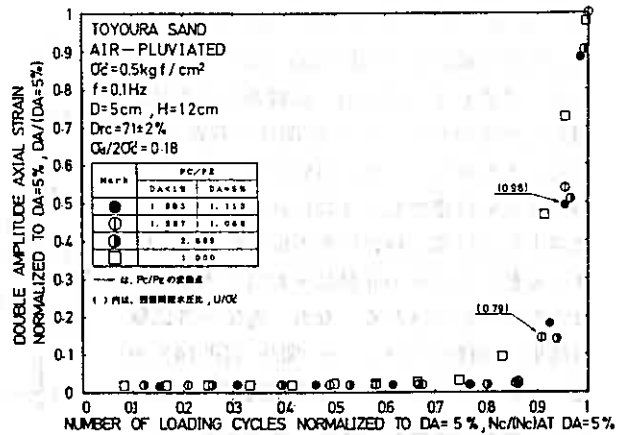


図-21

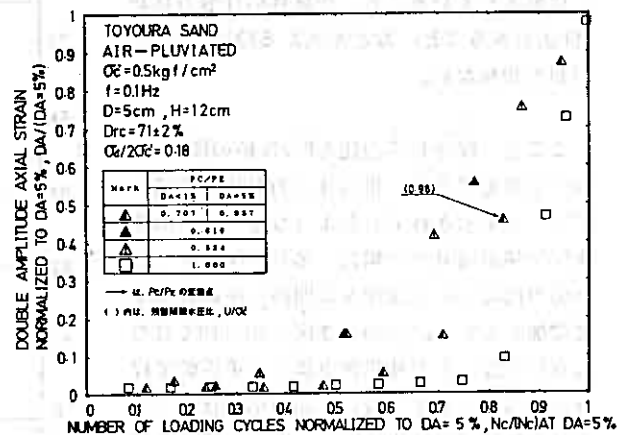


図-22

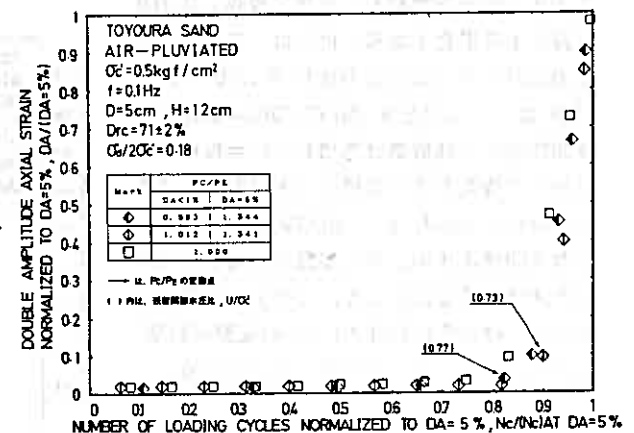


図-23

DA/(DA=5%)の関係を示している。図-21は同一応力比において $DA \leq 1\%$ の $P_c/P_e > 1$ である圧縮側卓越の荷重振幅を加えたデータについて表している。 $P_c/P_e = 1$ のとき DA=5%までの全繰返し回数80%を過ぎてから軸ひずみが生じており、 $P_c/P_e > 1$ のときは偏差の程度によらず $P_c/P_e = 1$ のよりもや軸ひずみの発生は遅れている。また、○、●の記号はDAが1、2.5%以降 P_c/P_e の状態に戻したデータ(図-16, 17参照)であるが、そのことによる変形特性への影響は認められない。

$DA \leq 1\%$ の $P_c/P_e < 1$ である伸張側卓越の荷重振幅を加えた場合について図-22に述べる。 P_c/P_e 値が小さくなるほど両振幅軸ひずみは早く生じていることがわかる。また、▲の記号はDAが2.3%以降 P_c/P_e の状態に戻したデータ(図-2, 3参照)であるが、そのことによる影響は見られない。つまり、供試体変形が生じてから P_c/P_e 値が変動しても液状化強度に与える影響は少ないということをサポートする結果になっている。

図-23は $DA \leq 1\%$ の $P_c/P_e = 1$ である等振幅な荷重を加え、DAが1%以降 $P_c/P_e > 1$ である圧縮側卓越の荷重振幅を加えた場合(図-15参照)について表している。同様にこの荷重振幅の変動による変化は見られない。

以上のことから、荷重振幅比 P_c/P_e の変動が液状化特性に最も影響を与えるような繰返し載荷中の時期は両振幅軸ひずみレベルが1%以前であり、かつ間隙水圧の残留量が急増する以前であること、さらに、 $P_c/P_e < 1$ の伸張側への変動は特に注意すべきであるが、 $P_c/P_e > 1$ の圧縮側への変動は液状化強度に与える影響は大変小さいことが分かった。

4. 結論

繰返し軸荷重第一波目を圧縮側から加えた場合と伸張側から加えた場合の比較と、両振幅軸ひずみレベル1%以前、以降、あるいは間隙水圧の急上昇中に起こる繰返し荷重振幅比 P_c/P_e の変動が液状化特性に及ぼす影響を検討してみた。この結果以下のことが分かった。

- 1) 繰返し軸荷重第一波目を伸張側から載荷しても、圧縮側から載荷しても液状化強度 および間隙水圧の発生特性に大きな相違はない。
- 2) 第一波目を伸張側から載荷した場合、圧縮側から載荷した場合にはくらべて、供試体の圧縮方向の変形量が多い。
- 3) 荷重振幅比 P_c/P_e の変動が液状化特性に最も影響を与えるような繰返し載荷中の時期は両振幅軸ひずみレベルが1%以前であり、間隙水圧の残留量が急増する以前である。
- 4) $P_c/P_e < 1$ の伸張側へ偏った載荷をしないように特に注意すべきであるが、 $P_c/P_e > 1$ の圧縮側への変動は液状化強度に与える影響が小さい。

5. あとがき

この一連の研究について、北海道大学工学部 土岐 祥介教授に常日頃から様々な御教示をいただいている。また、本研究を実施するにあたり実験およびデータの整理などに 室蘭工業大学4年 小澤 直正、早崎 仁康の両君に多大なる協力を得た。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S., Yasuda, S. and Tanizawa, F. (1986): "Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand," Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp. 99-116.

- 2) Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S. and Makiyama, Y. (1986): "Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program," *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 3, pp. 117-128.
- 3) 砂地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会（委員長 土岐 祥介）（1984）：“飽和豊浦砂の繰返し非排水三軸試験における変形特性に及ぼす諸要因に関する共同研究報告および同統報”，砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム論文集，pp.7-46.
- 4) 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会（委員長 土岐 祥介）（1988）：“飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について”，“飽和豊浦砂の非排水繰返し三軸強度に及ぼす諸要因に関する分担研究報告”，土の非排水繰返し試験—室内試験、原位置および試験結果の利用—に関するシンポジウム論文集，pp.1-53.
- 5) 山下 聡・土岐 祥介・三浦清一（1988），“飽和砂の液状化特性に及ぼす異方圧密履歴の影響”，土質工学会 論文報告集，Vol. 28, No. 3, pp.185-196.

北海道大学工学部 ○ 山下 聡
同 上 土岐 祥介
同 上 三浦 均也

1. まえがき

地盤の液状化特性を、室内試験によって評価する試みが数多く行われているが、試験装置の簡便さなどから非排水繰返し三軸試験が、現在最も普及している。しかし、この試験法は三軸圧縮および伸張応力条件のみによって液状化特性を評価しており、実際の地震時における地盤内の応力状態を再現しているものではない。それに対して、非排水繰返し中空ねじりせん断試験は地盤内の応力・変形条件を比較的正確に再現し得る試験法であり、地盤の液状化特性をより正確に評価できると考えられる。また、種々の応力条件下での中空ねじりせん断試験結果と三軸液状化強度を比較することによって、非排水繰返し三軸試験結果に基づいて、現在よりもさらに合理的に地盤の液状化特性を推定することも可能となる。そのためには、両試験結果に及ぼす各種因子の詳細な調査とその評価が必要である。

そこで、本研究では中空ねじりせん断試験装置を用いた自動制御による液状化試験システムを開発し、繰返しねじりせん断試験を実施し、三軸液状化強度との比較を行った。また、中空供試体を用いて液状化試験を行う場合、中実供試体を用いる場合よりも、大きいと考えられるメンブレンコンプライアンスの影響を評価するために、Tokimatsu らが提案したメンブレン貫入量を補正するシステム¹⁾を本試験装置に採用し、試験結果に及ぼすメンブレン貫入の影響についても検討を加えた。

2. 試験装置

本研究で製作した自動制御による空圧式動的な中空ねじりせん断試験装置の概略図およびその仕様を、図-1および表-1に示す。用いた中空供試体の寸法は、内径60mm、外径100mm、高さ200mmで、供試体と接する上下端面は高さ2mmの6枚の刃の付いた環状のポーラスストーンである。メンブレンは厚さ0.2mmのものを用いた。

供試体に加える各種の応力は、図-1に示すように、マイクロコンピュータからDAコンバータを介して、電圧変化をE/P変換器で空気圧に変換しそれぞれ載荷される。軸荷重はE/P変換器からの空気圧をアクチュエータの上室に送り込むことによって、トルクは2つのアクチュエータの一方にE/P変換器からの空気圧を送り込み歯形ベルトによって供試体に与えられる。また、内圧（供試体内空の圧力）、外圧（供試体外側面の圧力）および背圧は、E/P変換器からの空気圧をブラスターおよびリレーを介してそれぞれ供試体に加えられる。

供試体の各種応力は以下のように測定される。

1) 軸荷重およびトルクはセル内に取り付けたトルクロードセルにより、2) 軸変位はダイヤ

表-1 試験装置詳細

装 置	メーカー	型 式
マイクロコンピュータ	EPSON	PC-286V
ADコンバータ	CANOPUS	ANALOG-PRO-I
DAコンバータ	Link System	特注(5ch.)
ひずみ増幅器	日本電気三栄	6M81
	ユニバース	LC-620,630
圧力変換器	共和電業	PG-5KU
差圧計	富士電機	FFB-22 and FFC-22
二方向ロードセル	誠研舎	TS-200
ダイヤルゲージ	日本電気三栄	9E08-D1-30
ポテンシオメータ	MIDORI	CP-2UT
二重管ピュレット	JACOM	特注
中空ねじり試験装置	誠研舎	DDT-211
E/P変換器	BELLOFRAM	TYPE 1000
ブラスター	BELLOFRAM	TYPE 75
リレー	BELLOFRAM	TYPE 20HR

Cyclic Undrained Torsional Shear Test using Automatic Control System ;

Satoshi YAMASHITA , Shosuke TOKI and Kinya MIURA (Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.)

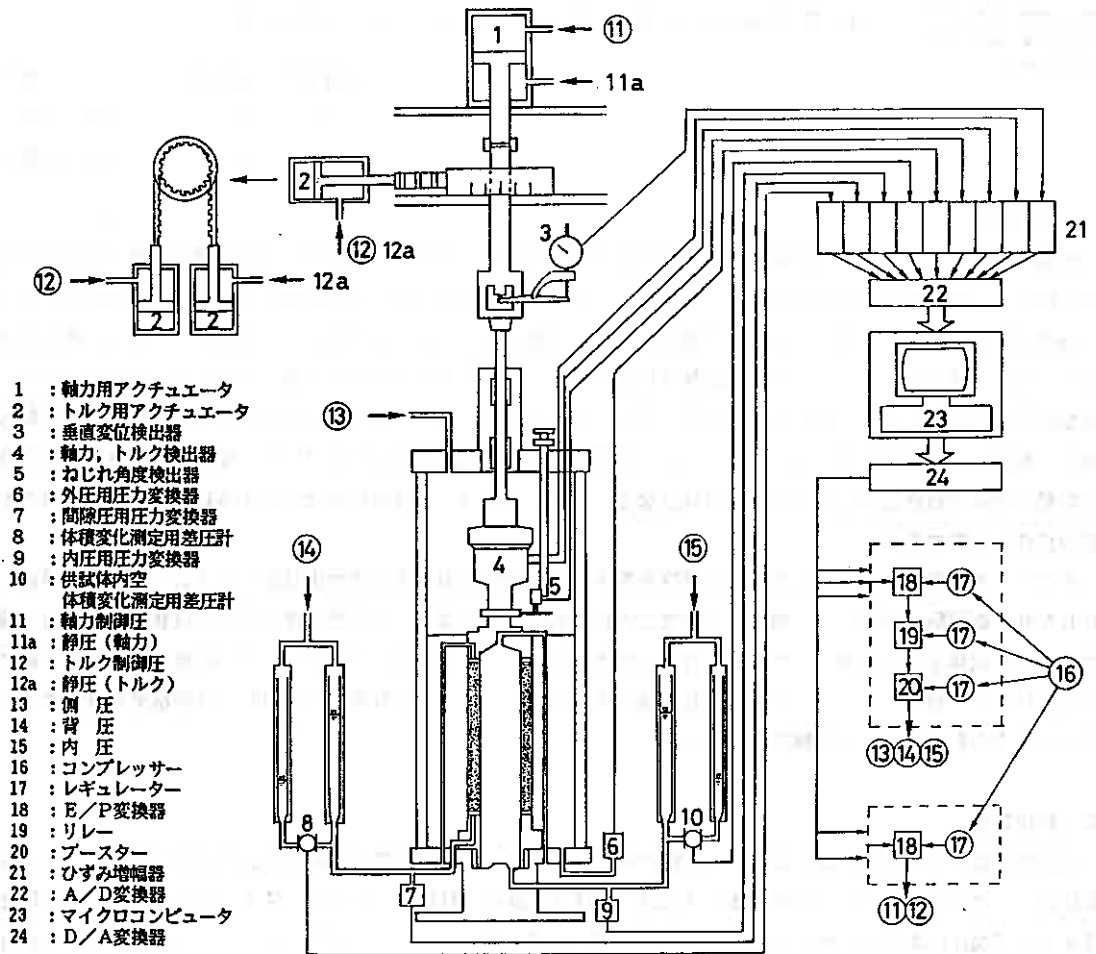


図 - 1

表-2 測定および制御精度

	最 小 測 定 精 度	制 御 精 度 (等 方 圧 密 時)
軸 荷 重	$P=0.123\text{kgf}$ ($\sigma a=0.0006\text{kgf/cm}^2$)	$\sigma a=\pm 0.0012\text{kgf/cm}^2$
ト ル ク	$T=0.122\text{kgf}\cdot\text{cm}$ ($\tau=0.00059\text{kgf/cm}^2$)	$\tau=\pm 0.0012\text{kgf/cm}^2$
軸 変 位	$H=0.00156\text{cm}$ ($\epsilon a=0.0078\%$)	
ね じ れ 角	$\theta=0.046^\circ$ ($\gamma=0.016\%$)	
内 外 圧	$\sigma=0.0025\text{kgf/cm}^2$	$\sigma=\pm 0.0025\text{kgf/cm}^2$
間 隙 圧	$u=0.0025\text{kgf/cm}^2$	$u=\pm 0.0025\text{kgf/cm}^2$
体 積 変 化	$V=0.0146\text{cc}$ ($\epsilon v=0.00145\%$)	

ルゲージ、ねじれ角はポテンシオメータによって、3) 内外圧および間隙水圧は圧力変換器によって、4) 供試体体積変化および供試体内空の体積変化は二重管ビュレットの水位差を差圧計で読み取ることによって、それぞれ測定され、各々の測定値はアンブおよびADコンバータを介してコンピュータに入力される。マイクロコンピュータはこれら計測データをもとに、各種の応力の制御を行っている。本試験装置を採用することによって、供試体作成後、試験終了まで自動制御で試験が可能である。また、圧密中に種々の応力履歴を与えることや、各種の応力経路でのせん断も可能となった。なお、表-2に試験装置の計測および制御精度を示している。

3. 試料および試験方法




試験に用いた試料は、豊浦標準砂 ($G_s = 2.64$, $U_c = 1.50$, $D_{50} = 0.18\text{mm}$, $e_{max} = 0.970$, $e_{min} = 0.618$) で、水洗い後、炉乾燥している。供試体は多重ふるい落下法によって作成した。

供試体作成後、拘束圧 $\sigma'_{c'} = 0.3\text{kgf/cm}^2$ のもとで CO_2 を15分間、脱気水を供試体体積の2倍程度通して飽和させ、その後、側圧 3.0kgf/cm^2 、背圧 2.0kgf/cm^2 ($\sigma'_{c'} = 1.0\text{kgf/cm}^2$) のもとで1時間等方圧密を行い試験を行った。なお、今回は全ての試験ケースを通じて、内外圧は等しくし等方圧密のみを行っている。

行った試験ケースを表-3に示した。試験ケースは、まず三軸液状化強度とねじりせん断液状化強度を比較するために、中空供試体を用いて非排水繰返し三軸試験と非排水繰返し中空ねじりせん断試験(軸変位拘束)を行い、通常の中実供試体(高さ170mm, 直径70mm, メンブレン厚0.2mm)を用いた非排水繰返し三軸試験結果と比較した。次に、液状化強度に及ぼすメンブレン貫入の影響を調べるために、Tokinatsuらが提案したメンブレン貫入量を試験中にリアルタイムで補正するシステム¹⁾を採用して試験を行った。なお、メンブレン貫入量の算定にはFrydmanらの方法²⁾で算出した値³⁾を用いた。また、中空供試体を用いた繰返しねじりおよび三軸試験では、中空供試体内空の圧力を一定に保つため、載荷周波数は $f = 0.01\text{Hz}$ とし、中実供試体では $f = 0.1\text{Hz}$ としている。試験結果は、ねじりせん断試験では繰返し応力比 τ_{cy}/σ'_c (τ_{cy} : 片振幅繰返しせん断応力、ここでせん断応力は供試体断面上どこでも同じとし、 $\tau_{cy} = 3T/2\pi(r_o^3 - r_i^3)$ ($T = \int 2\pi r \cdot \tau r dr$) とした⁴⁾。 r_o : 外半径, r_i : 内半径) と所定の両振幅せん断ひずみ DA ($DA = 1.5, 3, 7.5, 15\%$ 、ここでせん断ひずみは面積の重みつきのものである⁴⁾。) に達するまでの載荷回数 N_c との関係で、非排水繰返し三軸試験では、繰返し応力比 $\sigma'_d/2\sigma'_c$ と所定の両振幅軸ひずみ DA ($DA = 1, 2, 5, 10\%$) に達するまでの載荷回数 N_c との関係で示している。

ここで、ねじりせん断試験と三軸試験結果を比較する場合のひずみの定義について述べておく。繰返し三軸試験において、液状化強度を両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ で定義すると、非排水条件なので体積ひずみ $\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r = 0$ 、ゆえに $\epsilon_r = -1/2\epsilon_a$ となり、 ϵ_a ($DA = 5\%$ はせん断ひずみでは $\gamma = \epsilon_a - \epsilon_r = 7.5\%$ となる。したがって、三軸試験での両振幅軸ひずみ ϵ_a ($DA = 5\%$) はねじりせん断試験での両振幅せん断ひずみ γ ($DA = 7.5\%$) に対応している。

表-3 試験ケース

試験ケース	供試体寸法	比表面積	MP補正の有無
非排水繰返し三軸試験 (TRI-S TEST)	 $H = 170\text{mm}$ $D = 70\text{mm}$	$4/D = 0.57$	無: (TEST A)*
非排水繰返し三軸試験 (TRI-H TEST)	 $H = 200\text{mm}$ $Di = 60\text{mm}$ $Do = 100\text{mm}$	$4/(Do - Di) = 1$	無: (TEST A)*
非排水繰返し 中空ねじりせん断試験 (TOR-H TEST)	 $H = 200\text{mm}$ $Di = 60\text{mm}$ $Do = 100\text{mm}$	$4/(Do - Di) = 1$	無: (TEST A)* 無: (TEST B)** 有: (TEST C)***

*TEST A: 排水バルブを閉じた通常非排水繰返し試験
**TEST B: 排水状態でビュレットの水位を一定に保つように圧力を制御した試験
***TEST C: 有効応力変化に伴うMPによる体積変化分だけビュレットの水位を調整するように圧力を制御した試験

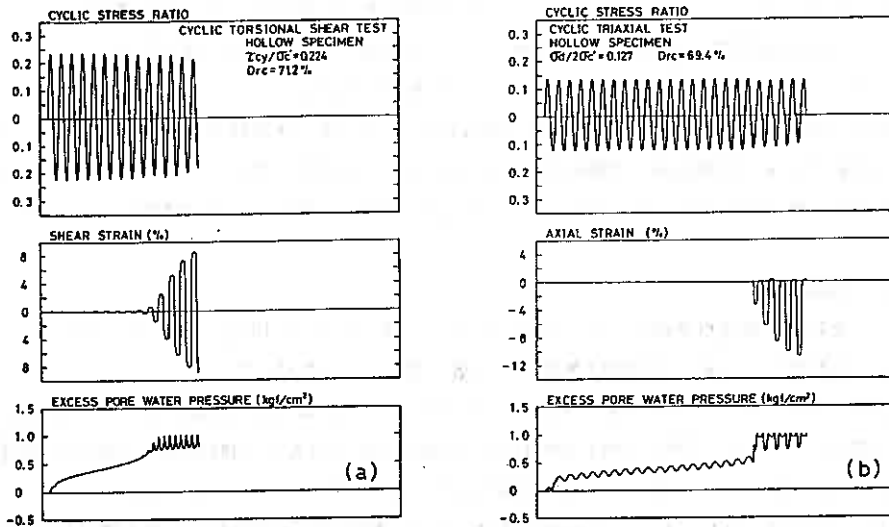


図 - 2 (a), (b)

4. 結果と考察

4. 1 三軸液状化強度とねじりせん断液状化強度の比較

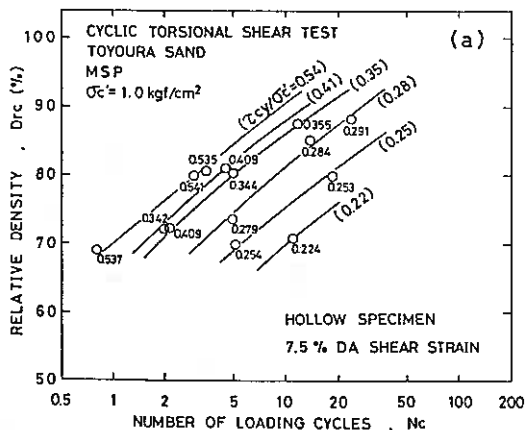
三軸試験とねじりせん断試験による液状化強度は、一般にねじりせん断強度と三軸強度の比 (τ_{cy}/σ'_{vc}) / ($\sigma_d/2\sigma'_c$) で比較される。Ishiharaら⁵⁾は、親詰めの富士川砂を用いて試験を行い、両試験の液状化強度に差がないことを示した。その後、Tatsuokaら⁶⁾は、両者の関係は供試体の作成法の違いや相対密度によって異なることを指摘をした。また、液状化試験結果にはメンブレン貫入が大きく影響を及ぼすので³⁾、三軸試験結果と中空供試体を用いたねじりせん断試験を比較する場合、両供試体の比表面積 (メンブレンに覆われる供試体表面積 / 供試体体積) について考慮する必要がある。

そこで今回は、表-3に示すように、通常の中実供試体を用いた非排水繰返し三軸試験結果 (TRI-S) とねじりせん断試験結果 (TOR-H) を比較するとともに、ねじりせん断試験とメンブレン貫入の影響が等しく、しかも他のシステムコンプライアンスも等しい条件のもとで比較するため、同一の試験装置で中空供試体を用いて非排水繰返し三軸試験 (TRI-H) も実施した。

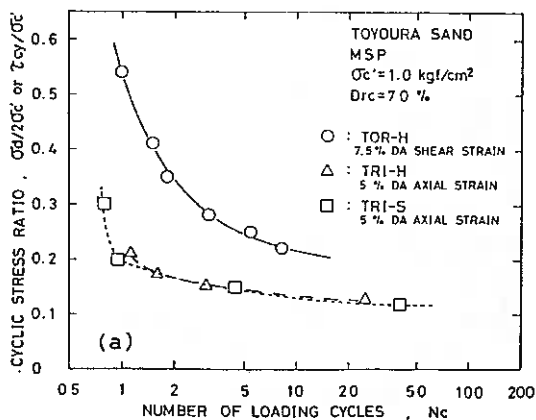
図-2 (a), (b) は中空供試体を用いたねじりせん断試験と三軸せん断試験におけるタイムヒストリーの一例を示したものである。図から分かるように両試験における応力条件の相違と供試体の初期構造の影響により、その変形特性および間隙水圧発生特性に大きな相違が認められる。三軸試験では、繰返し載荷時の主応力の方向は堆積面に対して垂直および平行であるため、圧縮応力と伸張応力条件下でその変形および間隙水圧の発生特性が異なり、ねじりせん断試験とかなり違った挙動を示している。

図-3 (a), (b), (c) は、ねじりせん断試験と中空および中実供試体を用いた非排水繰返し三軸試験の結果を、任意の応力比に対して相対密度 D_{rc} と所定の両振幅ひずみ DA (TRI試験では $DA=5\%$ 、TOR試験では $DA=7.5\%$) に至る繰返し載荷回数 N_c との関係で示したものである。これらの図から、相対密度 $D_{rc}=70, 80, 90\%$ での液状化強度を内挿によって求め、3試験の比較を行ったのが図-4 (a), (b), (c) である。図よりどの相対密度においても、ねじりせん断強度が三軸強度よりも高くなっている。図には示していないが、この傾向は他のひずみレベル ($DA=1 (1.5), 2 (3)\%$) においても同様となっている。また、中実供試体と中空供試体を用いた非排水繰返し三軸試験を比較すると、中空供試体を用いた方が強度が高くなっている。

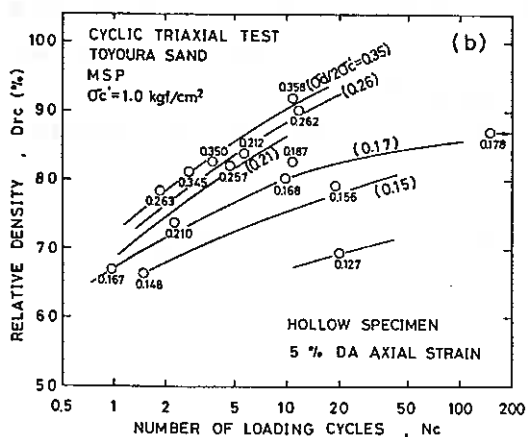
図-5 は中実供試体の三軸液状化強度 $\sigma_d/2\sigma'_c$ ($DA=5\%, N_c=10$) に対するねじりせん断強度 τ_{cy}/σ'_c ($DA=7.5\%$ 、



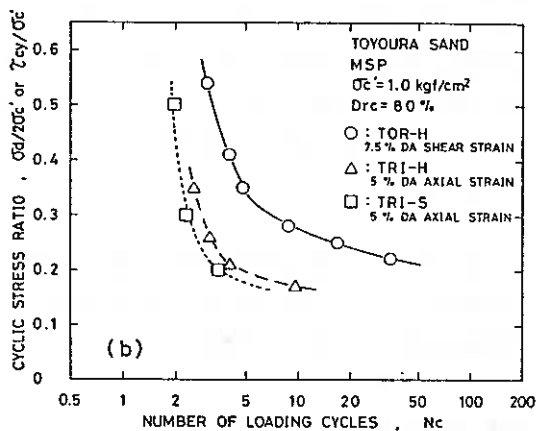
☒ - 3 (a)



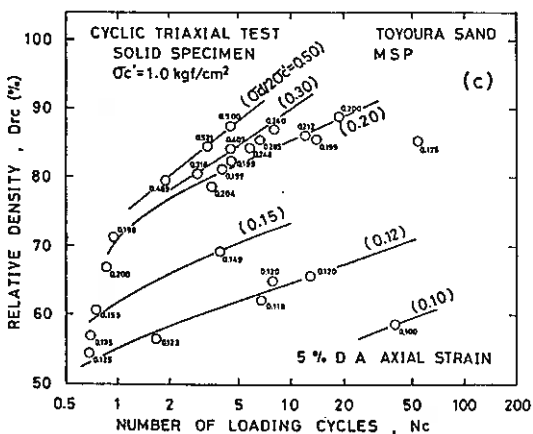
☒ - 4 (a)



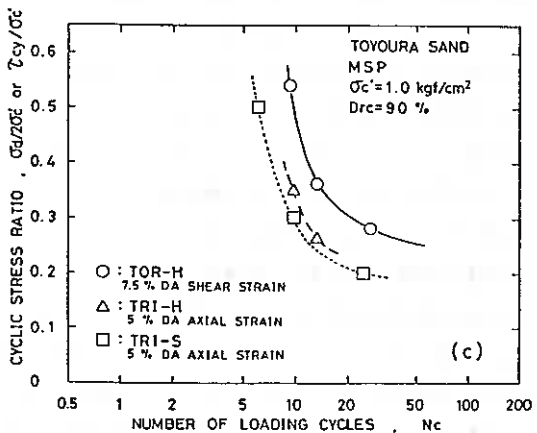
☒ - 3 (b)



☒ - 4 (b)



☒ - 3 (c)



☒ - 4 (c)

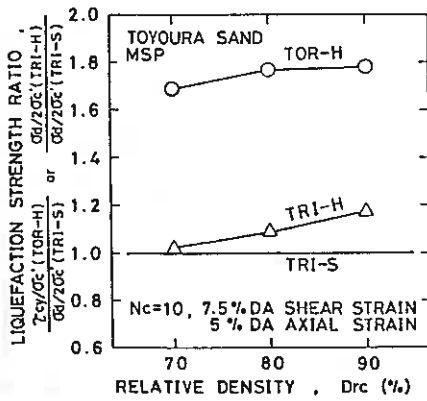


図 - 5

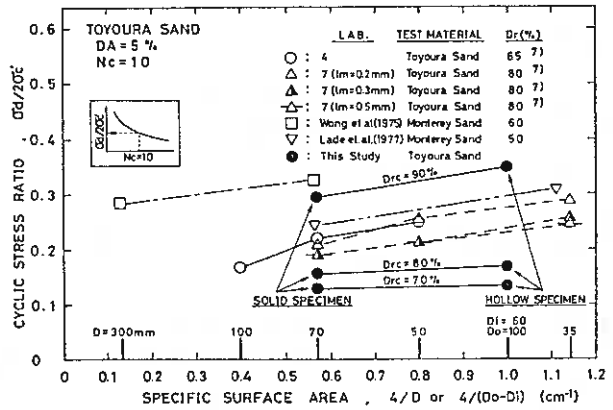


図 - 6

$N_c=10$ と中空供試体の三軸液化強度 $\sigma_d/2\sigma'_c$ ($DA=5\%$, $N_c=10$)の比を各相対密度について示したものである。相対密度によって多少の差はあるが、一様にねじりせん断強度が高くなっている。また、同じ非排水繰返し三軸試験である TRI-H試験と TRI-S試験の液化強度に差が認められる。これは主に両供試体における比表面積の差と考えられる。すなわち本試験で用いた供試体の比表面積は表-3に示したように、中空供試体の方が中実供試体よりも1.75倍大きいため、それだけメンブレン貫入の影響により液化強度が高くなったものと言える。また、その液化強度の差は、図-6に示す液化強度と比表面積の関係を調べた過去の研究結果^{7) 8) 9)}とほぼ同様な傾向となっている。

4. 2 メンブレン貫入が液化強度に及ぼす影響

前節で、メンブレン貫入量の差から中実供試体と中空供試体を用いた三軸液化強度に差が生じることを示したが、実際にメンブレン貫入の影響によってどの程度、液化強度が変化するかを調べる。ここでは、メンブレン貫入の影響を評価するため、Tokimatsuらが開発したシステムをねじりせん断試験に採用することとした。このシステムは、試験中に有効応力変化に伴うメンブレン貫入による体積変化分だけビュレットの水位を間隙水圧を制御することによって調整し、真の等体積条件で試験を行うものである。

試験ケースとしては、表-3に示すように、排水バルブを閉じた通常のねじりせん断試験 (TEST A)、排水条件でビュレットの水位を一定に保つように圧力を制御する試験 (TEST B)、排水条件でメンブレン貫入による体積変化を補正して行う試験 (TEST C) を行った。したがって、TEST A と TEST B は同一の結果が得られなければならない。図-7は、その試験結果を示したもので、TEST A と TEST B の結果に差は認められず、システムの有効性が確かめられた。TEST C では他の試験よりも液化強度が低くなっており、メンブレン

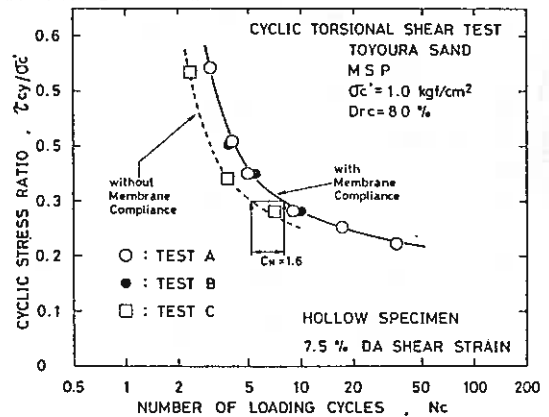


図 - 7

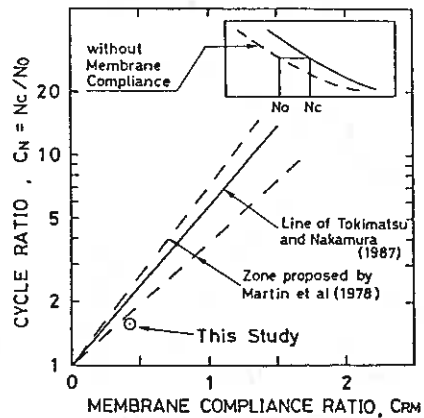


図 - 8

ン貫入の影響が除去されたため、液状化強度が低下したと判断される。

ここで、メンブレン貫入がある場合とない場合の液状化強度を比較するために、Tokimatsu らが示したメンブレンコンプライアンス比 C_{RN} ($= \epsilon_{vm} / \epsilon_v$, ϵ_{vm} : MPによる体積ひずみ, ϵ_v : 等方除荷時の砂骨格の体積ひずみ)と繰返し回数比 C_N (同一の応力比で、通常のMPの影響を除去しない試験とMPの影響を除去した試験で得た繰返し回数の比)の対数との関係を調べる。 C_{RN} の値は、メンブレン貫入量の算定に本研究で用いたFrydmanらの方法によると0.44であり³⁾、図-7から読み取った C_N の値は1.6であった。図-8に示した C_{RN} と C_N に関する既往の研究¹⁾¹⁸⁾と比べるとやや C_N の値が低く、液状化強度の変化が少ない結果となった。この原因としては、システムの不備、ねじりせん断試験への適用性の問題や、初期液状化に至るような載荷段階になると、図-2に示したように間隙水圧の変動が大きくなり、本制御システムの追従性が低下することなどが考えられ、今後検討を加える予定である。

5. まとめ

今回、自動制御による動的中空ねじりせん断装置を製作し、非排水繰返し三軸試験との比較を行った。その結果、本システムは高い精度でねじりせん断試験が行えることが確認された。また、三軸試験とねじりせん断試験による液状化強度を比較した結果、今回行った相対密度および供試体作成法ではねじりせん断液状化強度の方が高くなった。また、中空供試体と中実供試体を用いて非排水繰返し三軸試験とメンブレン貫入量を補正したねじりせん断試験を行った結果、供試体の比表面積の差によって、すなわちメンブレン貫入の影響によって試験結果に大きな影響が生じることが分かった。今後は、種々の応力条件および多種の応力経路のもとでねじりせん断試験を行い、三軸試験結果と比較し、両試験の特性の比較を行う予定である。

謝 辞

本研究を実施するにあたり、日頃からご指導頂いている 室蘭工業大学 三浦清一助教授、実験およびデータ整理に協力を得た 北海道大学4年生 横里寿章君 に末筆ながら記して謝意を表します。また、本研究の一部は文部省科学研究費一般研究(C)(63550355)および重点領域研究(1)(62601010) (代表 東京大学 石原研而教授)の補助を受けたものである。

参考文献

- 1) Tokimatsu, K. and Nakamura, K. (1986): "Liquefaction Test without Membrane Penetration Effects," Soils and Foundations, Vol. 26, No. 4, pp. 127-138.
- 2) Frydman, S., Zeitlen, J. G. and Alpan, I. (1973): "The Membrane Effect in Triaxial Testing of Granular Soils," Journal of Testing and Evaluation, Vol. 1, No. 1, pp. 37-41.
- 3) 土岐・三浦・山下(1988): "三軸試験におけるメンブレン貫入とその評価," 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, pp. 89-96.
- 4) Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F. and Horii, N. (1988): "Simple Shear Testing on Sand in a Torsional Shear Apparatus," Soils and Foundations, Vol. 28, No. 2, pp. 95-112.
- 5) Ishihara, K. and Yasuda, S. (1975): "Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation," Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 45-59.
- 6) Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S. and Okamoto, M. (1986): "Cyclic Undrained Triaxial and Torsional Shear Strength of Sand for Different Sample Preparation Methods," Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp. 23-41.
- 7) 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会(委員長 土岐祥介)(1988): "飽和豊浦砂の非排水繰

返し三軸強度に及ぼす諸因子に関する分担研究報告,”土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, pp.36-53.

8)Wong,R.T.,Seed,H.B. and Chan,C.K.(1975): “Cyclic Loading Liquefaction of Gravelly Soils,” Jour. of Geotechnical Engineering Division, Proc.ASCE, Vol.101, No.GT6, pp.571-583.

9)Lade,P.V. and Hernandez,S.B.(1977): “Membrane Penetration Effects in Undrained Tests,” Jour.of Geotechnical Engineering Division, Proc.ASCE, Vol.103, No.GT2, pp.109-125.

10)Martin,G.R., Finn,W.D.L. and Seed,H.B.(1978): “Effects of System Compliance on Liquefaction Tests,” Proc.ASCE, Vol.104, No.GT4, pp.463-479.

1. まえがき

試験設置した鉄筋コンクリート製Uトラフについて、地盤凍結にともなう変形や側壁に加わる凍上力などの測定を継続して行っている。これまでの実験の結果、¹⁾²⁾凍上力によってトラフが変形を受ける機構や、凍上力の特性についての基本的なところはかなりとらえることが出来た。今回はこれまでの実験の継続に加えて裏込めによる対策工法の効果の確認を目的とした実験を行った。本文中では、今年度に得られた結果の検討に加えて、これまでの結果のまとめも一部述べている。

2. 実験内容

図-1に今年度の実験でのトラフの設置状況を、図-2に設置の定規を各々示す。計25個のトラフはいくつかのスパンに分けて、各スパン毎に裏込め処理の方法などの設置条件を変えている。特にNO. 21~25のトラフは両背面の表面を平坦になるようにしたケースである。表-1に関連する土の性質を示す。

計測項目と手法の詳細は既に報告しているのでここでは省略する。本報告では、トラフ側壁の上端部に挟んだロードセルで測定された側壁への凍上力の水平方向成分（以後横方向力と呼ぶ）と、ロードセルを挟んでいないトラフで1日に1回づつノギスによって測定した側壁上端部における内寸法の縮み量の2項目を中心に述べる。また図-1に示すトラフ周辺の除雪区間は、一時的な積雪はあるが実験期間のほとんどは除雪している。設置したトラフはJIS S 305-1982に定める呼び名450mmの鉄筋コンクリートトラフで、側壁の寸法は幅600mm、高さ520mm（外側寸法）である。

3. トラフ背面土への凍結侵入

図-3に現地土で埋戻したトラフNO. 7ののり面側背面土中で測定した0℃線の変化を示す。これは凍結線の変化と見なせる。同様の測定は61年度にも行っているが、³⁾それと比べても大きな違いは認められない。いずれの場合にしても凍結線の状況からすれば、のり面側ではトラフを押し潰すような凍上力の横方向成分が凍結深さにかかわりなく現れることが分かる。

図-3の凍結線は現地土で埋戻したトラフNO. 7の背面で測定したものである。したがって背面は均一な土で構成されていることにな

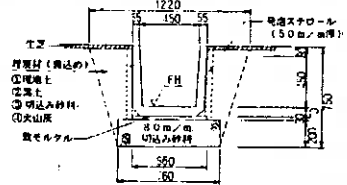


図-2 トラフの設置定規

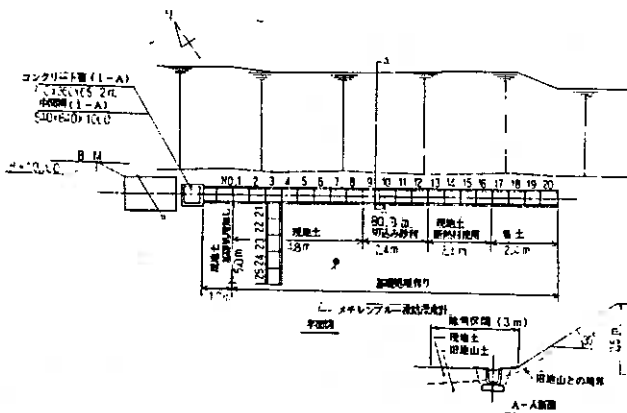


図-1 実験用トラフの設置状況

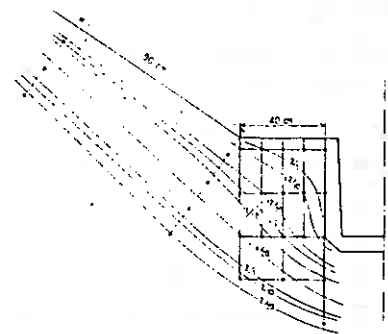


図-3 のり面側背面への凍結侵入

るが、これが別の材料で裏込めをしたり断熱材を用いたりすれば、凍結線の入り方は異なってくるはずである。この点を明らかにしておくことは、対策工法を合理的に決めて行くうえで重要である。今後の課題としたい。

4. 側壁に加わる横方向力の経時変化

図-4、図-5は側壁上端に挟んだロードセルで測定された横方向力の経時変化の例を示している。測定法の詳細は前報で示しているが²⁾、この方法はトラフを押し潰す力の代表的なものを測定することを目的としており、厳密な意味では側壁に加わる凍上力の横方向成分だけを表しているとは言い切れない。しかし主としてその成分を表していることは間違いないであろう。これらの図から次の事が言える。

- 1) 側壁に加わる横方向力は1日の間で大きく変動する。図には示していないがこの変化は気温の変化に対応しており、気温の上昇とともに力は増加し、気温の下降とともに減少している。
- 2) 側壁の外側と裏込めの間に断熱材を入れたときは、1日の間での横方向力の変動は非常に小さくなる。
- 3) 背面土の表面が積雪で覆われると、力は小さくなりさらにその変動も小さくなる。

1日の間で横方向力が気温の変化に応じて変化するのは、凍結線上で発生する凍上力を伝える凍土が温度

変化によって膨張・収縮することが主な原因と考えられる。断熱材を用いたときに力の変動が小さくなるのは、トラフ側壁からの熱の出入りが妨げられ背面凍土の温度変化による熱膨張・収縮が少なくなること、軟らかい断熱材（発泡スチロール）が凍上の熱膨張・収縮を吸収することなどによると考えられる。12月下旬にたまたま背面土の表面が積雪で覆われる時期があったが、この間は断熱材を入れていないトラフでも横方向力の変動は小さくなっている（図-4）。これは雪が断熱材の役目をして背面凍土の温度変化が少なくなったことによると思われる。またデータは示していないが、凍結線付近では気温に対応した形での温度変化は認められず、したがって凍上力の発生そのものが1日の間の温度変化にも刻々と対応して変化するとは考えにくい。さらに地表やトラフ側壁付近の凍土中の温度変化は気温の変化を追随した形になっていることが確認されている⁴⁾。

5. 横方向力の長期的変化

前節では1日の間での気温の変化に対応した横方向力の変化を見て来たが、ここでは横方向力の変化を長期的に見るために、横方向力の1日の間での最大値と最小値（日最大あるいは日最小

	現地土	火山灰	湿土	旧地山上
比 重	2.53	2.49	2.48	2.59
シルト分以下置留比(%)	33.0	23.0	56.0	51.0
締固め特性				
W_{opt} (%)	24.3	25.6	35.5	23.8
p_{dmax} (t/m ²)	1.46	1.37	1.23	1.52
凍上特性				
凍上率(%)	25.4	3.0	44.0	31.3
凍結様式	散細霜降状	コンクリート状	霜柱状	霜柱状

※道路土工排水工指針による

表 1 周辺土および埋戻し土の性質

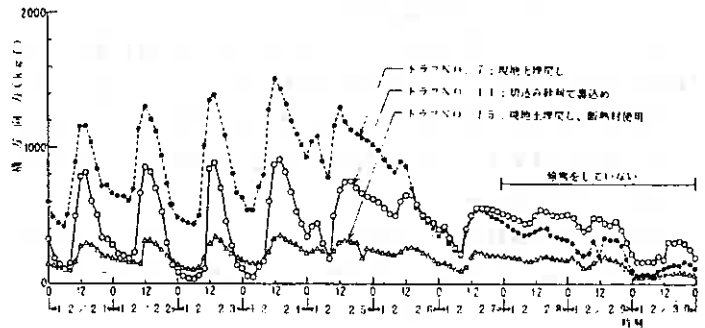


図-4 横方向力の経時変化（昭和62年12月21～30日）

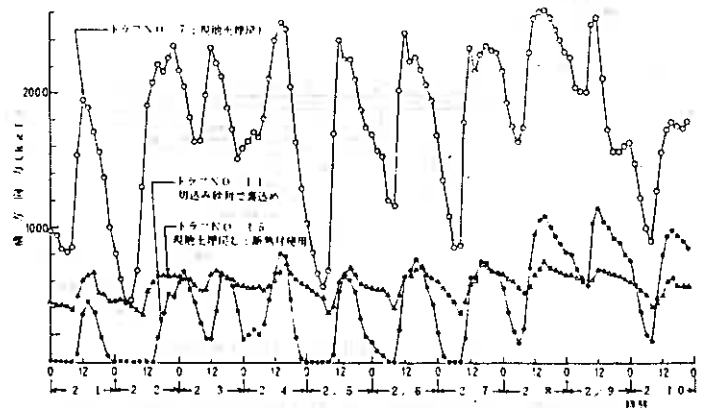


図-5 横方向力の経時変化（昭和63年2月1～10日）

横方向力と呼ぶ)をプロットしたのが図-6
~図-9である。これらの図から次のような
ことが分かる。

1) 側壁に加わる横方向力は11月下旬から
加わり始めて、1月から2月にかけて、とく
に2月には大きな力となり、3月初旬から中
旬にかけて急速に減少していく。

2) ただし両背面が平坦な場合は例外的で、
11月下旬から12月初旬にかけて小さな力
が発生するが、その後は力がゼロになる。

3) 裏込めの材料を難凍上性のものとする
ことや、断熱材を用いることの効果は明らか
に認められる。

4) 非常に大きな力が加わっている時期で
も、一時的に地表が積雪で覆われたり暖気が
来たりすると力は急速に減少しゼロまたはそ
れに近くなる。

これらの内容について以下に検討していく。

凍上力は凍結線上でその凍結線に垂直方向
に発生する。ここで現地土で埋戻したトラフ
NO. 7の横方向力を示す図-6と同トラフ
の背面土中の凍結線を示す図-3を比較する
と、背面土への凍結侵入が始まったごく初期
の段階(11月下旬)から横方向力は発生し
ていることが分かる。また大きな力が加わる
1月~2月について見ると、1月には比較的
速く凍結線が侵入し、より大きな力が加わる
2月には凍結線の侵入速度はむしろ小さくな
っている。これは土質や水分条件が同じなら
ば、凍上が盛んに生じているときは凍結速度
が小さくなるという事実によって説明されよ
う。⁵⁾

次に上記2)に示したように、両背面土の
表面が平坦な場合には(図-9)、11月下

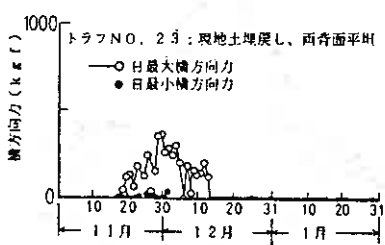


図-9 日最大・最小横方向力の変化
(現地土で埋戻し、両背面平坦な場合)

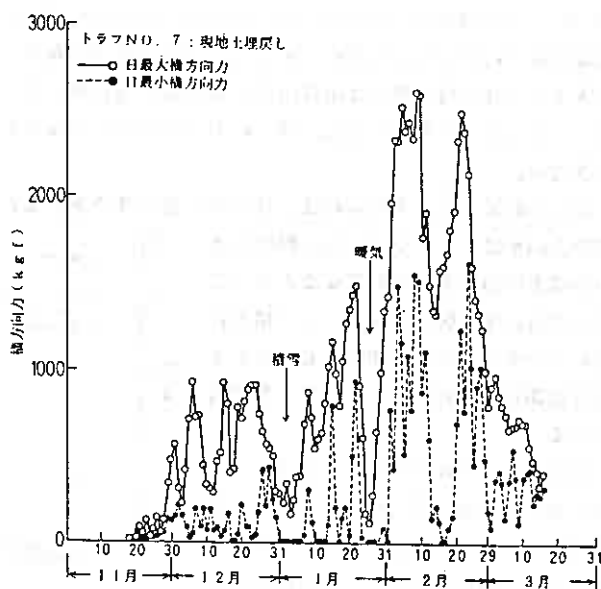


図-6 日最大・最小横方向力の変化
(現地土で埋戻した場合)

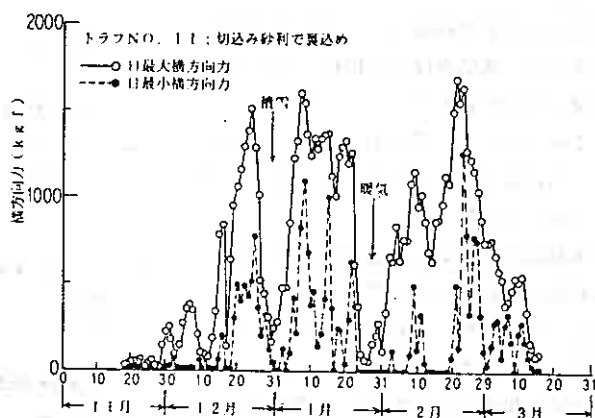


図-7 日最大・最小横方向力の変化
(切込み砂利で裏込めた場合)

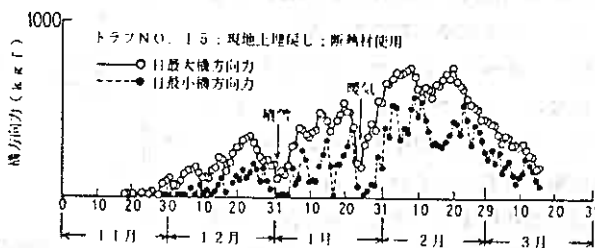


図-8 日最大・最小横方向力の変化
(断熱材を使用した場合)

旬から12月初旬にかけて小さな力が発生するだけで終わっている。この場合には凍結の侵入が進む程凍結線は水平に近くなるために、凍上力の横方向成分が現れるのは凍結線が傾く初期の段階だけで、凍結が深く入る12月中旬以降には横方向力がほとんど現れなくなったものと思われる。しかし図-9の結果は1シーズンだけのものである。同一のトラフについて現在も計測を続けており、より確実なデータを得て行きたい。

以上の結果は見方を変えれば、背面の土質条件や水分条件が同じであっても、地表面の形状によって凍結線の方向が異なってくるため、側壁に加わる横方向力の大きさも異なるということになる。また図-6~8に示す横方向力については、平坦地側よりも主としてのり面側から加わっているという推測もできる。

次に図-6~8に共通して12月29日前後の一時的な積雪や1月25日ごろの暖気によってそれまで大であった値になっていた横方向力がその時期にゼロに近い値にまで低下している。このうちトラフNO. 7の積雪による横方向力の低下は図-4でも現れている。積雪あるいは暖気のいずれの場合にしても力が低下するのは、寒気の侵入が緩むことによって凍上発生が収まり、さらに凍上力を伝える凍土のクリープによる応力緩和が進むことによるものであることは間違いないであろう。⁹⁾

凍結線が発生する凍上力の大きさはある程度知られている。⁷⁾⁹⁾しかしトラフのような構造物に加わる凍上力となると、発生した凍上力あるいは変形を伝える既凍土の熱膨張・収縮やクリープ特性、さらには未凍土側への圧縮による応力の緩和などの複雑な因子の影響が現れ、これらを定量的に扱うのは非常に困難になる。

6. トラフ側壁上端の縮み量

図-10~14は、ロードセルを挟んでいないトラフで1日に1回づつノギスによって測定した側壁上端における内寸法の縮み量を示している。縮みの大きさは設置条件によって異なるが、図-14を除いて縮みの発生パターンはほぼ同じで、11月下旬から縮みが現れ始めて2月の下旬にピークとなり、その後3月の下旬には少しの残留縮みを残した状態で

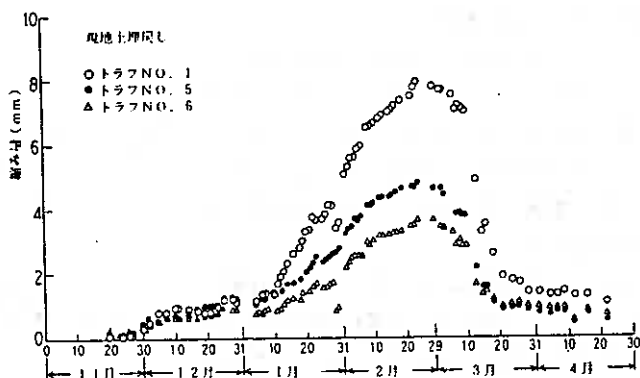


図-10 側壁上端における縮み量の変化 (現地土で埋戻した場合)

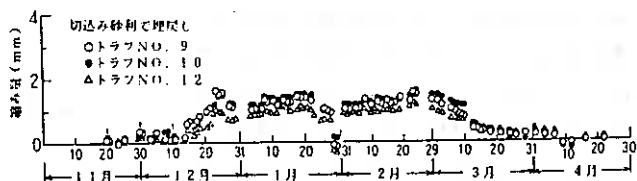


図-11 側壁上端における縮み量の変化 (切込み砂利で戻した場合)

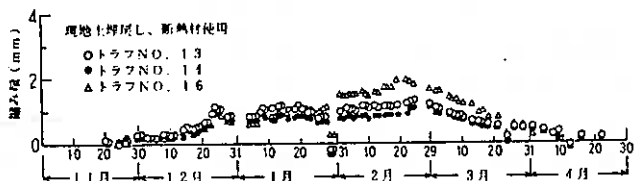


図-12 側壁上端における縮み量の変化 (断熱材を使用した場合)

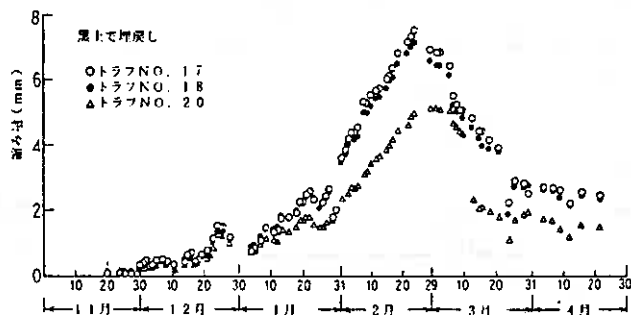


図-13 側壁上端における縮み量の変化 (黒土で埋戻した場合)

変化が収まっている。一方、両背面の地表が平坦であるときのトラフの縮みを示す図-14では、11月下旬から12月中旬にかけて小さな縮みが発生するが、凍結の侵入が進んだ段階では元の寸法に戻るだけでなく逆に広がっている。

側壁上端に挟んだロードセルで測定された力を示す図-6~9とロードセルを挟んでいないときの縮みを示す図-10~14の結果は良く対応している。ただし黒土で埋戻したトラフでは横方向力は測定していない。横方向力と縮み量の関係を追って見ると、1月~2月の縮みがどんどん進行する時期に大きな横方向力加わることが分かる。さらに縮みのピーク時期を過ぎると、その縮みがほとんど戻らないうちに横方向力は急速に低下している。これらの結果も前述の横方向力の一時的な低下と同様に、凍上力を伝達する凍土のクリープによって説明出来る。⁹⁾¹⁰⁾

トラフにとって問題となるのは、ピーク時の縮みよりもむしろ残留縮みで、さらにそれが経年的にどのように累積するかであろう。この点については今後のデータの蓄積を進めたい。実験に用いたトラフの製造工場での実験によれば、側壁上端に水平方向の荷重を加えたとき、内寸法の縮みが1~2mm程度で側壁下部などにクラックが発生し始め、さらにこのときの水平方向の荷重は700~800kg程度となることが知られている。しかしこの程度の縮みや微小クラックの発生を水路構造物としてのトラフの破壊と見るのは意味がないと言える。どの程度の変形をもって破壊と見るかを、コンクリートの性質と水路機能の両面から検討しておく必要がある。

7. 3シーズンの測定結果のまとめ

前節までに62年度の結果を示してきたが、表-2に60~62年度の3シーズンで得られた横方向力、縮み量、持ち上がり量の最大値をまとめている。同じ設置条件であっても年度によって地盤凍結状況が異なるので加わる力や縮み量も異なるが、全体を通して見て、難凍上性の材料で裏込めすることや断熱材を用いることの効果は明らかに認められる。また横方向力が800kg程度以下であれば最大縮み量も2mm以下となっており、製造工場での上記試験結果とも矛盾しない。

またトラフの持ち上がりは、裏込め処理の方法よりも地盤の下の基礎砂利の有無の影響が強いようであり、結果を見る限りでは基礎処理の効果は認められる。

8. おわりに

これまで3シーズンの実験を通して、側壁に加わる横方向凍上力の特性を少なくとも現象的にはかなり明らかにすることが出来た。また対策工法としての裏込め処理などの効果も確認出来た。今後横方向力や縮みの経年的変化や裏込め処理を中心とした対策工法の効果の定量的なとらえをして、実際の設計にも生かせるようにしたい。

最後にご協力をいただいた北海道網走土木現業所、網走地方コンクリート製品組合、中沖土木設計(株)の関係諸氏に感謝の意を表します。

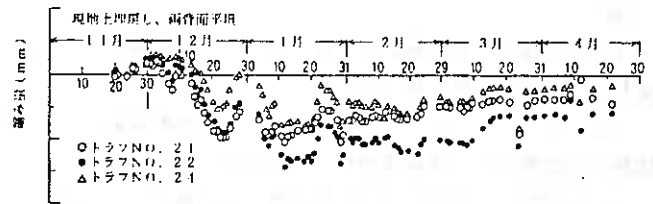


図-14 側壁上端における縮み量の変化
(現地土で埋戻し、両背面平坦な場合)

	裏込め材料	横方向力の最大値	最大縮み量	最大持ち上がり量
		(kg)	(mm)	(mm)
60年度	現地土(基礎砂利なし)		7.0	9.1
	現地土	*2520	9.8	4.2
	火山灰(凍上抑制用)		4.1	4.4
	80mm切込み砂利	※800	1.9	6.8
61年度	現地土	4210	4.2	5.9
	現地土(日射遮断)	3100	4.7	5.4
	出上		3.2	4.2
	現地土	2610	5.3	7.4
62年度	現地土(断熱材使用)	760	1.5	3.8
	現地土(出上箇所埋戻し基礎砂利なし)	*370	*0.5	8.5
	80mm切込み砂利	1650	1.2	3.8
	出上		6.4	6.2

*計器トラブルのため途中までのデータ

*12月上旬に発生

表 2 3シーズンの結果のまとめ

文献

- 1) 鈴木輝之、山田利之(1987) ; “地盤凍結にともなうコンクリート製U-トラフの被害に関する実験”、技術報告集、第27号.
- 2) 同、同(1988) ; “地盤凍結にともなうコンクリート製U-トラフの被害に関する実験(第2報)”、技術報告集、第28号.
- 3) 鈴木輝之、穴田博、阿部英俊、山田利之(1988) ; “コンクリート製U-トラフ背面土の凍結状況について”、技術報告集、第28号.
- 4) 山田利之(1988) ; “コンクリート製U-トラフの凍上被害に関する実験的研究”、北見工業大学修士論文.
- 5) 木下誠一編(1982) ; “凍土の物理学”、森北出版.
- 6) 木下誠一、大野武敏、小黒貢(1966) ; “北見における凍上観測(昭和42~43年冬期)”、北海道大学低温科学研究所、低温科学、物理編、第24輯.
- 7) 高志勤、生頼孝博、山本英夫、岡本純(1981) ; “土の最大凍上力に関する実験的研究”、雪氷、43巻、4号.
- 8) 木下誠一(1972) ; “凍上力実験”、北海道大学低温科学研究所、低温科学、物理編、第30輯.
- 9) 木下誠一(1973) ; “凍土の一軸圧縮クリーブ”北海道大学低温科学研究所、低温科学、物理編、第31輯.
- 10) 鈴木輝之(1988) ; “コンクリート製小形U-トラフに加わる横方向凍上力(第2報)”、第23回土質工学研究発表会.

(有) 仲野防災技術研究所 正会員 仲野 昭治郎

1. 積雪プロセス

積雪は日射, 風, 地熱, 雨水などによってしだいに融けて消えていき, 地上に積もった雪はほとんど全部こういう形で消失するわけである。

太陽熱は融雪に大きな力を持っているように見えるが, 30cm 程度以上の積雪深があっても汚れていない白い雪では, 太陽熱の反射率が90%以上に達してほとんど雪層内にエネルギーが吸収されない。したがって, このようなきれいな厚い雪では案外太陽熱によって融けないものである。ただし, 春先の汚れた雪や降雨後の路面に残された薄い雪層などは, 太陽熱によって急速に融ける。地熱や雨水などは, 積雪の含水率が比較的低い間は雪を融かすというよりは, むしろ雪を含水率の高いものに変えていくという働きが強い。春先になるとこれらの作用は融雪の大きな原動力となる。

ここに地すべり斜面上の積雪層にふれてみる。表面から融けた水は, 雪の中の氷盤の層や水の浸透速度の小さい層の上で停滞する(図-1)。しかも層の境界線が凹んでいるところから水はたまりはじめ, ある程度たまると止水層(氷盤類)をジョウゴのように突き破る水みち(空隙の多い雪)ができて, 水はその次の止水層のどこかの凹みまで浸透していく。このようにして最終的には地すべり亀裂の中に浸透し, パイプ作用によってすべり面に到達し, 地すべり変動を起こす原動力となる(図-2)。

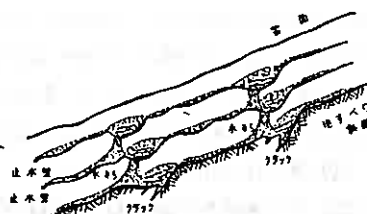


図-1 融雪と地すべり斜面



図-2 トレンチのなかに溜った雪層

2. 地中における融雪水の働き

北海道平取町振内地すべりでは, 1977~1986年にかけて通年自動観測で行なった間隙水圧の基本変動では, 図-3のようなパターンを示し, 融雪期の4~6月が低く10~12月が高い。図-4のパターンは, 4~6月が融雪期に対応して上昇しているが10~12月の方が高い。

地下水の水頭を上昇させるものは, 従来から降雨あるいは融雪であるといわれている。図-3によると融雪期は水頭の上昇期にあたっており, 融雪水すなわち間隙水圧を上昇させる関係にはないようである。また, 降雨については毎年夏季を中心にして多いが, これも降雨期に即応するような間隙水圧の上昇は認められなかった。透水試験で得た透水係数 $K = 10^{-5} \sim 10^{-6} \text{cm/sec}$ を考慮すると,

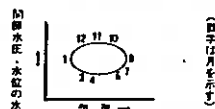


図-3 間隙水圧・水位の基本的年変動パターン

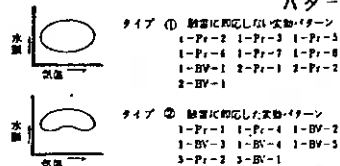


図-4 融雪に対応した変動パターン

Process of an Increase in Pore Water Pressure of Melted Snow Water on Landslide Surface .

Limited Liability Company , Nakano Bosaigijutu Kenkyusho ; Shojiro NAKANO .

浸透あるいは流動には長時間を要し、そこにズレが生ずるのであろう。

3, すべり面の性格

地すべりとは、すべり面に沿うて不動層の上を移動層が滑動する現象である。すなわち、岩盤・風化岩すべり等滑動モデル図-5のように両層間に結合ができると、摩擦力はすべり面だけではなく、結合部のせん断にもついやされる。このとき摩耗によって生じた細粒子は空洞部を埋め、微地下水液と混合しながらすべり面粘土を生産する(図-5)。このようにして、すべり面粘土が次から次へと生産されてもその厚さは1cm内外しかならないようである。これはある程度の厚さになると両層の滑動による摩耗がなくなるものと思われる。

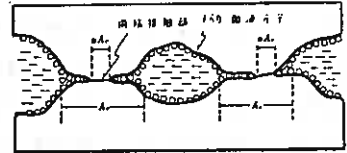


図-5 境界滑動における接触のモデル

高野秀夫氏が指摘しているように、すべり面粘土の上面に地下水膜が形成され、流体摩擦に転化したか、すべり面粘土層のなかに摩擦体、すなわち内部摩擦に転化したかいずれかである(図-6, 図-7)。

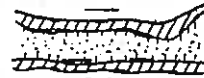


図-6 境界滑動



図-7 弾性流体滑動

新しいすべり面と古いすべり面(約30年前)からそれぞれ採取したコアを、100倍の携帯用顕微鏡で観察しスケッチしたのが図-8, 図-9のすべり面である。新しいすべり面の図-8では、すべりによる擦痕が明瞭に見え、この擦痕は微地下水液の減少に伴い、方向を変えながら内部に転化し、新たなすべり面膜を形成したプロセス

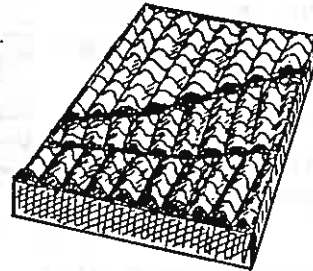


図-8 すべり面スケッチ

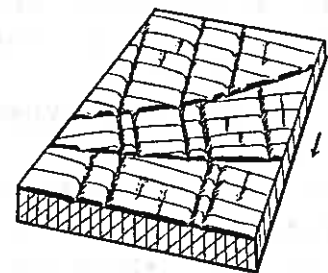


図-9 古いすべり面スケッチ

が浮き彫りにされ、このように何枚かのすべり面膜が重なっている。そして凹部の処々に水分が付着していた。古いすべり面の図-9では、すべりによる擦痕がくずれて不明瞭であったが、やはり方向を変えながら内部に転化し、新たなすべり面膜を形成している様子が示されていた。しかし、不動層と直接接触している1枚目のすべり面膜には引裂かれて欠如しているものもある。これは、微地下水液の供給が不十分にもかかわらず、何らかの原因で再び弾性流体滑動があったものと考えられる。

以上から推察すると、地すべり運動は不動層の形に支配され、うねるように複雑な滑動をしているようである。

4, すべり面における間隙水圧

ここに図-10基本パターンのような空気の流れの実測例がある。その結果によると、

- ㊦ 段階1(被圧水頭より送気圧一水頭換算一が低い場合)では、送気パイプの地下水位が低下し空気圧と地下水位がバランスしている。
- ㊧ 地盤中に空気が圧入する段階2では空気ゾー

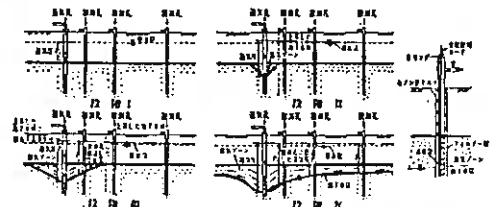


図-10 現場透気試験による空気の流れの基本パターン

ンが形成され、空気圧の影響により、観測パイプの水位が上昇する。

㉔ 観測パイプに空気が伝達する段階3では、空気圧により地下水が低下し、漏気ゾーンが拡大する。この場合、被圧地下水位の上昇もあり、必ずしも原水位から換算した水位低下量を示さない。

㉕ 送気圧を増加させるごとに、これらの過程をくり返し、定常状態に達したとみなされる時点で、段階4のように漏気ゾーンの範囲はほぼ一定となる。

ここで注目すべき現象として、難透水層（地すべり粘土層、制限層等）が存在すると空気はこの層の下面に沿って相当遠方まで流れていくことである。通常地すべり土中の間隙水圧計では、間隙水圧と間隙空気圧の合成されたものが測定されている。ここで、すべり面に関係する被圧面水頭または自由面地下水層が比較的地下表面下の深部にある場合にも降雨等があると、難透水層に関係なく位相差のない地下水位の変化が起こるので問題となる。今までの研究では、気圧変化の影響はおおむね降雨のそれと同時的かつ直線的で、水そのものの浸透と切り離してもよいからである。一方ではまた一時的急激な降雨及び大量の融雪水が、浸透し降下するにしたがって地下内の空気をいろいろな形で封入し、その結果圧力を増加した封入空気が、すべり面にある間隙水圧を増大させることになる。この実証として、図-1のように玉田文吾氏による実験例を参考にあげてみる（第22回学会発表されたデータから）。

① 横軸、時間 t （レコーダーの速度実

長 $1.5\text{mm}/\text{sec}$ ）、縦軸、間隙水圧 U_w を示している。なお t は右から左へと経過時間をとる。 U_w-t 曲線である。

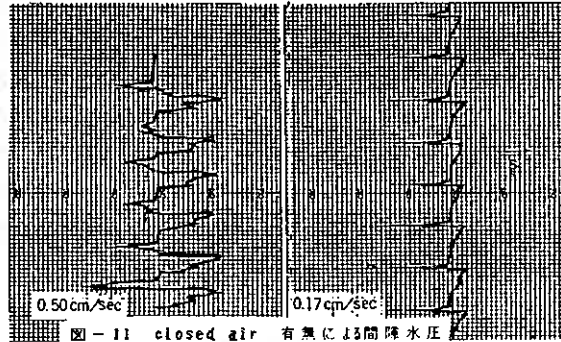
② 間隙水圧は縦軸1目盛につき 2.5cm

■ 相当の水圧（ $0.0025\text{kg}/\text{cm}^2$ ）を示す。

③ U_w-t 曲線はclosed air がある場合これを圧縮したときのもので、 $0.5\text{cm}/\text{sec}$ とは空気圧を水柱に換算した場合の圧縮速度で、何れの曲線も水柱換算 5cm 相当の空気を圧縮した場合である（下図の U_w-t 曲線は水柱 5cm 相当の空気圧縮に 10sec を要したことを意味する）。

④ 図は closed air があつた場合の特性であり、空気圧縮によって水柱が上昇するとき $0.5\text{cm}/\text{sec}$ では約6倍に拡大された正の間隙水圧が現われ、水柱が降下するとき約5倍に相当する負の間隙水圧が見られる。すなわち、closed air によって正負の間隙水圧が拡大されて現われる。

⑤ 空気の圧縮速度が $0.17\text{cm}/\text{sec}$ になると間隙水圧の拡大現象は見られない。



5. 地すべり滑動の発生メカニズム

図-12のようにある傾きをもつた移動層と不動層間にあるすべり面膜を潤滑論から検討してみた。

地すべり面に繋っている地すべり土塊内のクラックなどは、無数の極細脈でからなり、通水・通気パイプ機能としてこの中には飽和または不飽和地下水が存在している。たまたま急激な降雨または大量の融雪水など浸透の条件が整うと、このパイプを通じて移動層や不動層から地下水の供給、あるいは共に封入空気が供給されることによってパイプ内の圧力が急激に上昇する。

この圧力伝ばんによって、すべり面膜にある微地下水液の流動圧力が高くなる。しかしパイプ内の圧力の一部が不飽和ゾーンに変換し、圧力降下が生ずる。したがってすべり面膜内の微地下水液の流動圧力も減少してくる。この現象が図-13の掘内地すべりの自動間隙水圧計に正負交互に現われている。

このような正負の流動圧力によって、部分的にすべり面膜に沿ってせん断面が生じ、このくり返しによりせん断面が繋って拡大をつけ、図のように地すべり変動が滑動と停止をくり返している状況が現われ、ある限界に達すると、全面せん断破壊となって地すべりが発生するものと思われる。

6. むすび

1977～1986年にかけて北海道が自動観測にふみきったのは、降雪前の10月から間隙水圧と移動等の対比を行ない、翌年融雪期の5～6月までの変動データの収集解析することによって、融雪とすべり面機構のメカニズムを解明することである。その結果、今までの常識で考えていた間隙水圧が増加すれば動くというものが、ある面においては相関関係があり、ある面においては相関関係が全くない。

前に述べたように注目したのは、ただ間隙水圧が大きく加わったから動くのではなく、何らかの条件によりパイプが圧力を吸ったり、吐き出したりして（地すべりの呼吸作用と称す）、微地下水液にくり返し間隙水圧を増加したり減少したりする。これらが連続作用して地すべりを発生させるものと思われる。いずれにしても、地すべりにはそれぞれの場所によって性質が異なっている。そのうえ融雪と地すべりとの相関関係は、果してあるのか、ないのか。もしあるとすれば、どういう条件のときあるのか等、幾多の問題点を自動観測等の手法で今後解明する必要がある。

参 考 文 献

- 1) ベベ・クリメント他, 地下水の力学 (1966)
- 2) メンクーロフ, 流体力学のはなし (1980)
- 3) 土壌物理研究会, 土の物理学 (1980)
- 4) 北海道林務部, 地すべり対策工法調査報告書 (1981)
- 5) 仲野 昭治郎, 流動 (1981)
- 6) 松原 清, トライボロジ (1983)
- 7) 高野 秀夫, 斜面と防災 (1983)
- 8) 仲野 昭治郎, 北海道のどぼく (1983)
- 9) 仲野 昭治郎, 融雪地すべり, 第21回地すべり学会シンポジウム (1983)
- 10) 山本 荘毅, 地下水調査法 (1983)
- 11) 玉田 文吾, 地すべり面機構, 第18回土質工学会研究発表会 (1983)
- 12) 仲野 昭治郎, 地すべり面機構, 地すべり技術第29,30号, 地すべり対策技術協会 (1984)
- 13) 玉田文吾・仲野昭治郎, 浸透水による地すべり面の間隙水圧発生機構, 西日本工業大学地盤工学研究報告書 (1986)

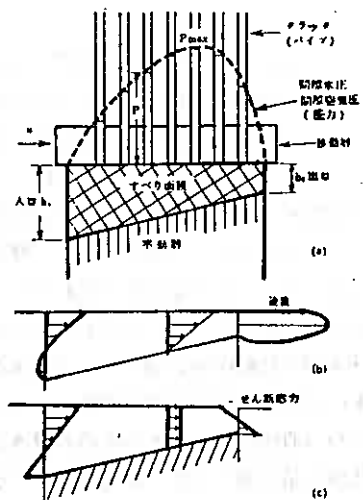


図-12 すべり面膜における圧力分布曲線 (a), 速度の分布 (b), せん断応力 (c)

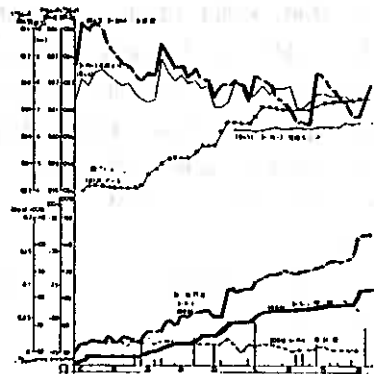


図-13 間隙水圧移動量対比

道央自動車道(三笠～滝川間)の

地すべりについて(その2)

日本道路公団札幌建設局

○井上 惇夫、 荒 原

基礎地盤コンサルタンツ(株)

生川 啓一

1. はじめに

道央自動車道は岩見沢～美瑛間が昭和62年9月に、美瑛～滝川間も昭和63年10月に供用が開始された。

本ルート^{※1}の三笠I・C～滝川I・C間では、工事中に数多くの地すべり・崩壊が発生し、これらはその形態からいくつかのタイプに区別されることは既に報告した。

小文ではこれらの崩壊タイプのうち、砂川市石山地区で発生した新第三紀層のブロックすべり型の崩壊事例についてその発生機構を考察し、3次に及んだ崩壊・変状に対する対策工の検討、設計、施工の経緯をとりまとめたものである。

2. 地形地質の概要

ルートは東側の山地と石狩低地帯との地形境界付近の丘陵地形をほぼ南北にとおり、

調査地より南方の始点側では、山地と低地との地形境界付近を登平断層^{※2,3}がとおり、この断層を境に東側の古第三紀層と西側の新第三紀層、第四紀層^{※4}とが接しているが、調査地付近では断層の延長は不明である。これらの断層は、「活断層の疑いのあるリニアメント(雑炭皮田)」^{※4}として文献に示されている。

調査地には、新第三紀鮮新世根倉層の軟質泥岩、砂岩の互層と較潤層の砂礫層が、7～12°の傾斜で分布し、崩壊の発生したのり面では緩い流れ盤となっている。



図-1 位置図

3. ブロックすべりの発生と対策工施工の経緯

図-2～4に1～3次の崩壊・変状の発生範囲を示し、以下に発生の状況と対策工の概要を示す。

3.1 1次崩壊

(発生状況)

個道まで1:1.2の勾配で掘削が終了し、約2週間経過後に8mm/日程度の降雨により急速に滑落した。崩壊土塊はほぼ原形を保ったブロックのまま、水平距離で約8m移動した(写真-1)。

〔対策工〕

側道より上を1:1.8で排土し、残った移動土塊についてはH-350の抑止杭を打設した。



写真-1 1次崩壊状況

3.2 2次崩壊(変状)

〔発生状況〕

1次崩壊区間に隣接する広い範囲の、のり面と背後斜面にクラックが発生して、大規模なブロックすべり発生の徴候を示したため、応急押え盛土により抑制した。

地質条件としては1次崩壊区間と同一であるが、掘削後崩壊発生までの経過時間は1次崩壊より1年以上長い。

〔対策工〕

1:3.0ののり勾配を基本に排土を行ない、一部にフリーフレーム+アンカーを施工した。また、側道の線形と本線の仮所線形を変更した。

3.3 3次崩壊

〔発生状況〕

1次崩壊時とほぼ同じ範囲で、旧移動土塊が抑止H鋼杭の上すり抜けるように滑動した。

水平移動距離は2m程度であった(写真-2)。

2次対策の排土工によって、すべり面までの土被りが浅くなったことと、応力開放と風化の進行による強度低下が原因と考えられる。

〔対策工〕

移動土塊を排除し、背後土塊にはフリーフレーム+アンカーを打設した(写真-3)。

← 至滝川 至札幌 →

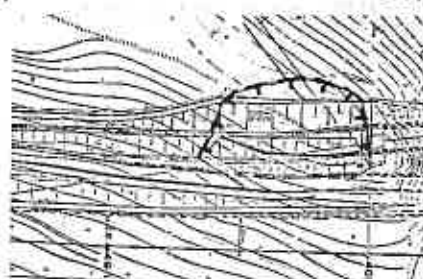


図-2 1次崩壊位置図

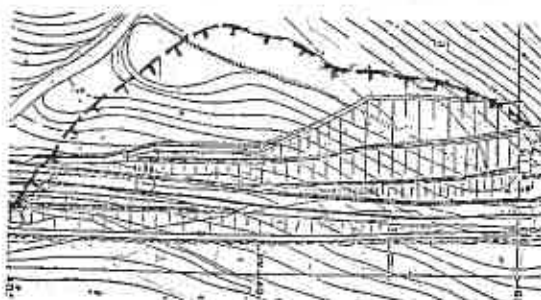


図-3 2次崩壊(変状)位置図

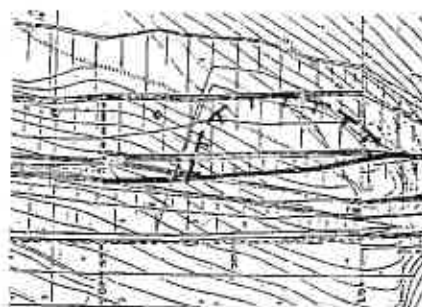


図-4 3次崩壊位置図

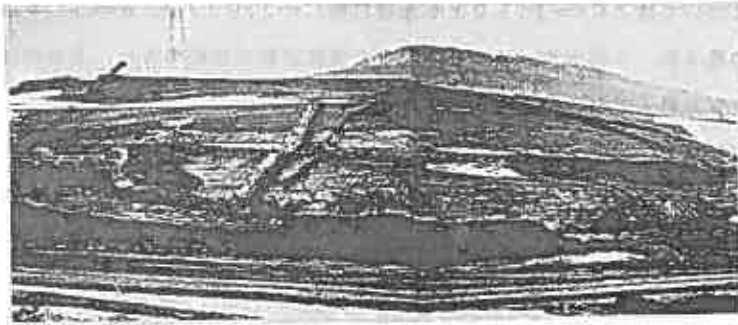


写真-2 3次崩壊状況

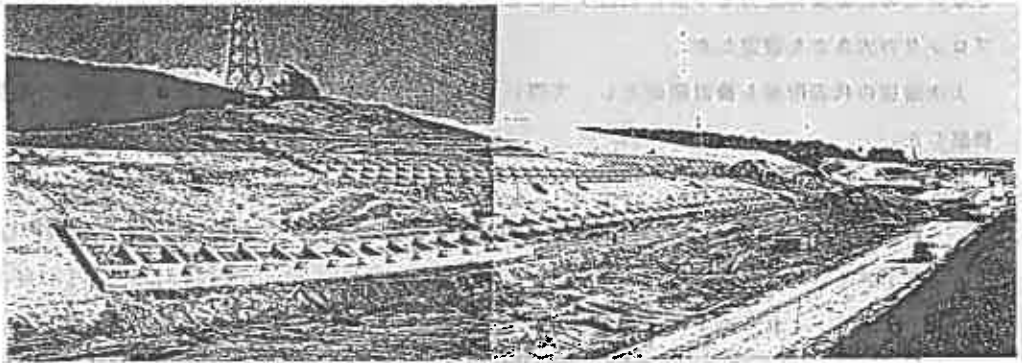


写真-3 対策工完成状況

4. 崩壊パターン

緩い流れ盤で分布する軟質な泥岩砂岩の細互層が、鉛直方向に多数発達する亀裂から分離してブロック状の土塊となり、細互層中の軟質泥岩層をすべり面として滑落する(図-5)。

初生的なすべりであることと、細互層中の軟質泥岩層は、どの層もすべり面となる可能性があり、分離面となる亀裂を事前に把握することも困難であることから、未崩壊部分の必要抑止力等を事前に検討するには、いくつかの仮定が必要である。

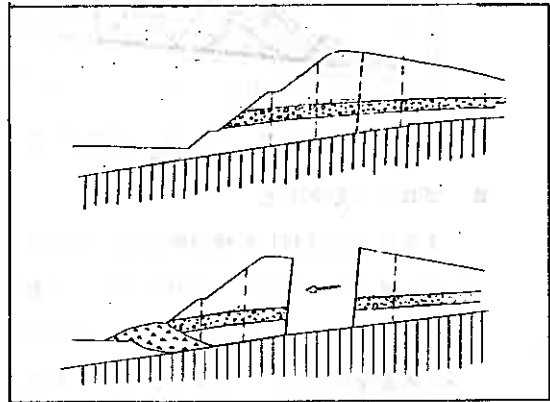


図-5 崩壊パターン概念図

5. 対策工検討の経緯

5.1 強度定数

当初、実際に崩壊した区間については1次崩壊時の安全率 $F_s = 0.93$ とした逆算値 $C = 0.9 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 5^\circ$ を用いた。この強度定数については、すべり面から採取した粘土の一面剪断試験の残留強度 $C = 0.95 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 4.7^\circ$ とほぼ一致することを確認している。

未崩壊部分については、 $F_s = 1.10$ とした逆算値 $C = 2.6 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 5^\circ$ を用いて対策工を設計したが、その後2次、3次のすべりから逆算した強度定数と比較すると、未崩壊部分の事前検討に用いた定数はかなり過大であったことが明らかとなった。

これは、応力開放や風化の進行などによりすべり面強度が経時的に低下したためと考えられる。したがって、2次対策以降は崩壊時の安全率 $F_s = 0.93$ とし、 $\phi = 5^\circ$ として C を逆算して設計強度とした。

5.2 必要抑止力の算定

5.2.1 未崩壊区間の必要抑止力、事前検討

1次対策の検討時には、未崩壊部分で発生が想定される崩壊ブロックの大きさを特定することができないため、必要抑止力を事前に検討することができなかったが、次のような作業仮説を用いて崩壊ブロックの大きさを設定した。

1次崩壊の代表断面を検討断面とし、実際に発生したブロックすべりの大きさを次の2つの手法で検証した。

● FEM法

有限要素法(FEM)により、掘削前と掘削後のすべり面要素の安全率を求め、各要素の安全率の低下率を求めた。この結果、安全率の低下率が30%以上となる要素では安全率もほぼ1.0以下になり、これらのすべり面要素の上に乗るブロックは図-6のようになった。

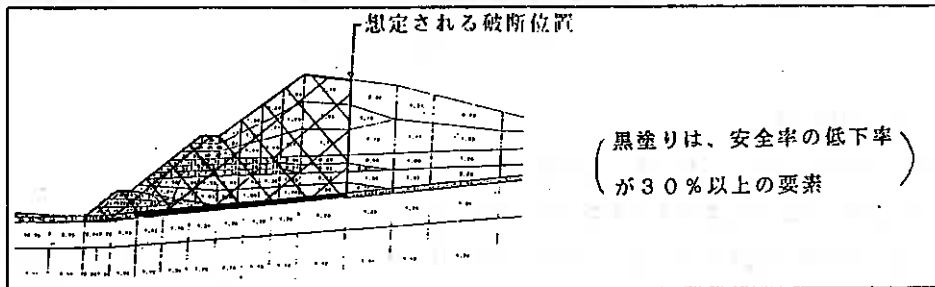
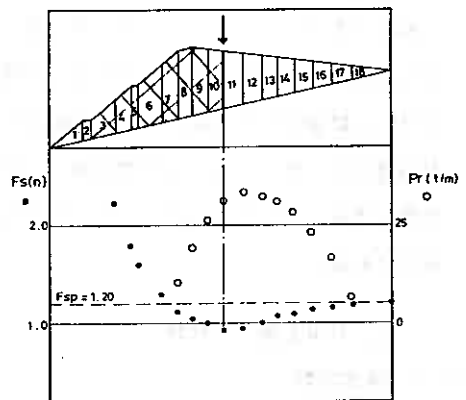


図-6 FEM法による、初生すべりブロック破断位置の推定

● ブロック安全率法

スライスに分割した検討断面で、スライスをのり尻から順に足しあわせてブロックを徐々に大きくしていったとき、それぞれのブロックの安全率は図-7のようになり、ある大きさのブロックが最小安全率を示した。

以上、2つの手法で求めたすべりブロックと、実際に発生したすべりブロックの大きさがほぼ一致したため、この手法を用いて未崩壊区間で発生が予想されるすべりブロックの大きさを設定し、このブロックの安全率が1.20を満足するのに必要な力を必要抑止力とした。



$F_s(n)$: スライス番号1番目から n 番目までの土塊全体の安全率
 Pr : 上記土塊ブロックの $F_s = 1.20$ に対する必要抑止力 (t/m)

図-7 ブロック安全率法による、

初生すべりブロック破断位置の推定

5.2.2 すべりの実態が把握できない場合の必要抑止力検討

2次対策以降、アンカーに設計抑止力以上の力が作用したり、すべりブロックの大きさが把握できずに変状のみが確認された場合があり、これらの場合には次のように、応急押え盛上の抑止力を評価して必要抑止力を検討した。

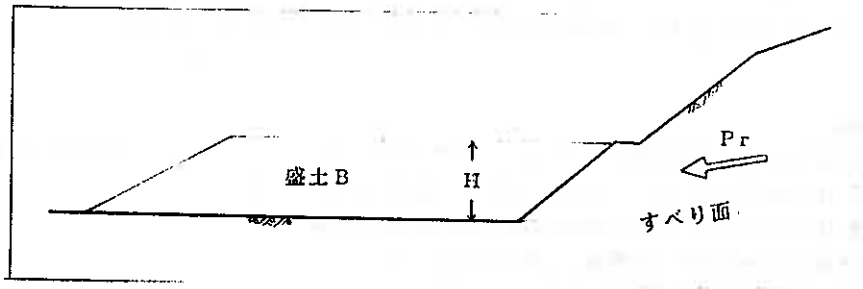


図-8 押え盛土の抑止力検討

盛土Bが受動土圧ですべりブロックの滑動力に抵抗すると考え、次式により必要抑止力 P_r を算定した。

$$P_r = F_s \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times K_p = F_s \times \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

ここに、 F_s ：安全率(=1.20)

γ_t ：盛土材の単位体積重量(t/m^3)

H ：盛高(m)

K_p ：受動土圧係数

ϕ ：盛土材の内部摩擦角($^\circ$)

5.3 対策工法の選定

対策工は、排土工、地下水排除工などの抑制工法を基本としたが、抑制工法のみでは所期の安全率を確保できない場合には、杭工、アンカー工などの抑止工法を採用するものとした。

上記の基本方針をもとに経済比較を行なって工法を決定したが、すべりの実態がよく把握できていない場合や、検討条件などに不確定要素が多い場合などは抑止工法を採用した。とくに、高速道路のり面という特殊性を考慮し、アンカー+のり枠を採用して第1のり面を「面」で防護する工法を採用した。

6. まとめ

小文で紹介した崩壊事例は、切土工を誘因とする初生的なブロックすべりであることと、地山の亀裂やすべり面となり得る軟弱層の特定が難しく、事前にすべりの発生とすべりブロックの大きさを予測するのは実際には不可能と言ってよい事例であった。

地質条件など、定性的な危険性は事前にある程度は予測されていたものの、事前対策工の設計に直

結できる定量的なデータはなく、したがってすべて崩壊または変状の発生をみてからの対応であったが、時間と工費の制約という条件下で現場で行なわれた種々の努力や創意工夫の経験は貴重なものと思われ、中にはあまりにも現場的なセンスで強引さの目立つ面もあるが、敢えて報告してご批判を仰ぎたいと考える次第である。

なお小文をまとめるにあたり、終始誠意をもって対応された工事関係者に謝意を表します。

—参考文献—

1. 中嶋将博ほか(1988);道央自動車道(三笠～滝川間)の地すべりについて,土質工学会北海道支部発表論文集
2. 小林 勇 ほか(1957);5万分の1地質図幅説明書「滝川」,北海道開発庁
3. 松井 寛 ほか(1965);5万分の1地質図幅説明書「砂川」,地質調査所
4. 藤田和夫ほか(1980);日本の活断層,活断層研究会 編

開発局開発土木研究所 ○ 黒川 國夫
同 菅野 誠
開発局室蘭開発建設部 里 輝政

1. ま え が き

一般国道274号は、道都札幌市を起点に、広島町、長沼町、夕張市、穂別町、日高町を経て道東の清水町において一般国道38号に接続する延長約169 kmの路線である。本路線の内、穂別町～日高町間は不通区間であり、現在66年開通に向けて、鋭意施工中である。路線沿いの地質は、日高造山運動に基因する地殻変動を受けた地域で断層・褶曲が著しい。また北海道の中央を南北に貫く沖威古潭変成帯が通過し蛇紋岩が進入しており各地に地すべりが点在している。これらの地すべりは、抑止杭や地下水排除工などの対策工により、複雑な地質に対応した十分な配慮を行って施工している。

しかし抑止杭の挙動については不明な点も多く、いくつかの計算式が提案されているが、今なお設計法が確立されているとは言いがたい。この原因は地すべり層の不均一性や移動メカニズムの多様性にあると考えられる。

当報文では、泥岩地すべり地で抑止杭の挙動観測を行い、地すべり力と杭に生じた曲げモーメント、杭変位などの大きさと分布について検討した結果を述べる。

2. 計測調査個所の概要

当個所は、北海道中央南部の一般国道274号占冠村名石に位置し、地質は新第三紀流の上層よりなる。本層の新鮮な岩質部は塊状の軟岩でN値50以上であり、地表から1.5～4 mの強風化層と6～8 mの風化層のN値は5～17と低い。地すべりは、従来の切土のり面が風化の進行により不安定となり、幅約50 m、長さ約50 m、深さ約10 mの範囲で発生した(図-1)。すべり面はボーリング、地中パイプ歪計、地表変状などの調査結果から図-2の(I)と考えられた。しかし、当個所は図のように大きな排土を伴うこと、軟質な泥岩であること等から応力解

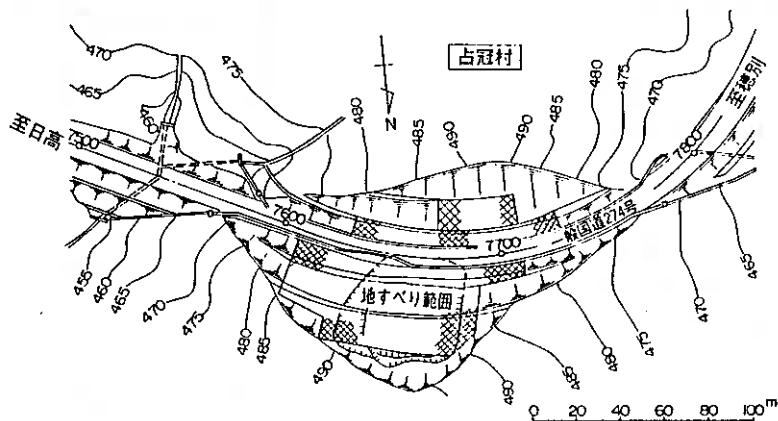


図-1 地すべり個所平面図(旧地形)

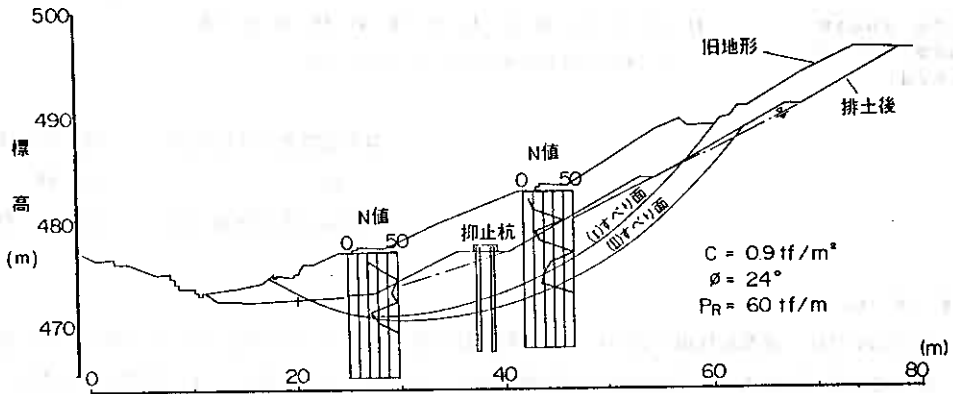


図-2 地すべり断面図

放や風化作用などの岩質劣化による強度の低下が生じることを考慮して、設計すべり面を図の(II)すべり面に設定した。

対策工として昭和61年度に鋼管杭 (φ318.5mm、t = 6.9mm、ℓ = 10m、STK50材) による抑止工を延長60m実施した。抑止杭は現状安全率F_{so} 1.00として安定解析により地盤のせん断強さ(C、φ)を求め、(II)すべり面で排土後の計画安全率F_{sp} 1.20となるせん断杭として設計した。このときの杭の必要抑止力はP_R = 60 tf/mである。

しかし、抑止杭設置から7カ月経過した昭和62年5月、杭背面の小すべりが発生した。規模は地すべり中央部で延長24m、すべり面は現地の状況から図-3に示すように、抑止杭と(I)すべり面を兼ね小すべり面が考えられた。

対策工として小すべりを抑止し、コンクリートブロックの基礎を兼ねたH杭 (H-250×250×9×14mm、ℓ = 5.50m) を延長30m施工した。また抑止杭背面の地下水位を低下させ、地すべり本体の安定化を目的として、水抜ボーリングも行った。

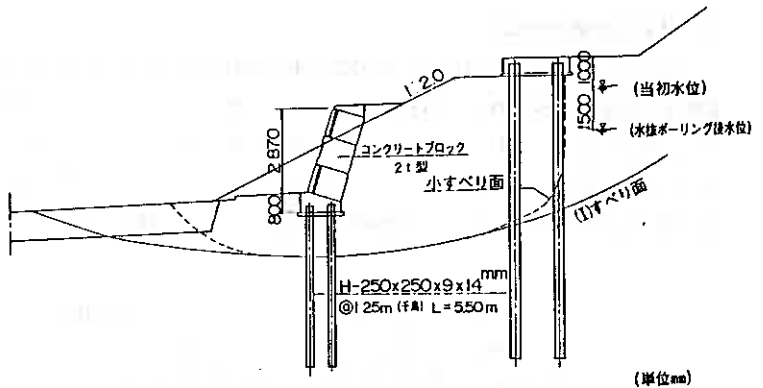


図-3 小すべりの対策工

3. 計測方法と抑止杭の設置方法

計測は、地すべり中央部に設置した計測杭と、計測杭前面の地中傾斜計ガイドパイプ (ℓ = 10m)、水位計パイプ (ℓ = 7m) により行った (図-4)。計測杭には歪ゲージを取付け (図-5)、応力を計測するとともに、杭の地中変位を測定するために、傾斜計ガイドパイプ (ℓ = 10m) を杭中央に設置した。

抑止杭の施工方法は、ロックオーガーにより

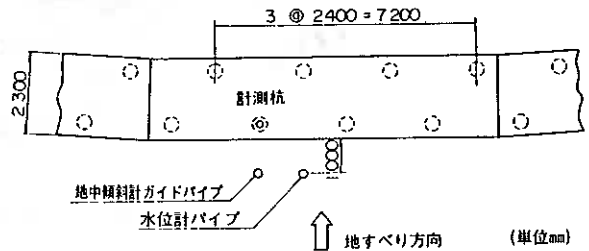


図-4 計器取付位置平面図

掘削を行い、混和剤によって空気を多量に連行した、注入モルタルにより鋼管の内外を充填し固定している。

4. 計測結果

杭の曲げモーメント分布は、計測値と後述する計算値を対比して図-6(イ)に示す。計測値は杭の設置(昭和61年10月3日)後の最初の計測(昭和61年10月31日)から大きな値を示している。以後小すべりが発生(昭和62年5月)し、これに対する対策工が完成(昭和62年11月16日)するまで、計測値は増加した。対策工完成後から昭和63年10月10日のほぼ1年間の値は変動がなく、安定した状態となっている。計算変位は(ロ)に示す。

杭と地盤変位の計測値を図-7に示す。杭設置時の計測値がないために、最初の計測(昭和61年10月31日)を初期値とした。計測値は小すべり発生直後の昭和62年6月25日まで2cm程度の変位であるが、対策工施工中から

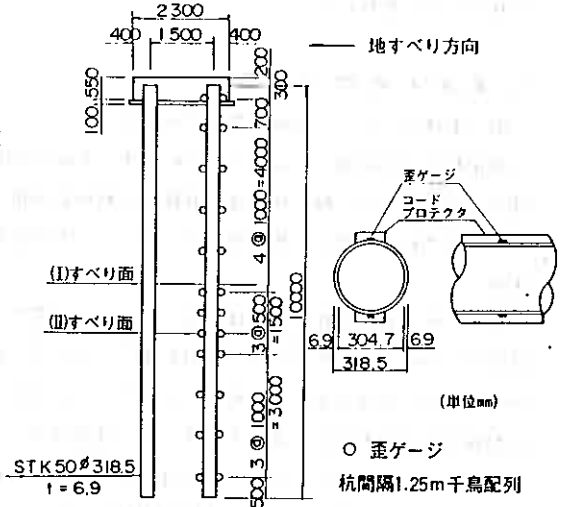


図-5 杭の構造・計測器配置図

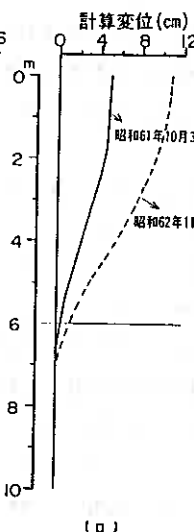
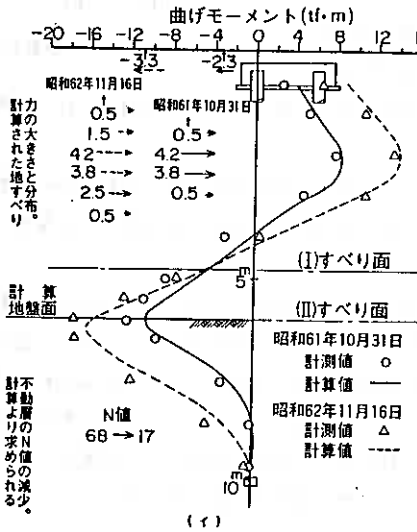


図-6 曲げモーメントの計測値と計算値および杭変位

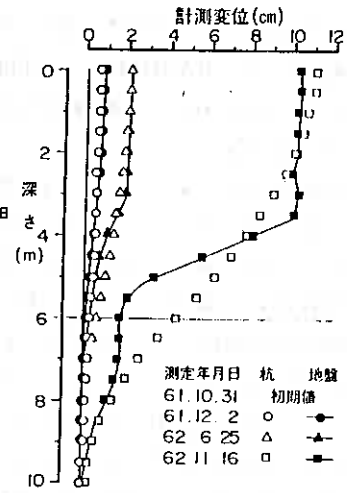


図-7 杭および地盤変位の計測値

完成まで杭変位、地盤変位ともに地表面付近で10~11cmと大きく増加した。また深さ4~8mまで杭と地盤変位に差が生じ、杭の変位が大きい。

水位計パイプにより計測した地下水位の変動を図-8に示す。抑止杭施工後から昭和62年8月まで、地表から-1.0m程度の水位であった。しかし、昭和62年9月に水抜ボーリング施工後の水位は、地表から-2.5m程度となり、効果が顕著に現われている。昭和63年8月25日から昭和63年8月31日までに日高地方で87mmの降水量を記録しているが、計測値も28cmの

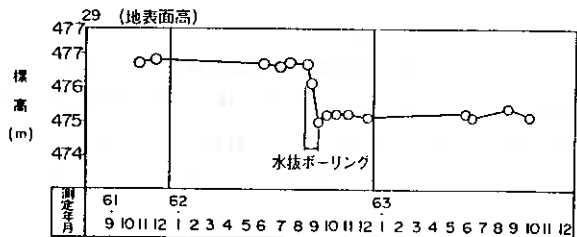


図-8 地下水位変動図

上昇を示している。その後昭和63年10月10日の計測値は25cmの減少を示し、水抜ボーリング工により排水が促進されていると思われる。

5. 解析と考察

(1) 曲げモーメント分布と変位について

抑止杭の設計は図-2に示すように、すべり面をⅡに設定し、岩質劣化による強度低下を考慮する安全側の設計とした。しかし、抑止杭は施工直後から杭の許容応力に近い状態となり、さらに小すべりの発生と応力の増加など予期されない地すべり形態を示した。このため計測結果に基づき解析を行い、挙動発生の原因について考察する。

地すべり力および作用機構は、図-9に示す計算モデルにより解析した。計算モデルは、これまでの調査検討結果^{2),3)}、抑え杭⁴⁾の解析に有用とされているもので、弾性支承上の門形ラーメンとして計算する。図-6(1)には、計測値に最も近似させた曲げモーメントの計算結果と計測値の比較、および計算から求められる地すべり力の分布を示す。この結果昭和61年10月31日時点で計算された全地すべり力は9.0tfであり、設計値の1/8である。昭和62年11月16日の杭に作用している全地すべり力は13tfとなり、4.0tf大きくなっている。また杭頭部には昭和61年10月31日で2.3tf、昭和62年11月16日で3.3tfの地すべり方向と反対の荷重が作用している。この原因として、計測杭は地すべり範囲の中心に設置され、地すべり力も卓越していると思われ、頭部連結の効果により、地すべり力の小さい前後の杭で杭頭変位を拘束されているため結果と考えられる。

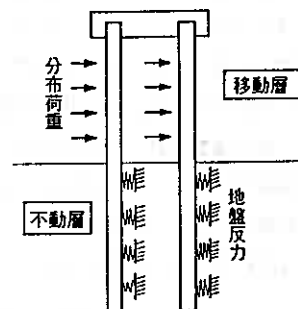


図-9 抑止杭ラーメン計算モデル

以上の結果から、地すべり力の分布型は作用点が深さ4mまでの分布荷重型であり、さらに移動層の地盤強度を期待しない抑え杭となっている事が明らかとなった。このように、せん断杭設計とした当初の設計条件と大きく異なったために、杭施工直後から大きな曲げモーメントが発生したものである。

計算結果の妥当性は、杭の計算変位と計測された杭変位が一致することが必要である。昭和61年10月31日から昭和62年11月16日までの計算変位6cmに対して、計測変位は11cmであり5cmの差が生じている。また、通常、不動層の地盤が変位することはないが、昭和62年11月16日の地盤変位は不動層の深さ6~8m間で2cm程度変位している。このような地盤の変位形状は、通常、2段階の地すべりの存在が考えられる。しかし、当該所の場合は解析結果8m付近に地すべり力が作用していないことや、地形の状況から2段階の地すべりと判断することは困難である。したがって、後述する、排土工に伴う地盤の応力解放の影響が深部までおよび、特異な変位形状を示したものと考えられる。

杭の計算変位と計測変位に差が生じた原因は、地すべり力による杭変位と、応力解放による不動層の特異な地盤変位が同時に進行したためであり、計算変位はこの地盤変位を予測して加えることが難かしいためである。

(2) 地盤強度の低下について

計算に用いた横方向地盤反力係数 K_0 から、道路橋示方書⁶⁾、設計地盤面が1cmの場合の算式 $K_0 = \alpha E_0 D^{\frac{3}{4}}$ 、 $E_0 = 28N$ により不動層の N 値を逆算すると、 N 値は68→17と約1/4に減少している。このような排土に伴う地盤強度の低下は今後、抑止杭の支持機構を明らかにする上で重要な要素となる。このため標準貫入試験を、小すべりの対策工完了時昭和62年11月に2箇所実施し、設計時(排土前)と比較して図-10に示す。図のように排土後(昭和62年11月)の基盤線($N > 50$)は排土前(昭和60年9月)のそれより4~5m程度深くなっている。この場所だけでみる限りこの深さは排土した高さにはほぼ一致している。すなわち、基盤面までの深さは排土前も後も同じという結果になっている。排土による土載荷重の除去(応力解放)とそれに伴う岩質劣化による強度の

低下が主な原因と考えられる。NO1号孔はNO2号孔に比較して岩質劣化が著しいが、その要因として、昭和62年5月に図-3に示す小すべりが発生し、対策工を実施しているため、構造物施工に伴う排土量の増加により、強度低下がより促進したことが考えられる。

計算に用いた昭和62年11月16日の曲げモーメント算出時の地盤強度は、排土後（昭和62年11月）実施した抑止杭背面のNO1号孔の深さ6~7mのN値16~18と一致し、7m以深のN値40~50と差が生じている。この原因として、杭建設時の削孔により、孔壁周囲が応力解放の影響を受け、NO1号孔の7m以深の地盤より強度低下が著しいものと考えられる。このことから計算モデルにより解析された不動層のN値の減少は妥当なものと思われる。

今後泥岩を基盤とする地すべりで、切上を伴う場合の抑止杭の設計は、横方向地盤反力係数の低減と、これに伴う杭長の検討が必要なることを示している。

(3) 小すべり発生の要因と対策工

抑止杭の施工により、地すべり本体は安定するが、あらたに杭背面の小すべりの発生を伴うことがある。当該所においても工事完了後、図-3に示す小すべりが発生し対策工を行った。この発生原因について以下に検討結果を述べる。

抑止杭設置後地すべり力により、図-7に示すように地盤変位と杭変位の形状に差が生じ、この差が大きくなると杭間にせん断面が発生する。このように新しく発生したせん断面と従来のすべり面(Ⅰ)を結び連続した面となり、さらに前述したように排土に伴う地盤強度の低減により小すべり面のせん断強度も大きく低下し、小すべりとなったものと考えられる。

当該所で施工した、小すべり対策工の概要を図-3に示す。このように対策工を行う十分な施工幅を確保できない場合は、杭背面を掘削して構造物を施工するため、抑止杭は片持ち梁の状態となり応力の増加をきたすことになる。現在、抑止杭の材料として多く用いている鋼杭は、地すべり力が作用するとたわみが発生するため、杭変位は避けることができない。したがって杭変位が大きく、杭背面の断面が安定を欠く形状で小すべりの発生が考えられる場合は、必要な施工幅の確保と有効な対策工の検討が必要である。

6. ま と め

今回、調査検討した地すべり抑止杭の設置箇所の特徴は、大きな排土工を伴い、地質は新第三紀流の上層泥岩であり、計測と解析から次の結果を得た。

- 1) 抑止杭は移動層の地盤反力を期待しない抑え杭の挙動を示し、地すべり力は分布荷重型で、設計値の1.6と小さい。一方、計算値に比較して大きい杭変位が計測された。この原因として、地すべり力による杭変位と、応力解放による不動層の特異な地盤変位が同時に進行したためと考えられる。
- 2) 抑止杭の応力および変位は、杭設置後ほぼ一年間増加を続けた。その主な原因として、地盤調査により確

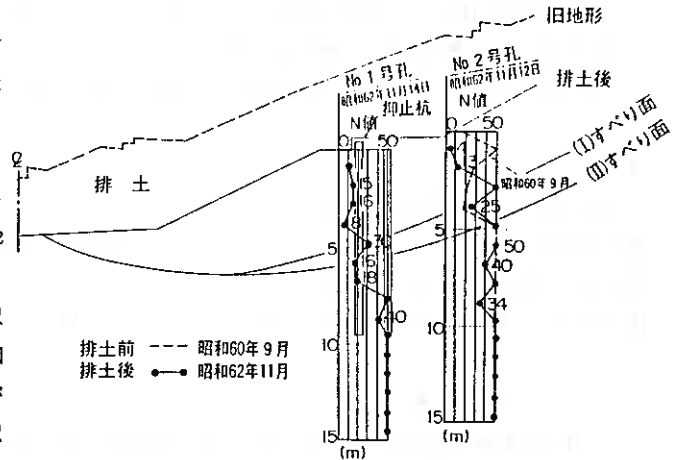


図-10 杭位置の排土前と排土後のN値の変化

認されたように、上載荷重の除去により地盤強度が減少したこと、および杭建込み時の削孔によって生じた応力解放を原因とする孔壁の強度低下の影響によるためである。

- 3) 小すべりの発生要因は、抑止杭に地すべり力が作用したために生じる杭変位の大きさと、移動層の地盤強度(C, ϕ)との相互関係、および杭背面の断面形状によると思われる。

7. あ と が き

今回、抑止杭の設置から、小すべり対策工の施工を経て安定を確認するまでの3年間に亘る挙動観測の結果を取りまとめることができた。当現場は応力解放による地盤強度の低下がみられたため、抑止杭の挙動を正確に推定することは困難であり、解析結果も十分とは云い難い。しかし道路の地すべり対策工に用いられている抑止杭は、抑え杭の挙動を示す場合が多く、本報文が今後の設計施工に参考となれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 日本気象協会北海道本部：北海道の気象、第32巻、第8号、1988. 8.
- 2) 阿部 和明, 根岸 正充, 黒川 國夫, 木村 誠一：地すべり抑止杭の挙動観測結果について、建設省技術研究発表会論文集、昭和62年10月.
- 3) 黒川 國夫, 根岸 正充, 木村 誠一：地すべり抑止杭の挙動について、北海道開発局技術研究発表会論文集、昭和62年度.
- 4) 日本道路協会：道路土工 のり面工・斜面安定工指針、昭和61年11月.
- 5) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、昭和61年1月.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編、昭和55年5月.

室蘭工業大学 正会員 ○土屋 勉
同 学生会員 荒 真一

§ 1. はじめに

人口の都市集中化に伴い住宅・建築の建設敷地は海岸埋立地などの軟弱地盤地帯に求めざるをえない現状になっている。地盤が軟弱であると、地震動が大きくなるばかりでなく、各基礎間に生ずる不同沈下が建物に重大な障害をおよぼす恐れがある。

このような軟弱地盤における対策として、従来は軟弱地盤下の良質な砂れき層等に杭を介して建物を支持させるのが普通であった。しかし、周辺の地盤沈下に伴うネガティブフリクションが作用して、杭が破壊される等の事例が起こる一方、良質な地盤が深部に存在する場合の不経済性が指摘され始め、あらためて直接基礎や摩擦杭基礎の利用が検討され始めた。この場合、設計の段階で建物の沈下量をできるだけ正確に予測し、適切な対応策を講じる必要がある。

しかし、建物の相対沈下の計算に関する既往の研究^{1)~7)}は、いずれも粘性土地盤に生ずる一次元圧密沈下のみを対象にしていることから、粘性土層が地中のかかなり深い位置に在り、かつその層厚の薄いような場合を除いて、解析結果には大きな誤差が含まれる可能性があった。

そこで筆者は、粘性土が支持層から地表面までかなり厚く堆積しているような軟弱地盤を対象として、直接基礎や摩擦杭基礎で支持された鉄筋コンクリート造建物に生じる沈下を、建物の施工進展に伴う上部構造の剛性変化を考慮しながら求める解析法について検討^{8)~10)}してきた。

本論文では、先に提案した建物の沈下過程実用計算法の概要を紹介するとともに、地盤の構成は比較的単純であるが、上部構造の構成を実際に近似させた比較的複雑な場合に対して、本計算法を応用発展させた適用例について報告する。

§ 2. 実用計算法の概要

既報^{8)~9)}では、有効応力概念に基づいた粘性土の構成式や、建物の施工進展に伴う上部構造の剛性変化を採り入れた有限要素解析手法(FEM)を提示した。それをを用いて、直接基礎と摩擦杭基礎で支持された3層の柱・梁のみで構成された鉄筋コンクリート造建物を例として解析し、建物に生じる相対沈下について次の知見を明らかにした。

- ①. 相対沈下量の大部分は、建物の施工期間中に生じる地盤の非排水せん断変形に起因するものである。
- ②. 建物各部の沈下量は、施工進展に伴う建物の剛性変化に大きく左右される。
- ③. 摩擦杭基礎で支持された建物の相対沈下量は、同じ建物を直接基礎で支持した場合に比べて大幅に小さくなるが、相対沈下の分布形状は互いに近似する。

これらのことは、場合によっては圧密沈下を無視して建物の相対沈下を略算できること、建物各階の相対沈下を問題にするときは施工段階を考慮した解析を行う必要があること、摩擦杭基礎を直接基礎に置換できることを示している。

そこで既報¹⁰⁾では、上記のFEM解析で明らかになった事項を考慮しながら、より簡便な方法で迅速に不同沈下の大凡を計算することを目的とした実用計算法(DK法と呼ぶ)を提案している。

図-1はDK法のフローチャートであり、項目毎にその概要を以下に示す。

(1) 軟弱地盤の有効層厚

摩擦杭基礎で支持される建物の相対沈下量が、直接基礎で支持される建物のそれと等しい値を示すときの直接基礎における軟弱地盤の層厚を、摩擦杭基礎を用いた場合の有効層厚 H_e と定義する。これによって、上部構造や地盤の諸常数を変化させることなく、摩擦杭を用いた場合の地盤を、杭を含めた見掛けの地盤の剛性が等価になるような層厚を有する軟弱地盤に変換させることができる。

建物と地盤の諸元を種々変化した場合について、摩擦杭基礎および直接基礎で支持される建物の相対沈下をFEM解析して H_e を求め、それを重回帰分析して、次の有効層厚算定式を得た。

$$H_e = -12.3 + 0.62H - 0.84P + 4.1\sqrt{L} \dots (1)$$

ただし、 H : 層厚、 P : 杭長、 L : 建物長さ (単位: m)、
重相関係数: $R = 0.96$

(2) 地盤反力係数 K 値

地盤のモデル化においては、ウィンクラー地盤とする考え方とするものの、弾性体地盤の変形状態に適合するように、地盤の物性のみではなく、載荷版の大きさやその平面位置に応じて地盤反力係数 K 値を定める。そのような K 値の算定は、基礎施工時(たわみ性荷重)の実測沈下分布に基づくのが最良であるが、設計段階で事前に推定するには、土質常数と既往の弾性沈下算定式に基づくことになる。この際、建物の施工期間中には地盤の非排水せん断変形のみが生じるものとし、竣工から終局時にかけては圧密変形のみが生じるものと仮定する。したがって、地盤反力係数の算定には、その条件に応じた E_s, ν_s を用いる必要がある。なお、図-2のような多層地盤の場合には、各層毎に推定した k_i を結合して、次のように地表面の地盤反力係数 K 値を求める。

$$1/K = 1/k_1 + 1/k_2 + \dots + 1/k_n \dots (2)$$

ただし、 k_i : i 層のパネ係数、
 $1/k_i = 1/k_i' + 1/k_i''$
 k_i', k_i'' : E_{si}, ν_{si} の地盤がそれぞれ層厚 H_i, H_{i-1} に分布するとして求めたパネ係数

(3) 上部構造の鉛直剛性 D 値

できるだけ簡便に上部構造の鉛直剛性を計算するために、ここでは武藤の D 値法¹²⁾の柱と梁を入れ換えて、基礎の不同沈下によって各柱間に相対変位が生じた場合に拡張して求める。ただし、上部構造の剛性の発現条件は、コンクリート打設時の剛性は0であり、次の階が施工

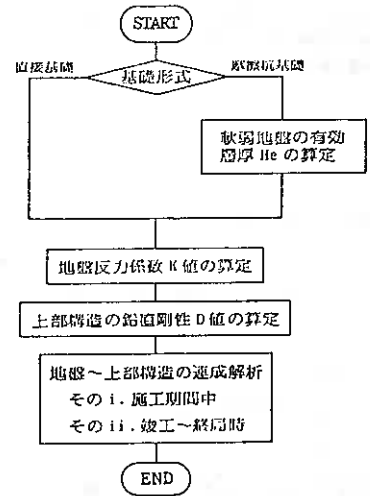


図-1 フローチャート

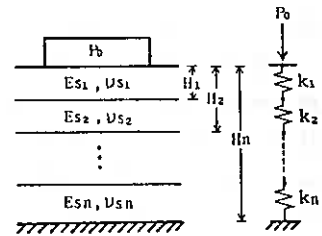
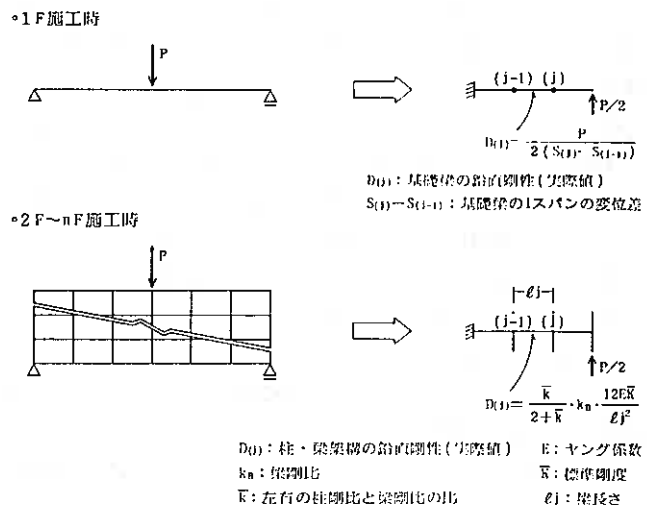


図-2 地盤反力係数



$D_0(j)$: 柱・梁架橋の鉛直剛性(実際値) E : ヤング係数
 k_n : 梁剛比 \bar{K} : 標準剛度
 E : 左右の柱剛比と梁剛比の比 l : 梁長さ

図-3 上部構造の鉛直剛性

される時点で所定の剛性が発現されるものとする。したがって、図-3に示すように、上部構造の架構が形成される以前の1階施工時では、建物の剛性が基礎梁のそれのみであるので、建物両端で単純支持され、建物中央部に集中荷重が作用するとして求めた隣接柱間の変位差からD値を算定する。

2F~nF施工時のD値は、中央部スパン（水平力作用時における最下階に相当）も総て一般部スパン（水平力作用時における一般階に相当）と仮定する以外は武藤のD値法にしたがうこととする。

(4) 地盤-上部構造の連成解析

表-1は、地盤と上部構造の連成解析に関する仮定およびその方法をまとめたものである。

上記の(2)と(3)で得られた地盤反力係数 K_u と施工進展に応じた上部構造の鉛直剛性 D_i および荷重増分 ΔP を作用させて順次連成解析を行い、それぞれの段階の沈下量を累計することで建物竣工時までの沈下過程が計算できる。次に、竣工時から終局時にかけての沈下量増分を求めるには、施工期間中の地盤反力係数 K_u を用いる代わりに導入した仮想荷重 ΔC_p 、最終的な建物剛性 D_f を用いて連成解析を行う。なお、相対沈下によって付加される上部構造応力は、上記で得られた隣接柱間の相対沈下とD値を用いて簡単に計算できる。

表-1 地盤と上部構造の連成解析

施工段階	基礎施工時	1F施工時	2F施工時	...nF施工時	(終局時)
	施工期間中				竣工時~終局時
上部構造	剛性未発現	剛性考慮	剛性考慮	剛性考慮	剛性考慮
	基礎梁 荷重 ΔP 剛性0	1階柱 2階梁 荷重 ΔP 剛性 D_1	2階柱 3階梁 荷重 ΔP 剛性 D_2	n階柱 R階梁 荷重 ΔP 剛性 D_n	荷重 $\Delta P=0$ 剛性 D_f
地盤	非排水せん断変形				圧密変形
	K_u : 非排水せん断変形時の地盤反力係数				K_d : 圧密変形時の地盤反力係数
連成解析モデル					
	ΔP : 建物自重増分 D_i : 上部構造の剛性				$\Delta C_p = \left(\frac{K_u - K_d}{K_d} \right) \cdot C_{pu}$ C_{pu} : 竣工時地圧 ΔC_p : 終局時の仮想荷重

§ 3. 実用計算法の応用例

地表面から深部までの土質常数が一様な粘性土地盤上に、柱・梁のみからなる上部構造が支持されるような比較的単純な場合については、前記のDK法で求めた沈下過程の適用性が良いことを既に明らかにしてい

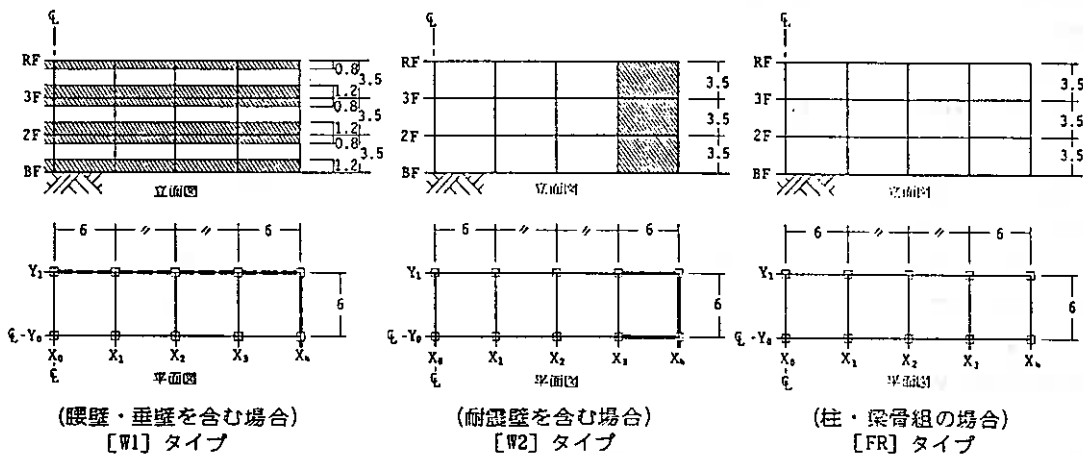


図-4 上部構造の形状 (単位:m)

る。¹⁰⁾ それに対してここでは、壁の配置等の建物構成を実際の条件により近似させた比較的複雑な場合について、DK法を拡張する方法を示すとともに、それによる計算値とFEM解析値や実測値とを比較することによって、本計算法の適用性について検討する。

3. 1 腰壁・垂壁や耐震壁を含む構造物への適用

(1) 有壁骨組のモデル化

図-4は、ここで設定した上部構造の形状である。[W1]および[W2]は、それぞれ腰壁・垂壁を含む骨組および耐震壁を含む骨組であり、[FR]はそれと比較するための柱・梁骨組である。

[W1]の場合には、武藤の曲げ・せん断・剛域を考慮したラメーン解法¹²⁾にしたがって骨組の有効剛性を求める以外は、前節と同様にして施工段階毎の建物の鉛直剛性を算定する。

[W2]のような耐震壁は、壁に接続する梁の伸縮による耐震壁の回転変形を考慮することにし、図-5のようにモデル化する。すなわち、図は*i*階の施工段階を示しており、 k_{sa} および k_{sb} は地盤反力係数、 $k_1 \sim k_i$ は壁に接続する梁の軸方向剛性を表す。表-2は、上部構造の部材断面および力学常数である。なお、建物荷重は基礎施工時には 2 tf/m^2 、その後の各階施工時にはそれぞれ 1 tf/m^2 が加わるものと仮定した。

(2) 設定した地盤

図-6は、検討の対象として設定した地盤である。[A]および[B]は、それぞれ均一な正規圧密粘性土地盤および過圧密粘性土地盤であり、[C]は正規圧密粘性土地盤上に砂層が載った二層地盤である。これらの土層の施工期間中および竣工から終局にかけての力学常数は、表-3のように仮定した。

(3) FEM解析値との比較

ここでは、上記のように拡張したDK法による計算値と、既報⁹⁾⁹⁾の方法に準じたFEM解析値とを比較する。

図-7は、[B]の地盤に直接基礎で支持された建物について、基礎梁および2階梁の終局時の相対沈下分布(建物の隅角部を基準)を描いたものである。ただし、いずれも所定の剛性が発揮された時点以降に生ずる相対沈下量を対象としており、部材応力に無関係なコンクリート打設時に生ずるその階

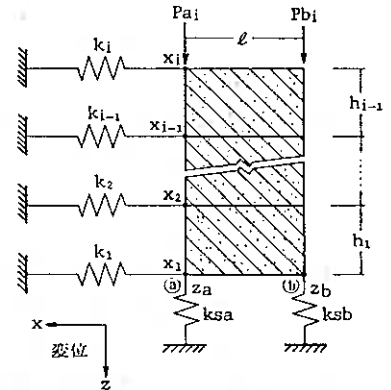


図-5 耐震壁のモデル

表-2 上部構造の諸元

2 ~ R 階梁断面	40×80cm ²
基礎梁断面	40×120cm ²
柱断面	60×60cm ²
壁厚	15cm
ヤング係数	$2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
せん断弾性係数	$0.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
せん断剛性低下率	$\beta = 1$
断面形のせん断定数	$\kappa = 1.2$

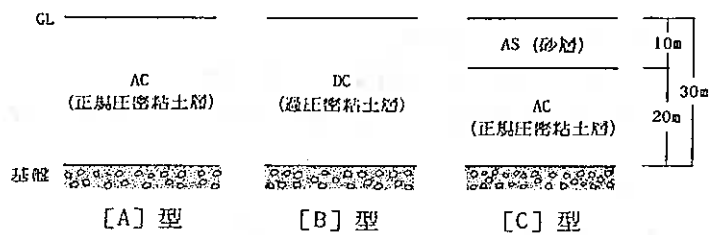


図 6 対象とした地盤

表 3 各土層の地盤常数

土層名	施工期間中		竣工~終局	
	変形係数 E_u (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν_u	変形係数 E_d (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν_d
A C	12.5	0.5	11.1	1/3
D C	125.0	0.5	111.0	1/3
A S	200.0	1/3	200.0	1/3

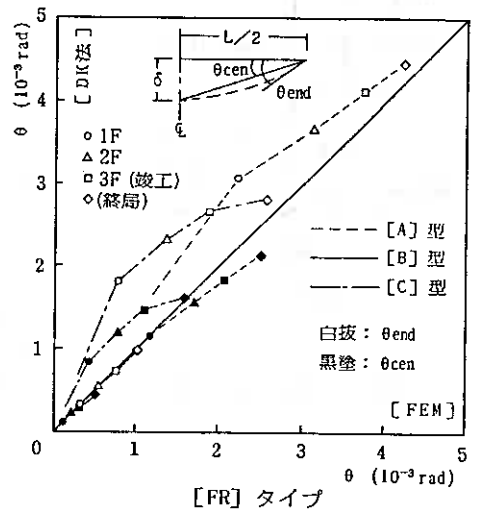
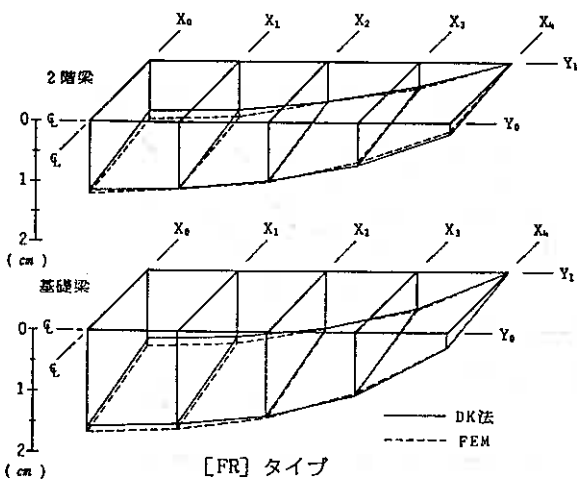
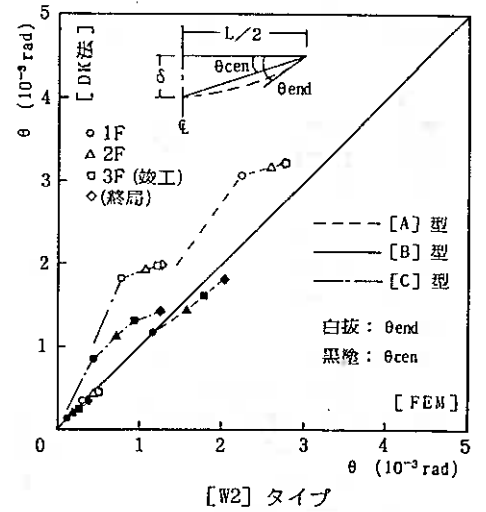
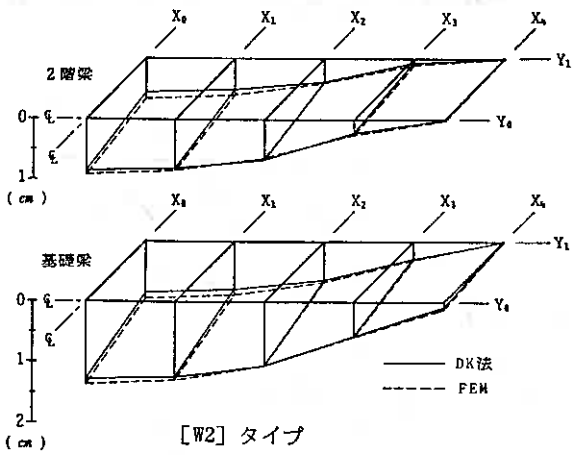
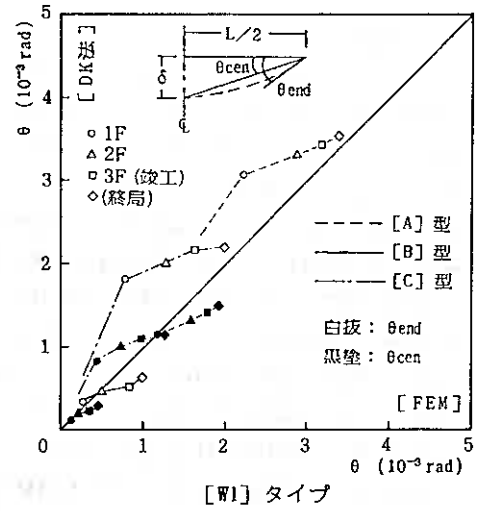
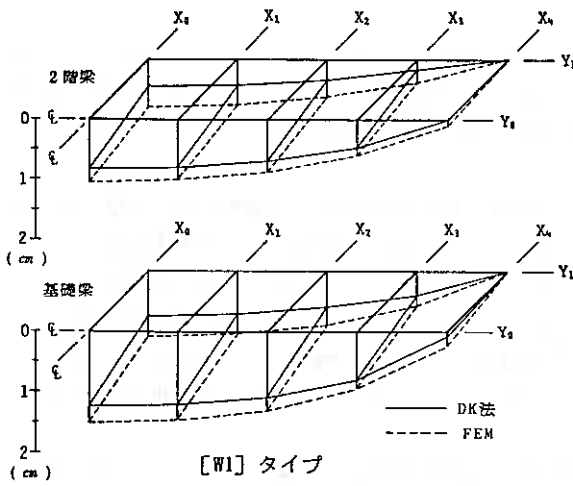


図-7 建物の相対沈下分布 ([B]型, 終局時)

図-8 変形角の推移 (基礎梁, Y₁構面)

の沈下量は含まれていない。

柱・梁のみで構成された[F R]の相対沈下がDK法とFEM解析値で良く近似しているのに対して、腰壁・垂壁を有する[W 1]についてみると、DK法による計算値がFEM解析値に比べて小さい傾向がある。これは、[W 1]のような腰壁・垂壁を含む架構の場合、梁部材の伸縮に伴う構面の変形の影響が比較的大きいものに対して、DK法による計算値には原理的にそれが含まれないことが原因の一つとして考えられる。ただし、図示しなかった[A]および[C]の地盤に[W 1]の建物が支持される場合の基礎梁では、腰壁・垂壁の剛性がまだ発現しない1F階施工時の影響を受けて、DK法とFEMによる相対沈下が比較的近似していた。

建物の相対沈下は一般に下側に凸な形状となるのに対して、端部に壁のある[W 2]では、壁と梁の境界のX₀位置上側に凸な形状を示す。このため、[W 2]の端部の相対沈下が[F R]のそれよりも極めて小さくなる。DK法による計算値は、これらの分布傾向を良く表しており、FEM解析値にも良く近似している。

図-8は、1階施工時以降に生じる柱間の変形角 θ (θ_{cen} :平均変形角 $=2\cdot\delta/L$, θ_{end} :端部1スパンの変形角)の推移を示したものである。

[W 1]についてみると、 θ_{cen} はFEM解析値よりもDK法の値が幾分小さい傾向があるが、最大変形角を示す θ_{end} に対する両者の近似度は良い。[W 2]についてみると、[A]および[C]型の θ_{end} を除いた他の θ_{end} および[A]~[C]総ての θ_{cen} に対するDK法とFEM解析値の近似度は良い。さらに[W 2]では、耐

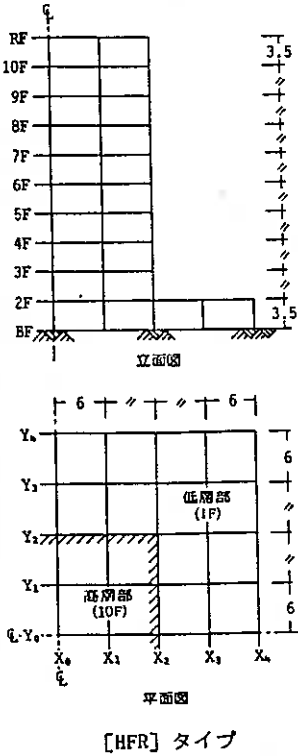


図-9 上部構造の形状

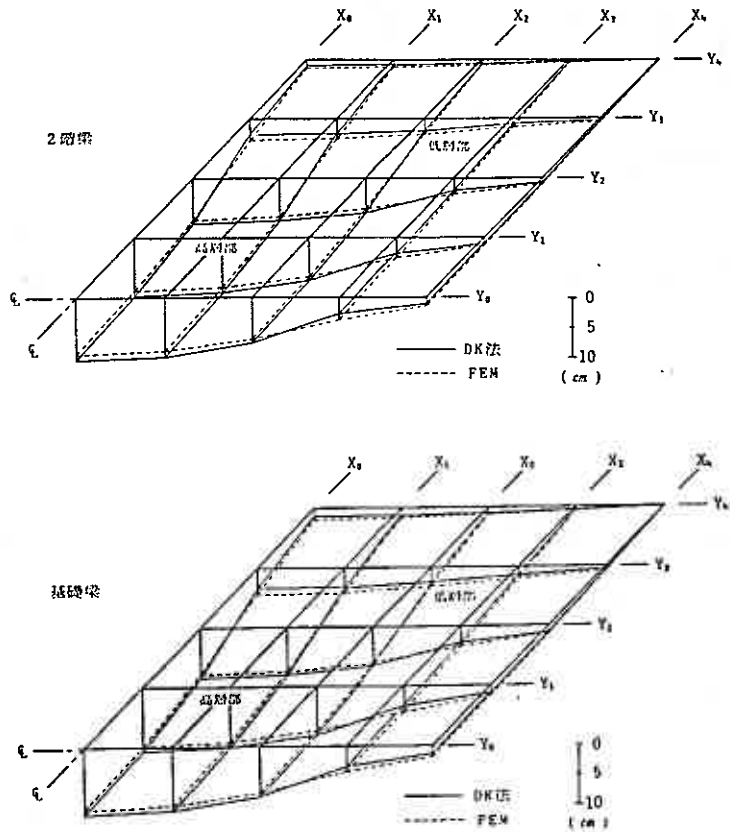


図-10 建物の相対沈下分布(終局時)

震壁に隣接する $X_2 \sim X_3$ 間で最大変形角となるが、その位置での両者の近似度は良好であった。なお、柱・梁のみから構成される [FR] では、相対沈下の全過程にわたり概ね DK 法と FEM 解析値の近似度は良い。

次に、変形角の推移を地盤の型で比較すると、[B] 型地盤に対する近似度が優れており、以下 [C] 型、[A] 型の順に近似度が低下する傾向が見られる。すなわち、上部構造に対する地盤の剛性比が大きい程、DK 法の適用性が高くなることが明らかになった。

3. 2 高層部と低層部を有する構造物への適用 (1) 解析モデル

建物重量に偏りがある場合に対する DK 法の適用性を明らかにすることを目的に、高層部と低層部を有する建物 ([HFR]) について検討する。ここで設定した建物は、図-9 に示すように、低層部 (8 × 8 スパンで 1 層) の中央部に高層部 (4 × 4 スパンで 10 層) があり、それが図-6 の [B] 型の地盤に直接基礎で支持される場合である。なお、建物の部材断面や床面積当たりの荷重は前項と同様である。

(2) FEM 解析値との比較

図-10 は、基礎梁および 2 階梁の終局時の相対沈下分布を、図-7 と同様にして描いたものである。それによると、DK 法による計算値は、FEM 解析値に比べて低層部でわずかに小さく、高層部では逆にわずかに大きくなっている。しかし、低層部の X_3 断面や Y_0 断面では、図-7 の [W2] タイプと同様に上側に凸な沈下形状を示す等、両解析法による全体的な分布傾向は互いに近似している。なお、2 階梁の相対沈下は総て高層部の荷重によって生じるものであるが、高層部から低層部へ荷重伝達する結果、低層部の沈下も比較的大きいものになっている。

図-11 は、1 階施工時以降に生じる Y_0 構面の各柱間の変形角 θ の推移を示したものである。低層部で幾分 DK 法による計算値と FEM 解析値で差がみられるものの、高層部での両解析法の近似度は極めて良好である。

図-12 は、相対沈下によって付加される柱・梁の曲げモーメントを示したものであるが、DK 法による計算値と FEM 解析値は概ね近似している。なお、高層

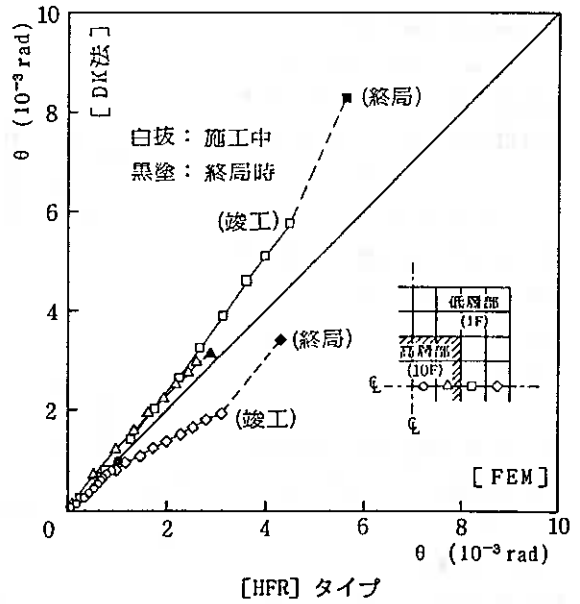


図-11 変形角の推移 (基礎梁, Y_0 構面)

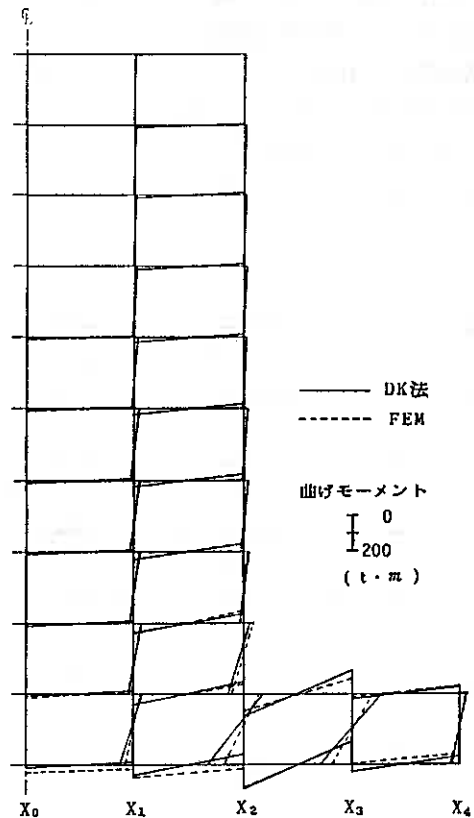


図-12 上部構造の付加応力分布 (Y_0 構面, 終局時)

部と低層部の境界である $X_2 \sim X_3$ 間では、かなり大きな応力を負担することから、その位置では構造障害が生じ易い状況にある。これらの結果は、高層部に地下室を設けることや、高層部と低層部を切り離して施工を進めた後に接合するといった不同沈下対策の必要性を示唆するものである。

3.3 壁式構造物への適用¹¹⁾

(1) 建物および地盤のモデル化

図-13が解析モデルであり、施工期間中および竣工後長年にわたる沈下計測が行われた実在の例である。

建物の平面が65m×13m、高さが14mの5階建壁式構造で、基礎部が 1.46tf/m^2 、1F～5Fが各階共に 1.07tf/m^2 と仮定した。図-13の壁配置をみると、X通りおよびY通りの各構面の

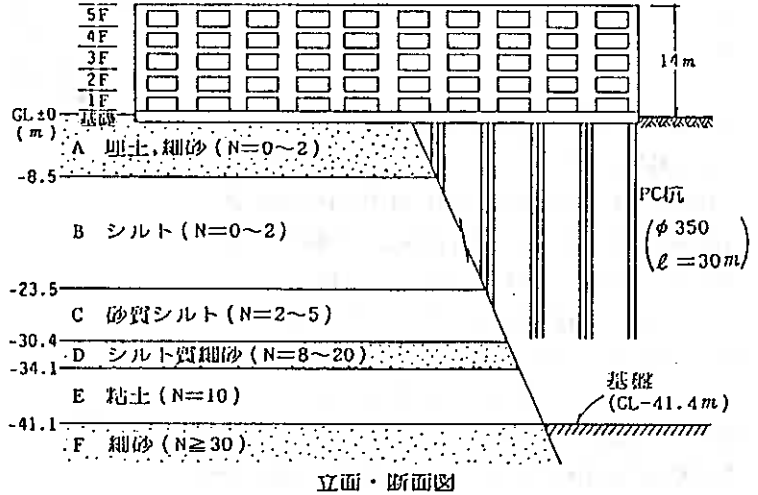
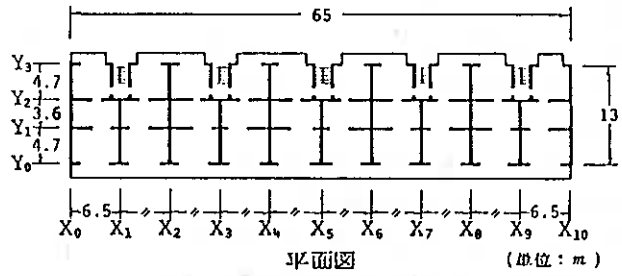


図 13 建物および地盤の概要

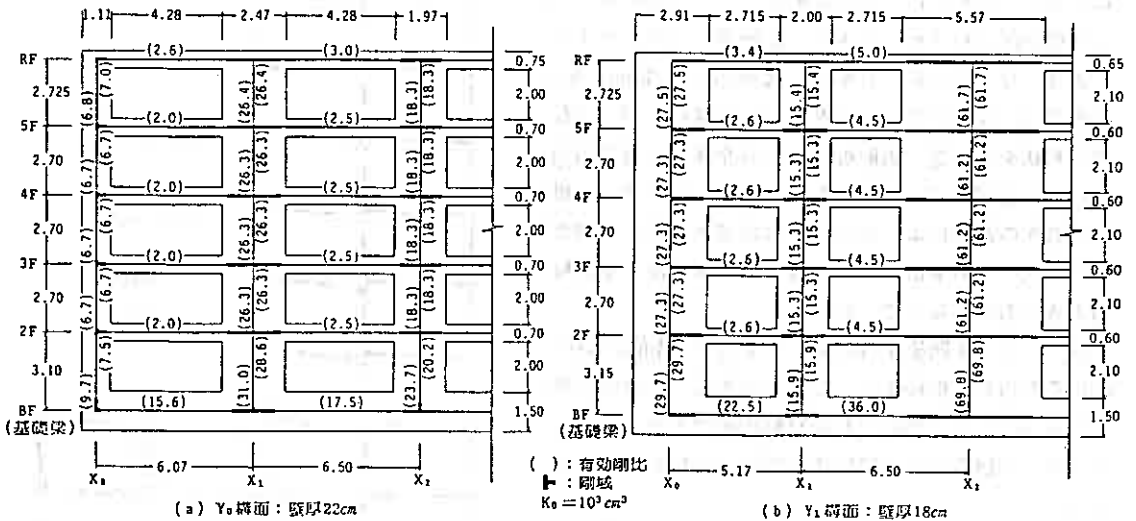


図-14 置換ラーメン

壁量がそれぞれ近似しているの
 ここでは、各構面が対称になるよう
 に簡略化を図り、全体の1/4につ
 いて計算を行うことにした。

図-14は、壁式ラーメンのY₀お
 よびY₁構面について、その置換ラ
 ーメンを示したものである。置換ラ
 ーメンの有効剛比の算定は、武藤の
 曲げ・せん断・剛域を考慮したラ
 ーメン解法¹²⁾にしたがった。X通り
 の構面は、基礎梁を除く1階以上
 については、総て厚さ15cmの無開口耐
 震壁と仮定し、せん断変形のみを考慮した。
 なお、基礎梁断面はX通りおよびY通り共
 に総て25cm×150cmである。その他の力学
 常数は表-2と同様である。

敷地は利根川水系により形成された沖積
 低地であって、地盤は全体に均一な地層構
 成となる。杭長30mの長尺摩擦杭で建物が
 支持されていることから、前節の(1)式で
 有効層厚H_e=21.2mが得られる。表-4
 は土質試験結果などをもとに推定した有効
 層厚内の地盤常数である。

(2) 計算値と実測値の比較

図-15は、施工進展に伴う建物の最大変
 形角(X₀~X₂間のθ₀₋₂)および平均変
 形角(X₀~X₄間のθ₀₋₄)の推移をプロ
 ットしたものである。計算値は施工期間中お
 よび終局時共に実測値に良く近似してい
 ることから、DK法の適用性はかなり高いも
 のと考える。

なお、上部構造の剛性を評価する場合、クリープの影響を見込んでコンクリートのヤング係数Eを低下さ
 せて用いることがよく行われるので、ここでは参考としてE/2とした場合を破線で示した。それによると、
 計算値が幾分か大きめになるものの、さらに実測値に良く近似する傾向がある。

§ 4. おわりに

本論文では、地盤の構成は比較的単純であるが、壁の配置等を実際の構造物に近似させた種々の場合に対
 してDK法を拡張する方法を示した後、それによる建物の沈下過程計算結果はFEM解析値や実測値に概ね
 近似することを明らかにした。したがって、比較的均一な成層を示す沖積地盤や埋立地盤に対するDK法の
 適用性は高いものと考えられる。

本論文における計算は、北海道大学大型計算機センターの HITAC S 810 および室蘭工業大学情報処理教
 育センターの FACOM M-380 によって行った。

表-4 各土層の地盤常数

土層名	施工期間中		竣工~終局	
	変形係数 E _u (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν _u	変形係数 E _d (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν _d
B	132	0.5	117	1/3
C	175	0.5	155	1/3
D	208	1/3	208	1/3
E	326	0.5	290	1/3

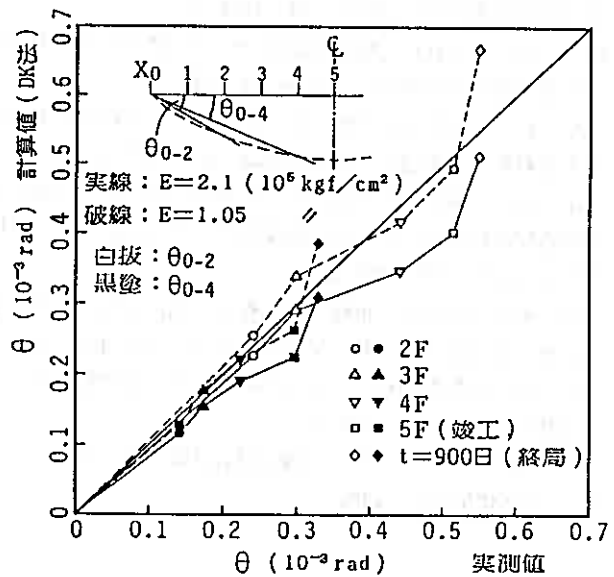


図-15 変形角の推移

[参 考 文 献]

- 1) 横尾義賢・山内邦男：地下粘土層の圧密による構造物の不同沈下について，日本建築学会論文集第50号，pp.88～94，1955.3
- 2) 大崎順彦：不同沈下による上部構造応力の理論解および実用近似解法，建築研究所研究報告，No.18，pp.1～10，1956.3
- 3) S. Chamecki：Structural Rigidity in Calculating Settlements，Proc. of A.S.C.E.， Soil Mech. and Found. Div.， pp.1～19， 1956.1
- 4) 松浦 誠：構造物の剛性を考慮した不同沈下の実用算定法，日本建築学会論文報告集第66号， pp.617～620， 1960.10
- 5) 芳賀保夫：不同沈下におよぼす建物の剛性等の影響について(第2報)，日本建築学会論文報告集第206号， pp.1～8， 1973.4
- 6) 中川啓一・山内邦男：くい基礎を持った建築構造物の沈下に関する理論的研究(第1報)，日本建築学会論文報告集第274号， pp.55～64， 1978.12
- 7) 松浦 誠・山本春行：軟弱地盤上のベタ基礎を有する構造物の不同沈下に関する解析的研究，日本建築学会論文報告集第331号， pp.18～26， 1983.9
- 8) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の三次元有限要素法解析，日本建築学会構造系論文報告集第361号， pp.123～131， 1986.3
- 9) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：建築構造物の施工進展を考慮した沈下過程解析 軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の三次元有限要素法解析その2，日本建築学会構造系論文報告集第376号， pp.62～70， 1987.6
- 10) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：軟弱地盤に支持された建築構造物の沈下過程に関する実用算定法，日本建築学会構造系論文報告集第383号， pp.109～117， 1988.1
- 11) 土屋 勉：長尺摩擦杭で支持されたRC壁式構造物の沈下過程解析，第32回土質工学シンポジウム発表論文集， pp.43～48， 1987.11
- 12) 武藤 清：鉄筋コンクリート構造耐震計算規準，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， pp.580～617，日本建築学会，1982

軟弱地盤における沈下観測結果の考察(その3)

北海道開発コンサルタント株式会社 土木部
室蘭開発建設部 山口守之
北海道開発コンサルタント株式会社 山良佳一

1 まえがき

これまで筆者らは軟弱地盤上における盛土工事の長期間の沈下観測値について考察を行ってきた。今回はこれらのデータをもとに最終沈下量の計算値と双曲線法による予測値の比較、沈下の時間的経過ならびに盛土の沈下形状と側方への影響について整理し、報告するものである。

2 土質特性と沈下量

検討に用いたデータは一般国道235号切替道路工事の取付重工法実施の際に測定されたものである。表-1に土質特性、図-1に模式土質断面図を示す。今回データの対象となる地盤は図-1に示す沖積層を対象としたもので、

表-1 土質構成等一覧表

測点	土層	層厚 (m)	含水比 (%)	液性指数	沈下量 (cm)	観測日数 (日)	盛土厚率 (%)	測点	土層	層厚 (m)	含水比 (%)	液性指数	沈下量 (cm)	観測日数 (日)	盛土厚率 (%)
① 5300	砂質土	0.7	41.2	2.25	48.4	262	3.9	① 15040	砂質土	4.5	42.5	2.25	215.3	1900	6.8
	粘土	1.4	100	—	—	—	—		粘土	12.9	65	—	—	—	—
① 8300	砂質土	2.0	259	2.25	44.7	250	1.3	① 15080	砂質土	7.2	60	—	—	—	—
	粘土	0	—	—	—	—	—		砂質土	3.2	200	—	—	—	—
① 2900	砂質土	1.8	300	2.25	55.8	262	2.3	① 10020	砂質土	8.1	50	4.72	271.2	613	15.2
	粘土	17.1	60	—	—	—	—		粘土	18.8	50	—	—	—	—
① 9900	砂質土	2.3	200	2.00	52.5	312	3.8	① 10020	砂質土	2.4	200	4.67	109.2	104	0.7
	粘土	15.4	50	—	—	—	—		粘土	12.1	50	—	—	—	—
① 10200	砂質土	3.0	250	4.54	99.9	108	1.0	① 10020	砂質土	1.5	450	—	—	—	—
	粘土	4.9	60	—	—	—	—		砂質土	1.7	67	6.26	183.4	250	15.5
① 10940	砂質土	5.3	500	4.60	229.1	516	4.9	① 10020	砂質土	0.5	50	—	—	—	—
	粘土	3.0	150	—	—	—	—		粘土	11.1	50	—	—	—	—
① 13840	砂質土	4.5	400	4.56	210.0	605	7.5	① 10040	砂質土	0.7	100	4.00	65.1	104	1.1
	粘土	1.9	80	—	—	—	—		粘土	1.3	50	—	—	—	—
① 14540	砂質土	3.9	480	6.1	275.8	1002	6.4	① 10040	砂質土	0.5	50	—	—	—	—
	粘土	0.5	30	—	—	—	—		粘土	9.5	50	—	—	—	—
① 14740	砂質土	5.7	250	—	—	—	—	① 10040	砂質土	1.3	50	—	—	—	—
	粘土	12.0	80	6.28	303.4	1064	8.8		粘土	9.5	50	—	—	—	—

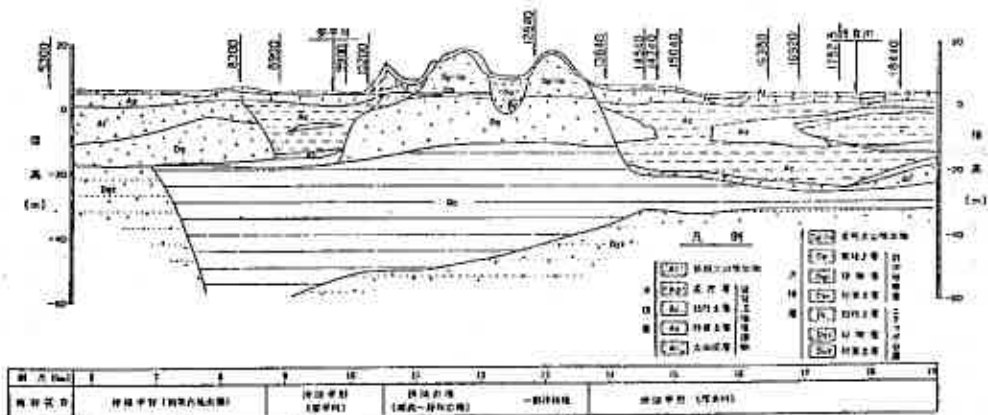


図-1 模式地質断面図

表中②は含水比 $W_n=350\%$ の泥炭層単一で、その他は含水比 $W_n=150\sim 500\%$ 、層厚 $0.7\sim 5.2\text{m}$ の泥炭層と含水比 $W_n=50\sim 150\%$ 、層厚 $3.0\sim 22.9\text{m}$ の粘性土層の互層地盤である。当地に盛土厚約 $3\sim 7\text{m}$ を施工速度 $3\sim 16\text{cm/day}$ で行い、この時に沈下量は約 $45\sim 300\text{cm}$ が生じている。

3 最終沈下量の計算値と実測による予測値の比較

最終沈下量の計算値 S_{fc} は $e\sim \log P$ 法、実測による予測値 S_{fm} は双曲線法により求め、予測値 S_{fm} が計算値 S_{fc} に対し、どのような関係にあるかを定量的に把握するのを試みた。これらの検討結果を表-2に示し、これより図-2~3に関係図を示す。図-2より一部の値を除いては、計算値 S_{fc} と予測値 S_{fm} は良い相関を示しているといえる。

表-2 計算値 S_{fc} と予測値 S_{fm} の検討結果一覧表

測点 層	実測値または S_{fm} (cm)	計算値 S_{fc} (cm)	S_{fm} S_{fc}
5300	64.3	48.4	1.33
8300	33.8	44.7	0.76
8900	39.7	55.8	0.71
9900	48.2	63.5	0.76
10200	77.6	90.0	0.85
12840	212.7	220.1	0.97
13840	235.8	210.8	1.12
14540	316.3	275.8	1.15
14740	342.3	303.4	1.13
15040	275.7	279.5	0.99
16380	145.3	171.8	0.85
16920	142.4	118.2	1.20
17525	140.2	189.4	0.74
18440	112.1	66.7	1.68

測点 層	S_{fm} (cm)	S_{fc} (cm)	S_{fm} S_{fc}	
5300	1	25.1	11.7	2.15
8300	1	31.4	44.7	0.70
8300	2	36.6	36.7	1.00
8300	2	4.5	0	—
8300	1	21.9	37.7	0.58
8300	2	22.3	18.1	1.23
9900	1	28.7	45.2	0.63
9900	2	19.4	18.3	1.01
10200	1	86.9	66.5	1.01
10200	2	11.1	24.2	0.46
12840	1	180.4	204.9	0.88
12840	2	38.5	15.2	2.53
13840	1	143.8	182.1	0.79
13840	2	102.3	11.5	—
13840	3	8.7	17.2	0.51
14540	1	201.1	154.3	1.30
14540	2	60.0	98.2	0.61
14540	3	45.4	23.3	1.95

測点 層	S_{fm} (cm)	S_{fc} (cm)	S_{fm} S_{fc}	
14740	1	120.6	178.0	0.68
14740	2	79.4	94.0	0.84
14740	3	156.4	31.4	—
15040	1	149.3	156.2	0.96
15040	2	51.5	94.5	0.54
15040	3	446.1	28.8	—
16380	1	119.9	127.4	0.94
16380	2	22.3	36.2	0.62
16380	3	3.1	8.2	0.38
16920	1	55.6	83.4	0.67
16920	2	38.0	8.3	—
16920	3	15.9	0	—
17525	1	28.4	26.5	1.07
17525	2	18.1	75.0	0.24
17525	3	11.6	11.8	0.98
17525	4	45.6	56.3	0.81
17525	5	16.1	46.3	0.35
18440	1	50.1	27.1	1.87
18440	2	7.8	0	—
18440	3	44.1	39.6	1.11

これを詳しくみた図-3より計算値 S_{fc} と予測値 S_{fm} の比は軟弱層厚 H によらず次のことがいえる。

概略泥炭層の予測値 S_{fm} は計算値 S_{fc} の約 $60\sim 130\%$ 、粘土層で約 $50\sim 120\%$ の範囲にばらついているのが読みとれ、予測値は計算値より土質にかかわらず小さめの値を示す傾向にある。

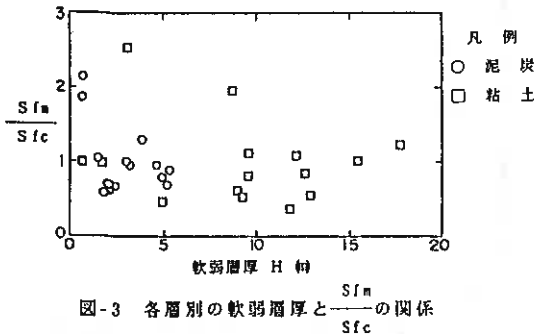


図-3 各層別の軟弱層厚と $\frac{S_{fm}}{S_{fc}}$ の関係

4 沈下の時間経過について

軟弱地盤盛土の沈下の時間経過予測は盛土安定解析あるいは沈下予測をするために重要な事項であり、これまで種々試み²⁾が行われてきているにもかかわらず十分な精度をもった予測手法は未だ確立されていないのが実情といえる。ここでは実測値より盛土完了時の経過日数を基準日数 t として、 $t, 2t, 4t$ に対する実測沈下量 S を求め、これを双曲線法で求めた最終沈下量 S_f で除して圧密度 U を求めた。さらに、テルツァギーの圧密沈下時間の関係式 $t = (H/2)^2 / C_v \cdot Tv$ に示される時間係数 Tv を圧密度 U から求め、 $(H/2)^2 / C_v$ (表中係数)を計算した。これらの検討結果を表-3に示し、図-4~6に主な関係を示した。なお、盛土完了時の経過日数を基準日数としたのは、しばしば盛土安定解析上この時点における強度増加の予測が必要となることによるためである。

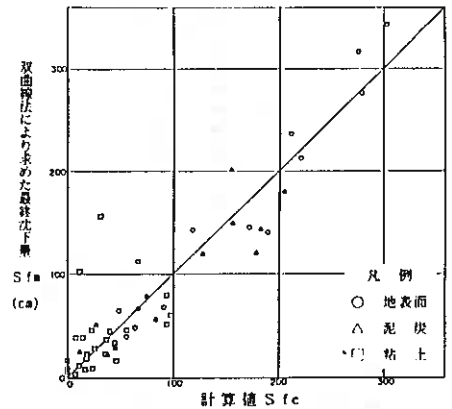


図-2 計算値 S_{fc} と予測値 S_{fm} の関係

表-3 圧密度等検討結果一覧表

測点 (m)	層	Sf (cm)	t (day)	S (cm)				U (%)				Cv				係数		
				t	2t	4t	—	t	2t	4t	—	t	2t	4t	—	0.5t	1.5t	3.5t
5300	1	25.1	100	16.0	20.3	—	—	0.637	0.809	—	—	—	—	0.329	0.566	—	154	285
	2	36.6	—	17.6	28.0	—	—	0.481	0.765	—	—	—	—	0.182	0.496	—	275	302
8300	1	13.5	18	5.6	8.9	12.5	—	0.415	0.659	0.926	0.135	0.350	0.955	0.67	77	66	—	
	2	1.2	—	0.8	0.8	1.0	—	0.667	0.667	0.833	0.358	0.358	0.645	25	42	98	—	
8900	1	21.9	100	17.3	20.4	—	—	0.790	0.932	—	—	—	—	0.545	0.985	—	92	152
	2	22.3	—	5.3	10.9	—	—	0.238	0.489	—	—	—	—	0.046	0.188	—	1097	798
9900	1	28.7	80	17.0	24.4	25.1	—	0.592	0.850	0.909	0.278	0.690	0.885	144	174	316	—	
	2	18.4	—	3.9	8.9	11.2	—	0.212	0.494	0.609	0.037	0.184	0.295	1091	652	949	—	
10200	1	65.9	60	40.6	58.7	—	—	0.607	0.877	—	—	—	—	0.293	0.770	—	102	117
	2	11.1	—	9.2	10.9	—	—	0.829	0.962	—	—	—	—	0.635	1.580	—	47	—
12840	1	189.4	93	126.1	147.1	151.7	—	0.692	0.815	0.841	0.402	0.690	0.665	116	543	489	—	
	2	38.5	—	7.4	28.8	38.3	—	0.192	0.748	0.935	0.030	0.472	1.890	1550	296	181	—	
13840	1	138.2	55	123.8	131.3	131.3	—	0.897	0.896	0.960	0.805	0.835	1.13	34	99	170	—	
	2	42.8	—	14.9	38.5	44.3	—	0.321	0.900	(1.035)	0.085	0.848	—	324	97	—	—	
14540	1	179.2	76	133.8	161.6	169.8	—	0.747	0.902	0.948	0.470	0.855	1.105	81	133	241	—	
	2	78.4	—	34.4	44.7	58.3	—	0.439	0.570	0.744	0.152	0.257	0.487	250	444	570	—	
14740	1	120.6	76	119.6	121.0	121.3	—	0.992	1.006	1.006	1.778	—	—	21	—	—	—	
	2	79.4	—	55.4	58.6	63.6	—	0.698	0.738	0.801	0.400	0.457	0.588	85	249	468	—	
15040	1	149.3	91	107.2	130.5	140.8	—	0.718	0.874	0.943	0.428	0.760	1.064	106	180	299	—	
	2	51.5	—	44.6	53.5	51.3	—	0.866	1.039	0.996	0.735	—	1.800	62	—	177	—	
16380	1	445.1	15	7.0	13.5	30.2	—	0.016	0.030	0.068	—	—	—	—	—	—	—	
	2	60.7	—	29.7	39.9	48.2	—	0.489	0.657	0.794	0.188	0.347	0.553	40	55	95	—	
16920	1	55.6	70	49.0	52.0	54.8	—	0.881	0.935	0.986	0.780	1.050	1.766	45	190	139	—	
	2	38.0	—	19.0	28.0	31.8	—	0.500	0.737	0.837	0.197	0.455	0.655	178	231	374	—	
17525	1	15.9	—	9.0	6.0	8.7	—	0.966	0.377	0.547	0.253	0.112	0.236	198	939	1630	—	
	2	28.4	—	8.0	23.3	25.3	—	0.282	0.820	0.891	0.063	0.614	0.815	356	171	304	—	
18440	1	51.8	34	17.0	43.6	47.0	—	0.328	0.842	0.907	0.085	0.680	0.875	200	75	136	—	
	2	10.0	—	0.1	4.0	9.0	—	0.01	0.490	0.800	—	0.128	0.372	—	405	209	—	
18440	1	59.8	—	2.0	2.0	—	—	0.003	0.422	0.822	—	0.139	0.618	—	357	193	—	
	2	6.0	—	2.0	2.0	—	—	0.333	0.333	0.800	0.088	0.088	0.372	193	580	208	—	
18440	1	50.7	65	36.2	51.2	—	—	0.474	1.010	—	—	—	—	77	—	—	—	
	2	7.8	—	8.1	6.8	6.4	—	0.474	0.872	0.872	0.176	0.755	0.755	185	129	301	—	
18440	1	44.1	—	8.1	14.7	30.7	—	0.138	0.333	0.696	0.015	0.088	0.397	2167	1108	573	—	

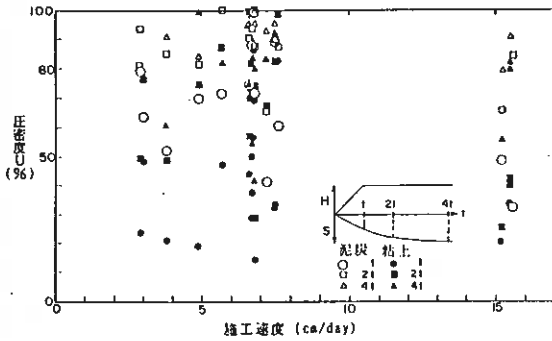


図-4 施工速度と圧密度の関係

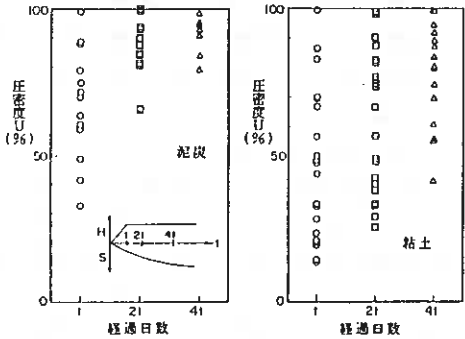


図-5 経過日数と圧密度の関係

図-4より圧密度は施工速度が大きい場合(ここでは、約15cm/day)では施工速度が小さい場合(8cm/day以下)と比較して20%程度小さい値が示され一般的傾向を示す。施工速度8cm/day以下では施工速度と圧密度Uの相関はみられない。

図5より泥炭層の圧密度は盛土完了時で最低30%、通常60~80%、経過日数2t以上では80%以上が期待できるといえる。粘土層は盛土完了時で最低15%、通

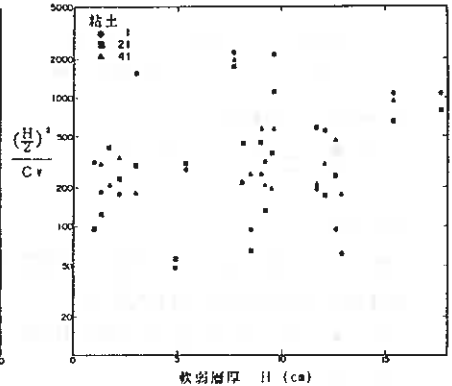
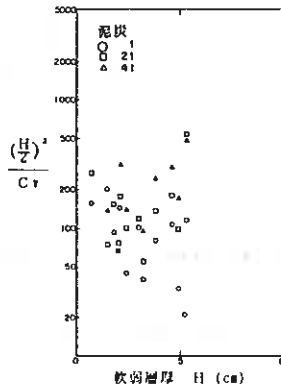


図-6 軟弱層厚と(H/2)²/Cvの関係

常は20~35%, 経過日数2
tでは25%以上, 経過日数
4tでは約55%以上は期待
できそうである。

次に図-6より, 泥炭層の
(H/2)²/C_vは軟弱層厚H
に関係なく約20~600dayの
範囲でばらついているが,
最も集中しているのは100~
200dayの範囲といえる。粘
土層の(H/2)²/C_vは軟弱
層厚Hに無関係に50~2200
dayの範囲でばらついてい
るが, 軟弱層厚Hが15m以
上の場合には1000day前後
の値が示される。

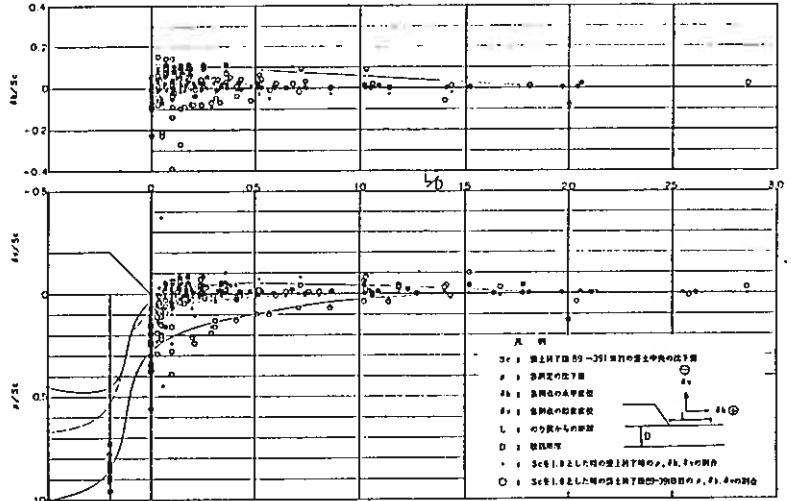


図-7 盛土の沈下形状と側方への影響

5 盛土の沈下形状と側方への影響

今回データを用い盛土の沈下形状と側方への影
響を図-7に示した。図中の実線および破線は道路
土工指針に示されているものであり, これら²⁾と
今回データは良く一致しているといえる。このこ
とから, 盛土による周辺への影響は軟弱層厚の1.5
~2倍に及ぶといえる。図-8は計算値(オスターグの
応力の影響値を考慮した沈下曲線図)と実測値を比較
したものであるが, 両者はほぼ一致しているとみ
なせることから, 簡便な計算によっても周辺への
影響予測は可能であると考えられる。

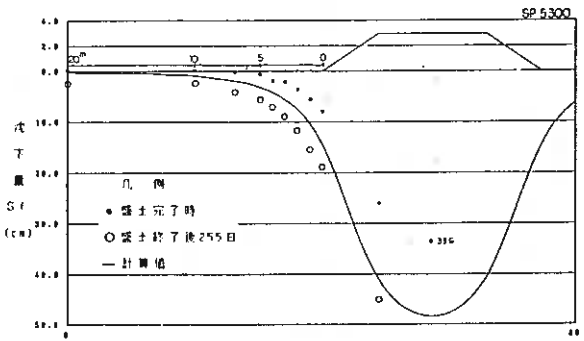


図 8 計算値と実測値の比較

以上, 筆者らは今回示した事項のほかに, すでに発表している¹⁾最終沈下量の予測精度, 二次圧密沈下および
リバウンド量の予測とあわせて軟弱地盤上に盛土が行われた場合の沈下挙動および周辺地盤への影響等について
一応定量的にその範囲を示すことができたと考えられる。今後はより多くのデータの積み重ねにより精度を高めてい
くことが重要であると考えている。

参考文献

- 1) 秋元文雄・河合裕志・由良桂一・木間公康; 軟弱地盤における沈下観測結果の考察(第27号土質工学会
北海道支部技術報告集 昭和62年2月)
- 2) 佐々木元茂・和泉孝夫; 圧密沈下時間推定の一試案(第20号土質工学会 北海道支部技術報告集 昭和55年
2月)ほか
- 3) 能登繁幸; 軟弱地盤上の盛土(最近の土質・基礎に関する諸問題講習会講演資料 社団法人土質工学会
昭和59年度)

1. はじめに

粘性土は著しい塑性変形と時間依存性を示すことが知られている。したがって、地盤や土構造物の安定・変形解析に際して的確な予測を行うためには、粘性土の弾塑性応力-ひずみ特性と時間依存特性の両者を考慮し、かつ簡単な形の構成式が望まれる。塑性変形に関しては、初めての合理的な構成式として Cam-clay モデル (Roscoe et al., 1963) が提案されて以来数多くの構成モデルによって説明されており、実際かなりの成果をあげつつあるが、それらは時間依存挙動については考えていない。時間依存性を考慮したモデルについても多くの理論が提案されてきており、未だ発展段階とはいえ有望なモデルも現れている。

そこで本報告では、従来のモデルを修正して新たな仮定を取り入れることにより、粘性土の時間依存性挙動を统一的に表現できる応力-ひずみ-時間式を導き、室内三軸試験による実験結果と比較して、その妥当性について検討する。

2. 流動曲面モデルによる弾粘塑性構成式

飽和粘性土の時間依存性挙動を表すための方法として、これまで多くの弾粘塑性構成式が提案されてきている。特に正規圧密粘土のモデル化の方法は、松井・阿部のレビュー (1984) に述べられているように大きく分けて2つの方法が提案されている。1つは、超過応力の概念に基づく弾粘塑性理論で、Adachi and Oka (1982) の理論が代表的である。もう1つは、降伏関数に時間をパラメータとして取り入れた流動曲面型の理論で、代表的なものとして Sekiguchi (1977) によるものがある。両者どちらのモデルも、ひずみ速度の違いによるせん断挙動の変化・クリープ・応力緩和などの時間依存挙動をある程度表すことができるが、クリープ破壊に至る加速クリープ現象については、超過応力型のモデルでは一般に説明できないとされている (三村・関口, 1985)。ただし、新たな材料関数の導入 (Adachi and Oka, 1987), damage law (Aubry et al., 1985) の導入、などにより加速クリープを表すことも可能である。一方、流動曲面モデルは加速クリープを十分表現することができる。

上述の点と、流動曲面モデルは降伏関数を決めさえすれば弾塑性モデルと同じように扱えるという利点を考えて、本報告では Sekiguchi (1977) による流動曲面モデルを基礎として、これを修正する形で理論を進めることにする。このモデルの基本となる考え方は、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{ij}$ が粘塑性成分 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ と弾性成分 $\dot{\epsilon}_{ij}^e$ との和で求まるということである。そして、弾性成分と粘塑性成分の和である全体積ひずみを二次圧縮を考慮して次のように表した。

$$v = \frac{\lambda}{1 + e_0} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + D \left(\frac{q}{p} - \pi_0 \right) - \alpha \ln \left(\frac{\dot{v}}{\dot{v}_0} \right) \quad (1)$$

Stress-Strain-Time Equation for Normally Consolidated Clays;
Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido University)
Takato KABASAWA (Graduate student, Hokkaido University)

ここで、 e_0 、 p_0 、 η_0 はそれぞれ圧密終了時の間隙比 e 、平均有効主応力 p 、応力比 $\eta (= q/p, q: \text{軸差応力})$ であり、 α は二次圧縮指数、 \dot{v}_0 は基準体積ひずみ速度である。D はダイレイタンス係数で、限界状態 (Critical State) の条件を考慮すると $D = (\lambda - \kappa) / M(1 + e_0)$ となるので、(1) 式の (右辺第 1 項 + 第 2 項) は Cam-clay モデルによる体積ひずみの式と等価になる。M は破壊時 (限界状態) の η で、 η_{max} をあらわす。時間依存性を表すパラメータ α 、 \dot{v}_0 の決定法を図-1 に示す。図は圧密曲線を示し、図中の t_c は圧密終了時間 (せん断開始までの時間) を意味する。

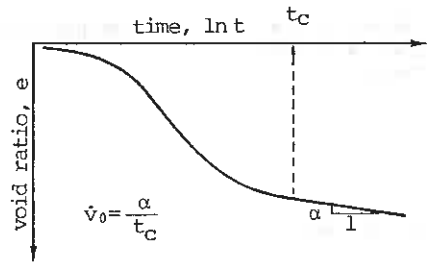


図-1 パラメータ α 、 \dot{v}_0 の決定

(1) 式は v の時間 t に関する微分方程式となっているので、 $t = 0$ で粘塑性体積ひずみは発生しないという初期条件で解くと、次式が得られる。

$$F = \alpha \ln \left\{ \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp \left(\frac{v^p}{\alpha} \right) + 1 \right\} = v^p \quad (2)$$

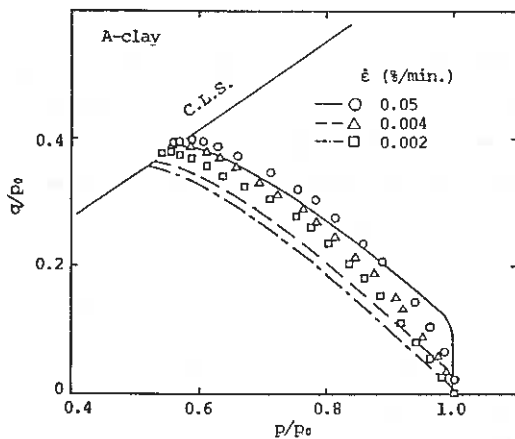
v^p は粘塑性体積ひずみで、これを粘塑性ポテンシャル関数とする。(2) 式中の関数 v^p は Cam-clay モデルの塑性体積ひずみで与えられる。

図-2 は等方圧密されたカオリン (A-clay) を非排水条件下で定ひずみ速度せん断 (三軸圧縮試験) した時の応力経路と応力-ひずみ関係 (小方, 1988) を、関口モデルによる解析値とともに示したものである。試料の物理的性質と用いた土質パラメータは表-1 にまとめて示す。ひずみ速度の違いによる強度の変化など、実験結果の傾向をほぼ予測している。

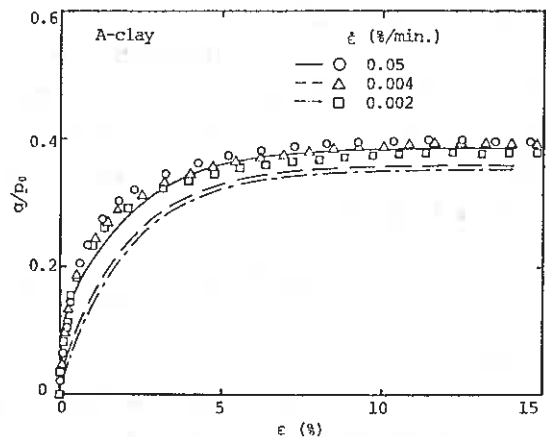
表-1 土質パラメータ

粘土の種類	物理的性質		解析に用いた土質パラメータ								
	LL %	PI	λ	κ	M	e_0	G kPa	α	\dot{v}_0 min ⁻¹	p_0 kPa	η_0
A.カオリン	76	44	0.201	0.088	0.69	1.45	18000	0.0022	1.2E-5	300	0
B.大阪南港	111	70	0.231	0.042	1.37	1.6	6713	0.0028	10E-7	134	0.75
C.大 阪	95	64	0.207	0.032	1.31	1.37	3860	0.005	3.3E-6	193	0
D.俱知安	61	19	0.183	0.041	Me 1.3 Me 1.1	-	-	-	-	-	-

図-3 は、関口 (1974) によって行われた、異方圧密された大阪



(a) 有効応力経路



(b) 軸差応力-ひずみ関係

図-2 定ひずみ速度非排水せん断試験

南港粘土 (B-clay) による同様の実験値と解析結果を表す応力経路図である。K₀ 圧密した後、圧縮した場合は実験値と解析値はだいたい一致しているようだが、伸張した場合は p (平均有効主応力) の減少を過大に評価しており最終的な強度も低く予測している。関口モデルでは、Cam-clay モデルを異方圧密粘土に適用可能にした形によって時間依存性を考慮しない場合の弾性ひずみと塑性ひずみを表現しており (Sekiguchi and Ohta, 1977), そのモデル ((1) 式の右辺第 1 項および第 2 項) による平衡応力経路を破線で示した。図を見ると粘性を考慮した場合の応力経路 (実線) と、考慮していない場合の平衡応力経路 (破線) がほぼ平行であることがわかる。つまり、伸張側で解析値と実測値が合わないということは、異方圧密の場合は Cam-clay モデルでは応力誘導異方性を十分表せないためと考えられる。

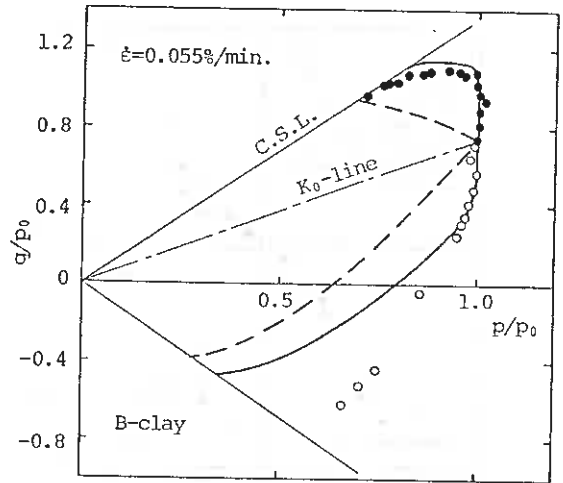


図-3 異方圧密粘土の非排水せん断挙動

図-4 は、非排水条件下で所定のひずみ ($\epsilon = 0.8\%$) までひずみ速度一定で非排水せん断して軸方向の変位を固定し、1440分間 (1日間) 応力緩和させた後、同じひずみ速度で再せん断したときの実測値 (佐藤・干山, 1979) のプロットと解析曲線 (関口モデル) である。用いた試料は空知郡北村字大願で採取されたものである (C-clay)。実験によると、応力緩和後の再せん断初期は圧密後のせん断初期と同様に急速に q が増加し、単調載荷の場合のせん断試験の応力-ひずみ曲線に戻って破壊に至っている。ところが流動曲面モデルによる解析ではこの再せん断時の立ち上がりの挙動を表現できない (超過応力型のモデルでは表現できる。岡ら, 1987)。この点が流動曲面モデルの問題点であり、改善すべきところだと考える。

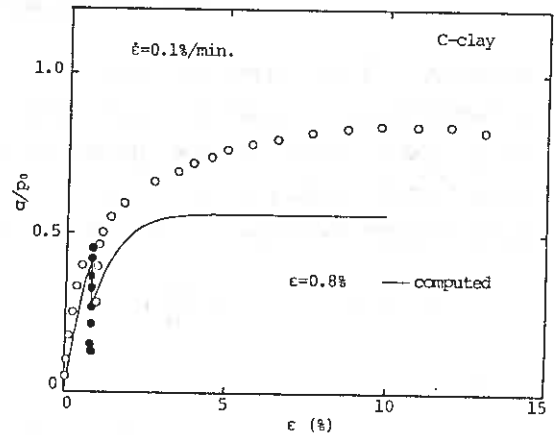


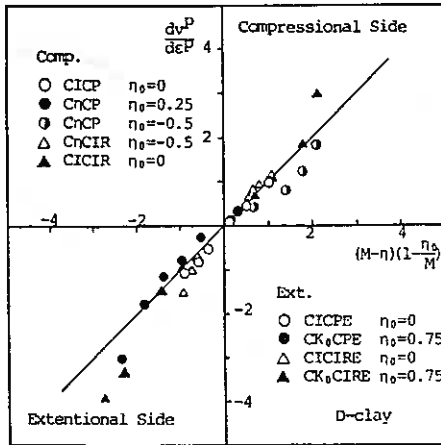
図-4 応力緩和挙動 (再せん断)

3. 提案するモデル

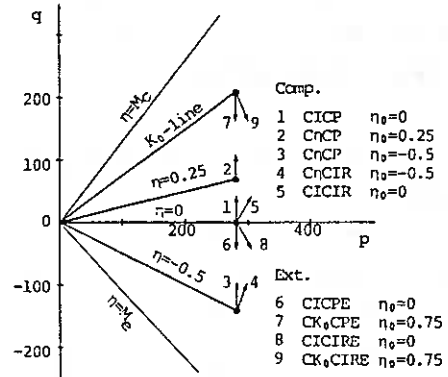
異方圧密によって生じる、変形・強度特性の異方性を表すために、塑性ひずみ増分比を次のように仮定する。

$$\frac{d\epsilon^p}{d\nu^p} = \frac{1}{(M - \eta)(1 - \eta_0/M)} \quad (3)$$

この式は $\eta_0 = 0$ すなわち等方圧密されたときに Cam-clay モデルと等しくなる。(3) 式の妥当性を確かめるために、応力制御排水試験による塑性ひずみ増分比を、縦軸に実測値、横軸に (3) 式による計算値をとって図-5 (a) に示す。用いられた粘土は倶知安町で採取して練り返したもので (D-clay)、実験は、いくつ



(a) 塑性ひずみ増分比



(b) せん断応力経路

図-5 排水せん断試験における塑性ひずみ増分比

かの応力比で圧密された供試体を p 一定もしくは応力増分比一定で段階的に載荷し、同じ経路に沿って除荷して塑性ひずみを求めたものである（古川，1988）。図-5(a)を見るとプロット点は多少のばらつきを含みながらも傾き 1 の直線上（実測値と計算値が等しい）にのっている。したがって、(3)式の仮定は妥当なものと考えて以下の議論を進める。(3)式に基づき、関連流れ則を用い、かつ関口モデル同じように時間効果を取入れ粘塑性体積ひずみ v^{vp} によりひずみ硬化を表すと、粘塑性ポテンシャル関数は次式ようになる。

$$F = \alpha \ln \left\{ \frac{\dot{v}_0 \cdot t}{\alpha} \exp \left(\frac{f}{\alpha} \right) + 1 \right\} = v^{vp} \quad (4)$$

ただし、

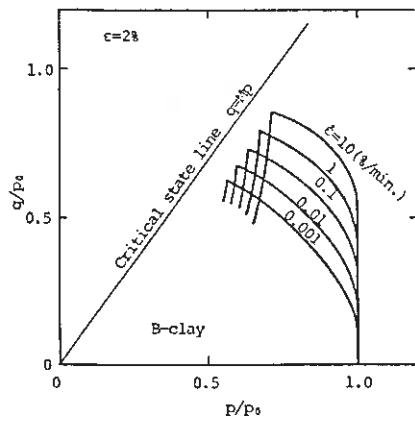
$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \left\{ \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + \frac{M}{\eta_0} \ln \left| \frac{M^2 - \eta_0 (M - \eta_0)}{M^2 - \eta_0 (M - \eta_0)} \right| \right\} = v^p \quad (\eta_0 \neq 0) \quad (5.a)$$

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \left\{ \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) + \frac{\eta_0}{M} \right\} = v^p, \quad (\eta_0 = 0) \quad (5.b)$$

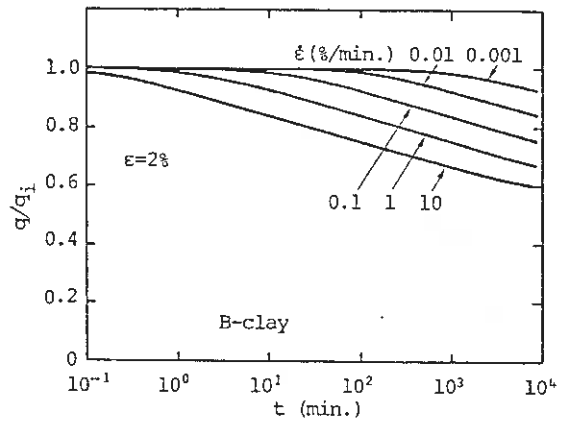
また、提案するモデルではさらにもう 1 つの仮定を設ける。それは、せん断中に応力比の増分すなわち q の正負が逆転するときその時点での時間と応力を初期値とする新しい粘塑性ポテンシャル面が形成される、というものである。その理由を以下に述べる。

図-4 で応力緩和後に再せん断したときの応力-ひずみ曲線を示した。流動曲面モデルでこの挙動を表せないのは、応力と時間が決まると粘塑性体積ひずみが一義的に決まるため、粘塑性体積ひずみには時間 t が対数的に影響している。応力緩和過程には定ひずみ速度せん断過程に比べ非常に時間がかかっている（図-4 の場合約 1500 分）。最初のせん断あるいは再せん断の初期に同じ時間増分 Δt が与えられた場合でも、最初のせん断では $0 + \Delta t$ となるのに対して再せん断時には $1500 + \Delta t$ となり、再せん断時には有効応力経路図上で 1500 分に対応する等時応力経路にほぼ沿って破壊まで至ると考えられる。そこで中井ら（1987）は、 t が負から正に変わるときその点を初期値とした粘塑性ポテンシャル F を与え、再せん断挙動を流動曲面モデルでも表すことができる、としている。

また、図-6 はさまざまなひずみ速度で、2% のひずみまでせん断し、応力緩和させたときの応力-時間関



(a) 有効応力経路



(b) 軸差応力-時間関係

図-6 関口モデルによる、応力緩和挙動の解析

係と有効応力経路を関口モデルで解析したものである(用いたパラメータはB-clay)。図-6(b)の縦軸は、応力緩和開始時の軸差応力 q_i で q を正規化したものである。在来の研究によると応力は応力緩和後の時間の対数にほぼ比例して減少するとされているが、解析結果ではせん断時のひずみ速度が遅いほど応力が直線的に減少するまでの時間が遅れている。これは、解析に用いる時間の初期値が圧密終了時(せん断開始時)であるために応力緩和開始時の時間がせん断ひずみ速度によって異なるからで、それが応力緩和の挙動に影響していると考えられる。この解析結果は 4. で示す実験結果にも一致しない。したがって、応力緩和までの時間の影響

を取り除くために、応力緩和開始時(再せん断開始時と同様に u の正負が逆転するとき)にもその応力と時間を初期値として粘塑性ポテンシャルが形成されると仮定することにする。

4. 解析結果

3. で提案した仮定に基づくモデルによる解析結果について報告する。

4.1 異方圧密粘土の非排水せん断挙動

図-7 は、図-3 と同じ実験値(B-clay, 異方圧密非排水圧縮・伸張試験)に対する本報告の提案モデルによる解析曲線である。Cam-clay モデル基本にした関口モデルによる図-3 の解析曲線と比較して、特に伸張側で p の過大な減少の予測が改善されている。またの強度の予測もほぼ一致している。

図-8 は、図-7 と同じパラメータを用いてひずみ速度を変えて計算したものである。定ひずみ速度せん断時の異方性と速度依存性の典型的な挙動が表れている。

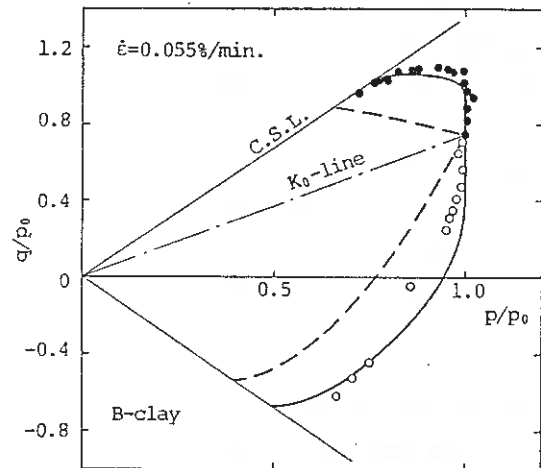
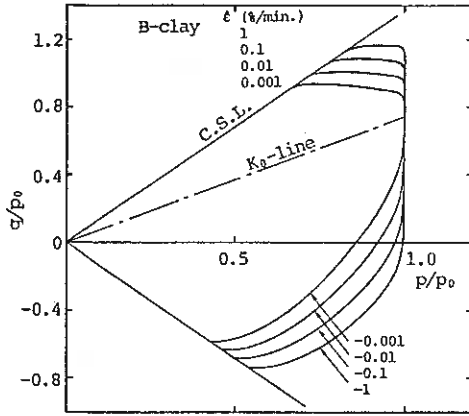
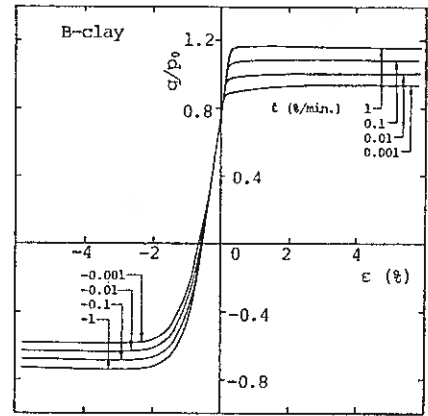


図-7 異方圧密粘土の非排水せん断挙動



(a) 有効応力経路



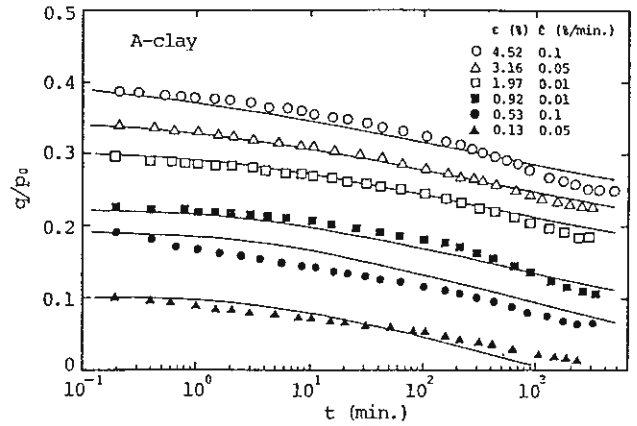
(b) 軸差応力-ひずみ関係

図-8 異方圧密粘土の定ひずみ速度非排水せん断挙動

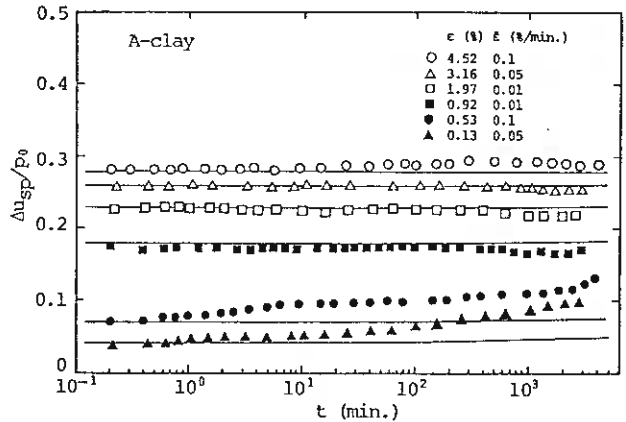
4.2 応力緩和挙動

応力緩和に関する研究はそれほど多いとは言えず、軸差応力が時間の対数にほぼ比例して減少するという点を除いては、応力緩和中の間隙水圧挙動や最終応力値の存在などについて一致した結論は得られていない (Murayama et al., 1961; Vialov et al., 1961; Lacerda et al., 1973; Akai et al., 1975)。

図-9(a)は図-3と同じ粘土 (A-clay) を用いた、等方圧密・等ひずみ速度せん断後の応力緩和挙動を表したものである (小田・三田地, 1988)。実験は、応力緩和前のせん断速度や応力緩和の拘束ひずみをさまざまに変えて行われた。実験値を見ると、どの実験も応力緩和後にほぼ同じ傾向で応力の緩和が起こっており、応力の減少の傾向はひずみ固定前のひずみ速度 (またはひずみ固定までに要する時間) にはほとんど影響されていない。解析曲線を見ると、応力緩和開始時の初期値が多少ずれているが、開始後の曲線は実測値とほぼ同じような減少傾向を示している。一方、間隙水圧の挙動を表すために Lo(1969)の提案した間隙水圧の塑性成分で整理したものが図-9(b)である。応力レベルが大きいものは時間に対してほとんど変化していないが、小さい

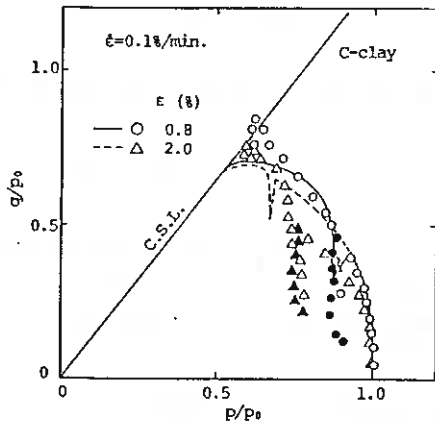


(a) 軸差応力-時間関係

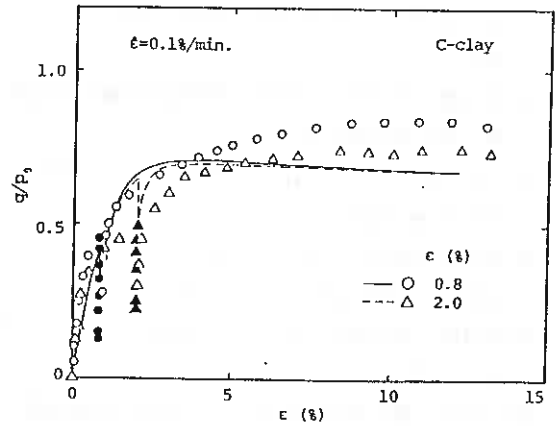


(b) 間隙水圧 (塑性成分) -時間関係

図-9 応力緩和



(a) 有効応力経路



(b) 軸差応力-ひずみ関係

図-10 応力緩和挙動(再せん断)

ものほど上昇するという実測値の傾向が、解析値にもあらわれている。応力緩和後の再せん断挙動を図-10に示す。実測値は図-4と同じである。解析値と実測値は定量的には一致していないが、再せん断後に単調載荷でせん断した場合の応力-ひずみ曲線・応力経路に戻る傾向を表すことができる。

5. まとめ

流動曲面型の弾粘塑性構成式は正規圧密粘土の時間依存性挙動をある程度統一的に表すことができるが、本報告に述べた仮定、すなわち

1) 塑性ひずみ増分比を(3)式で与える。

2) せん断中に ω の正負が逆転するとき、その時の応力と時間を初期値として粘塑性ポテンシャルが形成される。

を取り入れることによって、応力誘導異方性・応力緩和特性・再せん断挙動等をよりの確に表現することができる。

モデルに必要なパラメータは、Cam-clayモデルに用いられる λ , κ , M , e_0 と、通常の圧密非排水三軸試験における応力-ひずみ曲線の初期接線勾配から求められるせん断剛性率 G のほか、時間依存性を表すパラメータの α および $\dot{\nu}$ である。また、 α と $\dot{\nu}$ は圧密試験結果から図-1のように決定される。

なお、研究にあたっては、昭和63年度文部省科学研究費(C)62550353の援助を受けた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Adachi, T. and Oka, F. (1982): "Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity," Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, pp. 57-70.
- 2) Adachi, T., Oka, F. and Mimura, M. (1987): "An elasto-viscoplastic theory for clay failure," Proc. 8th ARC, Kyoto, Vol. 1, pp. 5-8.
- 3) Akai, K., Adachi, T. and Ando, N. (1975): "Existence of a unique stress-strain-time relation of clays," Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 1-16.
- 4) Aubry, D., Kodaissi, E. and Meimon, Y. (1985): "A viscoplastic constitutive equation for clays

- including a damage law," Proc. 5th. Int. Conf. Num. Methods Geomech., Vol.1, Nagoya, pp.421-428.
- 5) 古川達夫(1988): 異方圧密履歴を考慮した粘性土の断塑性モデルに関する実験的研究, 北海道大学大学院工学研究科修士論文
 - 6) Lacerda, W.A. and Houston, W.N.(1973): "Stress relaxation in soils," Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol.1, pp.221-227.
 - 7) Lo, K.Y.(1969): "The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays," Canadian Geotech. Journal, Vol.6, No.4, pp.383-412.
 - 8) 松井保・阿部晴信(1984): 土の構成式入門 5.弾塑性体理論と適用(その3), 土と基礎, Vol.32, No.1, pp.71-79.
 - 9) 三村衛・関口秀雄(1985): 粘土の弾・粘塑性構成式に関する検討～応力速度の影響について, 第20回土質工学会研究発表会講演概要集, pp.461-462.
 - 10) Murayama, S and Shibata, T.(1961): "Rheological properties of clays," Proc. 5th ICSMFE, Paris, Vol.1, pp.269-273.
 - 11) 中井照夫・都築顯司・石川和彦・三宅正人(1987): 三軸圧縮伸張条件下の粘土の時間硬化特性, 第22回土質工学会研究発表会講演概要集, pp.411-414.
 - 12) 小田美明・三田地利之(1988): 正規圧密粘土の応力緩和特性(第3報), 第23回土質工学会研究発表会講演概要集, pp.533-534.
 - 13) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A.(1963): "Yielding of clays in state wetter than critical," Geotechnique, Vol.13, pp.211-240.
 - 14) 佐藤哲・千山善幸(1979): 正規圧密粘土の応力緩和特性について, 北海道大学工学部学士論文.
 - 15) 関口秀雄(1974): 飽和粘土のための1レオロジー理論, 第29回土木学会年次学術講演会, III-44, pp.85-87.
 - 16) Sekiguchi, H.(1977): "Rheological characteristics of clays," Proc. 9th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Vol.1, pp.289-292.
 - 17) Sekiguchi, H. and Ohta, H.(1977): "Induced anisotropy and time dependency in clays," Proc. of Specialty Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.229-238.
 - 18) Vialov, S.S. and Skibitsky, A.M.(1961): "Problems of the rheology of soils," Proc. 5th ICSMFE, Paris, Vol.1, pp.387-391.

1. まえがき

筆者らはこれまで、主として、一方向の変位を拘束したいわゆるKo圧密履歴を与えた粘性土を対象として、各種応力経路のもとでの排水せん断試験を実施し、移動硬化と非関連流れ則の概念を用いた応力-ひずみ式を提案してきた^{1)~3)}。

それらの応力-ひずみ式で用いられるパラメータのうち、パラメータaについては、圧密経路とせん断時の応力経路（せん断経路）とのなす角度αと直線関係にあり³⁾、しかもその関係が圧密経路に依らないことを示した⁴⁾。

また前報においては、パラメータaと応力経路との関係が、塑性ひずみ増分比やパラメータbの仮定の仕方により全く異なることを示した⁵⁾。

しかしながら、以上の報告は、応力増分比が一定のせん断経路下におけるものであり、応力増分比が一定でない経路下でのせん断に対する考察はなされていない。

そこで、本報告においては、せん断経路が折線状をなす場合の変形特性を観察し、応力-ひずみ式の適用性を検討するものである。

2. 実験

実験に用いた試料は、勇払郡早来町から採取した自然粘土をスラリー状態にした後、鉛直圧力80kPaで再圧密したものである。その物理的性質は液性限界LL= 63%、塑性指数PI=30、土粒子比重Gs= 2.65である。実験は応力制御排水せん断試験であり、図-1に示すように所定の平均有効主応力（p=280kPa）まで等方圧密した試料についてのp一定試験（経路OA-BC、以下CPCPテストと呼ぶ）と、p一定試験後の応力比一定試験（経路OA-BD、CPCηテスト）の2種類である。

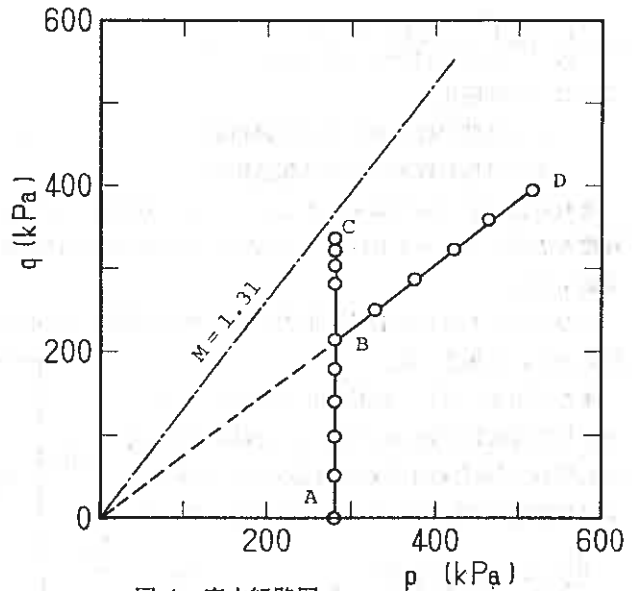


図-1 応力経路図

3. 応力-ひずみ式

3.1 応力及びひずみパラメータ

以下において用いる応力パラメータは平均有効主応力pと応力比ηであり、それぞれ次式で表される。

$$p = \frac{\sigma_a' + 2\sigma_r'}{3}, \quad q = \sigma_a' - \sigma_r', \quad \eta = \frac{q}{p} \quad (1)$$

ここにσ_a'、σ_r'：有効軸圧、有効側圧

応力において下添字0はせん断開始時の値であることを示す。

ひずみパラメータは体積ひずみγと、せん断ひずみεであってそれぞれ次式で表される。

$$\varepsilon_a = 100 \ln\left(\frac{H_0}{H}\right), \quad v = 100 \ln\left(\frac{V_0}{V}\right), \quad \varepsilon = \varepsilon_a - \frac{v}{3} \quad (2)$$

ここに ε_a, v : 軸ひずみ、体積ひずみ(自然ひずみ)

H_0, H : 初期およびせん断中の供試体高さ

V_0, V : 初期およびせん断中の供試体体積

ひずみにおいて上添字 r は可逆成分、 p は塑性成分を表すものとする。

3.2 応力-ひずみ式

既報³⁾においては異方圧密履歴を受けた粘土の応力-ひずみ式および状態曲面式として次式[(6)、(7)、(8)式]を提案した。

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{a(\eta-b)}{(M-b)^2 - (\eta-b)^2} \quad (3) \quad \frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = -\left(\frac{1}{A}\right) \cdot \left(\frac{dp}{dq}\right) \quad (4)$$

$$A = \frac{1}{[1-b(d\varepsilon^p/dv^p)]} \quad (5)$$

$$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] \quad (6)$$

$$d\varepsilon^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \cdot \frac{a(\eta-b)}{(M-b)^2 - (\eta-b)^2} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \right] \quad (7)$$

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta-b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta-b)^2} \quad (8)$$

ここに e : 間隙比

λ : 自然対数表示による圧縮指数

κ : 自然対数表示による膨張指数

M : 限界状態の η

p_0 : 等価圧密応力 $= p_0 \exp[(e_0 - e)/\lambda]$

η_0 : せん断開始時の η

それらはCam clay理論を基本としつつも、非関連流れ則 [(4)式]の立場から、移動硬化¹⁾と非直交性²⁾の程度を表すパラメータ b [(3)、(5)式]とひずみの応力経路依存性を表すパラメータ a とを導入して導かれたものである。

パラメータ b はせん断時に応力の反転が無い場合(主動せん断)は $b = 0$ 、反転が有る場合(受働せん断)は $b = \eta_0$ と仮定した。

また三田地らは⁵⁾、移動硬化を表すパラメータとして圧密終了時の応力比 η_0 を採用し [(9)式] (4)、(5)と組み合わせて新たな応力-ひずみ式および状態曲面式 [(10)、(11)、(12)式]を導いた。

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{a(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \quad (9)$$

$$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - \eta_0)d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \right] \quad (10)$$

$$d\varepsilon^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \cdot \frac{a(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - \eta_0)d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \right] \quad (11)$$

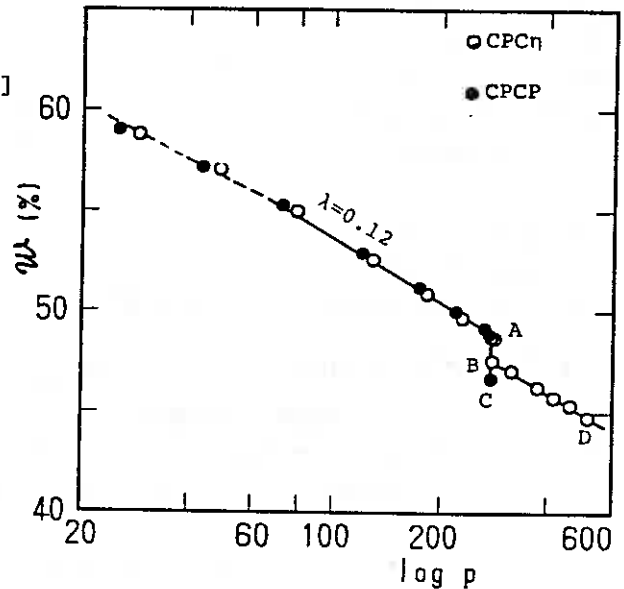


図-2 p と w の関係

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \left(\frac{\kappa}{\lambda} - 1\right) \times$$

$$\int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta - \eta_0) d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \quad (12)$$

以下においては(3)式から(8)式までをTH1、(9)式から(12)式までをTH2と称しこれら応力-ひずみ式と実測値との適合性の比較をすることとする。なお前述のように等方圧密後のせん断では $b = \eta_0 = 0$ と仮定しているからTH1とTH2は同義である。

4. 実験結果と考察

4.1 体積ひずみ

図-2は実験で得られた含水比 w と $\log p$ の関係を示す。図中のA、B、Dは図-1の経路に対応している。等方圧密過程OAにおいて、 $p = 60\text{kPa}$ 以上の圧力では両者は直線関係にありその傾きから逆算した λ ($= C_c/2.3$ 、 C_c : 圧縮指数)は0.12であった。この $\lambda = 0.12$ という値は、早来試料につきこれまで報告してきたもの($\lambda = 0.13$)とほぼ一致している。CPC η テストの η 一定経路(経路BD)においても w と $\log p$ は等方圧密時と同じ傾きの直線関係にある。即ち(等方圧密+p一定)という応力経路を経た後でも等方圧密時と同様の圧密性状を示すといえる。

図-3は正規化した応力経路即ち状態経路を示す。CPC η テストの状態経路はほぼ一点に集中し、CPCPテストの経路とほぼ一致している。このことは η 一定経路ではグレイタンシーが存在せず、従って、体積変化は全て圧密成分と見なせることを示していると思われる。なお図中の鎖線は今回、別途実施した等方圧密非排水せん断試験(CIUテスト)で得られた状態経路であるが、それらはせん断初期を除いては排水せん断の場合と一致している。また図中の実線の意味については後述する。

図-4は実験を通しての体積ひずみ v と $\log p$ の関係を示す。図-2の場合と同様に、 η 一定経路では等方圧密時と同じ体積変化特性を示している。図-4には K_0 圧密(図-1の経路OB)後の η 一定試験における関係³⁾を、出発点をB点($p = 282\text{kPa}$ $v = 15.6\%$)に揃えて併記したが、それらも今回の結果とほぼ一致している。

図-5は等方圧密終了時(A点)からの v と η の関係を示す。図中には以前に実施された等方圧密p一定試験⁶⁾(ICP ▲印)、及び K_0 圧密後のp一定試験結果³⁾(経路OBC、 K_0 CP ■印)を、出発点をそれぞれA点、B点($p = 282\text{kPa}$ $v = 1.65\%$)に揃えて併記した。図によれば、(等方圧密+p一定)という応力経路を経

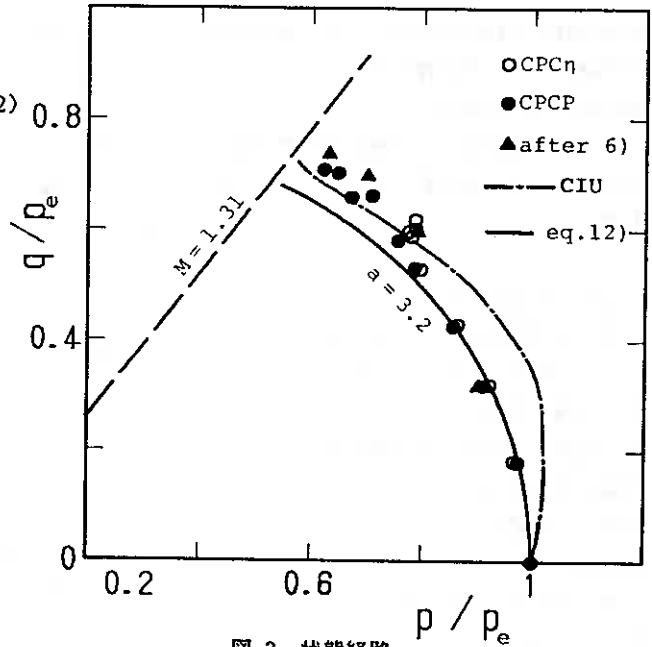


図-3 状態経路

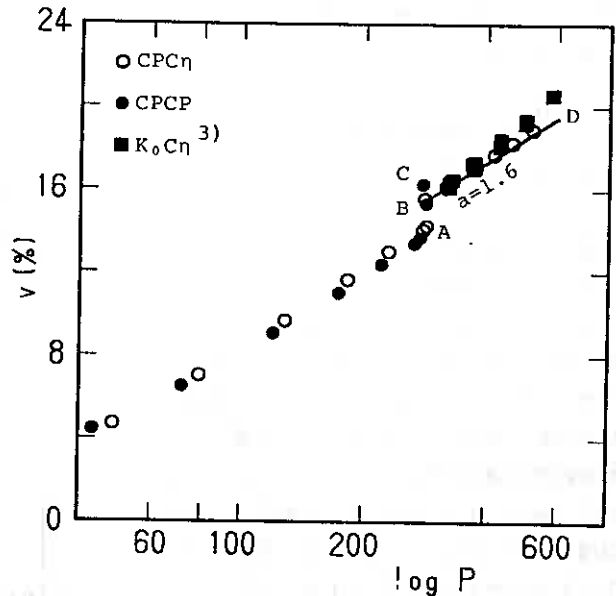


図-4 pとvの関係

た供試体と（ K_0 圧密即ち η 一定）経路を経た供試体とでは、その後のダイレイタンス挙動に差が見られない。

以上をまとめると、体積変化挙動は過去に受けた応力経路の影響を受けないという結果となった。

4.2 せん断ひずみ

図-6は実験を通してのせん断ひずみ ε と $\log p$ の関係を示す。等方圧密過程においても p の増大と共に若干（約0.6%）の ε が生じているが、これは供試体初期構造の異方性の影響と推察される。またCPC η テストの η 一定経路（経路BD）における ε は、 K_0 圧密 η 一定試験³⁾よりも大きな値を示した。

図-7は等方圧密終了時からの ε と η の関係を示す。今回のCPCPテストでの関係は従前の報告（▲印）⁶⁾とほぼ一致しているが、 K_0 圧密後の p 一定試験³⁾（■印）の時よりも大きな ε を示している。

以上をまとめると、ある応力での ε の大きさは、過去の応力経路の影響を受け、一義的には決まらないといえよう。

4.3 $v \sim \varepsilon$ 関係

図-8は v と ε の関係を示す。 η 一定過程における $v \sim \varepsilon$ の関係は $K_0C\eta$ （■印）ではほぼ直線的であるのに対して、今回のCPC η （○印）では p 一定から η 一定過程に変化した直後では傾きが緩くなり、その後は $K_0C\eta$ の場合より急な直線的な関係となっている。 p 一定試験でも K_0CP （▲印）より今回のCPCP（●印）の方が急な関係を示している。これらは、前述の図-6、図-7で示したように、等方圧密を経たCPCPテストやCPC η テストの方が、 K_0 圧密を経た場合よりも大きな ε を生じることと対応している。

4.4 応力～ひずみ式の適用

図-3から図-7の実線と破線はそれぞれ(6)～(8)式と(9)～(12)式によって計算したひずみや状態経路である。ただし今回の実験では可逆成分の分離を行っていないため、ここでは可逆成分を次式のように仮定した³⁾。

$$dv^r = \frac{\kappa}{1+e} \cdot \frac{dp}{p} \quad (13)$$

$$d\varepsilon^r = \frac{dq}{3G} = \frac{p}{3G} \frac{d\eta}{\eta} + \eta \frac{dp}{p}$$

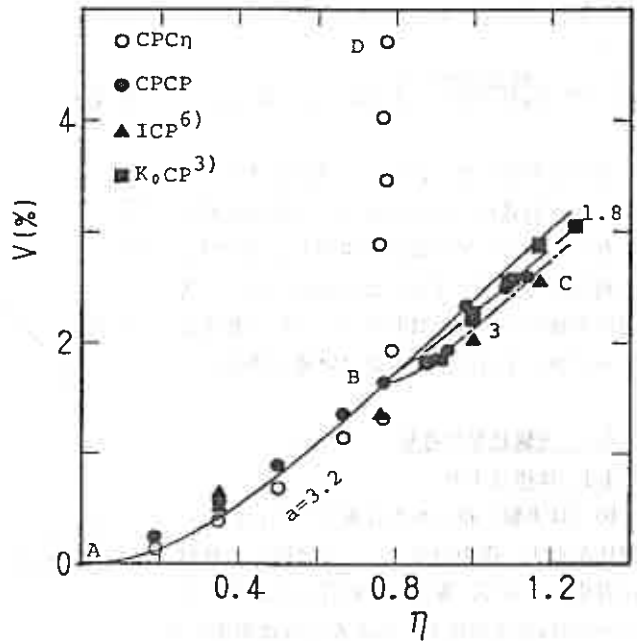


図-5 η と v の関係

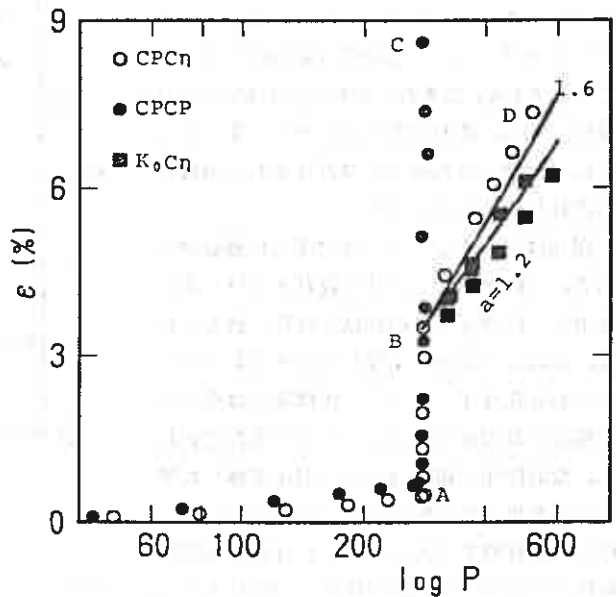


図-6 p と ε の関係

計算に際して用いたパラメータの値は $M=1.31$ 、 $e=1.29$ 、 $\lambda=0.12$ 、 $\kappa=0.029$ 、 $G=9300$ (kPa)、 $b=0$ である。また TH 2 では CPC η テストで $\eta_0=0$ 、KoCPおよびKoC η テストで $\eta_0=0.768$ を用いた。パラメータ a はひずみを最も良く表し得るように定めたが、その値は図中に併記した。

図-4、図-6に示すように CPC η テストで $a=1.6$ (TH 1)、 $a=1.2$ (TH 2)、KoC η テストで $a=1.2$ (TH 1)、 $a=0.9$ (TH 2)であり、また図-5、図-7のように CPCPテストで $a=3.2$ 、KoCPテストで $a=1.8$ (TH 1)、 $a=3.0$ (TH 2)であった。即ち(等方圧密+ p 一定)という経路を経た時の方が(Ko圧密即ち η 一定)経路を経たときより大きな a となる。このことと、TH 1で用いるべき a は、圧密経路とせん断経路のなす角度 α と共に増大するとの結果³⁾を考え合わせると、経路 OAB(図-1)を経た場合には経路OAで圧密されたと考えるべきであろう。

5. むすび

本報告では途中で向きが変化するようなせん断経路の場合の応力-ひずみ関係を考察した。そして体積ひずみ v は過去に受けた応力経路の影響を受けないが、ある応力でのせん断ひずみ ε は、そこに至るまでの応力経路の影響を受けて一義的には定まらないことを示し、応力-ひずみ式の適用法について若干の考察を行った。しかしながら、実施された実験数はまだ少なく、今後も実験ケースを増やしながら、さらに考察を進めて行きたいと考えている。

むすびにあたり、日頃ご指導いただいている北海道大学 三田地利之教授に謝意を表します。また、実験およびデータ整理においては苫小牧高専5年土質卒研生諸君の多大な協力を得た。記して謝意を表する次第である。

<参考文献>

- 1)池浦勲、北郷繁、三田地利之、下越仁;伸張状態における異方圧密粘土の変形特性について、土木学会第38回年次学術講演会講演概要集(1982)
- 2)池浦勲、三田地利之、芳岡良一;異方圧密粘土の応力-ひずみ関係、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集(1984)

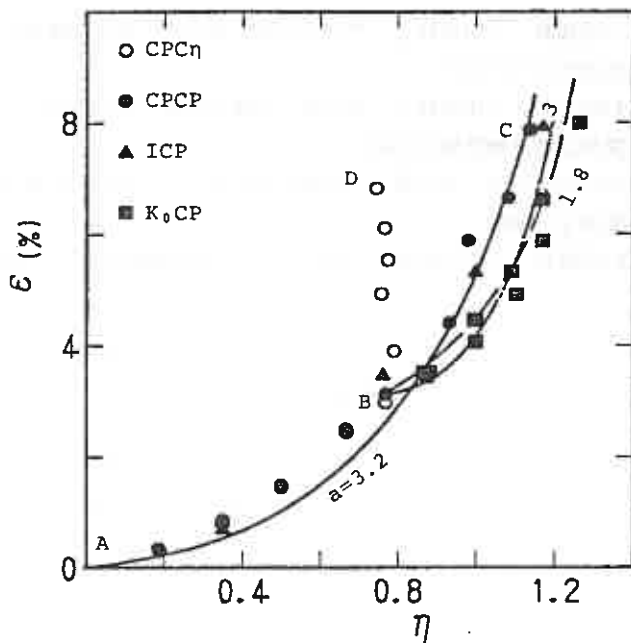


図-7 η と ε の関係

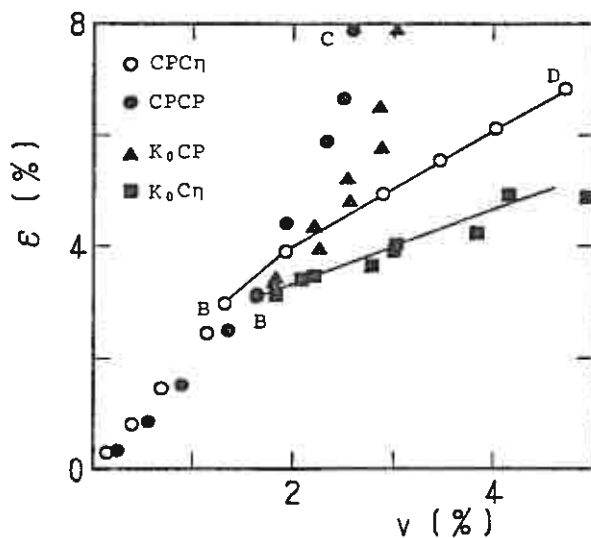


図-8 v と ε の関係

3)池浦勲、三田地利之；異方圧密粘土の応力- ひずみ関係に及ぼす応力経路の影響、土質工学会論文報告集、第26巻 3号(1986)

4)池浦勲、三田地利之、水上純一；異方圧密粘土の応力- ひずみ関係（第3報）、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集(1986)

5)三田地利之、水上純一；粘性土の応力- ひずみ挙動におよぼす異方圧密経路の影響、第21回土質工学研究発表会(1986)

6)芳岡良一；異方圧密粘土の応力- ひずみ挙動に関する実験的研究、北海道大学修士論文(1984)

1 まえがき

筆者らはせん断時間隙水圧の発生について興味を持ち、塑性間隙水圧が鉛直軸ひずみとの間で示す関係が、全応力経路に依存せずかなりユニークなることを笠岡粘土における試験データを用いて提示した¹⁾²⁾。引き続き、性質の異なる他の土質について、これまでの関係が成立するかどうかについて実験を重ねている。試料土としては、研究促進の観点より、圧密進行容易なカオリン粘土を採用した。これまでに2種類の全応力経路によるデータを収集したので、前記関係の普遍性について検討した結果をここに報告する。

2 間隙水圧の構成成分

本研究において採用している間隙水圧に対する考え方の概略をここに記す。詳しくは文献1)を参照されたい。

過剰間隙水圧(Δu)は、外力が加えられたり、変形が加えられることにより発生するが、それは弾性成分(Δu_e)と塑性成分(Δu_p)から成るとして(1)式が成立する。そのうち弾性成分を平均主応力増分 $\Delta \sigma_m$ に等しいと考える(2)式ことは、材料が等方性を有している限り妥当である。一方、塑性成分は実測できない値であり(3)式により計算される。

$$\Delta u = \Delta u_e + \Delta u_p \quad \cdots \cdots (1)$$

$$\Delta u_e = \Delta \sigma_m \quad \cdots \cdots (2)$$

$$\Delta u_p = \Delta u - \Delta \sigma_m \quad \cdots \cdots (3)$$

Io は側圧の変化を独立させて考慮している³⁾が、その考え方では正規化塑性間隙水圧～軸ひずみ関係はユニークとならず、全応力経路に依存していることを筆者らが示した⁴⁾。そのデータを(3)式により整理してみると、かなりユニークな関係が得られることも示した¹⁾。

3 試料と試験方法

3.1 試料

試料は市販のカオリン粘土である。主な物理的性質としては、液性限界 79.0%、塑性限界 37.6%、塑性指数 41.4%、土粒子比重 2.679、 $2\mu m$ 以下63%などがあげられる。粒度試験によれば、すべて $74\mu m$ 以下、 $1\mu m$ 以下でも34%と非常に細かい粒径の土である。しかしその圧密特性は特異で、圧密進行が極めて速やかで、 $(1.6\sim 2.8) \times 10^2 \text{ cm}^2/\text{d}$ 程度の圧密係数である。圧縮指数0.574、膨張指数0.250と共に大きな値を有している。

一連の試験が始まって後日判明した重要な事項は、このカオリン粘土は再圧密試料であっても、明瞭な異方性を示すことである。2章で述べた(2)式は、材料が等方性を有する時には間違いなく成立しよう。しかし、異方性を示す場合には等方応力によっても試料にせん断ひずみが発生し、それは必ずしも可逆的ではない。カム・クレイ・モデルではせん断ひずみはすべて非可逆的であるとしているくらいである。本報告に用いたデータはすべて水平試料、排水方向に直交する方向が長軸になるように切り出した試料について得られている。

液性限界の2倍の含水比に調整・養生中の泥水より適量の試料を取り出し、ソイルミキサーにて1時間

カクハンした後、内径20cmのセルを用いて85kPaの圧力にて一次元排水を行なう。液性指数0.7程度の含水比の試料が得られている。

3.2 試験の方法と条件

標準的な軸対称三軸試験装置により、圧密非排水圧縮試験を行なった。円柱供試体の上下両端からの排水を許さず、半径方向にのみ排水を許している。等方圧密後、ひずみ制御方式により載荷する。

側圧を一定に保つ場合(Uシリーズ)と側圧を下げることににより平均主応力を一定に保つ場合(Mシリーズ)の2種類の試験を実施した。Uシリーズは最も標準的なせん断試験であり、全応力経路の傾きは+3である。Mシリーズは、偏差応力の増分が $\Delta\sigma_a$ の時、側圧を $\Delta\sigma_a/3$ だけ減少させることにより実施される。この時全応力経路は鉛直線であり、傾きは無限大である。

側圧の制御装置として、従来の方式の他に、新しいEP変換器によるものを導入したので後節にて紹介する。

間隙水圧は供試体下端面において計測した。変形速度は0.01mm/分であり、おおよそ0.008~0.009%/分のひずみ速度にあたる。100kPaの背圧を圧密過程当初より加えている。圧密応力は100、200、300、400kPaの4種類とした。1例を除き2回ずつ実験を行なった。

3.3 試験装置

標準的な三軸試験装置を基本におき、いろいろの装置を組み合わせることにより種々の条件下の試験を実施できるように、工夫を加えて利用している⁵⁾。そのシステムの一経路を利用することにより、平均主応力一定試験を実施できる⁶⁾。その基本原理は、圧力センサー、変位センサーの値をひずみ計を介してマイクロコンピュータに取り込み、試験条件を満足するように側圧用圧力調整弁を小型モーターにて制御することである。この関係を図-1に示す。Mはモーター、Rは圧力調整弁、FDはフロッピーディスクの意味である。

このシステムを利用して塑性間隙水圧と軸ひずみの関係が全応力経路に依存しないことのデータを得てきた。しかし、側圧の制御が増加から減少へ、減少から増加へと変わる場合にはギアの遊びのため制御が不十分となってしまうことが多い。

電子工学技術の進歩により、より高度な制御機器が安価に入手できるようになっている。このたび電圧の大きさにより出力空気圧の大きさを決定するEP変換器を導入した。図-2に示すように通常の圧力調整弁2個(R_1 、 R_2)、EP変換器(T)、比例調整弁(A)から成っている。

EP変換器は1 voltから9 voltに対応し

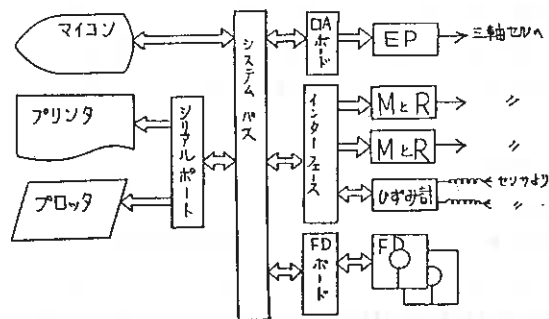


図-1 三軸試験制御システム

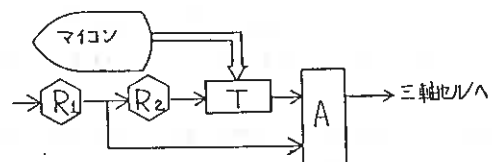


図-2 EP変換器

て0.21kgf/cm²(20.6kPa)、1.05kgf/cm²(103.0kPa)を出力する。比例調整弁はその圧力を拡大する機能を有している。たとえば1~6voltに対して0~6.45kgf/cm²(632.5kPa)の出力とすることができる。一方マイコン(SORD M243)のアナログ出力基板(HS-A10)において-10.24から+10.16voltを発生できる。8ビットマシンであるから0と256(デシマル値)に対応している。検定の結果(比例調整弁1:11の時)

$$p=7.97I-1133.4 \quad \dots\dots (4)$$

p:出力圧力(kPa) I:入力(デシマル値 126~255)

が得られた。比例定数7.97は大きく、決して十分な精度ではない。16ビットマシン、32ビットマシンでは比例定数が1/2、1/4となる。しかし応力の上昇、下降を瞬時に実現できる点においてEP変換器方式は従来の方式より優れている。

4 試験結果と考察

4.1 全応力経路制御

平均主応力 σ_m を一定に保つように、マイコンを組み入れ1~4分毎に計測しながら修正を加えたにも拘らず全応力経路制御は不十分であった。図-3は500kPaを目指した時の全応力経路(TSP)と有効応力経路(ESP)である。全応力経路が鉛直に立ち上がっていない。一方、有効応力経路に関しては滑らかな曲線

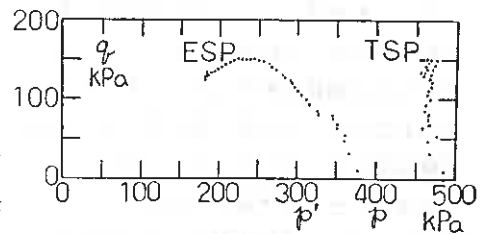


図-3 応力経路の制御精度

が得られていることから、側圧の揺れが大きいことが精度不十分の一因とみている。

図-4は平均主応力の時間的変化を見るもので、横軸として軸ひずみをとっている。せん断開始初期に変動が大きいのに比し、波打ちながらも全体としての調整はかなり良好に行なわれていることが分かる。軸ひずみが2%までは1分毎の調整であること、計測調整後の時間待ちの時に計測が実施されること、せん断初期はせん断応力が急速に増大することから、平均主応力調整を必要とするデータが次々と計測記録されるため、せん断初期に変動が大きいことは当然であると考えている。現ひずみ計測システムでは1分以下の測定はできない。より高速の計測が可能なシステムを計画・準備している。

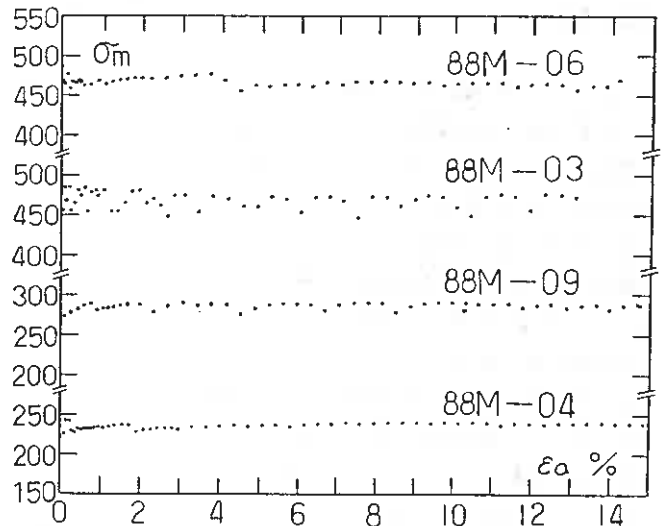


図-4 せん断過程の平均主応力

前述のようにある程度の変動を有する全応力経路をならして眺めてみたものが図-5の実線である。点線は側圧一定の標準的試験における実測全応力経路である。Mシリーズ200kPa(σ_{r0} :100kPa)の1事例は少し右上りになっている以外は、経路の全く異なる2種類の試験条件

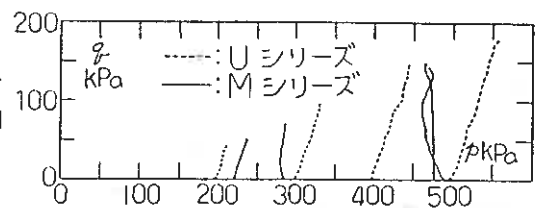


図-5 全応力経路

が満足されていることが明白である。

4.2 間隙水圧と軸ひずみ

せん断に伴って発生する過剰間隙水圧と軸ひずみの関係を図-6 (Uシリーズ)、図-7 (Mシリーズ)に示す。Uシリーズの場合には、明瞭な正規化挙動が示されている。これに対しMシリーズの場合には、 σ_{rc}' 100kPaの事例において他より高い間隙水圧が計測されて、正規化挙動が現われているとは言いがたい。この事例においては全応力経路の制御が他の事例におけるよりも不十分であって、直上へ進まず右上がりであったことを先述した。この原因が何であるかを特定することは現在のところできないが、本来正規化挙動を示す土と考えると検討を加えている。なお同一条件による2回の試験結果はほとんど同一であった。

偏差応力と軸ひずみの関係は、Mシリーズ、Uシリーズ共に良好な正規化挙動が示されている。ここでは図示していないが付記しておく。

4.3 塑性間隙水圧と軸ひずみ

2章で述べた塑性間隙水圧 Δu_p を圧密有効応力 σ_{rc}' にて除した正規化塑性間隙水圧と軸ひずみの関係を図-8 (Uシリーズ)、図-9 (Mシリーズ)に示す。Uシリーズの場合には、せん断開始直後から軸ひずみ0.2~0.4%までわずかに負または零であり、その後単調に増加している。これらの曲線は、圧密応力の大きさに依存せず狭い領域に位置し、正規化挙動が明白である。この傾向は笠岡粘土の場合よりむしろまとまっている。すなわち、笠岡粘土のUシリーズの場合に、2グループに分かれていたからである。

他方、Mシリーズについてみると、100kPaの事例においてわずかに負の値を示す以外は単調増加の傾向にある。Uシリーズの場合より領域は広がっているが、正規化挙動も見られる。

4.4 全応力経路への依存性

2種類の全応力経路による正規化塑性間隙水圧~軸ひずみ曲線を圧密応力毎に示したものが図-10である。これらの結果は予期した定量的挙動とはかなり離れた関係である。図-11は正規化全間隙水圧~軸ひずみ関

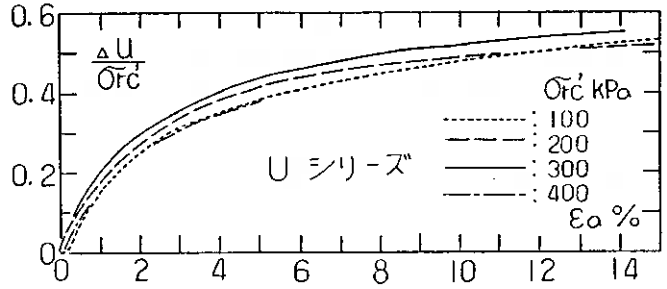


図-6 全過剰間隙水圧(側圧一定試験Uシリーズ)

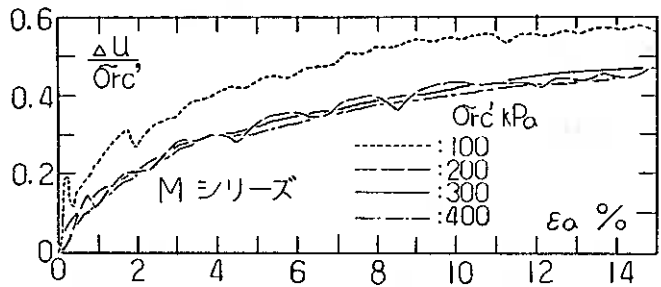


図-7 全過剰間隙水圧(平均主応力一定試験Mシリーズ)

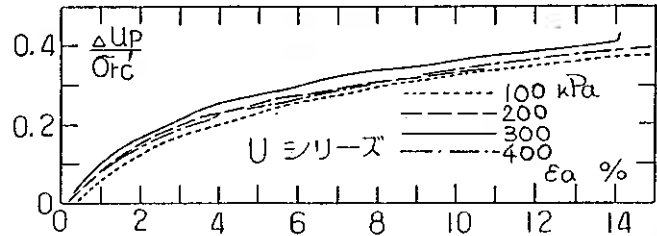


図-8 塑性間隙水圧(側圧一定試験Uシリーズ)

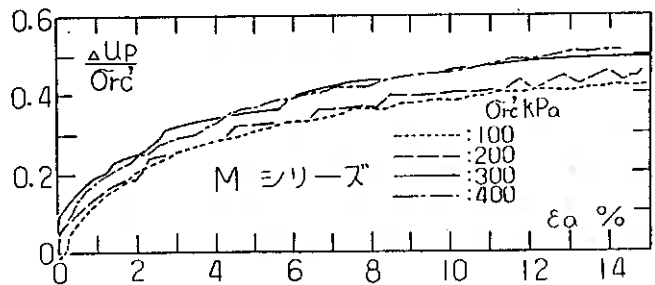


図-9 塑性間隙水圧(平均主応力一定試験Mシリーズ)

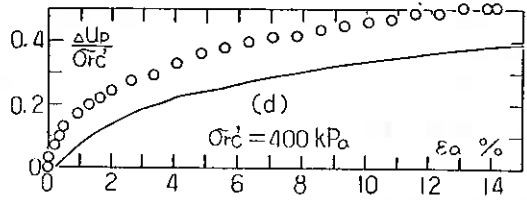
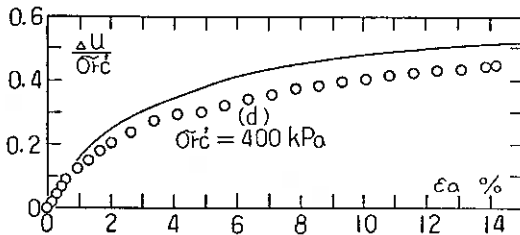
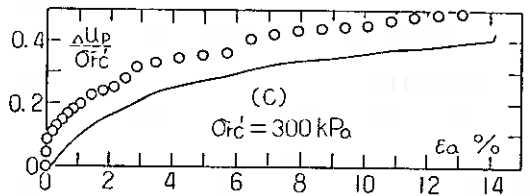
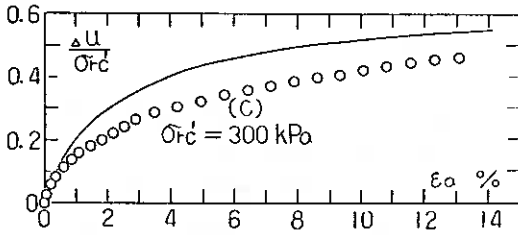
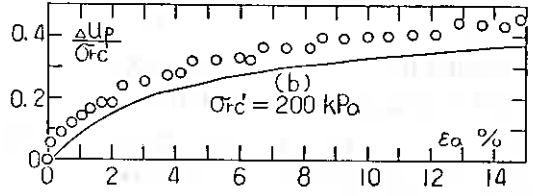
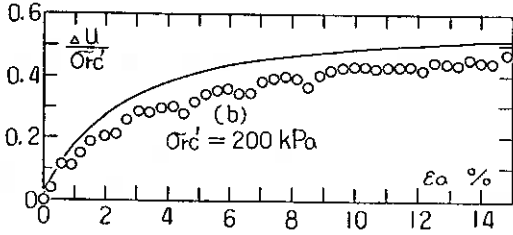
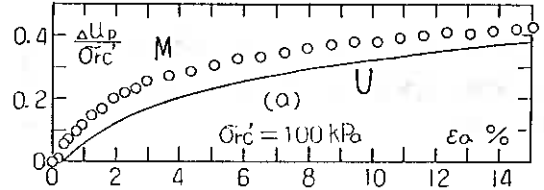
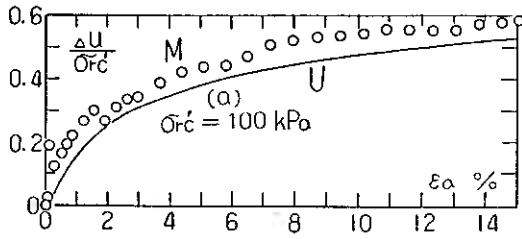


図-10 塑性間隙水圧への全応力経路の影響

図-11 全過剰間隙水圧への全応力経路の影響

係であるが、むしろこちらの方が近似していると言えよう。

ここで再び、昨年度までの成果である笠岡粘土に関するデータの一部を示してみる。図-12のように、全間隙水圧に関しては明らかに異なり全応力経路に依存している挙動が、図-13のようにかなり絞られ、狭い領域に収まっていた。特に、全応力経路が左方へ向かう条件時には、全間隙水圧は著しく異なるにも拘わらず塑性間隙水圧については狭い領域に絞りこまれてきた。

カオリン粘土の場合について、まだ試験の実施されていない全応力経路がある。それらの全間隙水圧の挙動は大きく異なると推測される。それら未検討の全応力経路における塑性間隙水圧がこれまでの領域に収まるならば、塑性間隙水圧～軸ひずみ関係は全応力経路に依存しないとみなすことができよう。

他方、カオリン粘土は文献1)で得た結論が適用できない土質である可能性も残されている。3.1節で述べたように、試料の異方性が間隙水圧にも影響を及ぼす場合である。(2)式が成立せず平均主応力変化 $\Delta\sigma_m$ が塑性間隙水圧の成分を持つならば、Uシリーズの方が高い Δu_p を示すことになる。逆に負の塑性間隙水圧

成分を持つのであれば、Mシリーズの方が高い値を示すことになる。今回のデータはこの傾向を示しているが、他の種類の全応力経路の試験結果も含めて検討しなければならない。

5 まとめ

笠岡粘土につきカオリン粘土について2種類の全応力経路の軸対称三軸圧縮試験を実施して、正規化塑性間隙水圧と軸ひずみの関係を検討した。全応力経路の種類がまだ不十分ではあるが、以下の知見を得た。

(1) カオリン粘土は、偏差応力、間隙水圧共に全応力経路の影響を受けず、明瞭に正規化挙動を示す。ただし平均主応力一定試験の間隙水圧の一事例に外れるものがあった。

(2) 塑性間隙水圧と軸ひずみ関係においても正規化挙動が見られる。

(3) カオリン粘土に関して、「塑性間隙水圧と軸ひずみの関係は、全応力経路に依存しない」とすることは、今回のデータだけによれば断定が難しい。むしろ、全間隙水圧と軸ひずみ関係の方がユニークだからである。しかし、笠岡粘土に関して得られた結論に基づくならば、塑性間隙水圧と軸ひずみの関係もユニークとみなすことの可能性もある。

(4) 試料の異方向性が塑性間隙水圧へ影響を及ぼすならば、(3)式による塑性間隙水圧はユニークではない。

(2)式は成立せず、(3)式を再検討する必要性が出て来る。

(5) 前記(3)および(4)を検証するため、カオリン粘土に関して更に他の全応力経路に関する試験結果を検討して結論をまとめるべきである。

(6) 応力制御システムはまだ完全ではなく、計測をより高速化し、せん断開始初期の制御精度を向上させることが望ましい。高速のひずみ計とマイコンの結合を実施中である。

本研究を進めるにあたり、昭和63年度文部省科学研究費補助金を得た。本報告に用いたデータは、本校学生池上直人君、佐渡博行君、本校卒業性高橋達也君、赤石直樹君が、卒業研究として筆者らの指導の下に実施して得たものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐野信房・岩淵祐一[Feb 1988]正規圧密粘土の塑性間隙水圧と鉛直軸ひずみの関係 土質工学会北海道支部技術報告集 第28号 pp59~60
- 2) 佐野信房・岩淵祐一[Jun 1988]真の三軸圧縮試験における塑性間隙水圧と鉛直軸ひずみの関係 第23回土質工学研究発表会 pp535~536
- 3) Lo, K. Y. [Nov 1969] The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays. *Canad. Geotech. J.* Vol.6 No.4 pp 383~412
- 4) 佐野信房・岩淵祐一[Feb 1987]粘性土の三軸圧縮試験におけるひずみと塑性間隙水圧の関係 土質工学会北海道支部技術報告集 第27号 pp75~84
- 5) 佐野信房[Mch 1984]マイコンによる三軸試験自動計測システムとプログラムの開発 函館高専紀要 第18号 pp125~134
- 6) 佐野信房[Mch 1987]マイコン制御による平均主応力一定における間隙水圧とひずみの関係 函館高専紀要 第21号 pp163~169

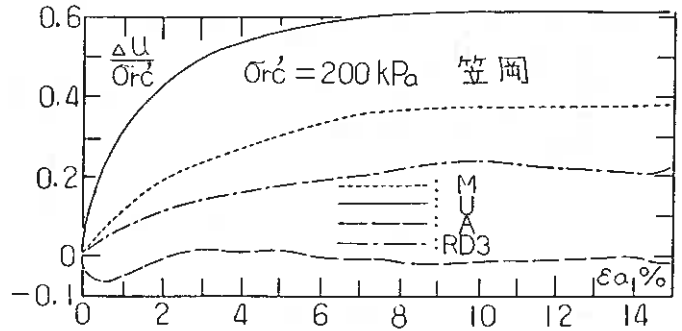


図-12 全過剰間隙水圧への全応力経路の影響(笠岡粘土)

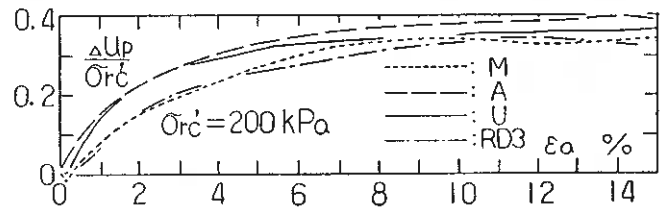


図-13 塑性間隙水圧への全応力経路の影響(笠岡粘土)

北大工学部 三田地 利之

北大工学部 ○工 藤 豊

札幌市 桜庭 大久

1. まえがき

室内で行われるせん断試験においては、現地からサンプリングしてきた土試料を供試体に成形した後、試験が行われる。ここで、サンプリングから試験用供試体に成形されるまでに、試料は応力解放による有効応力変化、機械的・人為的乱れを受けることになる。機械的・人為的乱れは、サンプリング技術の向上により最少限にすることができるにしても、応力解放による有効応力の変化は避けることはできない。軟弱粘性土地盤の短期安定に関する事前設計や破壊事例の解析などに実務で最も広く日常的に用いられる強度は一軸圧縮強度であり、一軸圧縮試験によって真の原位置強度が簡便に求め得るならば、それが最も望ましいことである。しかし、粘性土の強度特性に及ぼす上記の要因の影響に関する研究はかなり古くから行われており¹⁾~⁴⁾、一軸圧縮試験そのものについての意義に関する問題提起もなされているが⁵⁾、一軸圧縮強度に及ぼす応力解放の影響のみの要因に限って検討した例は少ない³⁾~⁴⁾。また、三軸圧密非排水(CU)強度に及ぼす背圧の影響に関する研究も限られている⁶⁾~⁸⁾。

本報告はサンプリングから一軸圧縮試験あるいは三軸圧縮試験に至る過程を三軸試験機内でシミュレートするような実験を行い、粘性土の強度特性に及ぼす応力解放の影響を調べたもので、一部昭和63年度土木学会年次講演会において発表している²⁾。

2. 試料及び実験

2-1 試料及び実験装置

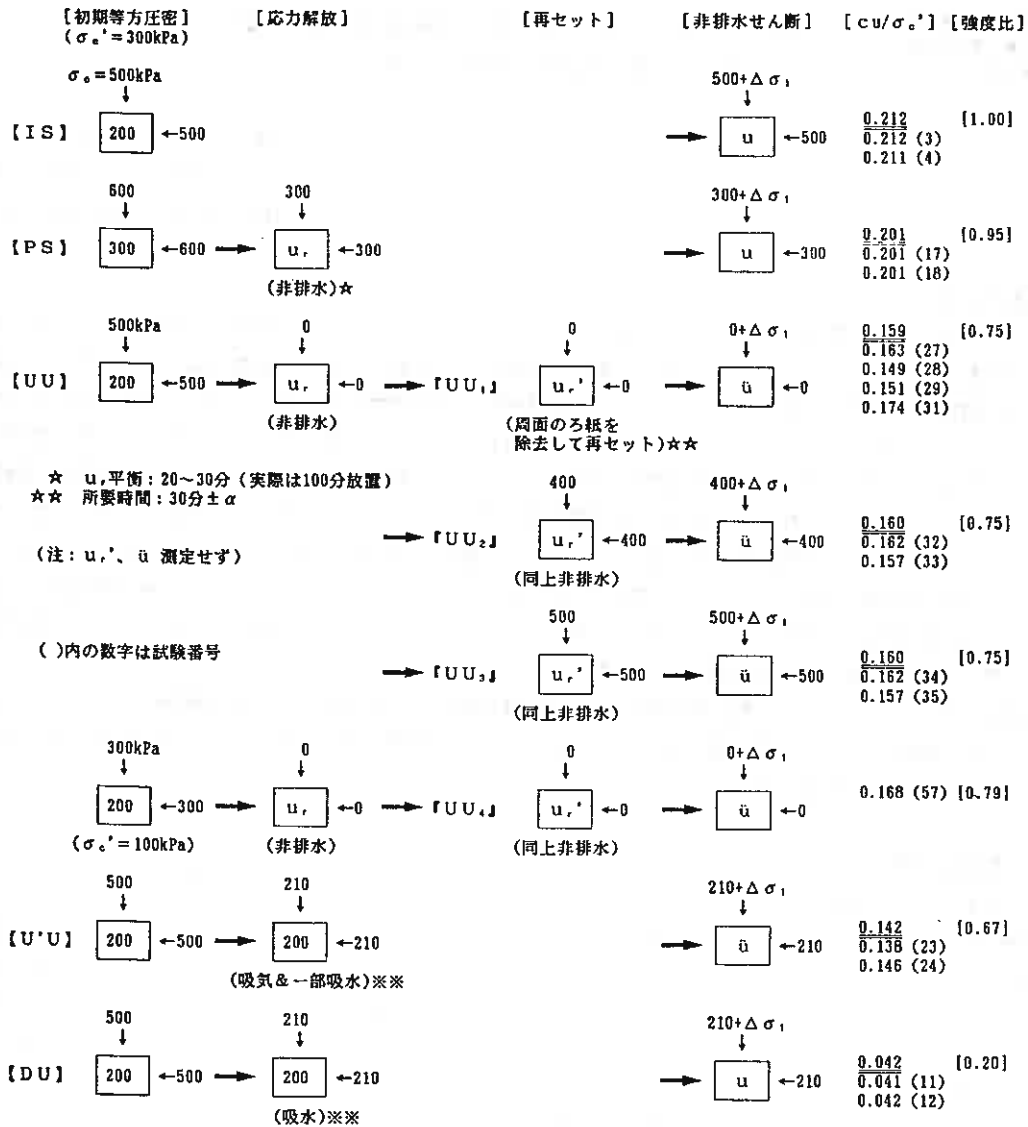
実験に用いた試料は、市販のカオリン粘土で、その物理的性質は LL=76%、PI=44、Gs=2.75である。供試体作製に先立ち、自立できかつ成形可能で含水比一定の飽和供試体を得ることを目的に、粉末状の試料に蒸留水を加えて含水比 150%となるように調整し、ミキサーで 1 時間程攪拌した後、真空で予圧密セル(内径 220mm、高さ 370mm)に引き込み、100kPa の鉛直応力で 10 日間一次元圧密した。このようにして予圧密した試料から鉛直方向に切り出し、直径 50mm、高さ 120mm の円柱に成形して供試体とした。供試体周囲にはスリットを付けたろ紙を張り、端面摩擦の影響を軽減させるためにシリコングリースを塗布したテフロンシートを両端面に置いた。なお、試験期間が長い場合にはメンブレンの透水性の問題が重要になるが本実験では試験期間が 2~3 日間と短期間であるので無視し得るものとした⁹⁾、²⁸⁾。

実験装置は、通常の軸対称三軸圧縮試験機を用いた。なお、試験中の軸力は三軸セル内にセットしたロードセルにより、軸ひずみはひずみゲージ式ダイヤルゲージにより、またセル圧及び供試体下端中央部における間隙水圧はひずみゲージ式圧力変換器によりそれぞれ測定した。

2-2 実験方法

供試体の三軸セルへのセットに伴い、供試体とろ紙、ろ紙とメンブレン、及びベDESTALやキャップとメンブレンの間に余分な水が残るため、この水を排水する目的でセット終了後、有効セル圧 40kPa を 15 分間

The Influence of Stress Release due to Sampling on the Undrained Shear Strength of Cohesive Soil—Simulation of Unconfined Compression and Triaxial Compression Test Procedure—; Toshiyuki MITACHI and Yutaka KUDOH (Faculty of Engineering, Hokkaido University), and Hirohisa SAKURABA (Sapporo City Office)



※※ 3時間放置

図-1(a) 実験条件

載荷して仮排水を行った。

図-1に示すようにすべての供試体について最初に有効圧密応力 $\sigma_v' = 300\text{kPa}$ まで段階的に等方圧密した後、以下のような実験を行った。なお、供試体の飽和度を高めるために 200kPa または 300kPa の背圧 (u_v) を圧密開始時から載荷した。また、排水は半径方向に規制した。

1) IS試験: 圧密終了後すぐに非排水せん断。

この試験から得られる強度は図-2の原位置強度に対応するものであって、サンプリング時の応力解放その他の影響を全く受けない場合の強度を表すものと考えられる。

2) PS試験: 圧密時の背圧と等しくなるまで非排水でセル圧を下げ、間隙水圧が平衡状態に達した後(20~30分で平衡に達するが実際には実験の都合上、100分放置)、非排水せん断。

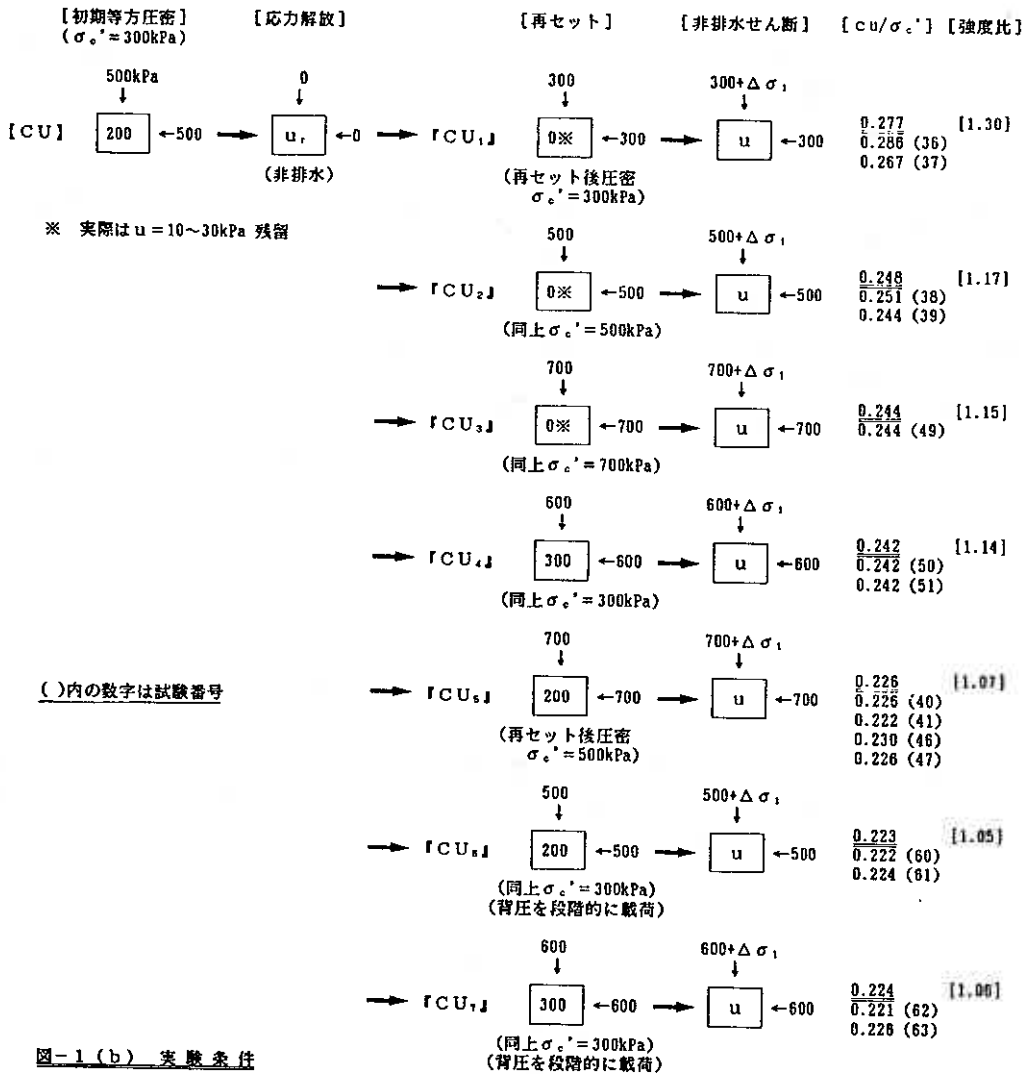


図-1 (b) 実験条件

図-1では、供試体に σ_3 が作用しているので、三軸圧縮試験のように見えるが、有効応力の立場から見れば、この試験から得られる強度は図-2における理想状態の一軸圧縮強度に対応するもので、圧密時のセル圧と背圧との差、すなわち有効圧密応力の解放の影響だけを受けた試料の一軸圧縮強度を表す。実際の試験業務の中でこのような試験を行うことは不可能であるが、一軸供試体が理想的に応力解放の影響のみを受ける場合を想定した実験である。なお、図-1のようなセル圧と背圧の組合せを用いると、最初のセル圧 800kPa を 300kPa まで下げた時(この状態は実際のサンプリングの際に、地盤内にかかっていた土被り圧が解放された状態に対応する)、供試体内の間隙水圧が負にならないために一軸圧縮試験中の間隙水圧の測定が可能となる。

- 3) UU試験：非排水で応力解放後セルを解体して供試体のろ紙を除去し、再セットして非圧密非排水せん断。再セットに要した時間は約30分。再セット後のセル圧は、0,400,500kPa の3種類。応力解放に伴って吸気。

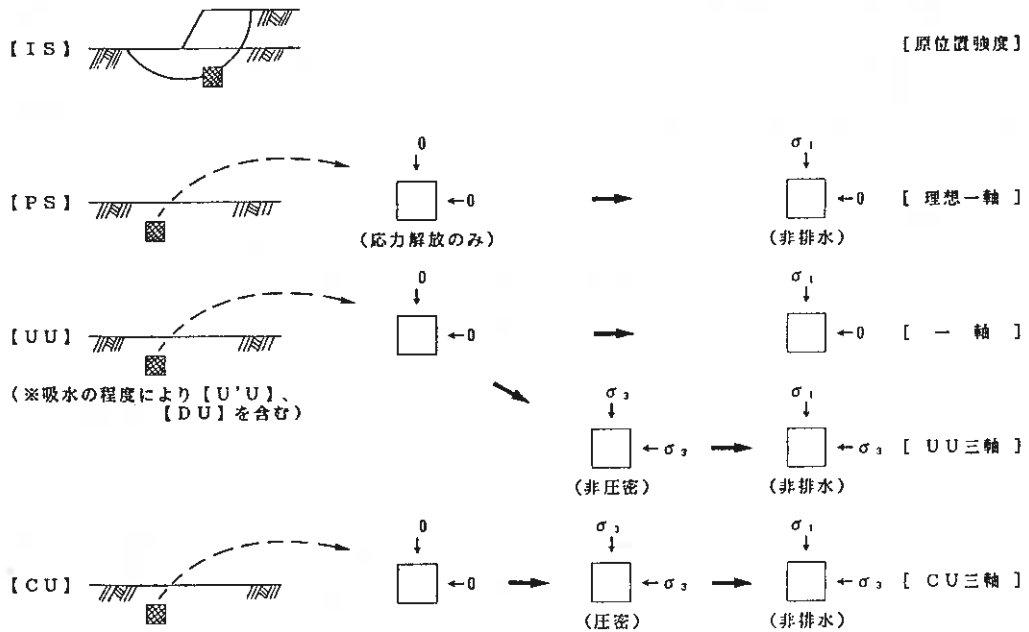


図-2 原地盤から室内試験までの応力条件の変化

この試験は通常業務で行われる一軸及びUU三軸圧縮試験(図-2)に対応するもので、応力解放後、再度セットすることで実際にサンプリングチューブから抜き出した試料を試験機にセットする時の作業の一部をシミュレートしている。再セット後のセル圧ゼロの場合が一軸圧縮試験、セル圧 400,500kPa の場合がUU三軸圧縮試験にそれぞれ対応する。

なお、このシリーズでは、土被り圧の大きさの影響をみるために、最初の有効圧密応力を 100kPa とし、応力解放後の再セット時のセル圧をゼロとした実験も追加実験としておこなっている。以下、このシリーズの実験を図-1の上から順にUU₁~UU₄と呼ぶ。

- 4) U'U試験：圧密終了後、排水経路を通じて吸気量を計測しながらセル圧を背圧よりも 10kPa だけ高い値まで下げ、平衡状態に達した後(約 3 時間後)非排水せん断。応力解放に伴って吸気及び一部吸水。

この試験は応力解放時に三軸セル下盤の排水ルート(内径 3mm, 長さ 約120mm)内に残存するわずかな量の水を意図的に吸水させ、図-2に示す実務上の一軸試圧縮試験の際の供試体がわずかに吸水した場合の影響を見ようとしたものである。

- 5) DU試験：圧密終了後、排水経路を通じて吸気量を計測しながらセル圧を背圧よりも 10kPa だけ高い値まで下げ、間隙水圧が平衡状態に達した後(約 3 時間後)非排水せん断。応力解放に伴って吸水。

この試験では、応力解放時にビュレット内の水を十分に吸水させるもので、実務における最悪の条件下で一軸圧縮試験を意図したものである。

- 6) CU試験：3)と同様に圧密終了後セルを解体し、新たなろ紙及びメンブレンをつけて再セットして再び圧密 [(セル圧, 背圧)=(300, 0), (500, 0), (700, 0), (600, 300), (700, 200), (500, 200)kPa] した後非排水せん断。応力解放に伴って吸気。以下、このシリーズの実験を図-1の上から順にCU₁~CU₇と呼ぶ。

この試験は通常業務で行われるCU三軸圧縮試験(図-2)に対応するもので、応力解放後、再度セットすることで実際にサンプリングチューブから抜き出した試料を試験機にセットする時の作業の一部をシミュレートしている。このシリーズの実験では、CU試験時の背圧の有無の影響(CU₁~CU₃とCU₄~CU₇の比較)や、背圧の載荷方法の違い(CU₄, CU₅とCU₆, CU₇の比較)の影響をも調べることを

目的とする。なお、 CU_4 、 CU_5 では所定の背圧を一度に載荷する方法をとっているが、 CU_6 、 CU_7 ではセル圧と背圧との差が 50kPa となるように維持しながら段階的に載荷した。

以上の試験において、非排水せん断時のひずみ速度はすべて 0.1%/min.で 3)、4)以外の試験においては供試体下端中央部で間隙水圧を測定し、試験は原則として同一条件下で 2 回ずつ行った。非排水強度 C_u は主応力差 $q(=\sigma_1-\sigma_3)$ の最大値の1/2で定義し、 CU 試験の場合は再圧密時の有効圧密応力で、またそれ以外は全て始めの有効圧密応力で除すことによりこれを正規化して 2 回の実験の平均値を用いて比較を行った。以下、正規化した強度を C_u/σ_e' とする。

3. 実験結果

図-3は IS, PS, UU_3 , UU_4 , $U'U$ 及び DU 試験の主応力差 q を応力解放前の有効圧密応力 σ_e' で除したものと軸ひずみ ϵ の関係を示したものである。またそれぞれの試験の C_u/σ_e' の平均値と IS 試験のそれとの比を図-1に示した。以下それぞれの試験による強度比を試験名により、IS, PS等のように表す。

図-3からも明らかなように IS と PS との差は 5%程度と小さく、以下 UU_4 , UU_3 , $U'U$, DU の順に強度の低下が大きくなっている。

PS 試験においては、応力解放後も有効応力が解放前の90%程度残留しており、一軸圧縮試験でも有効応力の保存状態がよければ、原位置強度と変わらない値が得られることがわかる。

図-1に示した強度比をみると、 $UU_1 \sim UU_3$ ではせん断時のセル圧に関わらず平均値では 0.75 となったが、セル圧ゼロの場合(すなわち、一軸圧縮条件)4回の実験による C_u/σ_e' が 0.149~0.174 となり、他の試験と比べてバラツキが大きい。また、せん断時にセル圧を加えた、いわゆる UU 試験の場合、一軸に比べてバラツキは少ないが IS 試験からの強度低下は25%と大きい。

UU_3 と UU_4 の比較で UU_4 の強度低下が小さいのは初期の有効圧密応力が小さい(すなわち、浅い位置から採取された試料に対応し、解放される応力の大きさが小さい)ことによるものと思われる。

$U'U$ が UU よりも低下しているのは、一部吸水していることと応力の解放時間が長く、供試体に働く有効応力が解放前よりもかなり低下していることによると思われる。

DU は最悪の条件下での一軸圧縮強度を表すものと考えられ、応力解放時の吸水が強度低下の大きな要因になることを示している。ちなみに応力解放前後の有効応力の比として計算した過圧密比は約 30 である。

図-4は IS, PS 試験と $CU_1 \sim CU_3$ 試験(再圧密時の背圧ゼロの CU 試験)の主応力差 q を応力解放前の有効圧密応力 σ_e' で除したものと軸ひずみ ϵ の関係を示したものである。また、それぞれの試験の C_u/σ_e' の平均値と IS 試験との比を図-1に示した。 $CU_1 \sim CU_3$ すなわち再圧密時の背圧がゼロの CU 試験より得られる強度は IS よりもかなり大きくなる。これは応力解放によって不飽和化した供試体の間隙比が再圧密によって減少することによるものと考えられ、原位置の有効土被り圧と同じ圧力で圧密した場合

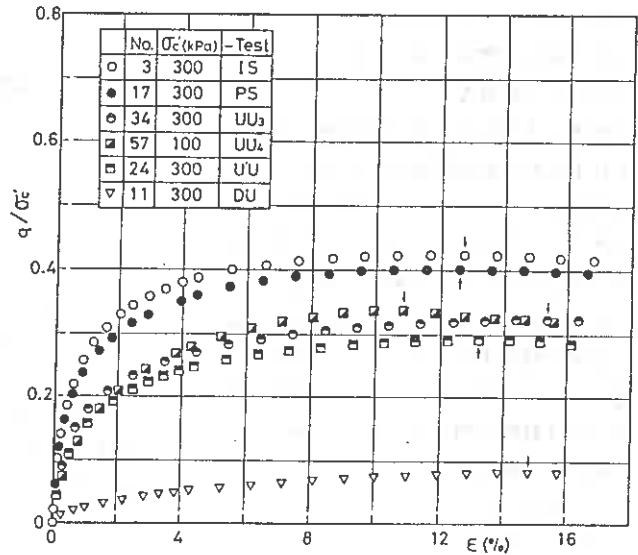


図-3 一軸および三軸 UU 条件下での正規化した主応力差-軸ひずみ関係

は、ISより30%も大きく、再圧密時の圧力が初期の圧密応力の2.3倍(CU₃)になってもなおISより15%程度大きい。

図-5はIS、PS試験とCU₁~CU₃試験における非排水せん断時の発生間隙水圧 Δu を応力解放前の有効圧密応力 σ_v' で除したものと軸ひずみ ϵ の関係を示したものである。

ISとCU₁~CU₃試験結果の比較からCU₁~CU₃ではせん断時の発生間隙水圧 Δu が小さく有効応力が大きい結果、ISよりも強度が大きい(図-1, 図-4)という結果をもたらしたものと考えられる。すなわち、再圧密段階ですでにISよりも余計に間隙水圧が発生し、かつ消散しているためにせん断時の Δu が小さく、したがって有効応力が大きい結果、強度が増加したと解釈出来る。

また、PS試験においてもIS試験よりも発生間隙水圧が少ないが、これは図-6に示したp-q面上の有効応力経路(pは有効平均主応力 $(\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$)の出発点の横軸の値からわかるように、PSでは応力解放時に12%程度有効応力が低下しており、その分だけせん断前に過剰間隙水圧が存在している(有効圧密応力300kPaの12%で36kPa)。これを有効圧密応力で無次元化した値

$$u_r / \sigma_v' = 0.12$$

図-4におけるPSの $\Delta u / \sigma_v' \sim \epsilon$ 曲線に加算するとISの曲線とほとんど一致する。

図-7はIS試験とCU₁、CU₂及びCU₃の主応力差を応力解放前の有効圧密応力で除したものと軸ひずみの関係を示したものである。再圧密時に背圧を加えることにより背圧が

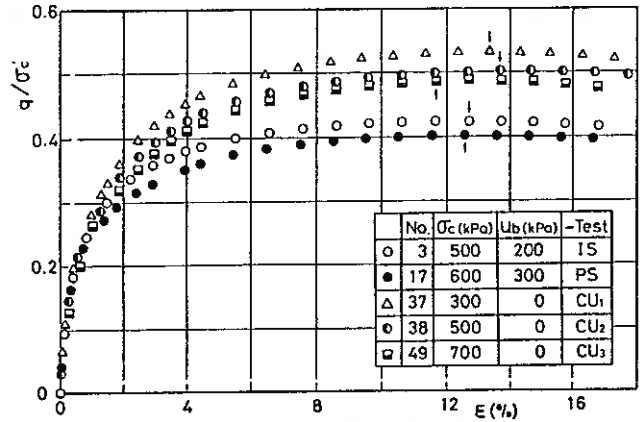


図-4 CU試験(背圧ゼロ)の正規化した主応力差-軸ひずみ関係

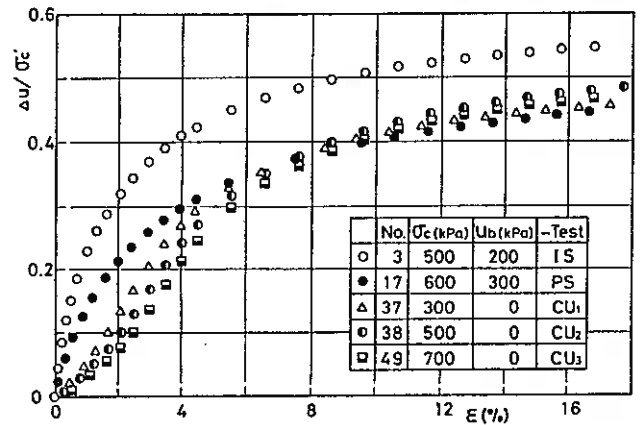


図-5 CU試験(背圧ゼロ)の正規化した間隙水圧-軸ひずみ関係

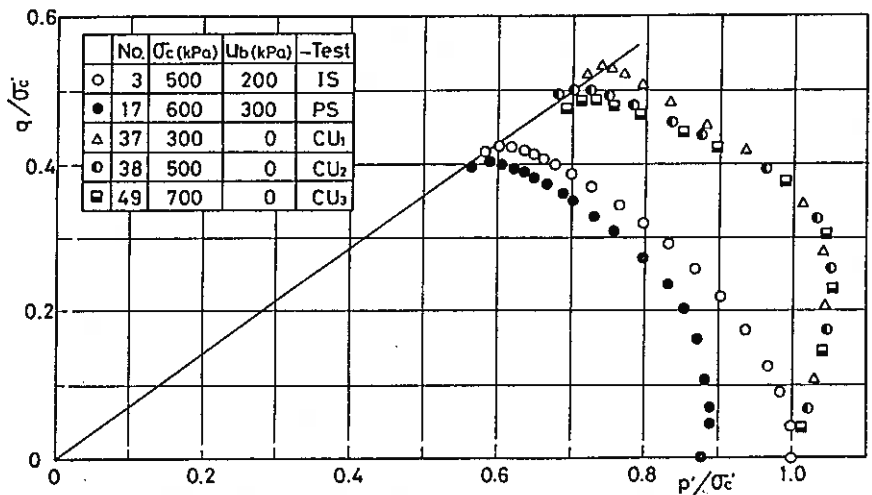


図-6 CU試験(背圧ゼロ)の正規化した有効応力経路

ゼロの時 ($CU_1 \sim CU_3$) よりも IS 試験の強度に近づくことがわかる。これは、応力解放によって不飽和化した供試体の飽和度が増すためと考えられる。

また、 CU_4 と CU_7 では再圧密時のセル圧は同じであるが背圧の加え方に違いがあり、 CU_7 は背圧を段階的に加えた試験である。図-1 と図-7 から CU_4 と CU_7 で 8% 程度の差があることがわかる。

図-8、図-9 は図-7 に対応する試験の間隙水圧-軸ひずみ曲線及び有効応力経路を示したものである。背圧を加えずに行った CU 試験結果の図-5 の $\Delta u - \epsilon$ 曲線及び図-6 の有効応力経路図と対比してわかるように、背圧を加えることによって $CU_4 \sim CU_7$ のせん断時の発生間隙水圧が IS のそれに近い値となり、有効応力経路も接近している。

再圧密時のセル圧、背圧の大きさ及び背圧の加え方の異なる CU_4 、 CU_5 及び CU_7 を比較すると CU_5 と CU_7 はほとんど同様の挙動を示していることが出来、再圧密時の有効圧密応力を大きく (CU_5 のそれは 500kPa) すること、有効圧密応力が低くても

(CU_7 のそれは 300kPa) 背圧を段階的に加えることとはほぼ同じ効果を示すことがわかる。すなわち、再圧密時の有効圧密応力が以前に受けた応力の 1.5~2 倍以上になると、それ以前に受けた複雑な履歴の影響が薄れることが知られてい

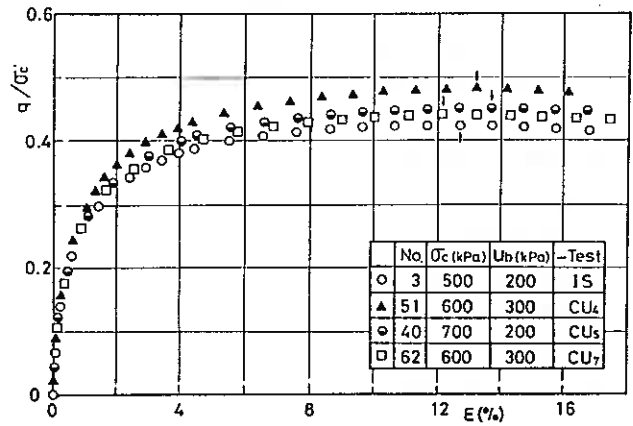


図-7 背圧を加えた CU 試験の正規化した主応力差-軸ひずみ関係

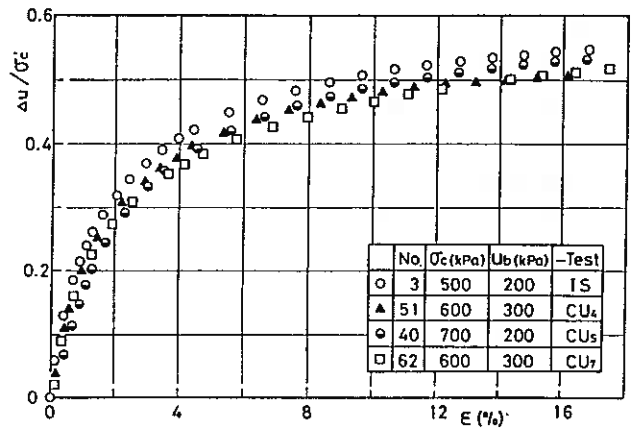


図-8 背圧を加えた CU 試験の正規化した間隙水圧-軸ひずみ関係

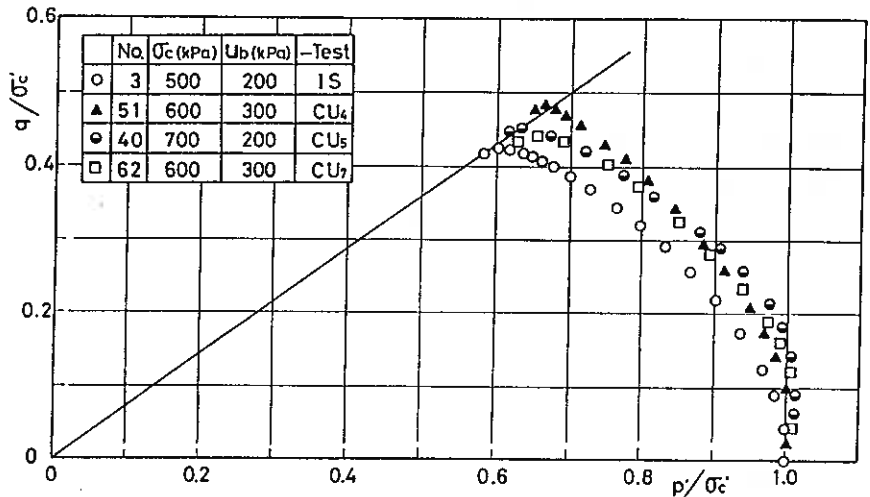


図-9 背圧を加えた CU 試験の正規化した有効応力経路

る²¹⁾。

また、再圧密時のセル圧と背圧の組み合わせが同じ場合を比較すると、背圧を一挙に載荷したCU₁試験では、せん断初期の発生間隙水圧Δuは背圧を段階的に載荷したCU₇試験よりもわずかに大きい、ひずみの大きい範囲でのΔuの増分が小さく、これが強度の増加につながったものと解釈できる。

なお、背圧を段階的に加えたCU₆の試験結果は、同じ条件のCU₇の試験結果とほとんど一致したので、図面の煩雑化を避けるために図-7~図-9に表示することを省略している。

図-10は非排水せん断時に間隙水圧を測定した全ての試験の破壊時の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と $(\sigma_1' + \sigma_3')$ の関係を示したものであって、有効応力によるせん断抵抗角は応力解放の影響をほとんど受けないことがわかる。

4. まとめ

図-11はIS試験の強度を1.0とした時のPS, UU, U'U及びDU試験（これらは実務における一軸あるいは三軸UU試験に対応）

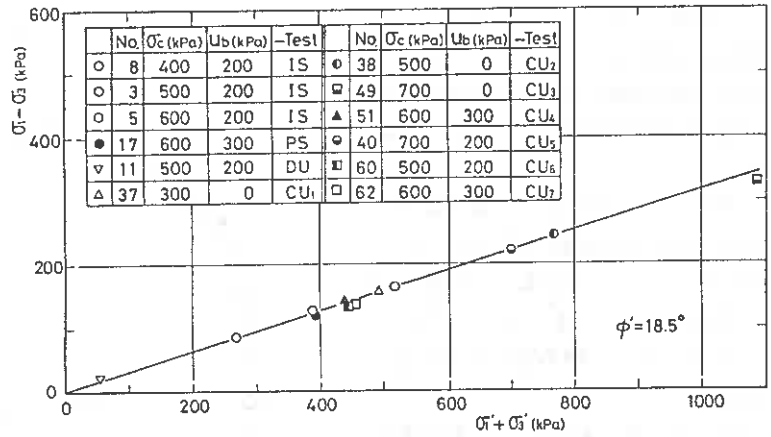


図-10 破壊時の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim (\sigma_1' + \sigma_3')$ 関係

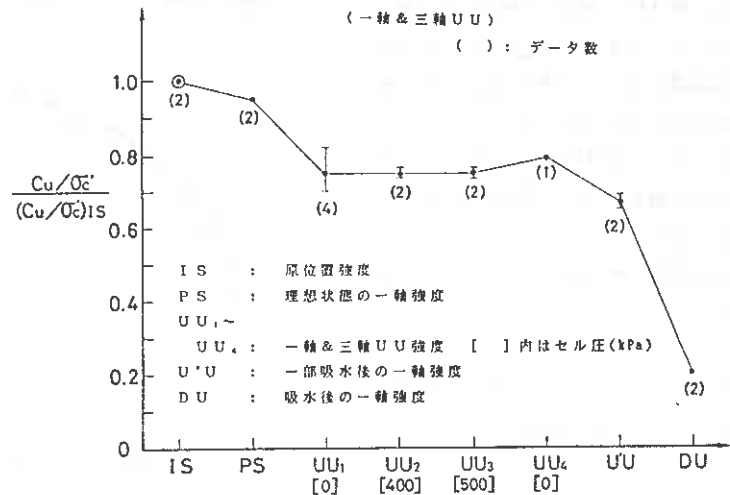
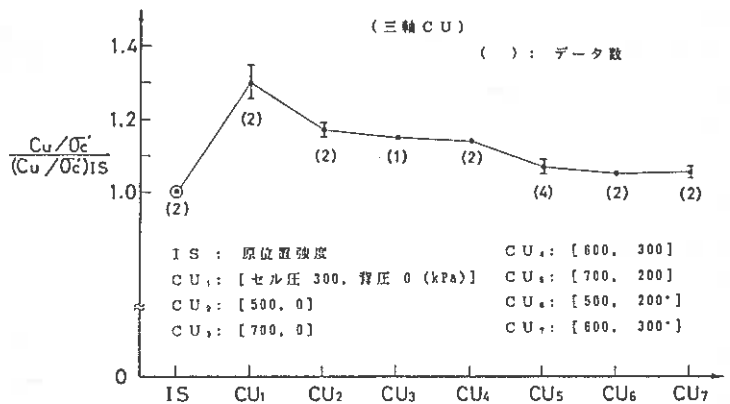


図-11 原位置強度と一軸および三軸UU強度との比較



(* CU₆, CU₇の背圧はセル圧との差を50kPa程度に保ちながら段階的に載荷)

図-12 原位置強度と三軸CU強度との比較

の強度比を、また図-12は同じくIS試験の強度を1.0とした時の $CU_1 \sim CU_7$ 試験の強度比を示したものである。これらの図から以下のことがわかる。

図-11から、

- 1) 純粋に応力解放のみの場合、強度低下は5%以内(PS試験)。
- 2) 通常の一軸あるいは三軸UU試験では30%程度の強度低下($UU_1 \sim UU_4$, $U'U$ 試験)。
- 3) 吸水の程度によっては大幅に低下(DU試験)。

また、図-12から、

- 1) (再圧密応力=初期圧密応力)で背圧=0の場合、 Cu/σ_c' を30%も過大評価(CU_1 試験)。
- 2) (再圧密応力)/(初期圧密応力)=2.3でも、背圧=0なら Cu/σ_c' を15%過大評価(CU_3 試験)。
- 3) 再圧密時のセル圧と背圧の組み合わせ及び背圧の載荷法によっては原位置強度に近似した Cu/σ_c' を得る($CU_4 \sim CU_7$ 試験)。

以上の試験結果は、国内の漁港構造物基礎の設計のために行われた不攪乱試料についての強度データを集めて統計的に処理した大橋ら²³⁾の研究結果と一致している。

図-11と図-12に示された結果を実際の試験業務に対応させて考えてみると、一軸や三軸UU試験の結果($UU_1 \sim UU_4$, $U'U$)から得られる非排水強度を有効土被り圧で除した値 Cu/σ_c' と背圧を用いずに原位置の有効土被り圧で再圧密して得られるCU試験(CU_1)の Cu/σ_c' との比較において、極端な場合、後者は前者の2倍にもなる。すなわち、通常業務で行われるCU試験は一般に原位置強度よりも高い強度を与え、一軸や三軸UU試験は低い強度を与えることになる。いわゆる“不攪乱”の試料を用いた室内強度試験の結果が必ずしもきれいに揃わないことの原因の一つはここにある。もう一つの原因は試験の種類が同じであっても試料の乱れの度合によって、例えば本研究の $U'U$ とUUの比較からわかるように、原位置強度の67%から75%の間に分布し、機械的乱れや吸水の程度によってはもっと大きな強度の変動が起こることにある。

5. あとがき

本報告は初期圧密を等方応力条件に限っているが、現在、異方応力条件で初期圧密した供試体について本研究と同じ内容で実験を実施中であって、機会を改めて発表したいと考えている。

本報告における実験及びデータ整理にあたっては、本学4年目学生 梅木宏也君ならびに谷口晋則君の多大な協力を得た。ここに記して謝意を表す。

(参考文献)

- 1) Skempton, A.W. and Sowa, V.A.(1963): The Behaviour of Saturated Clays During Sampling and Testing, Geotechnique, Vol.13, No.4, pp.269-290.
- 2) Ladd, C.C. and Lambe, T.W.(1963): The Strength of Undisturbed Clay Determined From Undrained Tests, ASTM, STP361, pp.342-371.
- 3) Noorany, I. and Seed, H.B.(1965): In-Situ Strength Characteristics of Soft Clays, ASCE, Vol.91, SM2, pp.49-80.
- 4) 奥村 樹郎(1969): 粘土試料の攪乱に関する研究(第1報) - 繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験 -, 港湾技術研究所報告, Vol.8, No.1, pp.59-84.
- 5) 奥村 樹郎(1969): 粘土試料の攪乱に関する研究(第2報) - 不飽和粘土のサンプリングに伴う応力変化について -, 港湾技術研究所報告, Vol.8, No.3, pp.77-98.
- 6) 三田地 利之, 北郷 繁, 高橋 喜一(1971): 粘性土の強度特性におよぼす応力履歴の影響について, 第6回土質工学研究発表会講演集, pp.133-136.

- 7)北郷 繁, 三田地 利之, 吉澤 耿介, 唐牛 義夫(1972): 粘性土のサンプリングに伴う応力変化が非排水せん断強度に及ぼす影響, 土質工学会北海道支部技術報告資料, 第12号, pp.23-28.
- 8)中瀬 明男, 勝野 克, 小林 正樹(1972): 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港湾技術研究所報告, Vol.11, No.4, pp.83-104.
- 9)三田地 利之, 北郷 繁(1973): 粘性土の強度特性におよぼす応力履歴の影響について, 北海道大学工学部研究報告, 第68号, pp.253-268.
- 10)阿部 廣史, 川上 浩(1980): 供試体の作成手順が一軸強度・サクシオンにおよぼす影響, 第15回土質工学研究発表会講演集, pp.429-432.
- 11)北郷 繁, 三田地 利之, 浅見 秀樹(1981): 異方圧密粘性土のせん断特性, 第16回土質工学研究発表会講演集, pp.349-352.
- 12)木村 孟, 斉藤 邦夫(1982): The Influence of Disturbance due to Sample Preparation on the Undrained Strength of Saturated Cohesive Soil, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.109-120.
- 13)矢田部 龍一, 榎 明潔, 八木 則男, 武本 誠(1987): 一軸圧縮強度に及ぼす溶存ガスの影響, 第22回土質工学研究発表会講演集, pp.377-378.
- 14)外崎 明, 赤石 勝, 稲田 信穂(1987): 飽和粘土の一軸圧縮強さ, 第22回土質工学研究発表会講演集, pp.395-396.
- 15)松岡 元(1983): 土の一軸圧縮強度の意義, 土と基礎, Vol.31, No.3, pp.55-57.
- 16)Lowe, J. and Johnson, T.C.(1960): Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Test Specimens, Proc., Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, ASCE, pp.287-295.
- 17)赤井 浩一, 小谷 章(1963): 不攪乱飽和粘土の圧密とせん断におよぼす back pressure の効果, 土木学会論文集, 第91号, pp.1-7.
- 18)Brand, E.W.(1975): Back Pressure Effects on the Undrained Strength Characteristics of Soft Clay, Soils and Foundations, Vol.15, No.2, pp.1-16.
- 19)小田 美明, 三田地 利之(1988): Stress Relaxation Characteristics of Saturated Clays Soils and Foundations, Vol.28, No.4, pp.69-80.
- 20)三田地 利之, 藤原 幸彦(1988): Closure for "Undrained Shear Behavior of Clays Undergoing Long-term Anisotropic Consolidation", Soils and Foundations, Vol.28, No.4, pp.176-178.
- 21)Ladd, C.C. and Foott, R.(1974): New Design Procedure for Stability of Soft Clays, Proc. ASCE, Vol.100, GT7, pp.763-786.
- 22)三田地 利之, 桜庭 大久, 工藤 豊(1988): 粘性土の強度特性に及ぼす応力解放の影響, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, pp.12-13.
- 23)大橋 正紀, 堀越 伸幸(1988): 沿岸海底地盤の非排水強度特性, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, pp.530-531.

1. まえがき

杭基礎を設計する場合、道路橋示方書では「くい基礎は上部構造の形式と機能、くいの支持機構、施工性を考慮して適切な根入れ深さを決めなければならない」として、必ずしも支持杭のみを対象としないで、摩擦杭を含めて総合的に検討することになっている。しかし、実際に採用されるのは支持杭がほとんどで、摩擦杭は敬遠されがちである。これは、杭の鉛直支持力のうち先端支持力に比べて周面摩擦力の評価が低いことに起因している。

しかし、最近の調査によると摩擦杭の失敗例が意外なほど少ないこと、杭の鉛直載荷試験において摩擦杭と支持杭との挙動の差があまりないことなどから、設計の考え方と実際との間に非常に大きな差がみられ、周面摩擦力が見直されつつある。また、北海道に広く分布する深さ40mを越すような軟弱地盤では、摩擦杭の経済的メリットも大きいものがある。

本研究では、杭の基本的な鉛直支持機構を明らかにするため、遠心力模型実験装置により、粘性土の正規圧密および過圧密地盤を短時間のうちに作製し、これを用いた杭の鉛直載荷実験を実施している。単杭の場合の極限支持力、先端支持力及び周面摩擦力の分担率などについての検討結果については、過去に報告済みである。本報告では、その結果をふまえ、摩擦杭における群杭効果について鉛直載荷実験を行ない検討したのでその結果を報告する。

2. 遠心力模型実験の概要

2-1 遠心力模型実験の原理

土の自重による影響を考慮して土質模型実験を行なう場合の実物と模型の相似則について考える。例えば、図-1のような単位体積重量 γ_p 、深さ Z_p の地点の鉛直応力 σ_p についてみると次のようになる。

$$\sigma_p = \gamma_p \cdot Z_p = \rho_p \cdot g \cdot Z_p \quad \text{..... (1)}$$

ここに、 ρ_p : 実物地盤の土の密度、 g : 重力加速度、

また、模型地盤の単位体積重量 γ_m 、深さ Z_m 地点の鉛直応力 σ_m は次のようになる。

$$\sigma_m = \gamma_m \cdot Z_m = \rho_m \cdot g \cdot Z_m \quad \text{..... (2)}$$

ここに、 ρ_m : 模型地盤の土の密度

模型地盤の寸法を実物の $1/\lambda$ とし、模型地盤の材料特性として実物地盤の応力 σ_p との間に次のような比例関係を仮定する。

$$\sigma_m = (1/\alpha) \cdot \sigma_p \quad \text{..... (3)}$$

これらを基にして、模型地盤材料が相似則を満たす条件は次の3条件で、代表される。

①材料の間隙率 n は実物地盤と模型地盤で等しい。

$$n_m = n_p \quad \text{..... 条件(I)}$$

②実物と模型において土粒子、間隙流体、および上の単位体積重量の比率

(η_s, η_f および η) がすべて等しい。

$$\eta_s = \eta_f = \eta, \quad \eta = \gamma_p / \gamma_m \quad \text{..... 条件(II)}$$

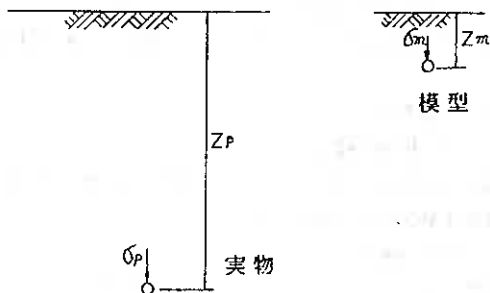


図-1 実物と模型の地盤図

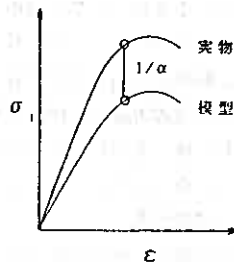


図-2 実物と模型の地盤の応力~ひずみの関係

Bearing Capacity of Axially Loaded Piles by Centrifugal Model Test.

Yuki Kusakabe, Shigeyuki Noto, Koji Katakura, (Hokkaidou Development Bureau)

Sadao Nakahashi, (Nippon Koei Co.,Ltd.)

④上記の λ , α , η の間に次式が成立する。

$$\alpha = \lambda \cdot \eta \dots\dots\dots \text{条件 (III)}$$

ここで、実物と模型の地盤の単位体積重量 γ_p , γ_m を同じにすると $\eta = \gamma_p / \gamma_m = 1$ となり、条件 (III) より $\alpha = \lambda$ となる。したがって、模型の縮尺として $1/\lambda = 1/100$ とすると応力の縮尺を表す α も同じオーダーになる。このことは模型地盤を実物地盤と同じ間隙率と単位重量をもった材料で作成し、かつ強度を $1/100$ の超軟弱地盤に低下させる必要のあることを意味し、実際上の取扱いが非常に困難となる。

遠心力模型実験では、上式の条件 (III) $\alpha = \lambda \cdot \eta$ において $\eta = \gamma_p / \gamma_m$ の分母の模型地盤の単位体積重量 γ_m を遠心力により大きくする。すなわち、(2)式の重力加速度 g に遠心力による加速度を加え $g' = \lambda \cdot g$ の加速度場で実験を行なうことにより、 $\gamma_m = \rho_m \cdot g' = \rho_m \cdot \lambda \cdot g$ として、 $\eta = 1/\lambda$ としたものである。

したがって、実物と模型の地盤強度比 α は、

$$\alpha = \lambda \cdot \eta = \lambda \cdot (1/\lambda) = 1 \dots\dots\dots (4)$$

となり、実物と模型で同じ土質材料が使用できることになる。

2-2 遠心力模型実験における相似率

遠心力模型実験で遠心加速度を λg とすると長さの相似率は $l_p / l_m = \lambda$ となり、応力度の相似率 $\sigma_p / \sigma_m = 1$ となる。この2つの相似率と、実物と模型で同じ材料を用いることから表-1に示すようにいくつかの相似率が求められる。

2-3 遠心力模型実験装置

遠心力模型実験装置を図-3に示す。この装置の回転半径は155cmで、遠心加速度は最大150gまでかけられる。測定はストロボスコープによる写真撮影とスリップリングを介しての電気計測による。

表-1 相似率一覧

項目	相似率
長さ	$L_p / l_m = \lambda$
応力度	$\delta_p / \sigma_m = 1$
ひずみ	$\epsilon_p / \epsilon_m = 1$
圧密時間	$t_p / t_m = \lambda^2$
荷重	$P_p / P_m = \lambda^2$

添字 P : 実物 m : 模型

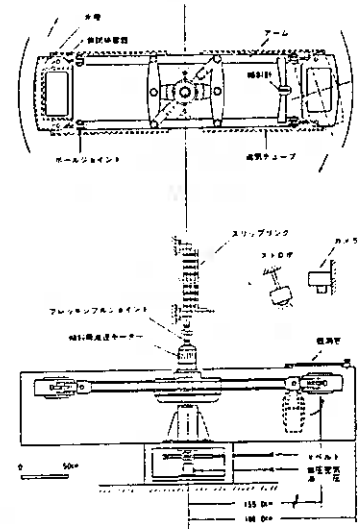


図-3 遠心力模型実験装置

3. 実験方法

3-1 模型の概要

図-4に模型の概念図を示す。実験はこの模型を図-3に示した遠心力模型実験装置に設置して実施した。

(1) 模型の縮尺

模型は実物の $1/100$ とし、これに重力加速度の100倍に相当する遠心加速度を加える。また、模型は3次元モデルとした。

(2) 模型杭

実験に用いた杭は、アルミニウム製、先端閉鎖として、杭周面は地盤との付着を良くするため溶射加工を施した。杭径は、 $\phi 10$ mm、杭長は110, 140, 170mmの3ケースとした。

杭配置については、図-5に示すように杭本数を6本、9本、12本とし、杭中心間隔を5D (D: 杭径)で一定とした(純間隔で4D)。模型杭の設置方法は、模型地盤に $\phi 10$ mmの穴を杭長分あけ、その穴に挿入した後、乱された杭周面の地盤強度を回復させるため、遠心加速度100gの遠心力場で再圧密させて設置した。

(3) 模型地盤

模型地盤は、軟弱な粘土層を想定し、カオリン(K)とベントナイト(B)を乾燥重量で $K/B = 20$ の混合材料を用いて作成した。表-2に混合材料の物理、力学特性を示す。

また、地盤条件としては、沖積地盤やビート地盤に対する正規圧密地盤と洪積地盤に対する過圧密地盤の2ケースとした。

正規圧密の模型地盤は、混合材料を液性限界の1.4倍のスラリーに調整し

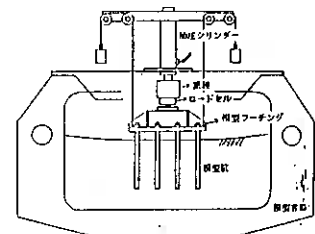


図-4 群杭模型の概念図

た材料を含水比が変化しないように3日以上養生した後、模型容器に詰め、遠心加速度100gの遠心力場で圧密がほぼ完了するまで自重圧密させ作製した。

過圧密の模型地盤は、正規圧密地盤と同様に自重圧密させた後、所定の圧密圧力が作用するように重りを載せ、再び遠心力場で圧密させ作成した。なお、圧密圧力は平均非排水せん断強度(CU)が正規圧密地盤のほぼ2倍になるように設定した。

3-2 鉛直載荷実験

(1) 載荷方法

鉛直荷重は、油圧ジャッキを遠隔操作して油圧シリンダを変位させて作らせた。載荷方法は変位速度制御方式とした。変位速度は、圧密非排水状態(CU状態)のせん断速度にほぼ等しい1.0mm/minとした。

(2) 測定項目

測定項目と測定機器は次の通りである。なお、周面摩擦力は杭頭荷重と杭先端支持力の差より求めた。杭先端支持力は、測定箇所を杭配置による対称性を考慮して図-5に示すように配置して測定した。

- ① 杭頭荷重(全支持力) ロードセル
- ② 杭頭沈下 ダイアルゲージ
- ③ 杭先端支持力 ひずみゲージ
- ④ 模型底面の土圧 土圧計

(3) 実験ケース

実験は表-3に示す6ケースで実施した。

4. 実験結果

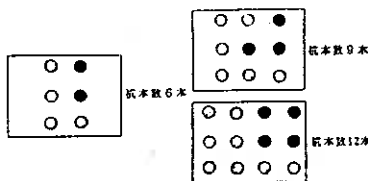
杭長を変化させた場合の杭頭荷重と杭頭沈下の関係を図-7に示す。

杭頭荷重は、杭長が短いL=110mmが最少となり、次に杭長が長いL=170mm、杭長が中位のL=140mmで最大となっている。杭本数を変化させた場合の杭頭荷重と杭頭沈下の関係は、図-8に示すように、杭頭沈下量が多い所では杭本数が多いほど荷重強度が大きくなっているが、沈下量の初期の段階では、杭本数9本と12本でほぼ同じ値となっている。

地盤条件を正規圧密と過圧密に変化させた場合の杭頭荷重と杭頭沈下の関係は、図-9に示す通りである。杭の先端支持力

表-2 粘上層の土質定数

項目	数値
比重	2.722
液性限界:w _L	50%
塑性限界:w _p	26.4%
塑性指数:Ip	23.6
圧縮指数:Cc	0.288
圧密係数:cv	148 cm ² /day
強度増加率:cip	0.32



(フーチング模型平面図、●が先端支持力測定杭)

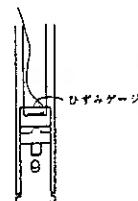


図-5 先端支持力測定杭の配置図

図-6 測定先端詳細図

表-3 実験ケース一覧

地盤条件	杭本数(本)	杭長(mm)
正規圧密	9	170
正規圧密	9	140
正規圧密	9	110
正規圧密	6	140
正規圧密	12	140
過圧密	9	140

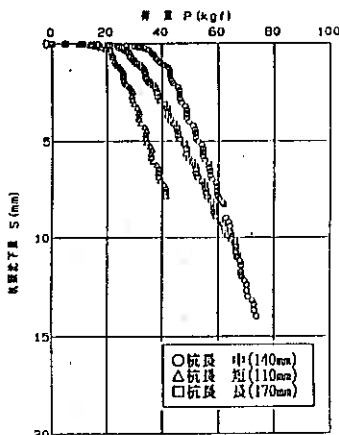


図-7 荷重～杭頭沈下関係

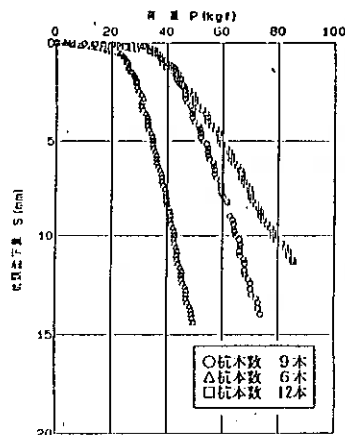


図-8 荷重～杭頭沈下関係

(杭本数9本、正規圧密地盤は同じ) (杭長140mm、正規圧密地盤は同じ)

と杭頭沈下の関係の1例として杭長170mm、杭本数9本、正規圧密地盤の場合の実験結果を図-10に示す。先端支持力は、角に位置するNo.1杭が最小で、次に中央に位置するNo.3杭、側面に位置するNo.2杭の順に大きくなっている。他の条件での実験結果では、先端支持力の大きい順位は一定にならなかったが、側面に位置する杭の先端支持力が大きいという傾向はみられた。

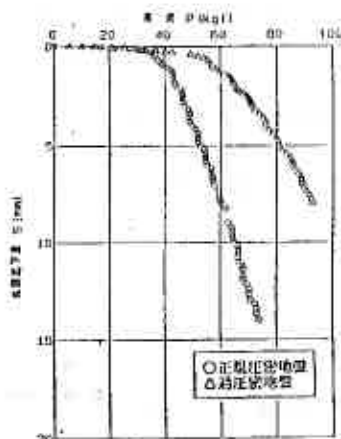


図-9 荷重～杭頭沈下関係
(杭長140mm、杭本数9本は同じ)

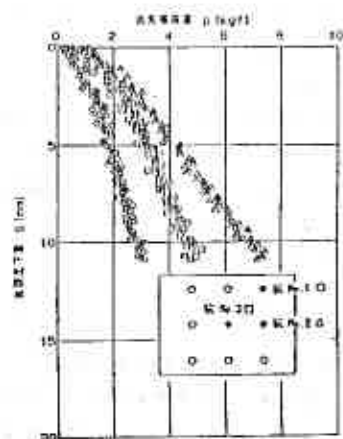


図-10 杭先端支持力～杭頭沈下関係
(杭長170mm、杭本数9本、正規圧密地盤)

5. 実験結果の解析と考察

ここでは、以前に報告した単杭の場合の実験結果と本実験結果を比較して、次の場合の杭1本あたりの極限支持力を解析して考察する。

- (1) 杭長を変化させた場合 (地盤条件=正規圧密地盤、杭本数=9本)
- (2) 杭本数を変化させた場合 (地盤条件=正規圧密地盤、杭長=14m)
- (3) 地盤条件を変化させた場合 (杭本数=9本、杭長=14m)

比較する極限支持力は、実験結果から荷重～沈下量の関係で荷重増加に対する沈下量増加の割合が変化する点の杭頭沈下量がほぼ、 $1D$ (D : 杭径) であることから、この杭頭沈下量における支持力を極限支持力と仮定し決定した。このことは、単杭の場合も同様である。

なお、単位は模型の相違率により実物大の単位に変換して示す。

(1) 杭長を変化させた場合

図-11は、杭長を変化させた場合の杭1本当たりの極限支持力を単杭と群杭と比較したものである。群杭は、単杭に比べて杭長が長くなることによる支持力の増加が少ない。また、各杭長での1本当たりの支持力は群杭の方が小さくなっている。この原因は、図が示すように先端支持力があまり変化していないことから、周面摩擦力の低下によるものであることがわかる。すなわち、群杭の場合は、杭間の土壌が一体となって挙動するため、杭間の周面摩擦力が低下したものと考えられる。

図-12は、群杭と単杭の杭1本当たりの支持力の比(群杭効率)を杭長別に示したものである。先端支持力については、バラツキが大きく傾向がつかめないが、周面摩擦力については、杭長が長いほど低下する傾向がみられる。しかし、周面摩擦力はたたく杭の周面積は、長さによって変化するが、単杭と群杭の杭1本当たりの周面積は同じである。したがって、ここでの結果は、減少傾向と判断せずに、ほぼ一定であると判断すべきであろう。

図-13は、杭頭荷重に対する周面摩擦力の分担率を杭長別に示したものである。単杭では杭長が長いほど周面摩擦力の分担率が大きくなるのに

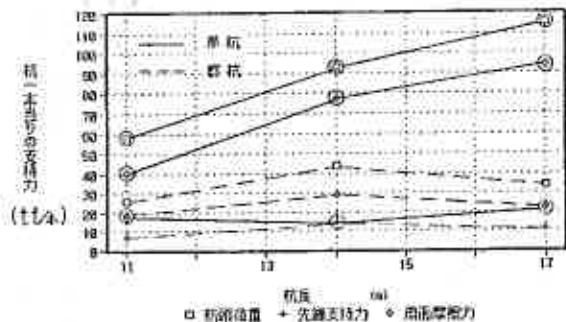


図-11 杭長と杭1本当たりの支持力の関係

対して、群杭では減少あるいは、杭長に関係なくほぼ一定であるようにみられる。したがって、杭の支持力は、単杭の場合には杭の周面摩擦力が大きく関係するのに対し、群杭の場合はあまり関係しないことがわかる。

なお、群杭の場合の支持力で杭長が1.4 mと1.7 mで杭長が長い方が小さくなった。この原因は、換型底面上土圧の測定結果から推測すると、 $L=1.4$ mの場合の各土圧計の変化は小さいのに対して、杭長 $L=1.7$ mの各土圧計の変化は大きく表われた。これは、杭長 $L=1.7$ mで杭先端以下の土層にせん断破壊が生じたためと考えられ、このために杭長 $L=1.7$ mでは、支持力が低下したと思われる。杭長 $L=1.7$ mでは、杭先端以下の土層の厚さにも原因があると考えられることから、実験方法についても再検討が必要と思われる。

(2) 杭本数が変化した場合

図-1.4は、杭本数と杭1本当りの支持力の関係を示したものである。群杭（ここでは6本以上）は、単杭より杭1本当りの支持力が小さくなっているが、群杭の杭本数が変化することによる支持力の変動はなくほぼ一定となっている。また、単杭と群杭の支持力低下の原因は先端支持力が杭本数に関係なく一定であることから、周面摩擦力の低下によることがわかる。本実験において、杭本数を変化させても杭1本当りの支持力の変化がなかったのは、杭間隔 $5D$ （ D : 杭径）で一定としたためと考えられる。

図-1.5は、群杭効率を杭本数別に示したものである。また、図-1.6は、杭頭荷重に対する周面摩擦力の分担率を杭本数別に示したものである。各図より前記と同様に群杭効率および周面摩擦力の分担率は杭本数に影響されないことがわかる。

(3) 地盤条件が変化した場合

地盤条件が変化した場合については、図-1.4、1.5、1.6に示したとおりである。これらによると過圧密地盤の単杭と比較した群杭の杭1本当りの支持力の低下は、正規圧密地盤よりも大きいことがわかる。また、その支持力の低下は、杭の周面摩擦力の低下が大きく起因していることがわかる。この原因は、過圧密地盤の場合は、群杭の場合の杭間の土壌が、正規圧密地盤よりも強固に一体となって挙動するために、杭の周面摩擦力が低下したと考えられる。

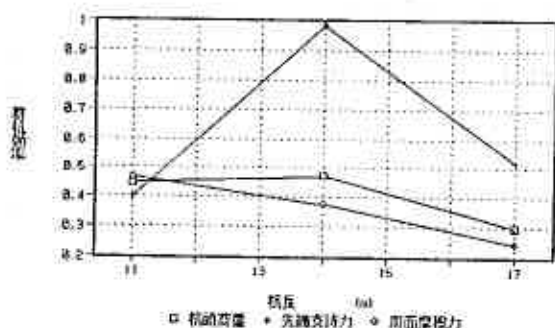


図-1.2 杭長と群杭効率の関係

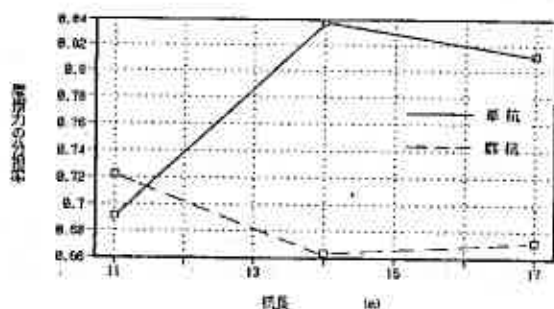


図-1.3 杭長と周面摩擦力の分担率の関係

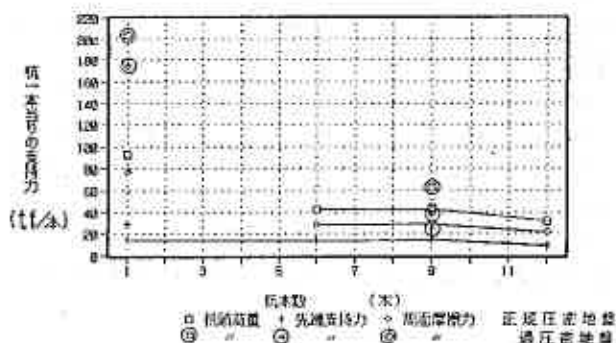


図-1.4 杭本数と杭1本当りの支持力の関係

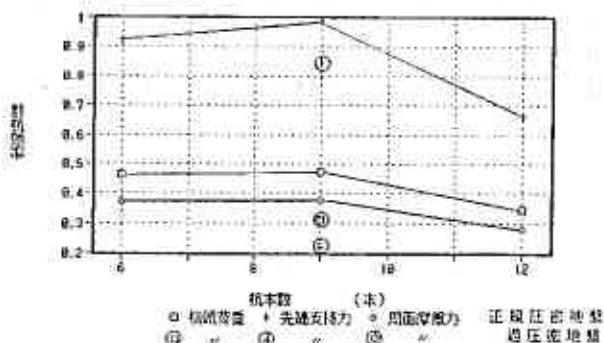


図-1.5 杭本数と群杭効率の関係

したがって、本実験結果によると、杭と単杭の支持力比、いわゆる群杭効率は粘性土地盤の場合、過圧密地盤ほど小さくなると推察される。

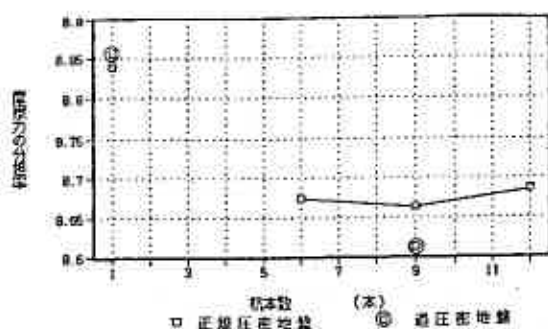


図-16 杭本数と周面摩擦力の分担率の関係

6. まとめ

今回の実験結果から、摩擦群杭に関して得られたことをまとめると、次のようになる。

- (1) 群杭の場合、単杭に比べて杭長が長くなることによる杭1本当たりの支持力の増加が少ないのは、周面摩擦力の群杭効果によるものである。
- (2) 群杭の場合、杭長によって群杭効率は変化しないようである。
- (3) 周面摩擦力の分担率は、単杭では杭長が長くなるほど大きくなるのに対して、群杭では杭長が変化しても変化しない。
- (4) 杭間隔を一定とした場合、杭本数を変えても群杭効率は変化しない。
- (5) 過圧密地盤では、正規圧密地盤より群杭効率が低下する。

7. あとがき

群杭の鉛直載荷試験を実際の現場で行なうには、単杭に比べて試験装置そのものが大型になるだけでなく、荷重その他すべての面でけた違いに大規模にならざるを得ない。したがって、これを模型実験で再現し実際の挙動を把握できるとすれば大いに有意義なものである。

本報告は、遠心力模型実験を適用することにより摩擦群杭の鉛直支持力機構について、単杭との相違点や地盤強度との関係等を解明したものである。また、遠心力模型実験の有用性についても明らかにされた。

今後は、摩擦杭において特に重要である長期の支持力や沈下特性および周辺地盤の変形や杭の軸力分布について検討する予定である。

本研究は、開発土木研究所（旧土木試験所基礎工研究室）と日本工営（株）技術研究所との共同研究として行なったものである。なお、本研究に際し関係各位より貴重な御意見をいただいた。ここに記して感謝したい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）：昭和55年
- 2) 片倉外3名：遠心力模型実験による摩擦杭の鉛直支持機構に関する研究：開発局技研，昭和63年3月
- 3) 西畑外3名：遠心装置による摩擦杭の鉛直支持機構に関する研究：第23回土質工学研究発表会，昭和63年6月
- 4) 柴田 徹：模型実験と数値解析②土質系：土木学会誌，1976年5月

I. はじめに

近年、農業工学の分野では土の保水能を改善するために高分子吸水剤を改良資材として利用しようとする試みが、とくに乾燥地や砂丘地のように節水農業を余儀なくされる地域で展開されている。これらの地域では降雨あるいは灌漑による水分補給よりも蒸発散による水分損失の方が圧倒的に大きく、従って補給された水分を如何にして土中に貯溜、保持してそれを利用するかが水管理上の重要な課題となっている。

このように土の保水能が問題となる場面は土質工学の分野にも存在する。例えばのり面緑化工（植生工）における植生基盤としての土は、一般に保水能が低く、それゆえ植物の水分ストレスが比較的容易に発生しやすい不良土である場合が多い。すなわち植生工がその効果を十分に発揮するように植生の定着を図るためには、一般に植生基盤の保水能の向上が必要である。

筆者らはこれまで、高分子吸水剤による農地土壌の保水能の改善効果に関して、高分子吸水剤混合土の保水性を調べてきた^{1)~4)}。本報告は高分子吸水剤の利用を土質工学分野の植生工にも拡大し、保水能の改善が要求される土全般に対して高分子吸水剤の合理的な利用方法を確立するために、先ず高分子吸水剤混合土の水分保持機構の特徴を明らかにしたものである。

II. 方法

1. 試料

1) 供試土・・・保水能の低い砂質土として粗粒火山灰土の支笏 (Sh, SV) と豊浦標準砂 (Is, S) を、また保水能の低い粘性土として名寄 (Na, Cl) を用い、対照試料として保水能の極めて高い細粒火山灰土の茨城 (Ib, VH) を使用した。

2) 高分子吸水剤・・・架橋ポリアクリル酸ナトリウムを主成分とした粉粒状の吸水ポリマーをタブレット状に造粒したもので、花王㈱が開発したターファイン G-10 を使用した。ターファイン G-10 は極めて多孔質でみかけの比重 0.3~0.5、pH 6.0~8.0、吸水能力は 50g/g 以上などの一般物性を有する。

2. 実験項目および方法

1) 高分子吸水剤の吸水膨張試験・・・径 10cm、高さ 2.5cm のモールドを用いて静的締固めにより作製した (高分子) 吸水剤供試体について、供試体下端から毛管吸水させて吸水膨張量の経時変化を測定した。さらに試験終了後、供試体の水分・密度分布を調べた。

2) 吸水剤混合土の吸水膨張試験・・・混合率 1~3% の吸水剤混合土を所定の乾燥密度で静的に締固めて供試体を作成し、供試体下端からの毛管吸水量および吸水膨張量を測定した。

3) 吸水剤混合土の耐乾性・・・自然含水比状態の支笏と茨城について、原土と吸水剤 1% 混合土を径 15cm、高さ 15cm のアクリルモールドを用いて静的に締固め、圃場容水量の水分状態 (pf1.7 近傍) にするのに要する水を灌水後、通風乾燥下における供試体の水分状態の指標 pf の経時変化をテンシオメーターで測定した。テンシオメーターの埋設位置は供試体の中心とした。

4) 締固めた吸水剤混合土の透水性・・・標準砂と茨城について、標準締固めによる突固め土の飽和透水係数を測定した。なお突固め土は標準砂は湿潤過程で、また茨城は乾燥過程で作製した。

5) 吸水剤混合土の圧縮性・・・径 5cm、高さ 5cm の静的締固め土を用いて、供試体下端から毛管吸水によ

り吸水膨張させた後、排水条件で静的圧縮試験を行った。本報告では通常の農地土壌における圧縮応力の上限と推定される 2kgf/cm²の場合について圧縮性を検討した。

Ⅲ. 結果および考察

1. 高分子吸水剤の吸水特性

図-1 に静的に締固めた高分子吸水剤の毛管吸水過程を、また図-2 に吸水後の供試体の水分・密度分布を示す。

供試体の毛管吸水過程では著しい膨張（膨潤）が起るが、図-1 ではこの吸水膨張量（cm）を吸水量（g）に相当するとみなし、吸水量の経時変化として毛管吸水過程を表示したものである。

毛管吸水により供試体は非常に大きな膨張を示し、供試体長は4.2cm（ほぼ 1.7倍）にもなる。吸水開始後40時間で約100gの吸水が起っているが、40時間以降の毛管吸水量は少ない。図-1 の吸水速度の経時変化をみると、吸水開始直後から吸水速度は急激に減少し、40時間以後の吸水速度は極めて小さくなる（約0.4g/h = 5×10^{-5} cm/s）。

吸水後の供試体の水分・密度分布をみると、供試体下部（下端から1cm）で著しい吸水が生じ（吸水量94g）、含水比は614%にも達している。しかし供試体中間部（下端 1~3cm）の吸水量は62g(31g/cm³) で含水比は132%と減少し、上部（下端 3~4.2cm）の毛管吸水量は4g(3g/cm³) でほとんど吸水がみられない。また供試体の乾燥密度は吸水量の多少に対応し、供試体下部で0.20g/cm³、中間部で0.35g/cm³、上部で0.55g/cm³ と減少し、とくに供試体下部における乾燥密度の減少が顕著である。

図-1、2の結果から、高分子吸水剤の吸水機構は次のように考えられる。

- ① 吸水剤が水と接触すると水は吸水剤粒子の内部間隙中に侵入し、吸水剤は著しく吸水膨張する。
- ② 吸水剤粒子は極めて多量の内部間隙を有するとともに、吸水膨張が大きいため極めて大きな吸水能力を発揮することができる。
- ③ しかし吸水剤の内部間隙中の水分は、外部間隙中の水分よりは移動しにくく、従って吸水剤の膨張により外部間隙が縮小すると、吸水剤供試体中の水分移動が抑制されて他の吸水剤と水との接触が妨げられ、吸水剤全体としての吸水能力が低減する状況が発生する。

それゆえ高分子吸水剤の利用に際しては、吸水剤相互の吸水膨張により吸水剤と水の接触が制限され、吸水剤の吸水能力が低減する原因となる吸水剤の集合化は避ける必要がある。すなわち吸水剤は土中のある部分に集中させるのではなく、点在させる必要がある。

図-2において、含水比増加が著しい供試体下部でも毛管吸水量が6g/gであり、本来 50g/g以上といわれる吸水剤の吸水能力よりも非常に小さな原因としては、吸水剤の存在形態が点在ではなく集中であることが考えられる。

2. 吸水剤混合による土の吸水特性の変化

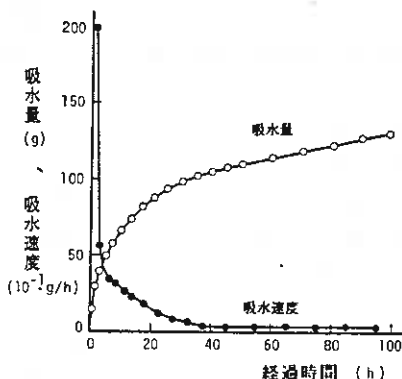


図-1 高分子吸水剤の毛管吸水過程

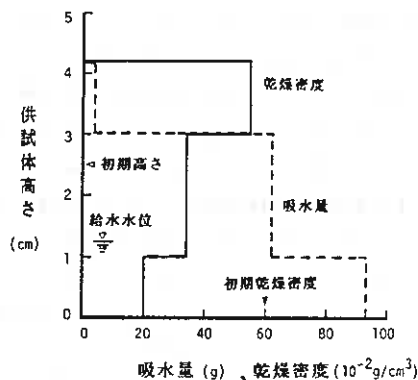


図-2 吸水後の高分子吸水剤の水分・密度分布

図-3は、吸水剤混合土の毛管吸水量を、混合土1g当りの吸水量(g/g)として示したものである。

SVの支笏およびCLの名寄はVHの茨城に匹敵する大きな毛管吸水量を示し、とくに支笏は茨城よりも大きい。また標準砂の毛管吸水量もかなり大きな値を示し、これらの結果から吸水剤の混合により土の保水能(この場合は土の水分貯溜能力)が著しく増大することは明らかである。図-3からは、粘性土(Ib、Na)は吸水剤の混合率の増加に伴い毛管吸水量が増大するのに対して、砂質土の場合(Sh、Ts)には2%以上の混合率では吸水量の増大はほとんどみられないことが判る。これは粘性土と砂質土における吸水剤の存在形態と吸水能力の発現機構の相違によるものと思われる(後述)。

ここで、吸水剤混合土の毛管吸水量に対して次のような仮定を設ける。

①吸水剤混合土の毛管吸水量 = (土自体の吸水量) + (吸水剤の吸水量)

②土自体の吸水量 = 混合率0%の土(原土)の毛管吸水量

この仮定に基づき、図-3の結果から高分子吸水剤1g当りの吸水量を算出すると図-4のようになる。

茨城の場合は混合率2%まで高分子吸水剤1g当りの吸水量は増大するが、支笏や標準砂さらに名寄の場合にも、1%以上の混合率では高分子吸水剤1g当りの吸水量が混合率の増加に伴って減少する。これは前項で述べたように、混合率の増加に伴って土中における吸水剤の存在形態が点から集中に移行し、吸水剤の吸水膨張によって土中の間隙が縮小して水分移動が抑制される結果、吸水剤全体の吸水能力が低減するからである。

混合率1%の場合で混合土中の吸水剤の吸水能力を比較すると、支笏(80g/g) > 名寄(55g/g) > 標準砂(40g/g) > 茨城(30g/g)となり、砂質土あるいは比較的粗粒質なCLの名寄の方が火山灰質粘性土の茨城よりも吸水剤の吸水能力が大きく現れることが判る。以上の結果を踏まえて、砂質土と粘性土の吸水剤混合土の水分保持機構をモデル化すると、図-5のように考えられる。

砂質土の場合、比較的粗粒(2mm程度あるいはそれ以上)な吸水剤粒子はこれまた粗粒な土粒子間隙に存在し、供給される水分と容易に接触できる状況にある。従って土粒子(砂粒子)はほとんど吸水能力はないが、吸水剤は十分に吸水膨張(すなわち水分貯溜・保持)が可能である。これに対して粘性土の場合、吸水剤粒子は細粒な土粒子に周囲を被覆される形態で混合土中に存在し、しかも土粒子の吸水能力も比較的大きいために吸水剤と水の接触ならびに吸水剤の吸水膨張が制限される。その結果、吸水剤の吸水

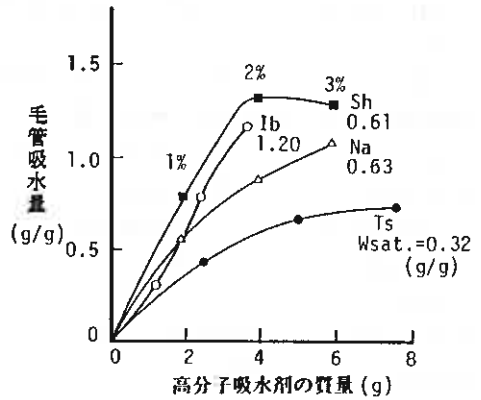


図-3 吸水剤混合土の毛管吸水量

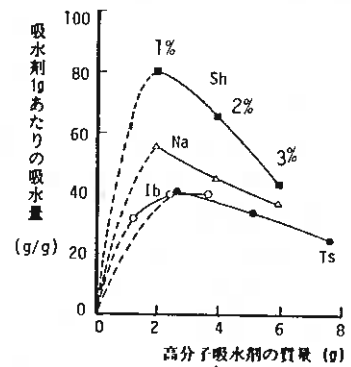


図-4 混合土中の高分子吸水剤による吸水量

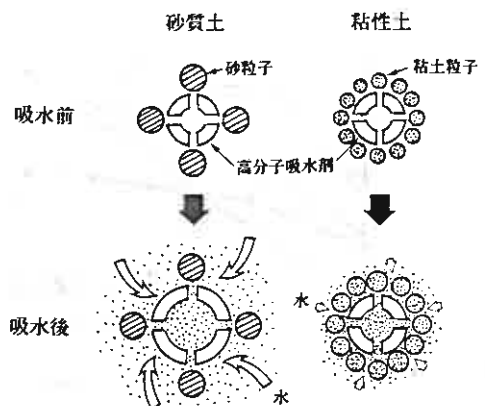


図-5 高分子吸水剤混合土の水分保持機構(モデル)

能力は十分に発揮されず、相対的に吸水能力が低減することになる。

これまでに述べてきた如く、高分子吸水剤の機能（吸水能力）は吸水膨張によるものであり、吸水剤混合土の場合にも毛管吸水過程で著しい吸水膨張がみられる。この吸水膨張量は毛管吸水量とほぼ 1 : 1 の対応関係にあることから（図-6 参照）、吸水剤による土の保水能（水分貯溜能力）の改善の程度は混合土の吸水膨張量に依存するといえる。

いずれにしても支笏や名寄、標準砂などの小さな保水能を、吸水剤の混合により VII の茨城と同等かもしくはそれ以上の保水能に改善することは可能である。

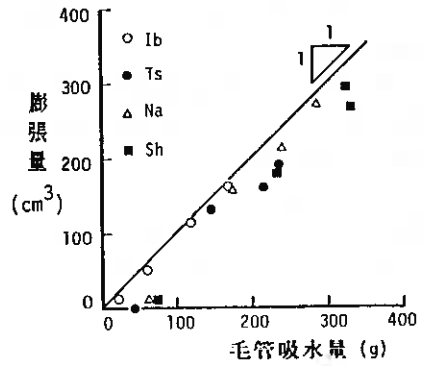


図-6 毛管吸水量と吸水膨張量の関係

3. 吸水剤混合土の耐乾性

前項では高分子吸水剤の混合により土の水分貯溜能力が増大し、保水能の低い砂質土でも非常に多量の土中水を保持するように改善できることを示した。しかし上の保水能の改善は、単に上中水を多量に貯溜・保持できるというだけでなく、水分補給が断たれる期間（例えば旱天期間）にも比較的安定的に土中水を保持できるようにすることも含まれる。例えばのり面緑化工において植生の定着をはかる場合、一般に植物が利用できる水分（有効水分）は十分ではないので、降雨等で供給された水分が蒸発等によって急速に失われないように土の保水能を改善することが必要であり、このような保水能を土の耐乾性という。

図-7 は吸水剤混合土上の耐乾性を、灌水後の通風乾燥過程における混合土の上中水のポテンシャルエネルギー (pF) の経時変化の面から示したものである。

茨城の場合、供試体の初期の水分状態は原土、吸水剤 1% 混合土ともに pF 2.5 で、灌水後に原土は pF 1.8 に、また混合土は pF 1.5 に低下する。一方、支笏の場合は初期の水分状態が pF 2.0 で、灌水後は原土が pF 0、混合土が pF 1.3 に低下する。灌水により原土は茨城、支笏ともに供試体下端から排水が起り、後者の方が著しい。しかし混合土の場合は排水がほとんど起らず、吸水剤の混合によって土の水分貯溜能力が増大することが明らかに認められ、とくに支笏の場合において顕著である。

灌水後の通風乾燥に伴う蒸発によって、土中水の pF は徐々に大きくなる（含水量が減少する）が、原土に比べて混合土の土中水の pF の増大の程度は小さい。また支笏と茨城では前者の方が pF の増大の程度は小さい。

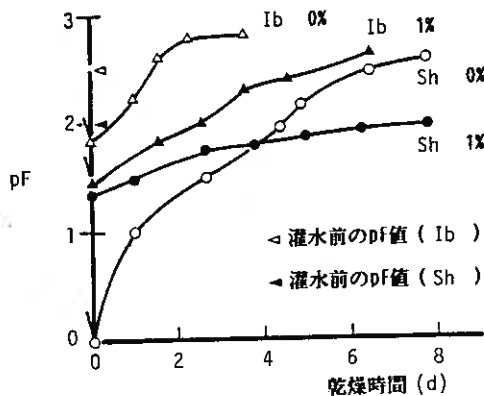


図-7 高分子吸水剤混合土の乾燥過程

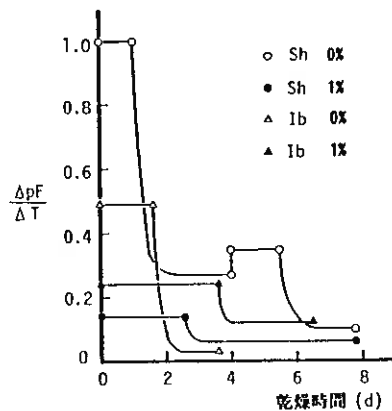


図-8 高分子吸水剤混合による耐乾性の変化

(ΔpF) / (Δ 時間d)を乾燥速度の指標として、乾燥速度から耐乾性を検討する(図 8)。乾燥過程における(ΔpF) / (Δ 時間d)の変化は2段階から成り、初期の乾燥速度一定の段階を効率乾燥段階とその後の減率乾燥段階に区分される。なお支笏の原土の場合、乾燥開始後4日までは乾燥過程というよりはむしろ排水過程であり、4日以降の(ΔpF) / (Δ 時間d)を乾燥速度とした。原土および混合土の乾燥速度はともに支笏の方が茨城よりも小さいが(恒率乾燥段階)、両試料とも吸水剤の混合により乾燥速度が1/2以下に減少し、耐乾性が大きくなることが認められる。すなわち高分子吸水剤は土の水分貯溜・保持能力とともに耐乾性を増大させる効果を有し、砂質土SVの支笏で顕著であることが明らかとなった。

4. 締固めた吸水剤混合土の透水性

図-9は標準砂と茨城について、締固めた吸水剤混合土の(飽和)透水係数を示したものである。

茨城の場合、初期含水比70%以下の乾燥領域では吸水剤混合により透水係数は原土より大きくなり、70%以上の水分領域では逆に透水係数は減少する。一方、標準砂の場合には全ての水分領域で透水係数が著しく減少する。

前述の如く、吸水剤混合土は毛管吸水(飽和)過程で著しい吸水膨張を起すが、締固め土の飽和透水試験のように毛管飽和(吸水)段階で供試体の吸水膨張が抑えられる場合には、吸水剤の吸水膨張による混合土の間隙組成の変化が生じることが予想される。そして図-9の結果に対しては、砂質土の場合、間隙組成の変化として透水に因する土粒子間隙の縮小をあげることができる。

茨城の場合は吸水剤が土粒子に被覆されて、吸水剤の吸水膨張が抑制されるために、透水性に因する間隙組成の変化は余り顕著には起らない。

吸水剤の混合による透水性の変化を、原土の透水係数に対する混合土の透水係数の比として表示すると図-10のようになる。

すなわち、茨城の透水性の変動は1/10~10倍程度であるのに対して、標準砂の場合には1/1000倍にも達し、透水性の変動(透水性の減少)は極めて大きい。吸水剤の吸水膨張による供試体の体積増加が抑制される条件下では、吸水剤の吸水膨張に起因する土粒子の再配列と混合土の間隙組成の変化が起り、透水に因する間隙が相対的に縮小する。

図-10は、透水性の減少をもたらす間隙径の縮小が砂質土でとくに著しいことを示しており、砂質土の透水性の制御の可能性をも示唆している。

以上のことをまとめると、

- ①高分子吸水剤はその吸水膨張機能により土の保水能力を増大させる効果を有する。
- ②吸水剤の内部間隙中の水分は比較的移動しにくいことから、混合土の耐乾性が増大するとともに吸水膨張による土粒子間隙の縮小が土の透水抑制をもた

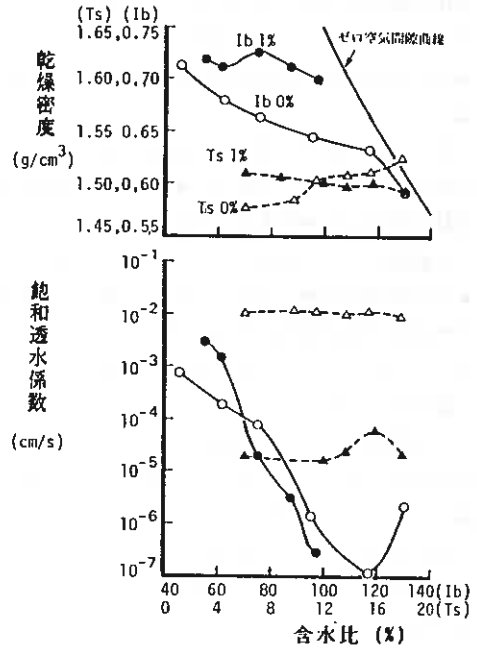


図-9 締固めた吸水剤混合土の透水性

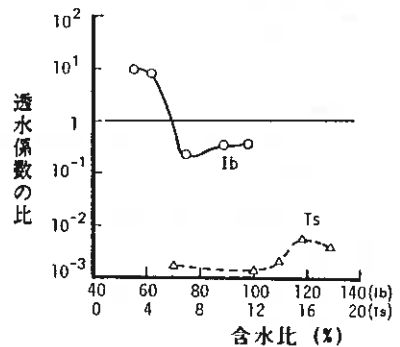


図-10 高分子吸水剤混合による透水性の変化

らす。

③吸水剤の吸水膨張機能の土質間相違は混合土中の吸水剤の存在形態に依存する。

5. 吸水剤混合土の圧縮性

高分子吸水剤の混合による土の保水能の改善は吸水剤の吸水膨張に基くものであるが、この吸水膨張現象は侵食防止を目的とする植生工の場合、土の受食性の増大につながる恐れがある。従って、土の保水能の改善を目的とした吸水剤の利用方法を確立するためには吸水膨張を適正な範囲に抑える必要がある。

図-11は供試土の吸水剤1%混合土について、吸水膨張後の圧縮性（圧縮応力 2kgf/cm²）を体積変化量の経時変化からみたものである。

圧縮応力 2kgf/cm²のもとで、標準砂や名寄はほぼ元の供試体の体積に戻り、支笏や茨城の場合には元の体積よりも圧縮後の体積がさらに小さくなっている。すなわち支笏や茨城は吸水剤の混合により土の圧縮性が增大する。

吸水膨張量と圧縮量の関係は図-12のようになり、土の保水能の改善という側面では吸水剤はその機能を十分に発揮できることが明白にされたが、植生工の侵食防止という側面を考慮した場合には吸水膨張に対して何等かの対策が必要と思われる。なおこの問題については、今後さらに検討を加えていく所存である。

おわりに本研究を遂行するに当たり、北海道大学農学部土質改善学講座大学院生の齋藤幸彦君ならびに研究生の木村彰人君には実験に対して多大のご助力をいただいた。記して感謝を表する。

文献

- 1) 前田・相馬・進藤・高島：高分子吸水剤による土壌の保水能の改良、35回農土学会道支部講演要旨、92～97(1986)
- 2) 前田・相馬・藤原・齋藤・進藤・高島：高分子吸水剤による土壌の保水性の改善効果、36回農土学会道支部講演要旨、40～45(1987)
- 3) 前田・相馬・齋藤・進藤・高島：高分子吸水剤混合土の水分特性、昭和63農土学会大会講演要旨、276～277(1988)
- 4) 前田・相馬・藤原・木村・進藤・高島：高分子吸水剤による土質改善効果、37回農土学会道支部講演要旨、63～66(1988)

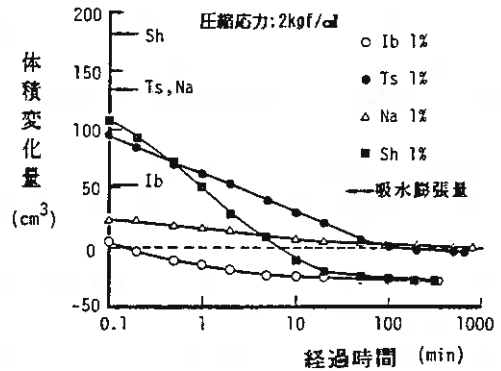


図-11 高分子吸水剤混合土の圧縮性

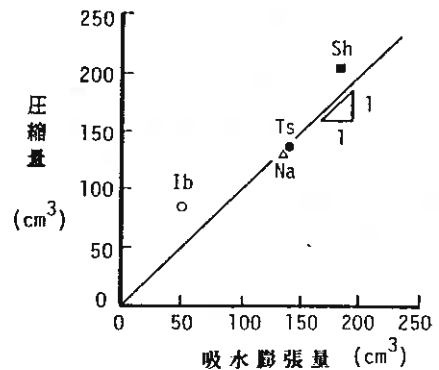


図-12 吸水膨張量と圧縮量の関係

土質工學懇話會要旨

1989年2月13日

於 函館市職員會館

土質工學會北海道支部

懇話會担当

第4回土質工学懇話会について

1. 概 要

第4回懇話会は「掘削」を主テーマとして、下記の要領で実施した。

日 時 : 1989年2月13日(土) 13:00~17:00
場 所 : 「函館市職員会館」……………函館市湯川町1-35-27
参加者 : 27名
話 題 : 「掘削・埋設工事に関する土の問題点」

懇話会は慣例に従い、前半2時間を参加者から各自5分程度話題を提供してもらい、幹事がこれらの話題を整理して3つに区分し、後半2時間を自由討議時間とした。

懇話会出席者は以下のとおりである。

第4回土質工学談話会出席者

飯田 直雅	サンコーコンサルタント㈱函館営業所	能登 繁幸	開発局土木試験所土質研究室
一様 昌幸	北海道旅客鉄道株式会社工務部	原田 厚子	開発局土木試験所土質研究室
川田 貢	函館開建函館港湾建設事務所	平野 弘昭	東興建設㈱札幌支店
工藤 康雅	北海道土質コンサルタント㈱	平山 純	鹿島建設㈱札幌支店
窪内 篤	函館開建函館港湾建設事務所	藤岡 雄二	応用地質㈱札幌支社
斉藤 和夫	基礎地盤コンサルタンツ㈱札幌支社	三浦 清一	室蘭工業大学土木工学科
斉藤 敦良	基礎地盤コンサルタンツ㈱札幌支社	三田地利之	北海道大学工学部土木工学科
佐野 信房	函館工業高等専門学校土木工学科	山崎 達哉	開発局土木試験所土質研究室
柴田 登	飛島建設㈱札幌支店土木部	山良 桂一	北海道開発コンサルタント㈱
高島 宏明	北海道開発コンサルタント㈱	若松 幹男	応用地質㈱札幌支社
宅見 純一	函館市下水道部		(懇話会担当幹事)
樋矢 一彦	日本道路公団札幌建設局技術部	荒 厚	日本道路公団札幌建設局
土岐 祥介	北海道大学工学科	池田 晃一	北海道土質コンサルタント㈱
野口 恒久	清水建設㈱札幌支店	武田 寛	北海道開発コンサルタント㈱

2. 話題提供

参加者から提供された話題を大きく3つに分類すると次のとおりである。

(1) 掘削における理論と実際の相違点

- ・ 掘削における破壊形式の予測あるいは原因の究明
- ・ 矢板の根入れ長および腹起こしの設計法の問題
- ・ 周辺地盤への影響、特に地下水位低下による影響の問題
- ・ 軟弱地盤における埋設管の設計例・施工例
- ・ 軟弱地盤における沈下の推定に関する問題点
- ・ 掘削時の地盤の強度低下の推定法
- ・ 矢板の山留めによるゆるみ範囲

(2) 特殊土地盤における問題

- ・ 土層の変化が著しい地区における調査法
- ・ 海岸地方、低地、人工地盤における調査、設計、施工法
- ・ 火山灰等における調査結果の解釈及び土質常数の設定
- ・ 珪藻土地盤での埋設管の沈下の予測と対策

(3) 地盤改良および掘削土の利用

- ・ ソイルセメント柱列杭の施工例
- ・ 泥水固化工法を推進工事の補助工法に用いた例
- ・ 既設構造物への地盤改良の影響
- ・ 地盤改良、薬液注入等の設計法の確立の問題
- ・ 重機走行のためのトラフィカビリティーの確保
- ・ 地盤改良剤の選定と強度設定
- ・ 掘削土、浚渫土の盛土材への利用等

3. 討論の要約

(1) について

地層の不均一性による土質常数や破壊形式の設定の困難さ、掘削時の地盤の強度低下の推定法等が話題に上がった。また、水位低下の影響範囲、掘削によるゆるみ範囲、埋設管の敷設が周辺地盤の圧密を促進すること等が話し合われた。

(2) について

火山灰は、乱した状態と乱さない状態でかなり性状が異なり、含水比によってもかなり異なる。更に一次堆積と二次堆積を明確に区別すべきであり、N値より支持力を推定する場合の留意点等の提案があった。珪藻土は、火山灰及び凝灰岩の付近に分布し、鋭敏比が高く施工に困難を伴うこと。埋設管の沈下の防止方法は今後検討、工夫する必要があるなどが話題となった。

(3) について

軟弱地盤での改良工法の現状、改良効果および設計時の考え方の問題点が整理され、今後のデータの蓄積が重要である旨が話し合われた。掘削土、液漂土の再利用については固化剤を用いて改良し、盛土剤、埋戻し材に利用した例の報告があった。

以上、各分野の方々による活発な討論がなされ、有意義な懇話会となった。最後に北大土岐教授より、掘削、埋設の問題は周辺の地盤沈下を引き起こす等、社会的な影響が大きいため、土質工学の一環としてとられ、今後も種々の検討を続けていくべきであるとのコメントを頂き閉会した。その後、引き続き懇親会に移り盛況のうちに散会した。

昭和62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	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	小坂久基	北海道開発局土木試験所長
”	梶山義夫	北海道電力㈱土木部長
”	佐々木敏雄	北海道開発コンサルタント㈱取締役会長
”	山崎正博	J R北海道鉄道事業本部工務部長
”	持田潤	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和63年2月23日支部事務局において、支部賞授与規定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 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第3報)

— 泥炭地盤の地震応答特性 —

著者 峯田一彦、加治屋安彦、能登繁幸

受賞者 峯田一彦、加治屋安彦

選考理由

構造物の耐震性を検討する際、地震時における地盤の応答計算をしてその挙動を予測する必要性に迫られることが多い。このためには、まず地盤を構成する土の動的変形特性を適切に決定する必要がある。

これまで砂や粘土については、せん断剛性率 G および減衰比 h と、それらに影響を及ぼす要因である間隙比、拘束圧、ひずみ振幅などとの相関関係について多くの研究が進められ、定式化がなされてきた。しかし泥炭については、動的変形特性を求める試験の実施例が少なく、影響を及ぼす諸要因との関係については、まだ明らかにされていない。

著者らはこれまでの一連の研究において、北海道内各地で採取した広範囲な含水比の泥炭について、有効拘束圧を変化させて非排水繰返し三軸せん断試験を実施し、泥炭の動的変形特性のうち、初期せん断剛性率 G_0 は、泥炭の代表的物性値である含水比と有効拘束圧で整理できること、また、せん断剛性率 G と減衰比 h のひずみ依存特性はHardin-Drenvichモデルの適用が可能で、同様に含水比と有効拘束圧で整理できることを示した。さらに 0.1 Kg/cm^2 の有効拘束圧での非排水繰返し三軸せん断試験と原位置でのPS検層を実施し、上記の関係が低拘束圧の条件下でも成り立つこと、非排水繰返し三軸せん断試験とPS検層で求めた G 、 h がほぼ一致することなどを明らかにしてきた。

本論文では、上述の実験で求めた泥炭の動的変形モデルの妥当性を、北海道内の泥炭地盤におけるPS検層の実施例、強震観測波および地震による被害事例の検討に基づいて確認している。

まずPS検層による検証では、モデルによる計算値はPS検層で求めた値に比べて少し小さい傾向

があるが、広範囲な含水比において比較的良く一致している。強震観測波による検証では、全体としてほぼ妥当な結果を与えており、特に最大加速度で両者の良い一致が得られている。地震による被害例の検証では、応答解析で求めた泥炭層の最大せん断ひずみや最大変位は被害発生の有無を分離しており、用いたモデルの妥当性を示している。

以上の考察より、提案しているモデル妥当性を結論づけており、今後、北海道の泥炭地盤上に建設される構造物の耐震設計に寄与するとともに、土質工学の発展に貢献するところ大である。

よって著者らは、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る。

論文名 樋門側方移動係数の提案と適用について

著者 近藤幸雄、高安隆郎、佐々木元茂

受賞者 近藤幸雄、佐々木元茂

選考理由

軟弱地盤における河川堤防は、堤体の沈下、すべり破壊、側方塑性流動などによる変形が著しく、堤体下を横断して設けられる樋門構造物にもまたこの堤体変形に伴って何らかの変状が発生しやすい。

これまで、石狩川中下流域の泥炭性軟弱地盤における樋門には、この堤体変形に起因すると思われる過大な変位が随所に見られ、中には機能障害にまで至っているものも散見されるなど、今後の設計・施工に対し見直しが要望されている。

これに対応するため、著者らは、石狩川中下流域の杭基礎（木杭を除く）を有する樋門282箇所を対象に変形の実態を調査し、相対的な変位としても最も確認しやすい躯体内継手部の目地の開きに注目して、この変位量と地盤、基礎構造、堤体規模などの各条件との相関から樋門側方移動係数、D値、を提案している。

この係数は、樋門変形の主因が築堤荷重による軟弱地盤の側方塑性流動にあるとして、築堤の安定性を表わす基本式に基礎の剛性と軟弱層の規模に関するパラメータを組み込んだもので、 $D=7$ を境にして樋門継手部において観測される変位量を3.0 cm以上と以下とに有意に判別することができることを示している。さらに著者らは実態調査によって、継手部の止水板は変位3.0 cmを越えると亀裂などの破損が生じることなどを明らかにしている。

現時点でD値は、樋門継手部の変位量を直接判定できるものではなく、急激に変形が大きくなる限界を示す係数であるが、少なくとも、設計時点でこのD値を評価することで変形の程度と事前の対応策の必要の有無を判断することができる。

以上、一連の実態調査と考察によって得られた成果は、軟弱地盤における樋門の設計ばかりでなく、この種の基礎構造設計に有効な指標を与えるなど、土質工学の発展に寄与するところは大きい。

よって著者らは、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る。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音別)

土木・建設(総合建設)

か	鹿島建設株式会社	1
こ	五洋建設株式会社	3
さ	札幌道路エンジニア株式会社	8
し	清水建設株式会社	3
た	大成建設株式会社	10
	株式会社田中組	8
な	株式会社中山組	4
に	日本舗道株式会社	8
は	株式会社間組	4
ふ	富士建設株式会社	9
	フジタ工業株式会社	5
ほ	北旺建設株式会社	9
み	宮坂建設工業株式会社	7

ボーリング・調査・測量・設計・施工・その他

き	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	1
	株式会社北日本ソイル研究所	2
こ	コニカビジネスマシン株式会社	2
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	5
	北海道共同石灰株式会社	6
	北海道士質コンサルタント株式会社	6
	北海道士質試験協同組合	裏表紙裏

顧客第一、品質優位
鹿島の永遠のテーマです。

デミング賞〈実施賞〉
受賞企業



鹿島建設

代表取締役社長 鹿島 昭一
取締役札幌支店長 河内辰次郎

本社：東京都港区元赤坂1丁目2番7号 電話 03 (404)3311(大代)
札幌支店：札幌市中央区北3条西3丁目・北3条三井ビル 電話 011(231)5181(大代)

●弊社へのご相談・ご意見・ご提言は鹿島相談コーナーへ
〈本社〉 鹿島相談コーナー……………電話 03 (404)2266
〈北海道地区〉 鹿島札幌相談コーナー……………電話 011(231)5181

未来をささえる
プロフェッショナル頭脳集団

- ・道路部門
- ・トンネル部門
- ・鋼構造及びコンクリート部門
- ・下水道部門
- ・港湾及び空港部門
- ・河川・砂防及び海岸部門
- ・都市計画及び地方計画部門
- ・土質及び基礎部門
- ・地質部門

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

代表取締役 森 博

札幌支社長 三浦盛男

本社 東京都千代田区九段北1-11-5 ☎(03) 263-3611
札幌支社 札幌市白石区菊水7条4丁目1-27 ☎(011)822-4171
道内事務所 釧路 ☎(0154)22-8356 函館 ☎(0138)43-1154

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

土質・骨材・地質調査総合業務

地質調査業登録(62)第1079号・測量業登録第4-8374号



株式会社 北日本ソイル研究所

土質試験・各種骨材試験・施工管理試験・地質調査・測量設計
コンクリート・アスファルト試験・アルカリ反応試験・土壌分析

会 長 中 村 作 太 郎

代表取締役 常 松 哲

技術士・顧問 太 田 長 四 郎

〒065 札幌市東区中沼118番地497

電話 (011) 791-1651 番

高速パワフルなコピーマシン

Konica U·BIX 4055

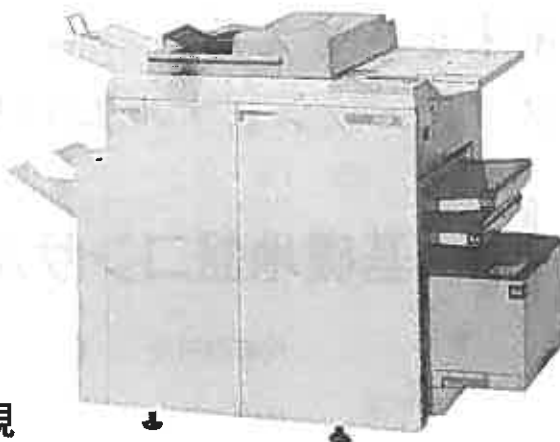
55枚/分(A4) 40枚/分(B4)
の複写スピード

豊富なオプション

- 両面原稿も置くだけでページ揃えコピーする自動反転原稿送り装置 (RADF)
- RADFとの連動により両面原稿の連続自動両面コピー (ADU)
- 20ピンソーターを2連結で50ページ/40部までソーティング
- 大量コピーを可能にする2000枚トレー

最大コピーサイズA2を実現

A2サイズのコピーがRADF+A2カセットで新聞1ページ大の設計図、地図などもそのままコピー



コニカビジネスマシン株式会社

札幌支店

〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号

TEL 011 (824) 7611

FAX 011 (824) 7615



五洋建設株式会社 札幌支店

支店長 佐伯 忠 義

支店 札幌市中央区南1条西1丁目(第2有楽ビル)☎(011)281-5411
本社 東京都文京区後楽2丁目2番8号 ☎(03)816-7111

21世紀が見えてきた……

SHIMIZU CORPORATION 

清水建設

取締役社長 吉野 照 蔵

取締役北海道支店長 小 林 治 郎

本社：東京都中央区京橋2丁目16番1号
電話 東京 03 (535)4111(大代表)

支店：札幌市中央区北1条西2丁目1番地
電話 札幌 011 (214) 3511(代表)

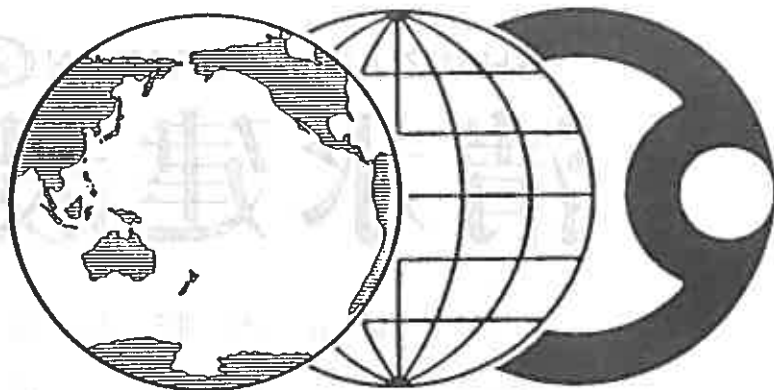


株式会社 中山組

取締役社長 中山 弘三

本社 札幌市東区北18条東1丁目13番地18 電話(代)741-7111
支社 滝川市明神町4丁目1番17号 電話(代)22-1212
支店 東京都中央区新富町2丁目7~3号(大峯ビル)5F 電話(代)551-3442
出張所 旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧
川口・広島

世界を最先端の技術で結ぶ—ハザマ



ハザマは、いま、トータルエンジニアリングコンストラクターとして大きく飛躍しました。人間的な文明の創造という基本理念のもと、都市再開発事業への積極的参加、エネルギー新技術の研究開発、そして海外事業への進出など、地球規模で考え前進しています。

あこがれを築く
HAZAMA

 間組 札幌支店

札幌市中央区大通西18丁目2-8 TEL.011-643-2031

先端技術は、「人」に還る。

FUJITA



技術が一進するごとに、人間にまた一歩近づきます。人と技術と空間の新しい融合をめざし、AI(人工知能)の可能性を限りなく追求。フジタ工業は、都市開発・市街地再開発をはじめ、建設ロボット、インテリジェントビルなどの先端技術開発で、より豊かな人間社会を築きます。

先端技術と建設をむすぶ
フジタ工業

〒151 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-6-15
tel. (03)402-1911(大代表)

未来社会へのソフト&ハード

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

- ◎本 社：札幌市中央区北4条西5丁目 ☎ (011)205-6221
(アステイ45ビル)
- ・月 寒 事 務 所：札幌市豊平区月寒東4条9丁目 ☎ (011)851-9221
- ・北4条ビル分室：札幌市中央区北4条西6丁目 ☎ (011)231-3760
(北4条ビル)
- ・建設会館分室：札幌市中央区北4条西3丁目 ☎ (011)221-0771
(建設会館)
- ・ホワイトビル分室：札幌市中央区北4条西7丁目 ☎ (011)271-5431
(ホワイトビル)
- ◎東 京 支 店：東京都港区西新橋2丁目35番5号 ☎ (03) 431-6581
(荒川ビル)
- ◎東 北 営 業 所：仙台市国分町1丁目6番18号 ☎ (022)225-2860
(東北王子不動産ビル)

土木部門：技術開発部／道路計画部／道路設計部／橋梁部／水工部／ダム部

都市部門：建築・都市部／環境計画部／下水道部

農業部門：農業開発部／農業土木部／水産室

共通部門：電子計算部／地質部／環境保全部／海外事業部／企画部

技術で産業発展、国土保全に貢献する

(製造品目)

生石灰、消石灰、粒状生石灰

(営業品目)

- * 土質安定処理混合資材…深層処理、浅層処理、浚渫残土、建設処理発生残土の処理
- * 環境保全資材…養殖漁場等富栄養化防止、大気汚染防止、産業廃棄物処理、産業・生活排水処理、畜産環境保全
- * 農業用資材…土壌改良剤 * 一般工業用資材

(試験・分析)

営業品目のなかの土木工事に係わる設計施工参考のための基礎試験、農業関係施肥基準決定試験、環境保全添加量決定その他営業品目に関する科学分析、物理試験を行い技術指導を致します。

北海道共同石灰株式会社

本 社 / 苫小牧市新中野町3丁目1番12号 ☎ (0144) 32-7522

工 場 / 苫小牧市字勇払145-149 ☎ (0144) 56-0078

土と基礎の調査・試験・設計

北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所 / 札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL (011) 841-1466

技術と信頼で明るい未来を創造する



宮坂建設工業株式会社

代表取締役社長 宮坂文一

取締役副社長 宮坂寿文

本社 〒080 帯広市西4条南8丁目12番地 TEL (0155)23-9151

FAX (0155)24-1577

札幌支店 〒064 札幌市中央区南6条西17丁目1345番地 TEL (011)561-2035

FAX (011)563-5605

出張所 東京・釧路・旭川・苫小牧・占冠

札幌道路エンジニア株式会社

代表取締役 吉田元秀

札幌市中央区北5条西6丁目2番地(札幌センタービル)

電話 205-5210

優れた技術・誠意で築く

特定建設業



株式会社 **田中組**

代表取締役社長 倉橋力雄

本社 札幌市中央区北6条西17丁目 TEL代表 611-3331
支店 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧

05-A-3



日本鋪道株式会社北海道支店

取締役 小西輝久

支店長 木戸宏一

札幌市豊平区中の島1条2丁目2番15号 ☎ (011) 842-8855

舗装工事・一般土木

特定建設業



富士建設株式会社

代表取締役社長 井戸 京一郎

本社／室蘭市中央町3-5-13(明治生命ビル6F) ☎代表22-7115
室蘭営業所／登別市大和町1-8-7 ☎ 5-7741
札幌営業所／札幌市西区曙3条3丁目7-36 ☎ 694-5215

札幌市白石区平和通2丁目北11番18号

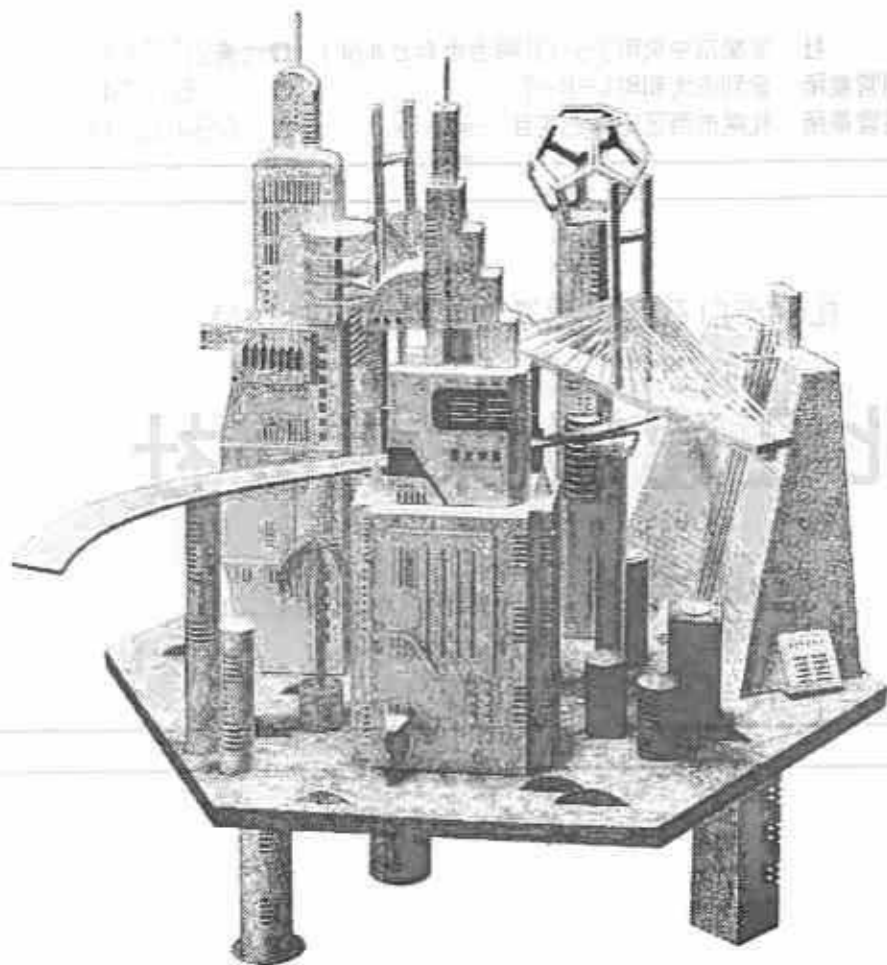
北旺建設株式会社

代表取締役社長 畑 晴 人

木土類一・専工築建

Nexus

未来ing



大成建設は、創造力と総合力で、21世紀へ向けての未来戦略を着々と進めています。私たちが、建設・技術により柔軟な発想で、建設会社の未来を考えています。建設に関するハードウェアのみにとどまらず、研究・開発や企画立案、コンサルティングなどのソフトウェアでも変革するEC（エンジニアリング・エレクトロニクス）で、多様なお客様のニーズに応じます。また、建設という枠にとらわれることなく、蓄積

 **大成建設**

〒100 東京都千代田区西新橋1-2-1 大成ビル11F（本拠）
札幌支店 / 〒060 札幌市中央区南1条西1丁目 011-241-1201（代表）

北海道土質試験協同組合

札幌市白石区北郷1条8丁目3番1号 (〒003) 電話 札幌(011)873-9895代表
FAX(011)874-1910

地質調査業者登録～質62第910号、建設コンサルタント登録～建63第3735号

有限会社 北海工営社
北星コンサルタント株式会社
常盤ボーリング株式会社
千葉ボーリング工業株式会社
大野地下興業株式会社
上山試堆工業株式会社
建基コンサルタント株式会社
(株)ダイヤコンサルタント札幌支店
防災地質工業株式会社
明治サンサルタント(株)札幌支店
道東ボーリング開発株式会社
丸石基礎工業株式会社
住鉱コンサルタント(株)札幌支店
三鉱ボーリング株式会社

(株)ユニオンコンサルタント
共同土質試験株式会社
株式会社 建設コンサルタント
株式会社 基礎調査工業
野外科科学株式会社
日本工営(株)札幌支店
サンコーコンサルタント(株)札幌支店
基礎地盤コンサルタント(株)札幌支店
拓北地下開発株式会社
北日本ボーリング株式会社
(株)道北開発試験センター
中央開発(株)札幌支店
(株)北海道開発試験センター
シン航空写真株式会社

新しい地盤工学を取り入れた 設備の拡充と省力化にとりこんでいます。

- 圧密試験**…自動データ集録システムにより、精度と能率を一段と高めている。大型圧密も実施。
- 静的三軸圧縮試験**…一般三軸試験、CU、CU及び粘土のCD試験等。
- 動的三軸圧縮試験**…変形特性、液状化特性(ヒズミ制御、応力制御)
- 岩石試験**…岩石一軸試験(変形係数、静ポアソン比)、NA-TM工法への対応試験、多段階高压三軸及び岩石三軸試験(間隙水圧測定)、岩石クリープ試験、応力緩和試験、岩石振動三軸試験、X線回折、超音波測定試験・岩石検鏡。
- 骨材試験**…モルタルバー法によるアルカリ骨材反応試験等。
- 凍結融解試験**…岩石、コンクリート及び路盤材料。
- 土質調査**…タンク等地盤精密土質調査及び施工管理試験。
- 地質調査**…地質調査および総合解柝・PS検層。
- 技術解析**…地盤の安定解析、地震時の応答解析。土質試験データ電算処理プログラムの開発。