

技術報告集

第 27 号

昭和62年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

技術報告会プログラム

①	泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第2報)	開発局土木試験所 北海道開発コンサル株	能登繁幸・加治屋安彦 ○峯田一彦	1
②	泥炭の繰返し載荷および乾湿繰返しによる圧縮特性	北海道工大	神谷光彦	11
③	泥炭凍土の一軸圧縮特性について	北海道工大	○多田哲司・神谷光彦	15
④	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	北見工大	鈴木輝之・○山田利之	21
⑤	締固め含水比が締固め土の物理性とそとの凍結・融解による変化に及ぼす影響	北大農学部	○矢沢正士・谷口泉 前田隆	29
⑥	不かく乱土と締固め土の凍上性の比較検討	北大農学部	相馬尅之・○藤原幸彦 前田隆・浜田浩正	37
⑦	軟弱地盤における沈下観測結果の考察(その2)	開発局室蘭開建 北海道開発コンサル株	秋元文雄 河合裕志・由良桂一 ○本間公康	43
⑧	セメント系固化材による有機質ヘドロの固化処理について	日鐵セメント	田村哲夫・○新崎義幸	49
⑨	沖積・洪積粘土の物性値	北海道土質試験 協同組合	○近藤務・谷木原幹弘 折笠章	55
⑩	過圧密粘性土の排水せん断特性	北大工学部	○木幡行宏・三田地利之 工藤豊	59
⑪	正規圧密粘性土の応力～ひずみ～時間挙動	北大工学部	○小田美明・三田地利之	67
⑫	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	函館高专	○佐野信房・岩淵祐一	75
⑬	異方圧密粘土のダイレイタンス特性	苫小牧高专 北大工学部	○池浦勲 三田地利之	85
⑭	飽和砂の液状化特性におよぼす異方圧密履歴の影響	北大工学部 室蘭工大 北大工学部	○山下聡・土岐祥介 三浦清一 三浦均也	91
⑮	三軸液状化試験における飽和砂の構造変化と再液状化強度	北見工大 大日本土木会	○鈴木輝之 鈴木利文	99

⑩	砂の三軸変形強度特性におよぼす単純せん断履歴の影響	北大工学部 室蘭工大 北大工学部	青野哲成・土岐祥介 三浦清一 三浦均也	105
⑪	任意応力経路下にある砂の弾塑性変形挙動	室蘭工大 北大工学部 室蘭工大 北大工学部	三浦清一 土岐祥介 横田聖哉 劉朝綱	115
⑫	粗粘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対する研究	室蘭工大	磯崎真一・新田登	125
⑬	軟弱地盤上の道路における交通振動について	応用地質	新藤和男・村上弘行	131
⑭	地すべり抑止杭の挙動観測結果と解析について	開発局土木試験所	阿部和明・黒川国夫 木村誠一	137
⑮	道央東幹線における鋼管杭の水平載荷試験について	北海道電力 基礎地盤コンサル	高八卦利光 照井日出夫	145
⑯	基礎の水平抵抗における形状効果とバネ特性	開発局土木試験所	富沢幸一・根岸正充	153
⑰	白鳥大橋主塔基礎の設計手法について	開発局室蘭開建	渋谷元・佐藤謙二 大沼秀次	157
⑱	動圧密工法による岩砕埋立地の地盤改良について	北海道電力	湯浅健二・坂本容 岩佐英昭	167

北海道開発局土木試験所 能登 繁幸
同 上 加治屋安彦
北海道開発コンサルタント㈱ ○峯田 一彦

1. はじめに

土木構造物の耐震性の検討を行う際、地震時における地盤の応答計算をしてその挙動を推定する必要に迫られることが多いが、このためには地盤を構成する土の動的性質のうち、特に初期せん断剛性率 G_0 やせん断剛性率 G 、減衰比 h のひずみ依存特性を知る必要がある。

一般的な砂や粘土については、これまで多くの研究により拘束圧、間隙比、せん断ひずみ振幅などが G および h に影響を及ぼすことが明らかにされてきた。前報¹⁾では、泥炭についてもほぼ同様の考え方により G_0 が拘束圧と含水比で、 G/G_0 と h が拘束圧、含水比およびせん断ひずみ振幅で整理できることを報告した。

この報告は、さらに泥炭の G_0 、 G/G_0 および h の他の物性値との対応、原位置試験値との対応、サンプリング方法の違いによる試験結果の差異や泥炭の異方性などの問題を検討するため、泥炭地盤2地点において深度5mまでPS検層、オランダ式貫入試験を行うとともに、シンウォールサンプリングおよびブロックサンプリングで作成した鉛直、水平各方向の供試体で非排水繰返し三軸せん断試験、物理試験を行った結果をとりまとめたものである。

2. 調査の概要

2-1 試料

試料採取地点は、江別市豊幌の幌向川左岸堤内地と江別市美原の石狩川下新篠津堤内地の2地点(以下幌向、下新篠津と略す)で、距離にして3km余り離れている。

両地点は、石狩平野の一部で札幌-苫小牧低地帯と呼ばれる構造単位のほぼ中央に位置している。この地域は石狩川を始め数多くの河川の蛇行により形成された後背溼地で、0~6mの泥炭層とその下位の粘土・シルト層からなり、この粘土・シルト層は最大で層厚30mにもおよぶ。²⁾

試料の採取は、泥炭の採取に一般的に用いられているシンウォールサンプリングにより深度5.00mまで連続的に行うとともに、サンプリング方法の違いによる試験結果の差異を検討するためブロックサンプリングを深度0.5~0.7m間で行った。また、泥炭のように植物繊維が水平に堆積してできた土質では構造異方性が大きく、供試体の方向により試験結果に差異が生ずることが考えられ、この検討のために水平方向のシンウォールサンプリングを深度0.5~0.6mで行った。

なお、ブロックサンプリングした試料については、原位置でカッターを用いて直径75mmに整形した後、厚肉の塩ビパイプに入れ振動を与えないように運搬した。カッターを用いて整形した供試体については、断面が真円と言えない部分もあったが

表-1 物性値一覧表

地点	T. No	深度 (m)	サンプリング方法	供試体方向	含水比 W (%)	強熱減量 Lig (%)	分解度 H (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cd)	乾燥密度 ρ_d (g/cd)	比重 Gs	開けき比 e
横向	1	0.5~0.7	ブロック	V	641.6	93.9	80.1	0.976	0.132	1.463	10.08
	2	0.5~0.6	ブロック	H	776.7	92.9	81.0	0.967	0.110	1.467	12.34
	3	0.5~0.7	シンウォール	V	635.1	81.5	71.7	1.003	0.136	1.606	10.81
	4	0.5~0.6	シンウォール	H	711.7	94.3	83.5	0.985	0.136	1.470	9.81
	5	1.4~1.6	シンウォール	V	714.0	64.2	77.8	1.066	0.124	1.754	13.15
	6	2.4~2.6	シンウォール	V	730.7	62.3	78.4	0.985	0.119	1.768	13.86
	7	3.4~3.6	シンウォール	V	405.8	47.7	91.3	1.057	0.209	2.047	8.79
	8	4.2~4.4	シンウォール	V	551.1	54.9	86.3	1.012	0.155	1.956	11.62
下新篠津	9	0.5~0.7	ブロック	V	662.2	74.1	77.8	0.953	0.125	1.631	12.05
	10	0.5~0.6	ブロック	H	606.5	70.5	86.7	0.969	0.137	1.683	11.28
	11	0.5~0.7	シンウォール	V	904.0	71.5	75.7	0.979	0.098	1.546	14.78
	12	0.5~0.6	シンウォール	H	657.5	71.5	80.4	0.985	0.130	1.674	11.88
	13	1.4~1.6	シンウォール	V	670.0	68.7	78.7	1.011	0.131	1.736	12.25
	14	2.4~2.6	シンウォール	V	440.6	49.0	90.2	1.040	0.192	2.019	9.52
	15	3.4~3.6	シンウォール	V	685.3	70.3	63.4	0.994	0.127	1.722	12.56
	16	4.4~4.6	シンウォール	V	343.2	39.6	87.1	1.061	0.239	2.179	8.11

平均の直径から断面積を求めて結果を整理した。

実験に用いた各供試体の基本的物性値は表-1に示す通りで、含水比は300~900%の範囲にある。

これらの深さ方向の分布は図-1, 2に示す通りである。

また、「泥炭性軟弱地盤対策工指針(案)」北海道開発局編³⁾に示される含水比と他の物性値の関係図に各供試体の値を加筆して図-3~6に示す。

すべての試料は既存データのバラツキの範囲内にあ

るが、No 1~4の試料は横向川付近の地表近くに分布する黒色、針金状の堅い繊維からなる、いわゆる針金泥炭と呼ばれるものに近く、同程度の含水比で比較すると強熱減量が大きく比重が小さい。また、No 15の試料中にはかなりの大きさの木片が混入していたことが後に判明した。

以上のことから、これらのデータは試験結果を解釈する上では特異値として扱うことが妥当であると考えられる。

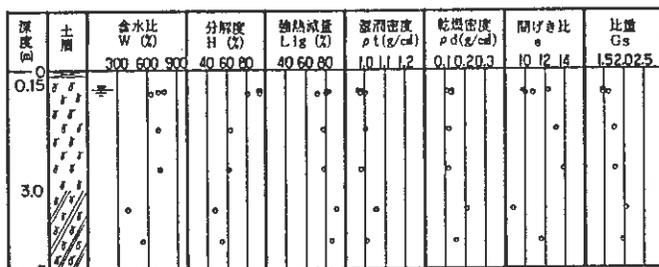


図-1 物性値の深度分布(横向)

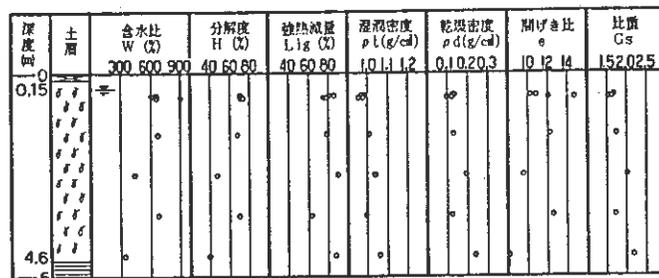


図-2 物性値の深度分布(下新篠津)

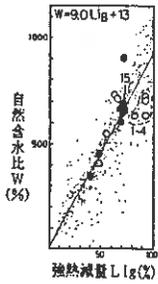


図-3 LlgとWの関係

2-2 原位置試験

原位置試験としては、PS検層とオランダ式貫入試験を深度5mまで行った。

PS検層は、板たたき法で0.5mの測定間隔で行った。なお、通常のP波、S波速度の測定に加え、振幅の距離減衰から減衰比も求めた。このため、板近傍の地表にも孔中に設置した受振器と同一のものを設置した。

せん断剛性率Gは、密度 ρt を1.0 g/cm³として、 ρt とS波速度Vsから(1)式で求めた。

$$G = \rho t V_s^2 \quad (1)$$

また、減衰比hは地表と地中で受振された最大振幅の減衰から距離減衰係数 α を算出し、波動の位相速度cと周波数fから(2)式で求めた。⁴⁾

$$h = c \alpha / (2 \pi f) \quad (2)$$

原位置試験の結果は図-7、8に示す通りで、qc値は地下水位より上では若干大きい、地下水位以下の泥炭層では埋もれ木等によると思われる異常値を除くとほぼ1~2 kgf/cm²程度である。Vsは16~32.5 m/s、平均的には21~25 m/sで、Vpは、700~850 m/sである。Vpは、地盤が飽和状態であれば、水のP波速度と同程度の1400~1500 m/s前後になるはずであるが、実際には地下水位以下でも完全には飽和していないものと思われる。

減衰比hは、測定された波動の周波数の範囲で幌向が5.7~10.4%、下新篠津が3.9~6.8%であった。

2-3 動的変形特性試験

試験は、図-9に示す空気圧制御方式で軸圧加振型の繰返し三軸せん断試験装置を用いて行った。

供試体の大きさは直径75 mm、高さ150 mmとし、背圧2.0 kgf/cm²、拘束圧0.1 kgf/cm²で4時間程度等方圧密した。圧密の終了は間隙水圧の消散と排水の終了時とした。

なお、今回は拘束圧が小さく圧密時間が短く済むので供試体にはろ紙を巻かなか

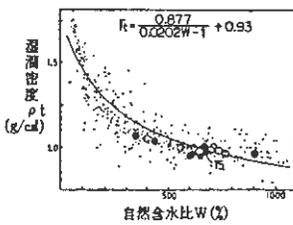


図-4 Wと ρt の関係

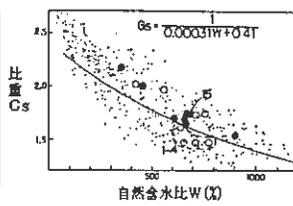


図-5 WとGs関係

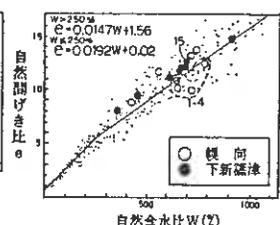


図-6 Wとeの関係

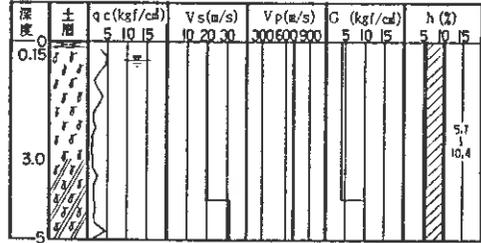


図-7 原位置試験結果(幌向)

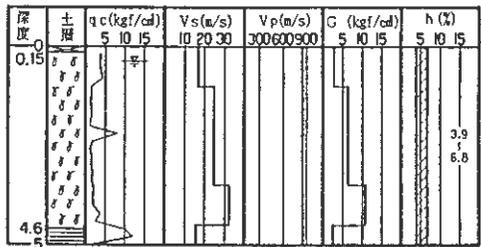


図-8 原位置試験結果(下新篠津)

った。

荷重の載荷は、側圧一定、非排水状態で、周波数0.25Hzの一定振幅正弦波形応力を応力制御方式で加える方法により行った。荷重は小さい方から順次大きくし、各段階の繰返し載荷終了後に一旦圧密排水させながら各供試体とも10段階程度載荷した。

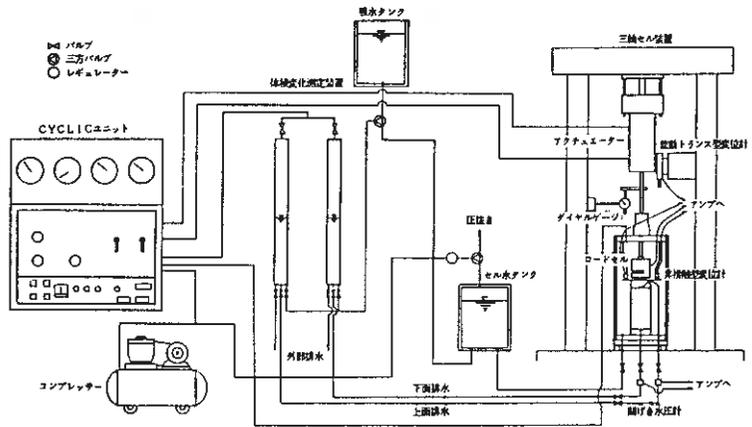


図-9 繰返し三軸せん断試験装置系統図

なお、供試体の軸方向変位は、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-2}$ までは非接触型変位計（容量 $\pm 1 \text{ mm}$ ）， $\gamma = 10^{-2}$ 以上は差動トランス型変位計（容量 $\pm 5 \text{ mm}$ ）で測定した。また軸荷重は、セル室内に設置したロードセル（容量 100 kgf ）で測定した。

G および h は、図-10 のように求め、原則として10波目で整理した。ここで試験結果の整理に用いた含水比 W_c は圧密終了時の値である。

なお、B 係数は $0.9 \sim 0.95$ となりほぼ飽和状態とみなせるのでポアソン比を 0.5 と仮定し、せん断ひずみ $\gamma = 3/2 \cdot \epsilon_a$ (ϵ_a は軸ひずみ) として求めた。

また、初期せん断剛性率 G_0 は、応力～ひずみ関係についての Kondner の双曲線モデル⁵⁾ を骨格曲線とした Hardin - Drnevich モデル⁶⁾ を用い、 $1/G$ と γ が直線関係にあることより $1/G$ 軸の切片の逆数として与えられることを利用して求めた。

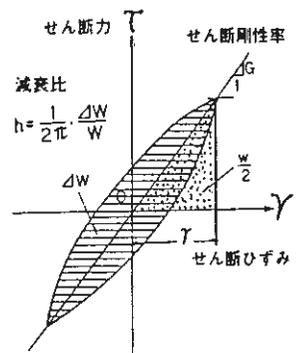


図-10 G と h の求め方

3. 実験結果および考察

実験結果は以下の観点から考察を加えた。なお、ブロックサンプリングと水平シウォールサンプリング供試体のデータは、サンプリング方法および供試体方向の違いによる比較のみに用いた。

3-1 初期せん断剛性率 G_0 と基本的物性値の関係

初期せん断剛性率 G_0 と含水比および間隙比の関係を前報の結果と比較すると図-11, 12 に示すようになる。含水比との関係では、既に提案している (3) 式は、No 3, 15 の試料を除くとバラツキはあるもののおおむね妥当と言える。

$$G_0 = 1740 W_c^{-0.67} (\sigma' c')^{0.55} \quad (3)$$

間隙比との関係でも、やはり No 3, 15 の値を除くと、おおむね前報の結果の延長上にあると言える。

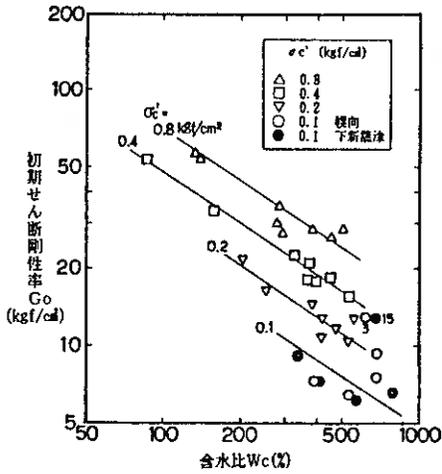


図-11 G_0 と含水比 W_c の関係

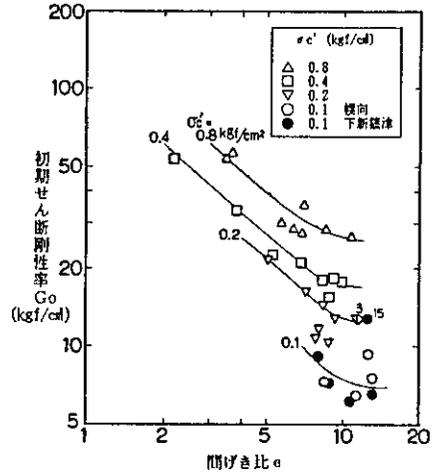


図-12 G_0 と開げき比 e の関係

しかしながら、図-13~16に示すように、今回実験を行った範囲では初期せん断剛性率と他の物性値（比重、乾燥密度、分解度、強熱減量）との関係に明らかな傾向は見られなかった。

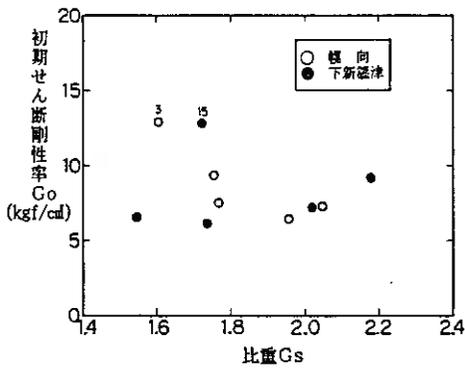


図-13 G_0 と比重 G_s の関係

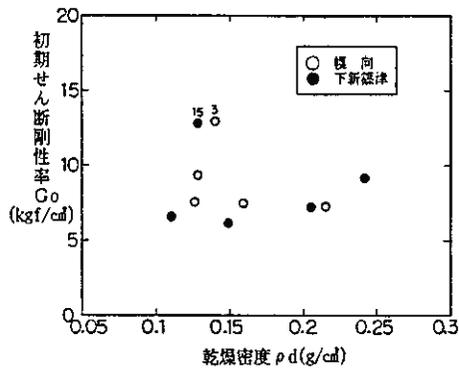


図-14 G_0 と乾燥密度 ρd の関係

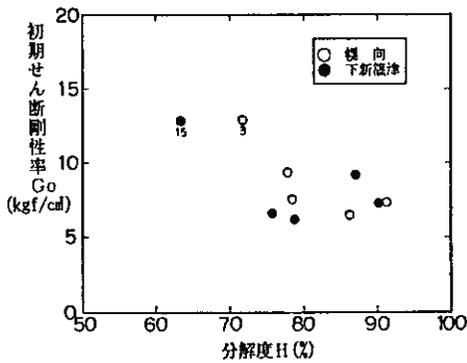


図-15 G_0 と分解度 H の関係

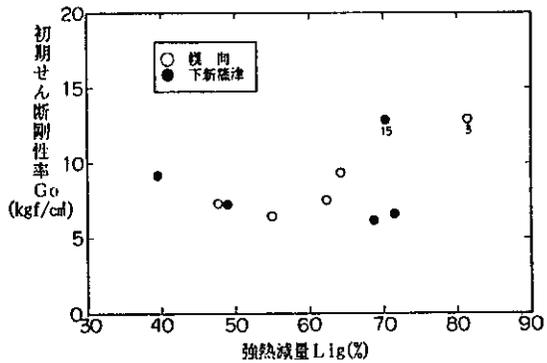


図-16 G_0 と強熱減量 Lig の関係

3-2 G/G_0 と基本的物性値の関係

一例として、 $\tau = 10^{-2}$ における G/G_0 と含水比の関係を図-17に示す。今回の結果は全般的に前報の結果のほぼ延長上にあり、含水比の増加とともに G/G_0 が大きくなる傾向が見られる。しかし、今回の実験試料の含水比の範囲では、 G/G_0 の含水比依存性はあまり大きいとは言えない。

また、他の物性値との関係では、図-18, 19に示すように強熱減量の増加、分解度の低下とともに G/G_0 が大きくなる傾向が見られる。

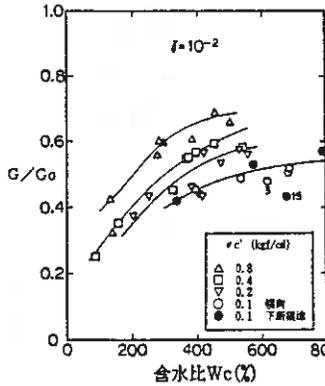


図-17 G/G_0 と含水比 Wc の関係

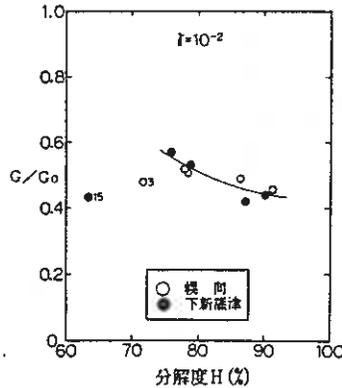


図-18 G/G_0 と分解度 H の関係

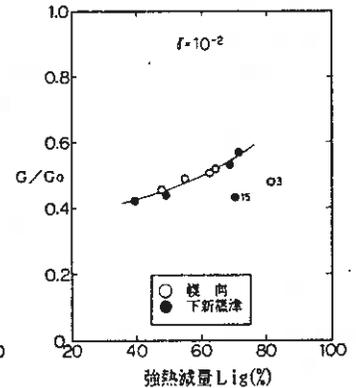


図-19 G/G_0 と強熱減量の関係

3-3 減衰比 h と基本的物性値の関係

一例として、 $\tau = 10^{-2}$ における減衰比 h と含水比の関係を図-20に示す。 G/G_0 と同様に、全般的に前報の結果のほぼ延長上にあるが、今回の実験試料の含水比の範囲では、含水比の増加とともに h が小さくなるような傾向は見られなかった。

また、他の物性値との関係では、図-21, 22に示すように一定の傾向は見られなかった。

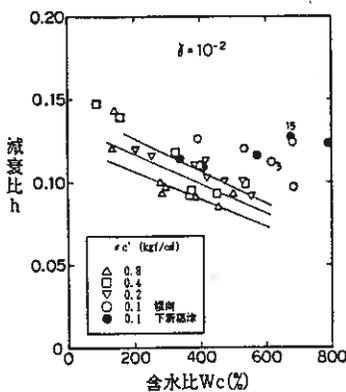


図-20 h と含水比 Wc の関係

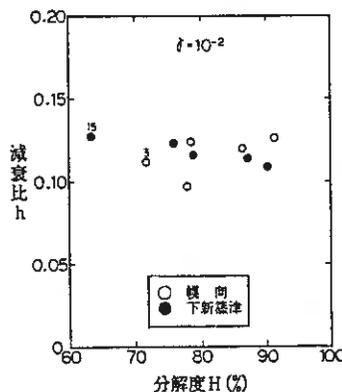


図-21 h と分解度 H の関係

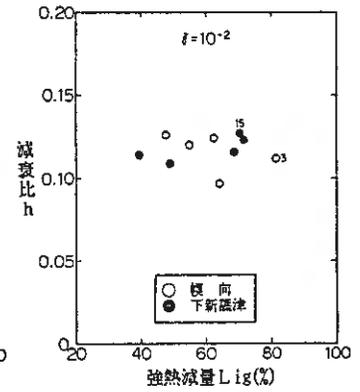


図-22 h と強熱減量 Lig の関係

3-4 繰返し三軸せん断試験とPS検層から求めたGおよびhの比較

繰返し三軸せん断試験とPS検層によるG, hを比較したのが図-23である。なお、繰返し三軸せん断試験によるGは拘束圧の0.55乗に比例するものとして、静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ と仮定した原位置の平均拘束圧に補正した。また、それぞれ値を求めたときのせん断ひずみ γ と周波数 f は次の通りである。

- ・せん断剛性率G
 - 三軸 $\gamma \rightarrow 0$, $f = 0.25\text{Hz}$
 - PS $\gamma = 10^{-4}$, $f = 20 \sim 60\text{Hz}$
- ・減衰比h
 - 三軸 $\gamma = 10^{-3}$, $f = 0.25\text{Hz}$
 - PS $\gamma = 5 \times 10^{-7} \sim 5 \times 10^{-5}$
 $f = 20 \sim 60\text{Hz}$

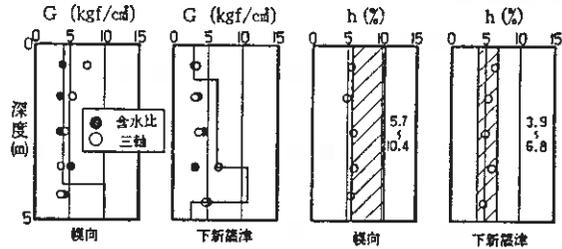


図-23 PS検層で求めたG, hとの比較

せん断剛性率Gは、各深度での値にバラツキがあるものの、平均的には両者はほぼ一致している。

減衰比hについては、繰返し三軸せん断試験から求められたものが、横向ではPS検層で求められた範囲の下限值付近に、下新篠津ではちょうどその範囲内に一致している。PS検層から減衰比を求める際の精度を考慮すると、かなり良い一致と言えるであろう。

次に、泥炭層5m部分について、その固有周期を(4)式に示すように各層内の伝播時間の和で次の3種類の方法により求めた。

その結果を図-24に示す。

$$T = \sum 4 H_i / V_i \quad (4)$$

- ① PS検層のVsから求める。
- ② 繰返し三軸せん断試験で求めたGoの全層厚での単純平均を原位置の拘束圧に補正し、その値からVsを逆算して求める。
- ③ 含水比の単純平均から(3)式でGoを求め、その値からVsを逆算して求める。

繰返し三軸せん断試験のGoから求めた固有周期は、PS検層のVsから求めたそれと良く一致している。含水比より(3)式を用いて推定したGoから求めた固有周期は、PS検層のVsから求めたそれより若干大きい、バラツキの範囲内でありほとんど一致していると言ってよいであろう。

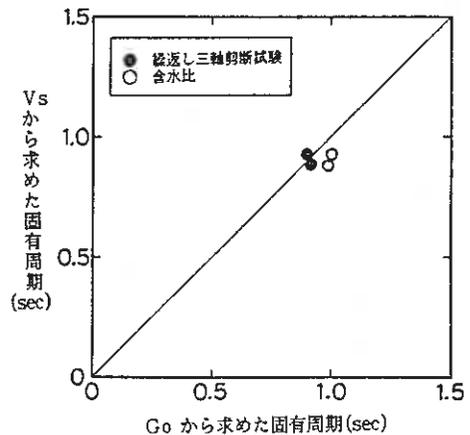


図-24 固有周期の比較

3-5 初期せん断剛性率Goとqc値の関係

初期せん断剛性率Goを、泥炭地盤における代表的な原位置試験であるオランダ式貫入試験のqc値との関係において示したのが図-25である。この図を見ると、バラツキは大きい、qc値の増加とともにGoも大きくなる傾向が若干見られる。

3-6 サンプルング方法の違いによる比較

一般的に泥炭の不攪乱試料採取に用いられるシンウォールサンプルングは、採取時に試料が過圧密され、無視出来ない程度の影響が残ると懸念されることがある。そこで、この影響の程度を確認するため、ブロックサンプルング供試体による試験結果と比較を行ってみた。

まず、初期せん断剛性率 G_0 については、図-25に示す通りで、シンウォールサンプルング供試体の方が若干大きいがほぼ一致している。なお、□、■印は G_0 が含水比の-0.67乗に比例するものとして、 $W_c = 500\%$ に補正した値である。

各せん断ひずみにおける G/G_0 と減衰比 h について比較を行ったのが図-26, 27である。 G/G_0 は良く一致しているが、 h はシンウォールサンプルング供試体の方が若干大きい。しかし、シンウォールサンプルングが採取時に過圧密されるのであれば、 G_0 、 G/G_0 は大きく、 h は小さくなるはずであり、そのことから考えてもこの程度はバラツキの範囲内であると考えてよいであろう。

以上のことから、今回の実験条件の範囲では、サンプルングの方法により試験結果にほとんど差異は認められなかったと言える。

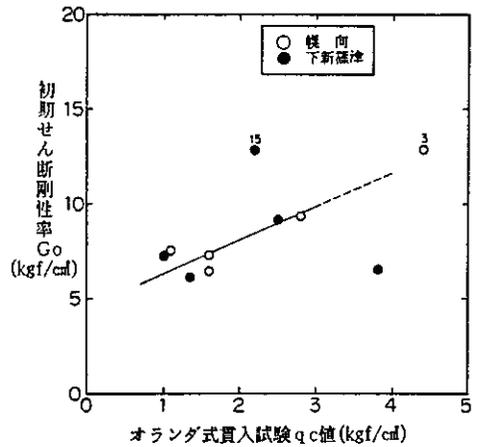


図-25 G_0 と qc 値の関係

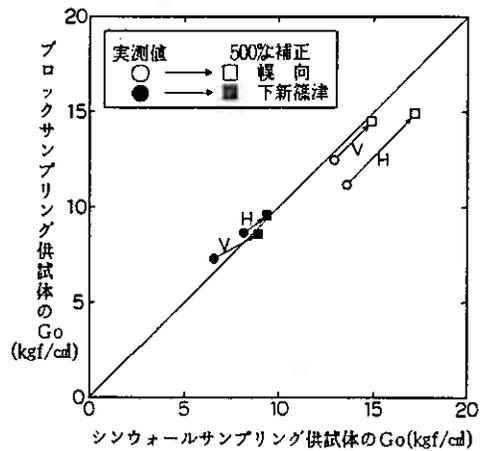


図-26 サンプルング方法の違いによる G_0 の比較

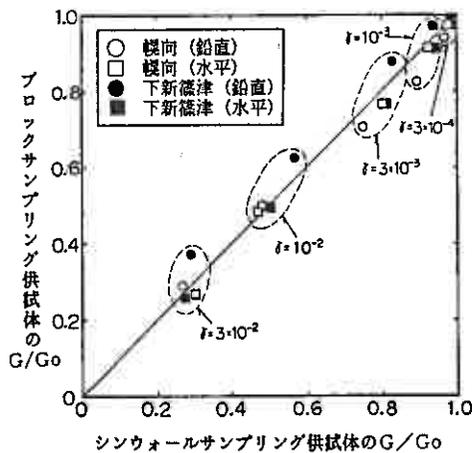


図-27 サンプルング方法の違いによる G/G_0 の比較

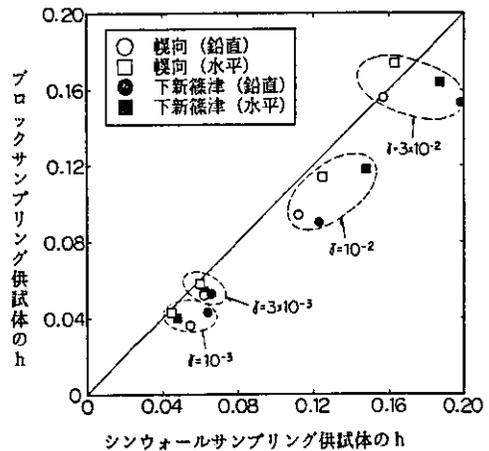


図-28 サンプルング方法の違いによる h の比較

3-7 供試体方向の違いによる比較

泥炭のように植物繊維が水平に堆積してできた土質では、構造異方性が大きく鉛直方向の供試体だけでは地盤の動的特性を代表することが出来ないと懸念されることがある。そこで、供試体方向の違いによる試験結果の差異を確認するため、水平方向供試体による試験結果と比較を行ってみた。

まず、初期せん断剛性率 G_0 については、図-29に示す通りで、水平方向供試体の方が若干大きい。これは、伸張時に植物繊維の引張強度が作用したとも考えられるが、ヒステリシスループには両供試体の間および圧縮・伸張の両側で差が現れておらず、バラツキの範囲内と考えられる。

各せん断ひずみにおける G/G_0 と減衰比 h について比較を行ったのが図-30, 31である。 G/G_0 は、バラツキがあるがほぼ一致している。

h は、ひずみが小さく減衰比が小さい部分ではほぼ一致しているが、減衰比が大きくなると、水平方向供試体の方が若干大きくなっている。しかしながら、試験結果のバラツキから考えて、有意な差とまでは言えないであろう。

以上のことから、今回の実験条件の範囲では、供試体の方向により試験結果にほとんど差異は認められなかったと言える。

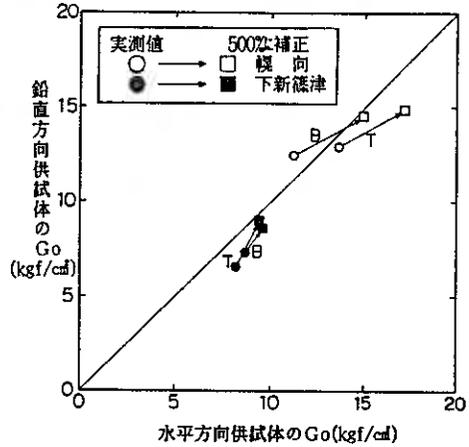


図-29 供試体方向の違いによる G_0 の比較

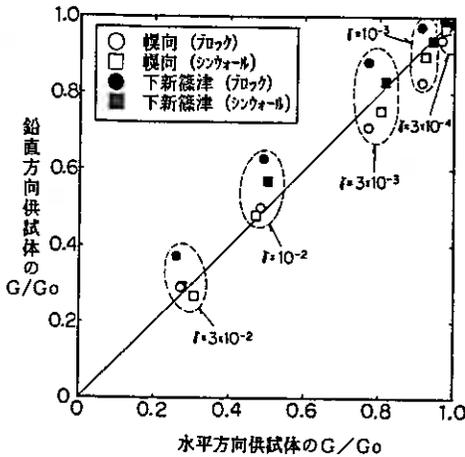


図-30 供試体方向の違いによる G/G_0 の比較

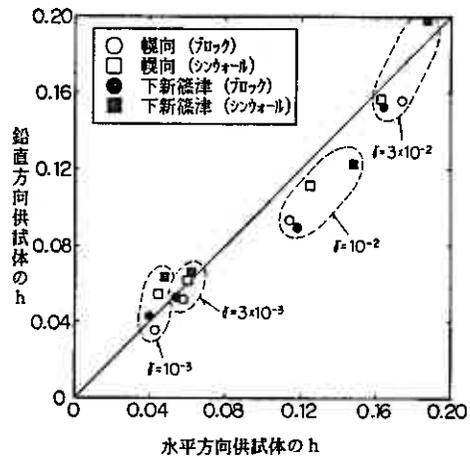


図-31 供試体方向の違いによる h の比較

4. まとめ

泥炭の G_0 , G/G_0 および h の他の物性値との対応、原位置試験値との対応、サンプリング方法や異方性の影響を明らかにすることを目的として各試験を実施し、以下に述べる知見を得た。

(1) 前報で提案した G_0 と含水比 W_c , 有効拘束圧 σ_c' の関係に関する実験式は $\sigma_c' = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の低拘束圧の条件下でも適用可能である。

$$G_0 = 1740 W_c^{-0.67} (\sigma_c')^{0.55}$$

(2) 繰返し三軸せん断試験と P S 検層から求められる G と h は、ひずみレベル、周波数において差があるもののほぼ一致する。このことは、泥炭層の固有周期の計算においても確認された。また、固有周期の計算においては、(1) の構成式を用いても、ほぼ近い値が得られることが確認された。

(3) サンプリング方法の違いによる G_0 , G / G_0 および h の差異はあまり認められない。

(4) 供試体方向の違いによる G_0 , G / G_0 および h の差異はあまり認められない。

5. あとがき

これまでの一連の実験により、泥炭の動的変形特性に関する基本的問題はかなり明らかになったと考えられるが、さらに以下に示す検討を加え、得られた知見をより体系的に整理していきたいと考えている。

(1) 含水量試験と原位置における P S 検層のデータを集積し、含水比と P S 検層から求まるせん断剛性率の対応を検証する。

(2) 泥炭の非線形的変形特性に対して既往の非線形モデルの適用を調べる。

(3) 応答計算により強震観測波形や被災事例の検証を行う。

最後に、この報告をまとめるにあたり、貴重な御助言をいただいた北海道大学工学部土岐教授に対して記して謝意を表します。

< 参考文献 >

- 1) 土岐, 能登, 熊谷, 峯田: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 泥炭に関する研究討論会, PP51~60, 1986
- 2) 北海道立地下資源調査所: 5万分の1地質図幅説明書 '江別', 1971
- 3) 北海道開発局軟弱地盤対策工研究会: 泥炭性軟弱地盤対策工指針(案), 1981
- 4) 殿内, 坂山, 内山, 今井: P S 検層による原位置での地盤の Q 値(減衰量)の測定, 第28回土質工学シンポジウム, PP93~98, 1983
- 5) Kondner: Hyperbolic Stress-Strain Response; Cohesive Soils, Proc. A S C E, S M 1, PP115~143, 1963
- 6) Hardin and Drnevich: Shear Modulus and Damping in Soil; Design Equations and Curves, Proc. A S C E, Vol. 98, S M 7, PP667~692, 1972

1. まえがき

地盤沈下は地下水位の変動が原因となる場合が多い。地下水位が低下すると、それに追隨して地盤は沈下し、粘土地盤では水位が回復すると地盤が隆起することは少ないにしても、沈下は停止するのが一般的である。しかし、泥炭地盤では長期的にみて地下水位の低下がみられないにも関わらず沈下が進行している例がある。すなわち、泥炭地盤では降雨や積雪などによる地下水位の自然的な変動にともない、地盤は沈下と膨張を繰返しながら徐々に沈下していく。これは、泥炭の特異な土質性状によるものと考えられている¹⁾。

泥炭地盤の沈下のプロセスは、排水などによる地下水位の低下にともなって、表層部が下層への荷重となって有効土被り圧の増加による圧密作用による沈下と、表層部の乾燥収縮・分解などの進行によって生ずる沈下が考えられる²⁾。

すなわち、泥炭は圧縮性が高く、わずかな有効応力の増加で圧密沈下を起こすことと、非可逆的で長期間継続する二次圧密沈下が多いため、地下水位の変動による繰返し圧密により、残留ひずみが蓄積していく。さらに、泥炭は植物繊維より構成され繊維の内外に間隙を有するため、乾燥による水分保持力の低下により非可逆的な収縮挙動を示す³⁾。そのため、泥炭地盤では長期的な水位低下がみられなくても、地下水位の自然的な変動により、これらの非可逆的な沈下が蓄積され、地盤沈下が進行して行くものと考えられる。

そこで、本報告はこのような泥炭地盤沈下の要素を繰返し載荷による圧縮沈下と、乾燥～水浸の繰返しによる泥炭の収縮による沈下の2つに分け、室内実験によりその圧縮特性を調べたものである。

2. 実験試料および実験方法

実験に用いた試料は美咲市より、地表面付近の泥炭をブロックサンプリングにより採取したものであり、比重1.50、強熱減量93%、分解度56%であり、試験供試体の間隙比は15.8～22.4である。

実験は圧密試験機を用いて行い、供試体径7.5cm、高さは2cm、4cmの2種とした。

試験は繰返し載荷試験と乾湿繰返し試験の2種類である。

繰返し載荷試験は飽和状態での試験であり、圧密圧力20kPaで18日間圧密したのち、8日間毎に除荷時10kPa、載荷時20kPaの圧力により繰返し圧密を10サイクル行ったものである。

乾湿繰返し試験は圧密圧力を20kPaとして、飽和状態で18日間圧密したのち、同じ圧密圧力のままで圧密容器内の水を抜き、40日間乾燥させ、その後、水浸7日間、乾燥14日間で6サイクル行ったものである。

3. 実験結果とその考察

1) 繰返し載荷試験

図-1に載荷・除荷の繰返しのサイクル数とそのときの間隙比の関係を示す。

載荷することにより間隙比は減少し除荷により膨張するが、載荷前までの間隙比に復元することはなく残留ひずみを生ずる。そして、載荷・除荷を繰返すことにより、残留ひずみが蓄積されて間隙比が減少してゆく傾向にある。この残留ひずみの量は本実験の範囲内では各サイクルともほぼ一定で、サイクル数の増加と共に減少する傾向はなかった。そのため、間隙比はサイクル数に対して直線的に減少する結果となった。この傾向は、現在実験を継続している粘土においても、残留ひずみの量は極端に小さいが同様に観測されている。また、除荷による膨張量は図の上下の破線が近接してくるのみにみられるように、サイクル数が多くなると減少する傾向がみられた。

つぎに、層厚の違いによる影響を見ると、供試体の初期間隙比の違いもあったが、両者の間隙比の差は圧密の程度の差とみることができると言える。すなわち、両試験とも同じ圧密時間で行ったため、層厚の薄い2cmの試験の方が圧密の進行が速くなり、間隙比が小さくなったものである。しかし、層厚の違いによらずほぼ同様の傾向がみられた。それゆえ、繰返し載荷のサイクル数の増加していくと間隙比はある値に収束することが期待されるが、層厚の厚い試験から薄い試験へと連続してみると層厚の厚い試料がかなりの載荷回数を受けても直線的な沈下傾向を示すことが類推できる。すなわち、繰返し載荷による圧密はその1回当たりの沈下量は少ないが、一定値に収束することなくいつまでも継続する沈下現象と言えよう。

そこで、層厚4cmの試験の載荷・除荷における時間～沈下(膨張)量曲線の代表的な例を図-2に示す。載荷、除荷とも2000min程度の圧密時間まではほぼ一定の速度で沈下もしくは膨張をするが、それ以降になると載荷試験では急速に沈下が進行し、除荷試験では膨張が停止する傾向を示す。粘土での同様な実験の載荷試験では、通常の二次圧密と同様に時間の対数に比例して一定速度で沈下が継続することが観測されている。泥炭で急速に沈下量が増大する例は、泥炭の長期圧密の報告にあり⁴⁾、そこでは、二次圧密の過程で沈下速度が一時的に速くなるが、再び元の沈下速度に戻ることが示されており、本実験でも載荷時間をさらに長くすると沈下速度が再び小さくなることも考えられるが、いずれにしても二次圧密過程で沈下速度が変化するのは泥炭特有の性質とみられる。この理由として、圧密過程において試料の有機物

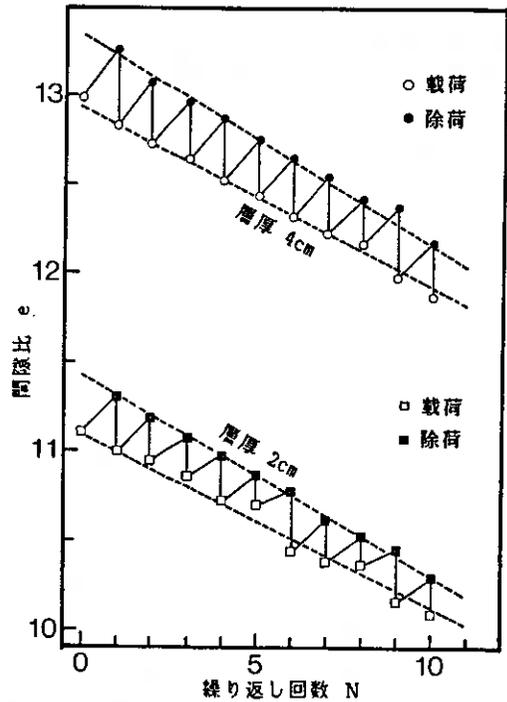


図-1 繰返し載荷試験による繰返し回数と間隙比の関係

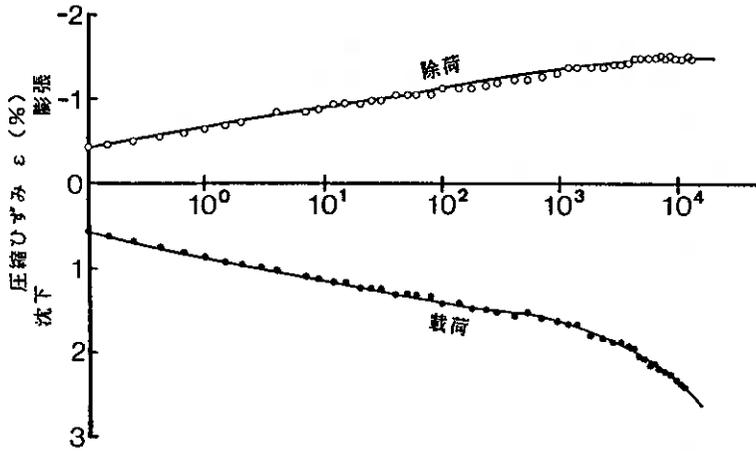


図-2 繰返し載荷試験の時間～沈下・膨張量曲線

が分解して性質に変化が生じたためとの解釈もあるが⁵⁾、泥炭の分解にはかなりの時間を必要とするため、本実験では、載荷重の大きさの影響もあるが、泥炭繊維が長期的な荷重により座屈を引き起こすため、沈下速度が変化するとみるのが妥当であろう。 つぎに、除荷過程での腐植土やシルトの例では、除荷により試料は一旦膨張したのち再沈下を開始すると報告しているが⁶⁾、本実験でも除荷時間を長くすると再沈下も期待できるのかも知れないが、一定ひずみで膨張が停止する傾向がみられた。

つぎに、時間～沈下(膨張)量曲線の2000 min付近までの一様な勾配で沈下(膨張)をする部分の傾きである変化速度($\Delta e / \log t$ 、二次圧密速度に相当するもので、図には絶対値で示す)と繰返しサイクル数の関係を図

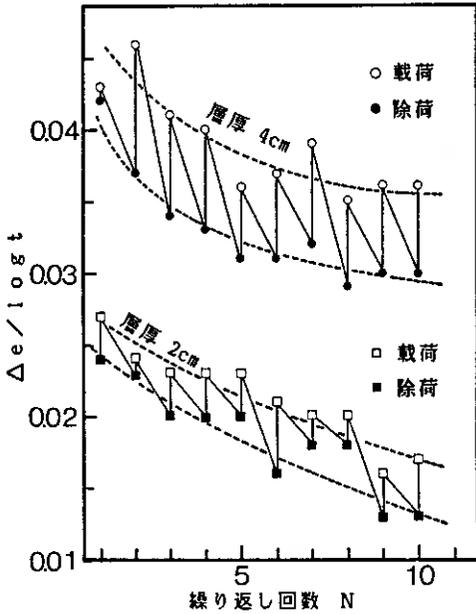


図-3 繰返し載荷試験の繰返し回数と沈下・膨張速度の関係

図-3に示す。載荷数の増加と共に変化速度が減少していく傾向にあり、その大きさは載荷時の沈下速度が膨張速度より大きくなっている。また、層厚による違いは、変化速度の大きさに差はあるが、傾向の違いはみられなかった。それゆえ、繰返し載荷による沈下は、載荷・除荷の時間間隔を短くしても、沈下・膨張速度の差により残留ひずみが蓄積され沈下が生じ、さらに、本実験のように、時間間隔が長くなると、沈下・膨張曲線の後半部の挙動の違いにより残留ひずみがさらに大きくなり、地盤沈下が促進されていくものと考えられる。

2) 乾湿繰返し試験

図-4に乾湿繰返し試験のサイクル数と間隙比の関係を示す。第1段階目の乾燥

過程で試料は大きく沈下する。しかし、再飽和しても試料はほとんど膨張せず、乾燥による収縮がほとんど非可逆的な変化であることを示す。さらに、乾燥～再飽和を繰返しても沈下量はあまり多くなく、次第にある値に収束する傾向がみられた。これは、第1段階目の乾燥日数を40日と長くしたことの影響もあると思われるが、乾湿繰返しによる沈下はその第1段階目で大部分の沈下が生じ2段階目以降にはあまり変化がないといえる。

また、層厚による違いをみると、サイクル数の少ない範囲では間隙比に差はあるが、サイクル数が多くなると、6サイクル目で4cmと2cmの間隙比が一致することにみられるようにある間隙比に収束する傾向にある。

4. ま と め

地下水位の変動による泥炭地盤の沈下を、有効土 図-4 乾湿繰返し試験による
 繰返し回数と間隙比の関係
 被り圧の変動に起因する繰返し圧密による部分と、
 泥炭の乾燥収縮による沈下の部分に分けて考え、室内圧密試験によりそれらの沈下
 特性を検討した。

繰返し圧密では、載荷・除荷時の沈下・膨張速度の差および長時間載荷時の沈下・膨張挙動の違いにより、非可逆的なひずみが蓄積されていき、間隙比がサイクル数の増加と共に直線的に減少する傾向がみられた。

泥炭の乾燥による沈下は第1段階で大きな沈下を示すが、それ以降の沈下も少なく、一定の間隙比に収束する傾向にあり、また、再飽和による膨張も少ない。

それゆえ、本実験の結果よりみて、長期的な地下水位の変動がない場合にでも泥炭地盤が沈下挙動を示すのは、初期には乾燥による沈下の影響が非常に大きいですが、長期的には水位変動に起因する有効土被り圧の変化による繰返し圧密の影響が大きいと言える。しかし、これらは載荷荷重の大きさや載荷時間の影響を受けるものであり、今後これらについてはさらに検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 札幌市公害部(1985): 札幌市の地盤沈下
- 2) 梅田安治, 松下勝秀, 滝沢一喜(1986): 都市化に伴う泥炭地の地盤沈下, 泥炭に関する研究討論会論文集, pp.99~104
- 3) 梅田安治(1984): 日本の特殊土-泥炭-, 農業土木学会誌, Vol.54, No.4, pp.323~328
- 4) 森野治雄, 能登繁幸, 島谷 登, 後藤 豊(1984): 泥炭の長期圧密試験について(第2報), 技術報告集, No.24, pp.163~168
- 5) 松尾一啓, 山口晴幸, 大平至徳(1983): 泥炭の二次圧密係数について, 第18回土質工学会研究発表会講演集, pp.245~246
- 6) 栗原宏武, 深澤栄造(1986): 腐植土及びシルトの長期沈下に関する室内実験(その3), 第21回土質工学会研究発表会講演集, pp.231~232

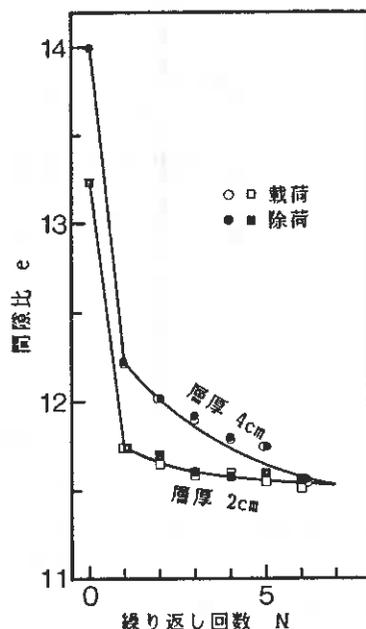


図-4 乾湿繰返し試験による
 繰返し回数と間隙比の関係

1. まえがき

土が凍ると非常に硬くなり、その圧縮強度は未凍結の時に比べ、数倍から数百倍にも増加する。この特徴を利用し近年、地盤を人工的に凍結させて掘削を行う地盤凍結工法が軟弱地盤を対象に行われている¹⁾。しかし、この工法の問題点としては凍結融解に伴う既設構造物への影響、地下水流への影響および凍土壁の力学的特性などが挙げられている。このうち凍土壁の力学的問題は、直接凍土の強度と関係している。そのため凍土の強度変形特性に関しては、近年、砂質土や粘性土で試験が行われてきており、その強度・変形特性に影響を与える様々な要因が定性的に把握されている²⁾。しかし、その試験法は、未だ統一的な方法を定めるには至っていないのが現状であり、特殊土を対象とした凍土の強度・変形特性についての研究はほとんどなされていない。

そこで、本報告は北海道に広く分布する泥炭を凍結させて実験を行った。

泥炭は、植物の遺体が気温や水分状態などの環境条件によって、未分解のまま堆積した物で、一般の鉱物質土の土粒子、水および空気による構成のほか植物遺体があり、また植物遺体の中にも水、空気を有する間隙が存在するため複雑な構造となっている。それゆえ、泥炭は間隙量が多く、含水量も大きく、さらに間隙水のpH値が低いなどの特徴を有しており、常温の強度・変形特性においても特異な挙動を示すことが多い。

本報告は、砂・粘土凍土で通常行われている一軸圧縮試験により、泥炭凍土の強度・変形特性が、粘土凍土のそれとどのように異なるかを調べたものであり、特に強度・変形特性に大きく影響を与える因子である温度や圧縮速度などの影響について調べたものである。

2. 試験装置および試験方法

1) 試験装置

実験に用いた低温一軸圧縮試験機は、図-1に示すように発泡スチロールで周囲を断熱した保冷箱を三軸圧縮試験機に取り付けたもので、温度制御は保冷箱に冷凍機を接続し、冷風を循環させることにより行った。

この型の試験機で問題となることは、ステンレスロッドからの入熱および端面摩擦であり、本実験ではこれらの影響を防ぐため、供試体と載荷板の間にテフロ

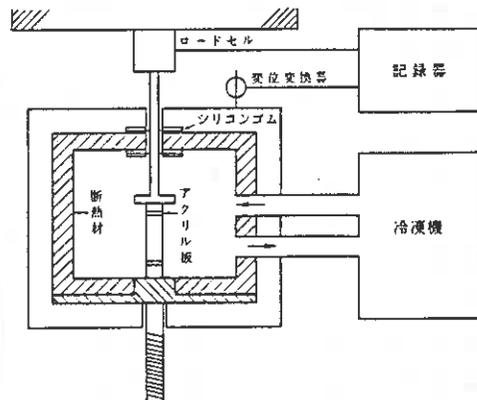


図-1 試験装置概要

ンシートを張ったアクリル板を入れ、断熱および端面摩擦の軽減をはかった。これにより本装置での設定温度と試験温度の誤差は保温箱内、供試体表面とも±0.2℃程度であった。

2) 試料および供試体作製法

実験に用いた試料は、空知管内北村よりブロックサンプリングにより採取した泥炭および比較のために用いた市販の本節粘土の2種である。泥炭は不攪乱状態のまま実験に供し、粘土は420μmふるいを通したものを含水比60%のスラリー状にし、49kPaの圧力で2日間予圧密したものを成形し供試体とした。供試体寸法は、径35mm、高さ88mmである。試料の物理的性質は表-1に示す。

表-1 試料の物理的性質

試料名	泥炭	粘土
比重 Gs	2.27	2.63
強熱減量 Lig(%)	59.7	----
分解度 H(%)	89.4	----
pH 値	4.65	----
液性限界 VL(%)	----	58.6
塑性指数 Ip	----	36.5
平均含水比 V(%)	296.3	38.0
平均乾燥密度 (g/cm ³)	0.270	1.313

3) 凍結方法および試験方法

成形後の供試体は、水分の蒸発および水分の昇華を防ぐため鋼製モールドに入れて密封し、低温室で全周より、-4℃の温度で16時間凍結した(以下初期凍結という)。このとき供試体内にアイスレンズ形成は見られなかった。既往の研究では、初期凍結中にアイスレンズが発生することを懸念して、-20℃前後の温度で急速凍結をし、実験温度に移す例が多い。本実験では、不凍水分量の非可逆的変化による温度履歴の影響を避けるため³⁾、初期凍結は比較的高い温度で行った。

凍結後は、膨張した端面をかんなどで平滑に成形し、所定の寸法にしたのち、供試体にゴムスリーブをかけ、保冷箱に移し、所定の温度で一定時間(以下養生時間という)養生し、圧縮試験を行った。試験条件は、養生時間が24時間のときの試験温度は、-5、-10、-15、-20℃の4種(-30℃を行ったケースもある)、12、48時間養生の時は、-5、-20℃の2種とした。ひずみ速度は、いずれの試験も、供試体初期高さの1.0、0.1、0.01%/minとした。

3. 試験結果および考察

1) 応力～ひずみ関係

応力～ひずみ曲線の代表的な例として、養生時間24時間、ひずみ速度0.1%/minの泥炭凍土を図-2に、同一の試験条件の粘土凍土を図-3に、各試験温度ごとに示す。

いずれの場合も、温度の低下に伴い、圧縮強度は増加する傾向にある。不凍結の泥炭の応力～ひずみ曲線は、ひずみの増大にともない応力がほぼ一律な勾配で増加するひずみ硬化型の様相を示すが⁴⁾、泥炭凍土では、塑性領域においての強度がほぼ一定

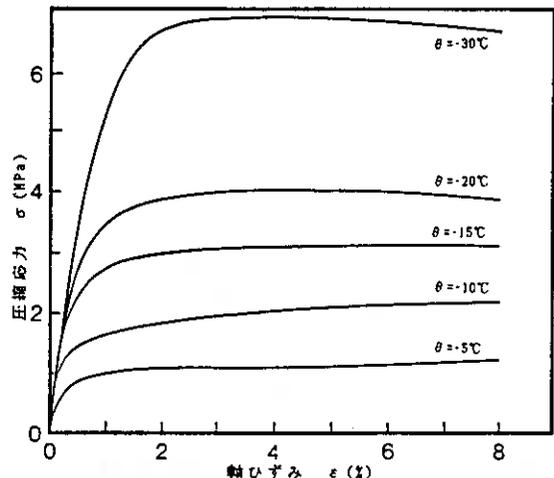


図-2 応力～ひずみ曲線

である延性破壊型の傾向がみられた。また、粘土凍土は、高い温度においては、常温での応力～ひずみ曲線の型とはほぼ同じ延性的な傾向を示すが、温度が低くなるとピークを有する脆性破壊型に推移してゆく傾向にあった。この違いは、粘土凍土では、ひずみの進行と共に生ずる土粒子の移動や土粒子と氷の剥離により破壊に至るのに対し、泥炭凍土では、粘土に比べ含水量が多いため、含水量が多くなり、粘弾性的となってゆくことおよび泥炭骨格構造の特殊性などの影響により延性的な破壊形態を示すものと考えられ、両者の構造の違いに起因するものであろう。

つぎに、ひずみ速度による違いをみるために、養生時間24時間、 -20°C の泥炭凍土と粘土凍土の応力～ひずみ曲線を図-4に示す。ひずみ速度が速くなると圧縮強度が増大する傾向があるが、応力ひずみ曲線の形状の違いはほとんどみられなかった。しかし、ピーク強度の出現するひずみ、もしくは、弾性域から塑性域に至る点でのひずみに着目すると、ひずみ速度が速くなると、そのひずみも大きくなる傾向にある。そこで、その変化点のひずみと温度の関係を各ひずみ速度ごとに図-5に示す。温度が低くなると、また、ひずみ速度が速くなると変化点のひずみは大きくなる。すなわち、温度が低くなると氷の強度の増加および不凍水分量が減少するため、剛性が高くなり、弾性域の幅が大きくなる。また、ひずみ速度の違いもでは、クリープによる影響が少ないため、弾性域の幅が大きくなるものである。

養生時間12時間および48時間の応力～ひずみ曲線は図示していないが、養生時間

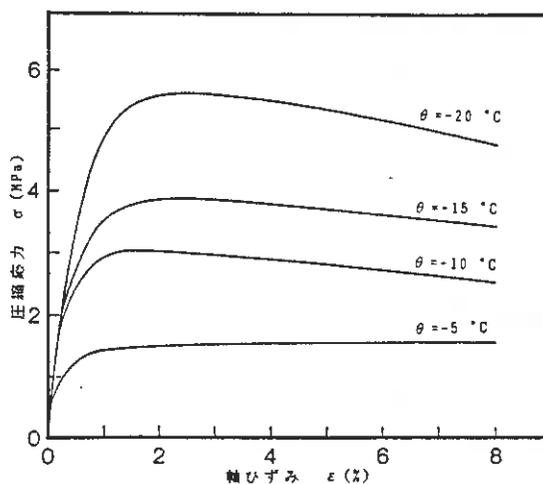


図-3 応力～ひずみ曲線

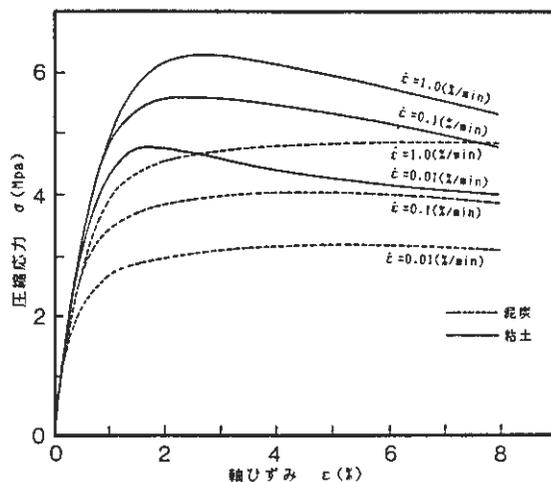


図-4 応力～ひずみ曲線

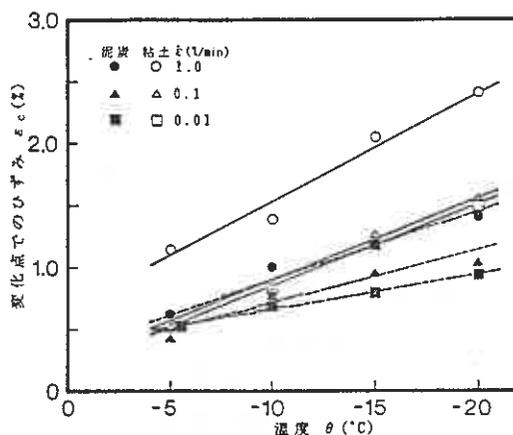


図-5 変化点でのひずみと温度の関係

の違いは変化点のひずみの大きさの違いとなるものの、応力～ひずみ曲線の形状の変化はみられなかった。

2) 一軸圧縮強度

24時間養生の一軸圧縮強度と温度との関係を各ひずみ速度ごとに図-6に示す。一軸圧縮強度は等体積せん断として、軸ひずみによる断面補正をしたものを用いた。

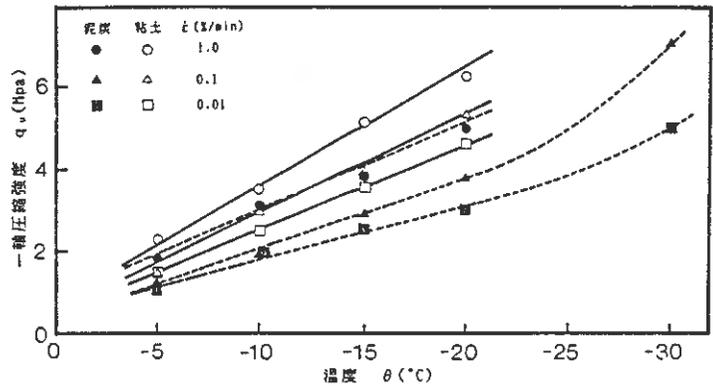


図-6 一軸圧縮強度の温度依存性

泥炭、粘土凍土とも、温度が低下するにつれ、また、ひずみ速度が速くなるにつれて、一軸圧縮強度が大きくなる。泥炭凍土と粘土凍土を同一条件において比べると、泥炭の強度が小さくなっている。一般に、強度は砂、シルト、粘土、水の順に小さくなるとされており⁶⁾、泥炭凍土の強度が粘土凍土より小さいのは、泥炭の間隙量が多いため、含水量が多くなることおよび土粒子(泥炭繊維)、水、不凍水分の結合形態が両者では異なるためと考えられる。

一軸圧縮強度は試験温度が低下すると、間隙水の強度増加や、供試体内の不凍水分量の減少のため増大していく。粘土凍土でも、試験温度が -50°C 以下になると急激な増加を示すと報告されており⁶⁾、一軸圧縮強度と試験温度との関係を指数関数や三次式で表すことが提案されている⁷⁾。本実験において -20°C までの温度範囲では、温度の低下に伴い強度が直線的に増加する傾向にあったが、泥炭凍土の -30°C の実験結果を加えることにより、他の報告と同様に強度が急激に増加する傾向がみられた。また、 -20°C までの温度範囲ではほぼ直線で近似できたのは、前述のように初期凍結の方法が既往の研究と異なった方法であったことにも起因するであろう。

また、温度低下に伴う強度増加をひずみ速度に着目してみると、高い試験温度では、ひずみ速度の違いによる強度の差はあまりないが、温度が低くなるとその差が顕著に現れてくる。すなわち、ひずみ速度が速い試験ほど温度による強度増加率が大きくなっていく。これは、試験温度が高い試験では、凍土の圧縮に対する粘性的な特性を助長する不凍水分の量が多く、ひずみ速度の違いによる強度の差がみられなかったのに対し、試験温度が低くなるに従い凍土の剛性が高まり、ひずみ速度による強度増加率への影響が現れたものである。

つぎに、24時間養生の一軸圧縮強度とひずみ速度を各温度ごとに両対数の関係で図-7に示す。一軸圧縮強度はひずみ速度が速くなるにしたがい、増加する傾向にあり、一般にこの両者の関係が両対数直線関係となるとされている⁸⁾。本実験では泥炭の -5°C 、 -10°C 、粘土の -5°C のように試験温度が高く、遅いひずみ速度では強度の差は少なかった。この原因についてはよく解らないが、前述の初期凍結方法の影響

もあり、温度の高い試験では、供試体内の不凍水分量が多くなるため、緩慢なひずみ速度の試験では、破壊形態に変化が起こらず、ひずみ速度の違いによる影響受けなかったためとも考えられる。

また、養生時間の違いによる影響をみるために一軸圧縮強度とひずみ速度の関係を各温度ごとに図-8に示すが、養生時間によらず各条件毎に1本の線で近似でき、養生時間の違いによる一軸圧縮強度の差は、ほとんどみることができなかった。

3) 変形係数

24時間養生の変形係数とひずみ速度を各温度ごとに両対数の関係で図-9に示す。変形係数としては、応力～ひずみ曲線の初期の立ち上がり部分の勾配より求めた初期接線変形係数 E_i を用いた。割線変形係数 E_s とひずみ速度の間には、両対数関係で直線となるとの報告もあるが⁹⁾、本実験ではデータのバラつきもあり明瞭な関係がみいだせなかった。また、接線変形係数 E_i との間にも、明確な法則性は見いだせず、ひずみ速度0.1%/minの時の変形係数が、他のひずみ速度の時より大きな値を示した。これは、ひずみ速度の違いによる破壊形態の変化に起因すると思われるが、その原因は今のところよく解からない。

つぎに、変形係数と一軸圧縮強度を両対数の関係で図-10に示す。変形係数は一軸圧縮強度に比例して増加しており、不凍結の粘性土で通常用いられている結果と同様である。しかし、この関係には、粘土・泥炭による違い、ひずみ速度の影響、養生時間の影響などをみいだすことはできなかった。

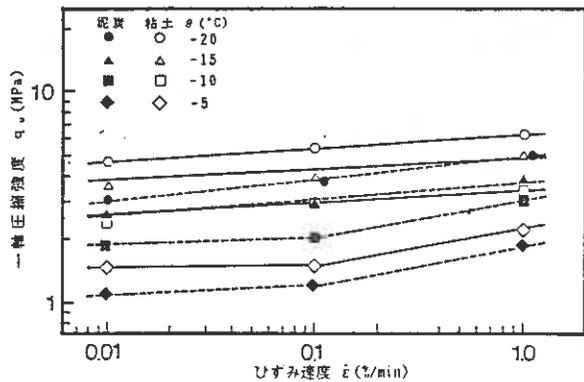


図-7 一軸圧縮強度のひずみ速度依存性

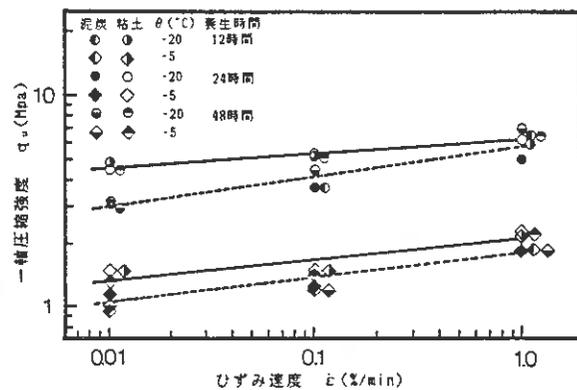


図-8 養生時間の違いによる一軸圧縮強度の温度依存性

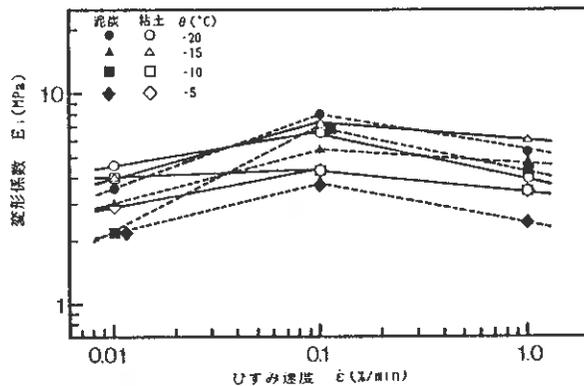


図-9 変形係数のひずみ速度依存性

4. まとめ

粘土凍土と泥炭凍土の強度・変形特性を調べるために、試験温度、ひずみ速度等を種々変化させた一軸圧縮試験を行った。

泥炭凍土と粘土凍土の挙動の違いは、応力～ひずみ曲線関係にみられ、粘土凍土では、温度が低くなるにしたがい脆性性的な破壊に推移してゆくのに対し、泥炭凍土では、含水量が多いことや泥炭の構造の影響もあり、試験条件によらず延性的な破壊を示した。しかし、一軸圧縮強度や変形係数には、大きさの違いは当然あるが、定性的な傾向の差はみられなかった。

これは実験に用いた泥炭が強熱減量60%と北海道内の泥炭としては比較的鉱物質の土の含有量の多いなものであったためとも考えられ、そのため、泥炭繊維のからみ合などの泥炭の構造の特殊性が強度・変形などの結果に顕著な差として現れなかったものと考えられる。今後は、さらに有機物含有量の多い泥炭についての実験を行い、泥炭の構造の影響の検討を加える必要があろう。

また、養生時間を変化させ行った試験は、現在行われている試験の多くは、養生時間が24時間もしくはそれ以上であり、養生時間の設定がまちまちである。そこで、養生時間による間隙水の強度変化や不凍水分量の変化に着目し、それらが強度や変形に与える影響を調べたものであるが、結果としては、養生時間の違いが強度などにあたえる影響はほとんど観測できなかった。それゆえ、本試験結果よりみて、養生時間を極端に長く取る必要はないように思われる。

参考文献

- 1) 高志 勤, 生頼考博(1982): 地盤凍結工法の概要, 冷凍, Vol.67, No.653, pp.9~18
- 2) 凍土の力学特性に関する供試体作成委員会(1986): 凍土の一軸圧縮試験に係わる供試体作製の現状と問題点, 土の凍結に関するシンポジウム論文集, pp.9~18
- 3) Williams, P.J (1963): "Suction and effect in unfrozen water of frozen soils", Proc. 1st international Permafrost Conf., Indiana, pp.225~229
- 4) 中村真一, 川合裕志(1979): 高有機質土の一軸圧縮試験, 有機質土の試験法シンポジウム論文集, pp.47~50
- 5) 井上正則, 木下誠一(1975): 凍土の圧縮強度と動的性質: 低温科学(物理編), No.39, pp.243~253
- 6) 榎戸源規, 松本 伸, 竹内博輝, 鶴岡恵三(1985): -30~-70°Cにおける凍土の一軸圧縮強度特性: 土木学会第40回年次学術講演会概要集, 第3部, pp.809~810
- 7) 西林清茂, 上野孝之, 佐藤 哲(1985): 粘土凍土の強度変形特性について, 土木学会第40回年次学術講演会概要集, 第3部, pp.813~814
- 8) 高志 勤, 生頼考博, 山本英夫, 岡本 純(1981): 均質な粘土凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.315, pp.83~93
- 9) 木下誠一編(1982): 凍土の物理学, 森北出版, pp.67~68

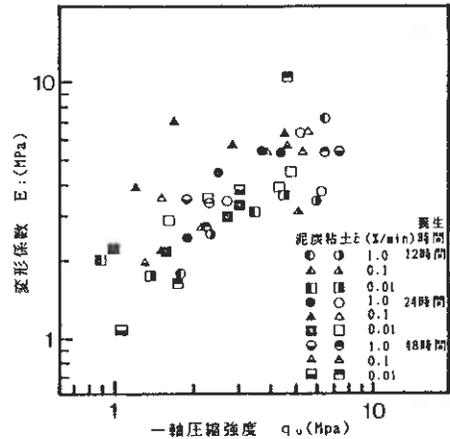


図-10 変形係数と一軸圧縮強度の関係

北見工業大学 正員 鈴木輝之
 北見工業大学大学院 山田利之

1. まえがき

近年、道路の排水側溝にコンクリート製U形トラフを用いることが多いが、それにとまって冬季間の地盤凍結によってトラフが破壊される被害が問題となってきている。特に寒さが厳しくかつ積雪の多い道東地区においてはこの被害が目立つようである。比較的大型のコンクリート製水路構造物の凍上被害については既にいくつかの調査、研究が行われており、凍上対策をも考慮した設計基準も出来ている。しかし本報告で扱う最大内寸法60cm程度までの小型コンクリートトラフの凍上被害については、いくつかの研究が行われているが、まだその対策方法を模索している段階といえる。

本報告は、北見工業大学構内に20個のコンクリート製U形トラフを試験設置し、昭和60年11月から61年5月にかけて各種の計測を行った結果である。トラフの凍上被害では、凍上力の横方向成分によって押し潰される場合が最も問題となる。この場合、トラフ背面にあたる浅い部分の土の凍上が問題になること、厳寒期にも地表からの融雪水の供給があり得ることなど、一般の道路の凍上とは異なった観点からの検討が必要となる。本実験の結果、トラフに加わる横方向凍上力の原因及び特性についていくつかの知見が得られたので報告する。

2. 実験内容及び気象条件

JIS A 5305-1982に定められる呼び名450mmの鉄筋コンクリート製U形トラフ20個を図-1の状況で設置した。設置場所は、高さ2.5m、傾斜角35°の南西向きの造成された斜面の下で、日当たりの良いところである。図-1に示すように20個のトラフは5個づつ4つのスパンに分け、各々裏込め材の種類や基礎処理の条件を変えている。なお裏込め材の厚さは30cmである。設置現場の土について道路土工排水工指針に定める凍上試験を行った結果では、凍上率30.5%で微細な水晶も認められた。また図-1中で火山灰とあるのは凍上抑制用の火山灰で、凍上試験によって非凍上性であることが認められている。

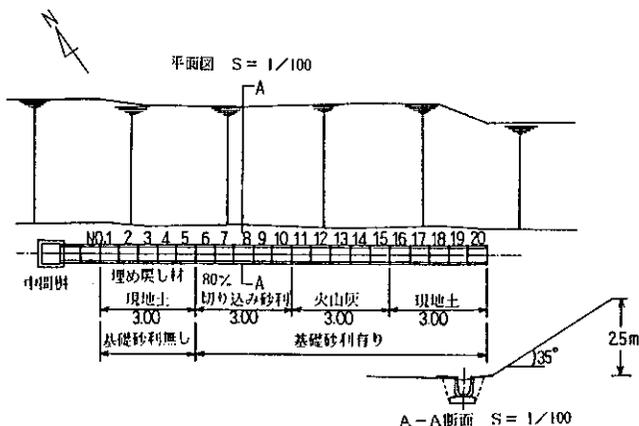


図-1 トラフの設置状況

測定内容を列挙すると次のようである。

1) 温度: No. 2トラフ周辺の土中温度を29点、及び外気温を1点の合計30点で自動測定。

2) トラフ上端部の内寸法: No. 3及び8の2個のトラフに変位変換器をはさんで自動測定。その他のトラフは、ノギスによって1日1回の測定。

3) 側壁に加わる横方向凍上力: No. 2及び7の2個のトラフについて、上端部に容量2tonfのロードセルを2個づつはさみ、横方向力を自動測定。また、このトラフでは側壁下端部の縁に切り目を入れて、側壁への凍上力がトラフの剛性で支えられないようにした。

4) トラフの持ち上がり: 1週間に1回の割合で、レベルによって測定。

5) トラフ周辺の含水比: 凍結期(2月20日)と融解期(5月2日)の2度にわたって、2個のトラフ背面を掘削して含水比分布を測定。

トラフの被害に影響する気象条件としては、気温と積雪状態が考えられる。また直射日光の下では真冬日であっても凍結融解が起こることから日照条件も関係すると考えられる。このうち積雪状態については、その影響が大きいと思われるが、解析を簡単にするためにトラフを含めてのり尻から約3m幅の範囲は常に除雪をした。

また本実験で測定された気温データから凍結指数を算出すると、1128℃・dayになった。この値からして、この冬の寒さは北見地方としても厳しい方であったと言える。

3. トラフ周辺での0℃線の侵入

図-2は現地土で埋め戻したトラフNo. 2の南側(平坦地側)の断面における0℃線の侵入状況を示している。図中白抜きの丸印とそれに付けられた番号は、上記測定内容の2)に述べた30点の温度測定位置を示す。また同図右側にはトラフ側壁より約1m離れた平坦地での0℃線の深さの変化を示している。

これらの0℃線は凍結線とほぼ一致する。図-2によればトラフ周辺の地盤は11月下旬から凍結が入り始めて、12月一ぱいくらいまでに周辺の平坦地の凍結深さもトラフの深さに達している。

次に寒気は地表面だけでなくトラフの側壁からも入りこむために、側壁から20cm位までの範囲にある背面土中では凍結線が傾斜した形に入っている事が分かる。

凍上理論によれば、凍上現象は凍土と未凍土の境界で氷晶(アイスレンズ)が析出す

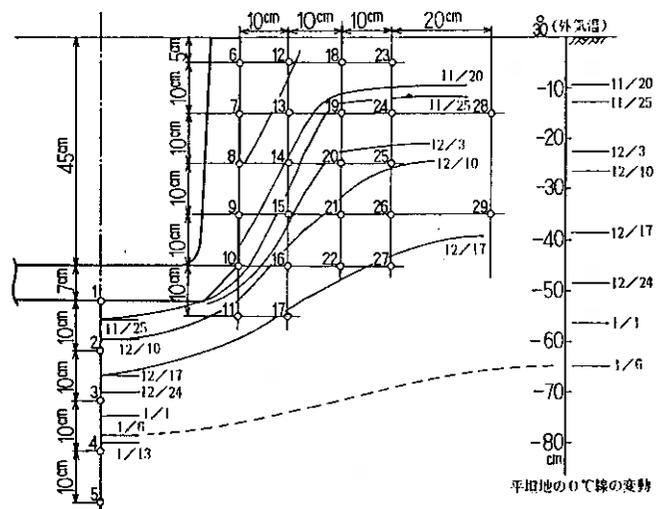


図-2 0℃線の侵入状況

る事により発生する。また氷晶は凍結線に平行に入り、力と変形の方向は凍結線に直角となる。さらに一旦凍結してしまつた部分は力を伝達するだけで、その部分自体が変形を生じる事はない。この理論と図-2の結果からすれば、トラフ付近の凍結線が斜めに入っていく11月下旬から12月一ぱい位にかけての時期には水平方向の凍上力成分が現れ、周辺地盤の凍結深さがトラフの深さ以下となる1月以後には変形は生じない事になる。しかし実測されたトラフの変形はこの理論通りの過程では生じていない。この点は後で述べるが、本報告の主な議論の一つとなる。

4. トラフ側壁に加わる横方向凍上力

図-3~5は、現地土で裏込めしたトラフ No.2と切り込み砂利で裏込めしたトラフ No.7の2個のトラフ上端にセットしたロードセルで測定された横方向力の経時変化の一部を示している。これらの図の中で、図-3と4は晴天が続いたときの記録であり、図-5は曇りの日が入ったときの記録である。ロードセルはトラフ側壁の上端縁から50mm下がった高さで500mm離して2個づつ取り付けているが、図-3~5では各ロードセル毎に測定された荷重を示している。ちなみにトラフ側面の寸法は高さ500mm、幅(長さ)600mmである。これらの図から次のことが言える。

1) 荷重は1日の間で大きく変動し、特に晴天が続くときには規則的な変化をするようである。

2) 上述の荷重変動は、外気温の変化と関係していると思われるが、外気温が最低になる時刻と荷重にピークが現れる時刻とはかなりのずれが見られる。

3) 切込み砂利を裏込め材とすることの効果は明らかに見られる。

以上のようにトラフに加わる横方向凍上力は1日の間でも大きく変動するが、1日の荷重の最大値を日付に対してプロットすると図-6が得られる。この図の荷重は、1個のトラフに付けられた2個のロードセルでの測定値を加え合わせた値である。測定値は1月13日で計器トラブルのために途切れてしまったが、この直後からトラフ側壁の内側にひび割れが進行し始めており、当初と同じ条件での横方向力の測定はいずれにしても不可能な状態であった。

図-6から分かるように、日最大荷重も大きく変動するが、現地土で裏込めをしたトラフでは、12月下旬頃を境にして非常に大きな荷重がかかるようになっていくことが分かる。図-2に示されるように12月下旬の時点では周辺地盤の凍結深さはトラフの深さにまで達しており、前述の理論からすればこの時点からは凍上力の増加はないはずである。ここで考慮すべきことは、図-2の結果は平坦地側でのものであり、のり面での凍結がどのようになっているかであろう。この点については今回の実験ではデータが得られていないが、のり面側での凍結線の入り方と凍上力の関係を調べる実験を現在進めているのでその結果を待ちたい。

前述のように、ロードセルで横方向力を測定したトラフの側壁の下端縁には切り目を入れてヒンジの状態にしてある。したがってトラフ側壁全体に加わる荷重は図-6の値よりも大きく、例えば側壁に等分布荷重が加わっていると仮定すれば

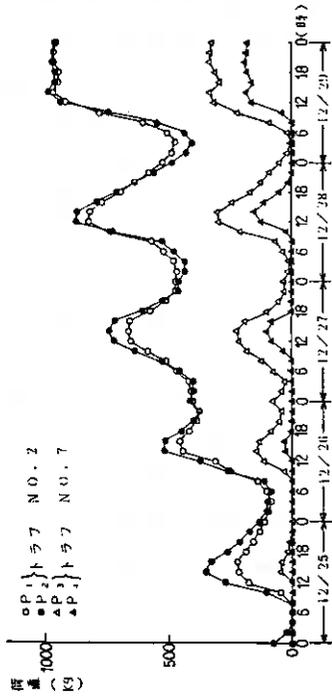


図-4 トラフ上端部での荷重の経時変化(2)

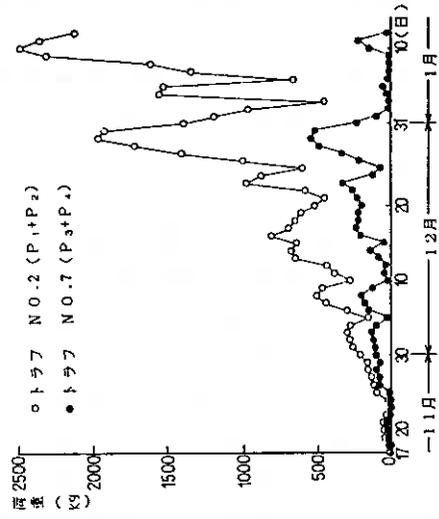


図-6 トラフ上端部での日最大荷重の変化

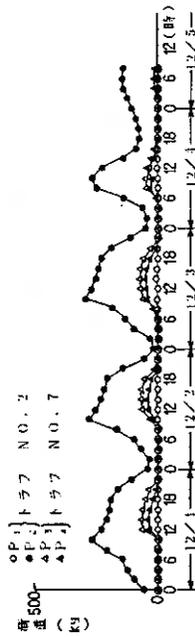


図-3 トラフ上端部での荷重の経時変化(1)

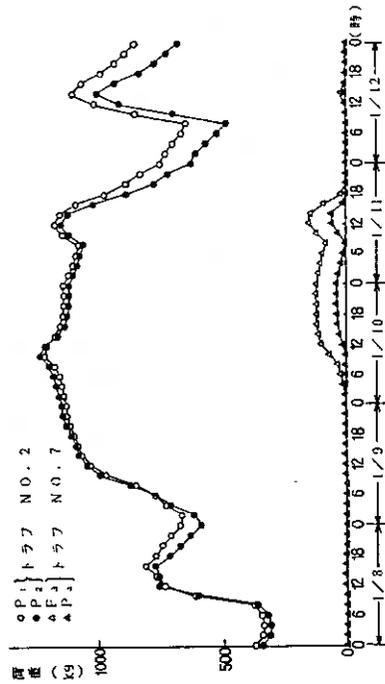


図-5 トラフ上端部での荷重の経時変化(3)

ば、図-6の値の2倍の横方向凍上力が加わっている計算になる。図-6によれば、得られた範囲で見ても最大2.5 t o nの荷重となっており、このトラフの破壊荷重(上端縁での横方向荷重で700~800 k g)をはるかに越える凍上力が加わり得ることが分かる。しかし構造物に加わる凍上力の大きさは、変位がどの程度許されるかなど境界条件によって大きく異なってくる。したがって本実験で測定された凍上力においては、ロードセルによって変位がほぼゼロに押さえられた条件の下での値であることを注意する必要がある。見方を変えればトラフを十分に丈夫なものにして凍上力に抵抗させようとするれば、このような大きな力も加わり得るということになる。

5. トラフ上端での内寸法の変化

前節においては、ロードセルで側壁の変位を許さない状態で測定した横方向凍上力の変化について述べたが、これに対して通常の状態に設置したトラフではどのような変形を受けるかについて以下に述べていく。

図-7~10は、ノギスによって1日に1回ずつ測定したトラフ上端部での内寸法の縮み量を示している。これらの図から次のようなことが言える。

1) 裏込め材料を切込み砂利とすることの効果は明瞭であるが、凍上試験で非凍上性と判断された火山灰を裏込めとすることの効果は必ずしも一定となっていない。

2) トラフの本格的な変形は1月に入ってから始まっている。前述の図-2に示すように、この時期では凍結深さが既にトラフの深さ以下になっており、凍上理論によれば少なくとも平坦地側から凍上力が加わることは考え難い。

3) 変形のピークは2月20日前後に現れている。図には示していないがこのころは日平均気温が上昇を始める時期に当たっている。また3月20日前後までに変形の戻りは終了し、その後は落ち着いているが、このころは日平均気温が0℃くらいまで上昇してきた時期に相当している。

4) 最大縮み量が2 m m程までの場合は融解後にほぼ元の寸法に戻っているが、それ以上の縮みが発生した場合には、最大縮み量に対応した残留変形が残る。

本実験で用いた呼び名450 m mのトラフの室内実験によれば、側壁上端部に横方向力を加えた場合には、上端部の内寸法の変形量が1~2 m m程度となったところで、微小クラックが入り始めることが認められている。この結果と図-7~10の縮み量からして当然のことではあるが、本実験で用いた20個のトラフを地盤融解後に掘り起こして調べた結果では、ほとんど例外なくトラフ底盤の外側にクラックが発生していた。このようにコンクリート製品としては損傷を受けていることは確かであるが、この程度の変形であれば排水路としての機能には何ら障害が生じる訳ではない。一方、実際の現場では鉄筋が引きちぎられて側壁が倒れてしまい、排水路としての機能をなさくなるような大きな変形も発生している⁹⁾。今後対策工法を考えていく場合、どの程度の変形まで許されるのかという面からの検討も必要と思われる。

6. トラフの持ち上がり

図-11は、レベルによって測定したトラフの持ち上がり量の変化を示している。

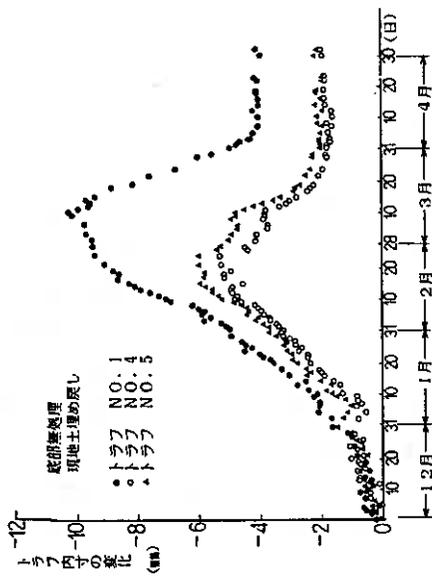


図-7 トラフ上端部の内寸法の変化(1)

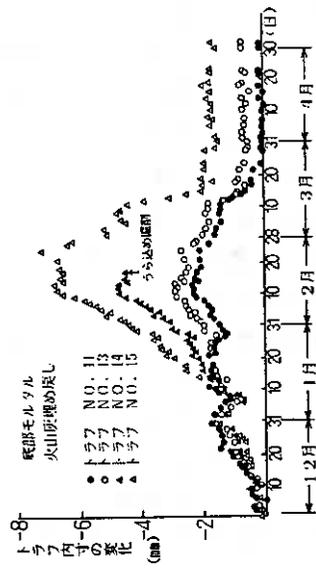


図-9 トラフ上端部の内寸法の変化(3)

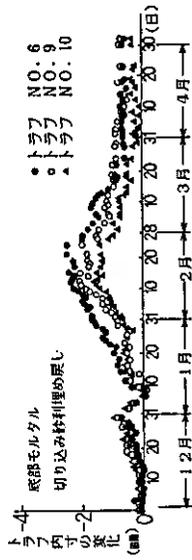


図-8 トラフ上端部の内寸法の変化(2)

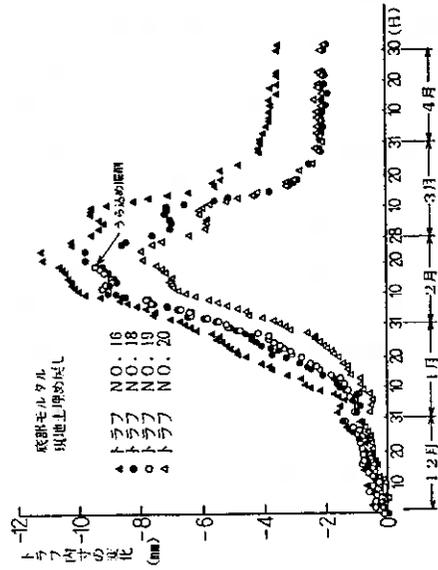


図-10 トラフ上端部の内寸法の変化(4)

測定の開始が12月10日であり、それまでに既に持ち上がりが生じている可能性がある。また近くにある鉄筋コンクリートの建物でゼロ点を取っているが、これも凍上が生じていないという保障もない。したがって図-11の結果は絶対値としては多少の誤差が入っていると思われるが、相対的な傾向としては間違いのないものと見なせよう。図-11から次のことが言える。

1) トラフの持ち上がりは、12月初旬からコンスタントに進み、3月中旬にピークが現れている。またこの過程は前述の図-7~10に示すトラフ上端部の変形過程とは異なる。

2) 測定された持ち上がりの大きさにはバラツキがあるが、裏込め材の種類よりも基礎処理の有無による影響の方が強いと思われる。

3) 地盤の融解にともなって持ち上がりの大部分は元のレベルに戻るようである。

トラフの持ち上がりはトラフ自体の破壊を引き起こすことは少ないと思われるが、水路としての機能に影響を与える可能性がある。しかし図-11の結果を見る限りでは融解によってもとのレベルに戻っており問題はないと言えよう。

7. トラフ周辺の含水比の変化

図-12および13は、それぞれ凍結期と融解期に同一トラフの側方を掘り起こして含水比の分布を測定した結果である。これらの図から分かるように凍結期には融解期と較べかなり含水比が増加している。この含水(水)比の差はトラフ側壁にごく近い部分で特に著しい。これは温度の低いところに

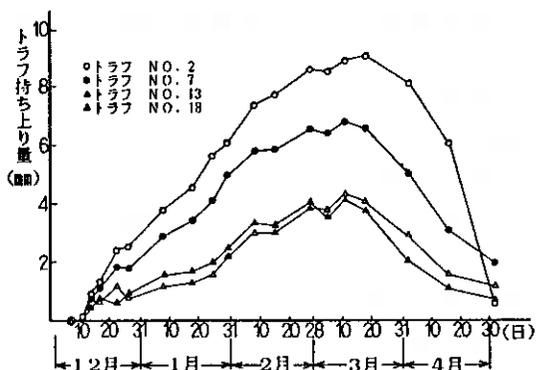
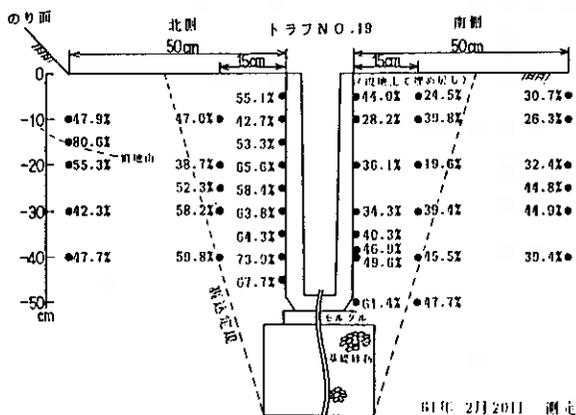


図-11 トラフの持ち上がり量の変化



北側孔内ではアイスレンスが所々で認められた。

図-12 トラフ周辺の含水比分布 (冬季)

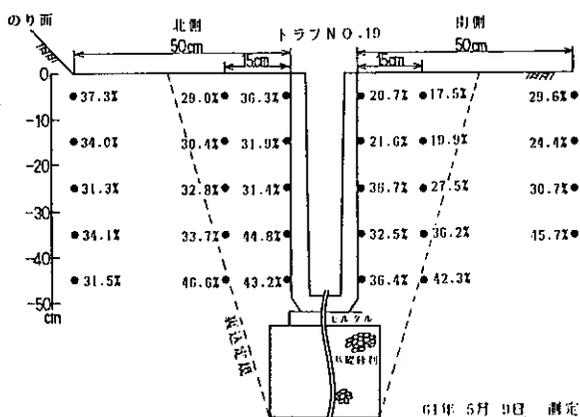


図-13 トラフ周辺の含水比分布 (春季)

水分が集まるという性質と、融雪水の浸入によるものと思われる。次に注目されるのは、トラフ側壁から少し（15 cm以上）離れると、のり面側では凍結時の含水比が相当高くなっていることが認められるが、平坦地側では凍結期と融解期の含水比の差はそれ程大きくないことである。凍結期の含水比の増加がなぜのり面側で著しいかの理由ははっきりしないが、含水比が高くなっているということは凍上作用も大きかった可能性もある。一般にトラフは平坦地よりものり尻に設置される場合が多いのであるから、ここでの凍上がどのような形で生じているかを明らかにしていくことが必要と思われる。

8. おわりに

本学構内に試験設置された20個のコンクリート製U形トラフについて、凍上にとともなう外力や形状変化の測定結果を示してきた。今回の実験は初年度のものということもあり、先ず実態を知るということを主目的としたために必ずしも明確な結論あるいは対応策的なものが明らかに出来た訳ではない。今回の実験結果から推測された内容あるいは明らかにすべきことと判断された内容について、より合目的的な内容の実験を現在継続中であるが次の機会に発表したい。

最後に本研究は北見工業大学、北海道網走土木現業所、網走管内コンクリート製品協同組合の三者が協力して行っている調査・研究の一部であり、多大な御協力を願っている関係諸機関に感謝の意を表します。

文献

- 1) 吉田、高田：(1980)、農業土木学会誌、第48巻、第7号。
- 2) 高田健治：(1983)、農業土木学会誌、第51巻、第6号。
- 3) 池田一賢：(1985)、北海道上木技術研究会、技術研究発表会報告集。
- 4) 辻、松田、土谷：(1986)、寒地技術シンポジウム'86、講演論文集。
- 5) 木下誠一：(1977)、土と基礎、第25巻、第17号。

I. はじめに

締固め土の物理性が締固め含水比によって異なることは、既に多くの報告によって明らかにされている。とくに締固め土の透水係数については、最適含水比の乾燥側と湿潤側では大きく異なること、またその原因として締固め土の構造が乾燥側と湿潤側で異なるためであることなどが報告されている¹⁾。本報告では、締固め最適含水比が明瞭に認められない火山灰質粘性土と有機質火山灰土を用いて、締固め土の物理性に対する締固め含水比の影響について、また凍結・融解による締固め土の物理性の変化と締固め含水比の関係について実験的研究を行った。

II. 供試土と実験

1. 供試土 供試土として黒松内町上大成の火山灰質粘性土（以下、上大成と称する）と、八雲町落部の有機質火山灰土（以下、落部と称する）を用いた。両供試土の基本的性質をTable 1に示す。

Table 1 供試土の基本的性質

2. 締固め試験

締固めはJISA1210
-1980の第1方法（
2.5kg ランマー使用
）に基づき、非乾燥

供試土	土性	腐植 (%)	真比重	現場 ρ_d (g/cm ³)	自然含水比 (%)	wl (%)	wP (%)	Ip
上大成	HC	6.3	2.64	0.708	81.0	106	56	50
落部	liC	28.1	2.38	0.499	119.9	163	82	81

・非繰返し法によって行った。なお締固め含水比は、自然含水比からほぼ10%ずつ減少させた試料（室内自然乾燥）とした。

3. 締固め土の物理性の測定 締固め土の物理性として、透水性（飽和透水係数：変水位法で測定）と保水性（pF試験：吸引法と遠心法で測定）を測定した。また締固め土の収縮試験を行い、締固め土の構造と間隙を検討した。これらの測定には、モールド内の締固め土を試料押し器で少しずつ抜きながら、物理性の測定では100 cm³ 円筒試料容器（径5cm, 高さ5cm）を2筒（モールドの上半部と下半部から）、収縮試験では50cm³ 円筒試料容器（径5cm, 高さ2.5cm）を3筒（上, 中, 下層から）を打込み、整形した供試体を用いた。

4. 締固め土の凍結・融解 それぞれの含水比で締固めた供試体を、モールドの底部と側方を断熱材（2.5cm スタイロフォーム）で被覆し、冷凍庫内で凍結させた。供試体上部は水分蒸発を防ぐためポリエチレンフィルムをかぶせたのみであり、したがって土壌凍結は試料上部から徐々に進行し、いわゆる一面凍結とみなされる。凍結温度は-5℃とし、供試体底部（12.7cm）の温度が-5℃に到達してから24時間後で凍結終了としたが、冷凍庫入庫後約4~5日間を要した。また融解は20℃恒温室で約2日間とし、融解後モールド内の供試体を抜きながら上述の試料容器を打込み、物理性の測定と収縮試験を未凍結土と同じ方法で行った。

III. 実験結果と考察

1. 締固め土の物理性と締固め含水比

(1) 締固め曲線 締固め曲線をFig.1 (上大成), Fig.2 (落部)に示す。通常の締固め曲線とは異なり、いずれも明瞭な乾燥密度のピークは認められず、巨視的には含水比が減少すると乾燥密度が増加する傾向を示す。このような締固め曲線の形状は、自然含水比の高い火山灰土に対して非乾燥法による締固め試験を行った場合に生ずることは既に報告されているところである^{2,3)}。

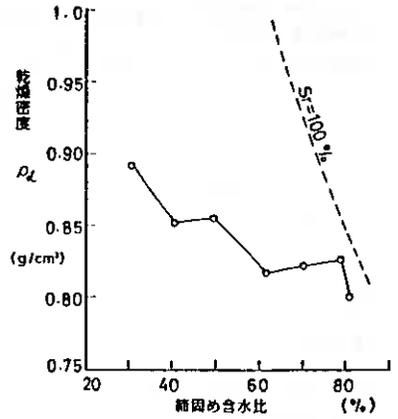


Fig. 1 締固め曲線 (上大成)

(2) 締固め土の透水性と保水性 締固め含水比(w)と締固め土の飽和透水係数(k_{15})の関係をFig.3 (上大成), Fig.4 (落部)に示す。上大成で

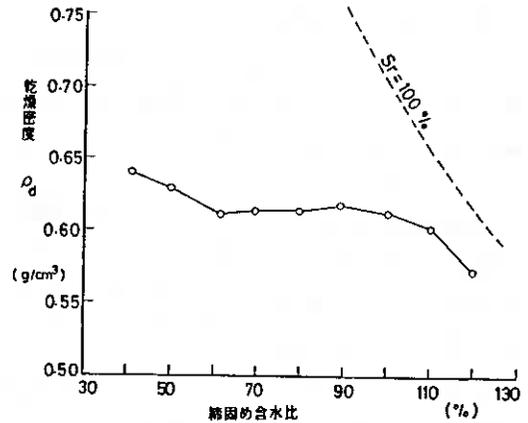


Fig. 2 締固め曲線 (落部)

w が70%までの k_{15} はいずれも 10^{-7} cm/sのオーダーの小さい値を示すが、 w が60%になると 10^{-5} cm/sに急に増大し、 w が50%以下ではいずれも 10^{-4} cm/sの大きい値となる。一方落部の場合、 w が100%までの k_{15} はほぼ 10^{-6} cm/sのオーダーで変化は小さいが、90%では急に大きくなり、その後徐々に増大している。以上のように締固め土の透水係数は、上大成と落部のいずれの場合も、ある締固め含水比になると急に増大しており、Fig.1, 2の締固め曲線の形状からは予想できない変化が生じている。

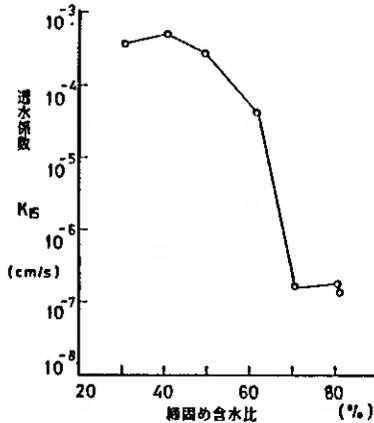


Fig. 3 透水係数 (上大成)

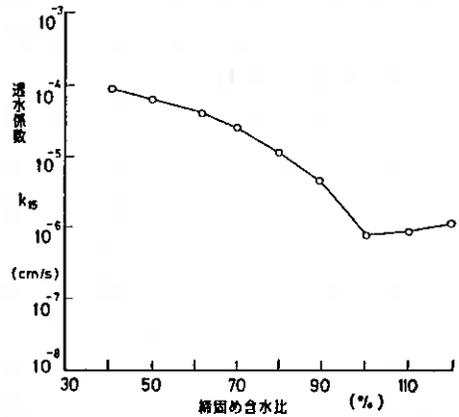


Fig. 4 透水係数 (落部)

次に締固め土の水分特性曲線 (PF水分曲線)をFig.5 (上大成), Fig.6 (落部)に示す。水分特性曲線の形態を見ると

上大成では、 w が70%以上の曲線と比べて60%以下の曲線は変化が認められ、とくにPF 1~3の領域の脱水量が多くなっている。このように水分特性曲線の形態が

変化し始める
締固め含水比
は、Fig. 3 の
 k_{15} が急に増
大する含水比
と完全に一致
している。一
方落部の水分
特性曲線につ
いては、 w が
70% になると

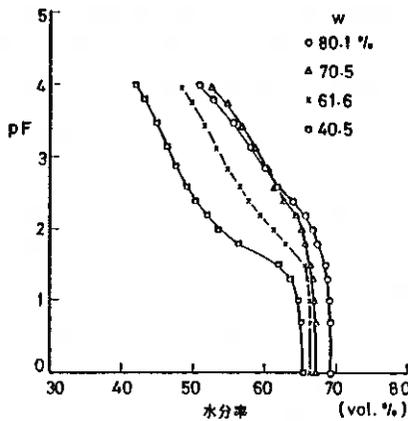


Fig. 5 水分特性曲線 (上大成)

顕著に変化し
始め、Fig. 4 の k_{15} が増大し始める w より低
含水比側で生じている。また脱水量が多くなる
のは pF 2~4 であり、上大成と比べて高い
 pF 領域で差異が発生している。

(3) 物理性の変化し始める含水比の意味

締固め曲線において、最適含水比が明瞭に
認められない火山灰質粘性土や有機質火山灰
土であっても、ある含水比領域になると締固
め土の物理性が顕著に変化し始めている。こ
のことは初期含水比を調整するための乾燥過
程で、その含水比領域になると土粒子・水系
に何らかの変化要因が発生し、そのため締固
め土の物理性も変化すると考えられる。その
変化要因について考察するため、飽和不攪乱
試料を用いて収縮試験を行い、乾燥による体
積変化特性を検討した。その結果 (収縮曲線
) を示したのが Fig. 7 (上大成)、Fig. 8
(落部) である。これらの収縮曲線の縦軸は間
隙比を用いているが、体積比 (f) = $1+e$ である
ので、体積表示を用いる通常の収縮曲線と形
態的には不変である。また参考のため、練返
し土の収縮曲線についても示している。

不攪乱土の収縮曲線は、上大成と落部い
ずれの場合も、脱水量 (含水比変化) に対する
体積変化量 (空隙比変化) の関係に基づいて
3 段階の収縮過程に区分される。すなわち脱
水開始当初の水分は減少しても体積変化のほ

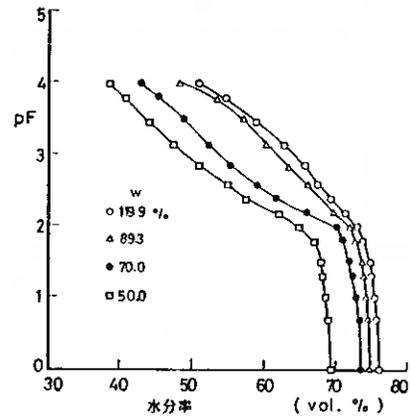


Fig. 6 水分特性曲線 (落部)

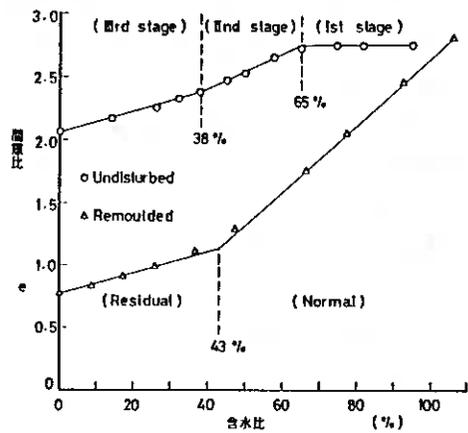


Fig. 7 収縮曲線 (上大成)

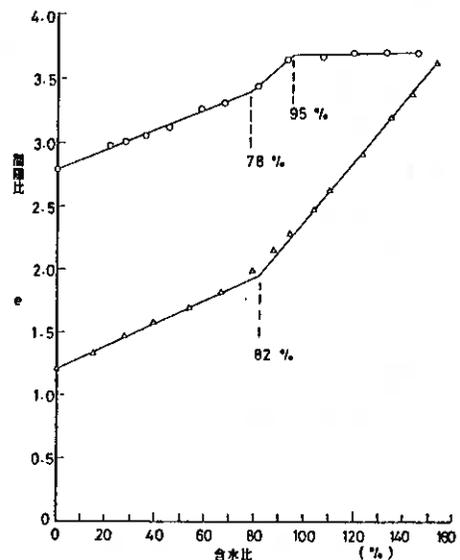


Fig. 8 収縮曲線 (落部)

とんど生じない第1段階（いわゆる構造収縮）、その次の脱水に伴う体積変化の最も大きい第2段階、最後に体積変化がやや小さくなる第3段階（残留収縮）である。そして第1段階から第2段階に移行する含水比を見ると、上大成では65%、落部で95%であり、これは締固め土の透水性や保水性（落部の保水性は除く）が急激に変化し始めた含水比領域（上大成では70→60%、落部では100→90%）に含まれている。この第1段階から第2段階への移行含水比は、土粒子・水系から考えると、間隙保水（自由水）から表面保水（非自由水）への転移点と見なされ、移行含水比より大きい水分領域では、突固めによりこね返しが発生し、自由水は非自由水化するため、間隙は微細化するので透水係数や低 pf 領域での脱水量は小さくなる。一方移行含水比より低い水分領域になると、自由水は存在せず、かつ乾燥により土粒子・水系の強度が増大するため、突固めてもこね返しは発生しないので、大間隙が形成されるようになり、このため透水係数や低 pf での脱水量が大きくなると考えられる。なお落部の保水性（水分特性曲線）が顕著に変化し始める締固め含水比は70%であったが、これは不攪乱土の収縮曲線において第2段階から第3段階への移行含水比が78%であることと関連しているように思える。

以上のように、締固め曲線において最適含水比が明確に認められない場合でも、乾燥による土粒子・水系の性質変化が発生する含水比を知ることにより、締固め土の物理性を予測することが可能である。

2. 凍結・融解による締固め土の物理性の変化

未凍結土と凍結・融解土の飽和透水係数(k_{15})を比較したのがFig. 9（上大成）、Fig. 10（落部）である。凍結・融解土の k_{15} は、上大成と落部いずれの場合も、すべての締固め含水比(w)について未凍結土の k_{15} よりも大きく、凍結・融解により締固め土の透水性は増大することを示している。これを詳細に見ると、上大成では $w=60\%$ 以上の場合に k_{15} の増大が大きく、 $w=50\%$ 以下になると未凍結土との差は極めて小さくなる。一方落部では、上大成と比べて全体的に k_{15} の増大は小さ目であるものの、やはり w が60%以上の場合には50%以下と比べて k_{15} の増大が顕著である。

次に凍結・融解による締固め土の保水性の変化を、 pf 3以下水分、有効水(pf 1.8~3の水分)、重力水(pf 1.8以下の水分)について示したのが、Fig. 11（上大成）、Fig. 12（落部）である。上大成では、 w が60%以上の場

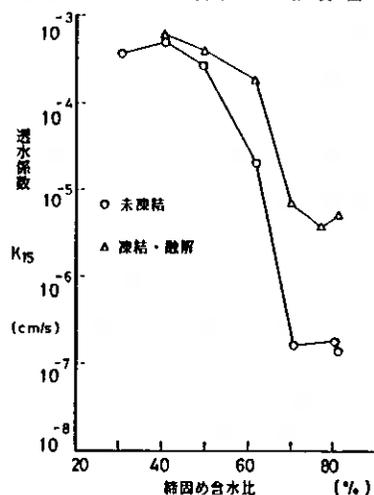


Fig. 9 透水係数の変化（上大成）

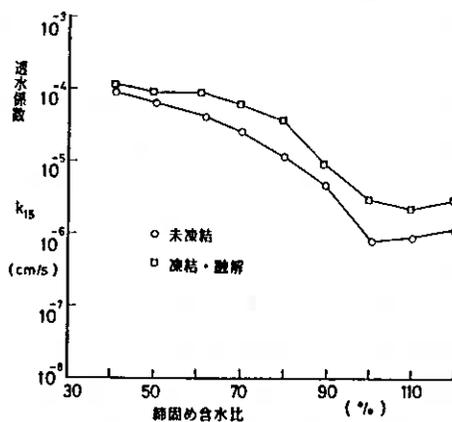


Fig. 10 透水係数の変化（落部）

合には凍結・融解によって各水分量が増加するが、 w が50%以下になると未凍結土とほとんど変わらない。上大成で w が60%以上のとき

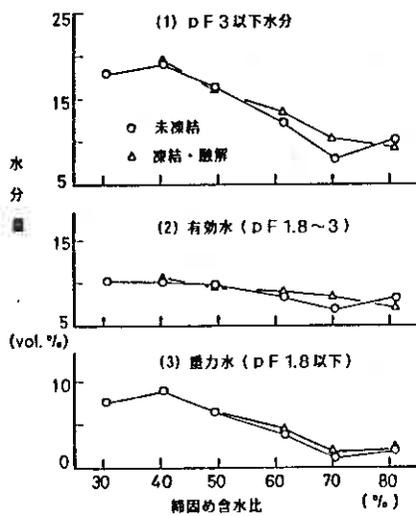


Fig. 11 保水性の変化(上大成)

きに凍結・融解による変化が大きいのは、Fig. 9の k_{15} の結果と完全に一致している。一方落部では、 w が70~80%以上の場合に凍結・融解土の各水分量が未凍結土と比べてほぼ増加し、 w が60%以下になると変化は小さい。落部の k_{15} は60%以上で変化が大きかったので、透水性と保水性の結果はやや異なっている。

以上のように、凍結・融解によって締固め土の物理性が顕著に変化する限界の締固め含水比が存在することが明らかになったが、この限界の含水比は前項で述べた締固め土(未凍結)の物理性が急激に変化し始める締固め含水比よりも低含水比側にある。

3. 締固め土の間隙構造

凍結・融解による締固め土の物理性の変化が顕著であるか否かは、締固め土の間隙とそこに含まれる水分の性質に帰着し、結局は締固め土の凍結前の間隙構造に関係すると考えられる。そこで締固め土の収縮試験を行い、締固め土の間隙構造について検討したが、その結果(収縮曲線)をFig. 13(上大成)、Fig. 14(落部)に示す。これらの図では、比較のため不攪乱土と練返し土の収縮曲線も示しているが、締固め土の収縮曲線はいずれも不攪乱土と練返し土の間に含まれている。すなわち締固め含水比が大きい曲線ほど練返し土の収縮曲線に近く、締固め含水比が小さくなるほど不攪乱土の収縮曲線に接近している。したがって収縮完了(炉乾)時の土塊の間隙比(最終間隙比とする)

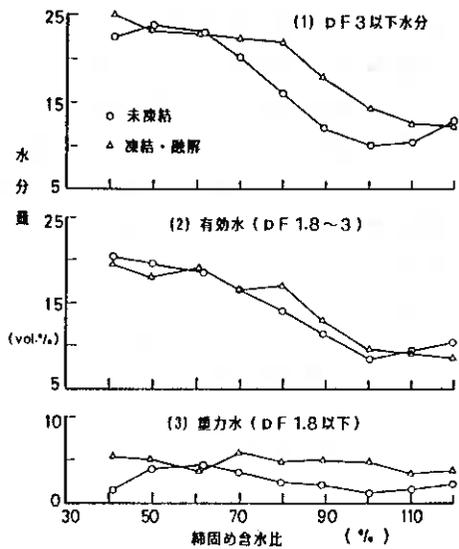


Fig. 12 保水性の変化(落部)

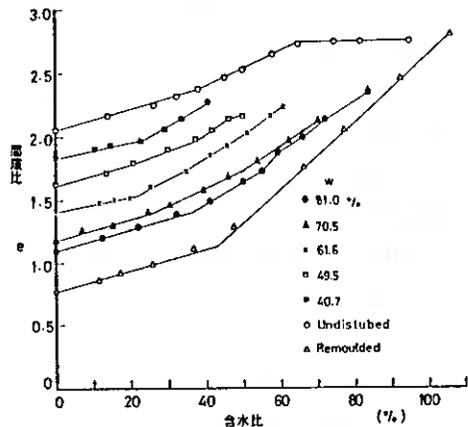


Fig. 13 締固め土の収縮曲線(上大成)

は、締固め含水比が低いほど大きな値となり、収縮後の土塊はポーラスとなることを示す。ここで各締固め土の初期間隙比を $(e_o)_C$ 、最終間隙比を $(e_f)_C$ 、練返し土の最終間隙比を $(e_f)_R$ とし、締固め土の間隙が収縮性間隙、構造的間隙、死間隙の3種から構成されているとする⁴⁾と、それぞれの間隙量(vol.%)は次式から計算される。

$$\text{収縮性間隙} : \frac{(e_o)_C - (e_f)_C}{1 + (e_o)_C} \times 100$$

$$\text{構造的間隙} : \frac{(e_f)_C - (e_f)_R}{1 + (e_o)_C} \times 100$$

$$\text{死間隙} : \frac{(e_f)_R}{1 + (e_o)_C} \times 100$$

なお収縮性間隙とは、締固め土の初期間隙比 $(e_o)_C$ と最終間隙比 $(e_f)_C$ の差に相当する間隙であり、乾燥収縮により失われる不安定な間隙であるが、定義から言って締固め土の体積収縮率に等しい値となる。また構造的間隙とは、締固め土の最終間隙比 $(e_f)_C$ と練返し土の最終間隙比 $(e_f)_R$ の差(Δe_f とする)に相当する間隙であり、乾燥収縮に対して安定な間隙と見なされる。一方死間隙は、練返し土の最終間隙比 $(e_f)_R$ に相当する間隙であるが、それぞれの締固め土が持ち得る最低限の間隙量(最密充填時の間隙量)と考えて良い。

上式により計算された3種の間隙量のうち、死間隙は締固め土の初期間隙比のみに関係し、締固め土の収縮過程には無関係であるが、収縮性間隙と構造的間隙は収縮過程に直接的に関係する。そこで締固め土の収縮性間隙と構造的間隙が、締固め含水比によってどのように変化するかを見たのがFig. 15(上大成)、Fig. 16(落部)である。

上大成と落部いずれの場合も、締固め含水比が大きいほど収縮量は多いため、収縮性間隙>構造的間隙であるが、締固め含水比が小さくなると、逆に構造的間隙>収縮性間隙となる。そして収縮性間隙と構造的間隙がほぼ等しくなる締固め含水比を見ると、上大成では約55%、落部では約80%である。この締固め含水比は、上大成では凍結・融解による透水性や保水性の変化が大きいのは60%以上の締固め含水比であったこと、また落部では

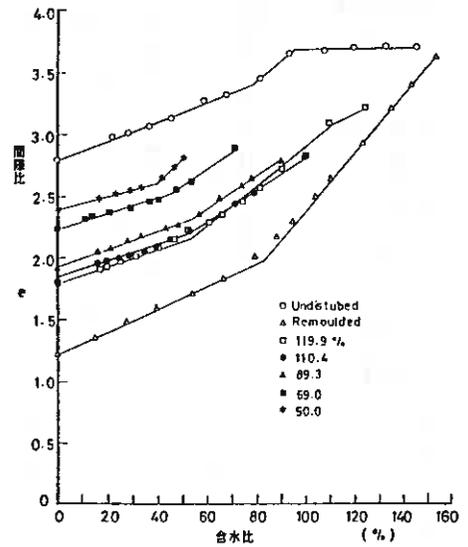


Fig. 14 締固め土の収縮曲線 (落部)

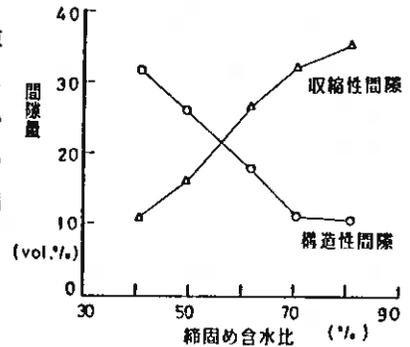


Fig. 15 締固め土の間隙 (上大成)

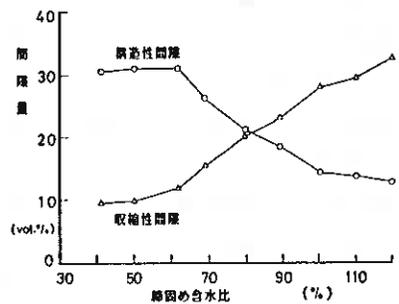


Fig. 16 締固め土の間隙 (落部)

凍結・融解による保水性の変化が70~80%以上の締固め含水比で大きかったことに関連づけられる。すなわち凍結・融解により締固め土の物理性が顕著に変化するの、締固め土の間隙において収縮性間隙≧構造的間隙である締固め含水比の場合と考えて良いと思われる。

ところで凍結・融解により締固め土の物理性が変化するのは、締固め土の構造変化が生ずるためであると予想される。そこで凍結・融解土の収縮試験を行い、凍結前の間隙構造が凍結・融解によりどのように変化するかを検討した。すなわち同一締固め含水比の未凍結土と凍結・融解土の収縮曲線の比較例をFig. 17(上大成)、Fig. 18(落部)に示す。これらの図から、収縮前の間隙比がほぼ同じであっても、収縮完了時の最終間隙比はいずれも凍結・融解土 > 未凍結土であり、凍結・融解土の収縮量は未凍結土より減少することがわかる。また締固め含水比が大きいほど、凍結・融解による収縮量の減少が大きくなっている。

凍結・融解土の収縮量が未凍結土より減少するのは、凍結・融解の過程で新たな構造形成が行われ、乾燥収縮に対して安定な間隙が増加したことを意味する。すなわち締固め含水比が大きいと、凍結過程で氷晶が形成されるが、凍結前の収縮性間隙中に含まれる水の一部が氷晶形成に参加し、氷晶の発達には未凍結部の土粒子・水系を圧縮することになる。ところがこの状態の凍結土が融解しても、氷晶形成に参加した水はそのまま残り、収縮性間隙には戻り得ない。このようにして収縮量の減少と安定な間隙(凍結時の氷晶)の形成が進行すると考えられるが、これを具体的に凍結・融解による構造的間隙と収縮性間隙の変化から見たのがFig. 19(上大成)、Fig. 20(落部)である。

これらの図から、上大成と落部いずれの場合も締固め含水比が大きいほど、凍結・融解による構造的間隙の増加と収縮性間隙の減少が顕著に発生していることがわかる。しかしこれらの変化も、上大成では締固め含水比が50%になると、また落部では70%になるとほ

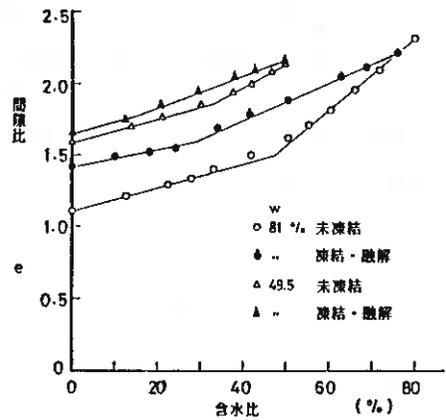


Fig. 17 収縮曲線の変化(上大成)

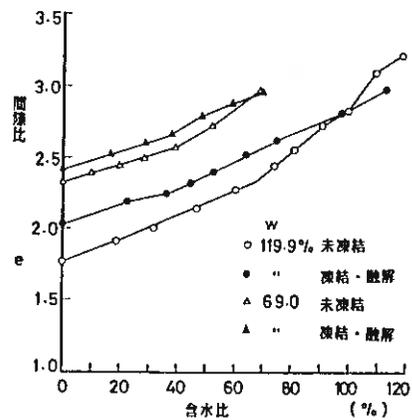


Fig. 18 収縮曲線の変化(落部)

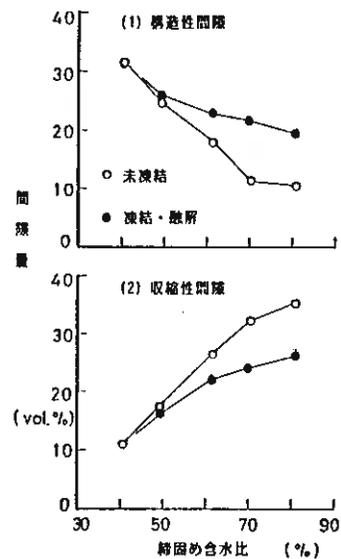


Fig. 19 間隙変化(上大成)

とんど認められなくなる。この締固め含水比は、凍結・融解による締固め土の物理性の変化が小さくなる含水比にほぼ一致しており、凍結・融解による物理性変化は間隙構造の変化に起因するのは明らかである。

IV. おわりに

以上、締固め最適含水比が明瞭に認められない火山灰質粘性土と有機質火山灰土を用いて、締固め含水比と締固め土の物理性の関係、また凍結・融解による締固め土の物理性変化と締固め含水比の関係について述べた。これらの締固め含水比の意義が、収縮曲線上の変曲点もしくは収縮挙動に基づく間隙構造の面から、それぞれうまく説明できたと考える。しかしその考察は現象論の段階にとどまっており、今後現象のモデル化も含めてより一般化する必要がある。

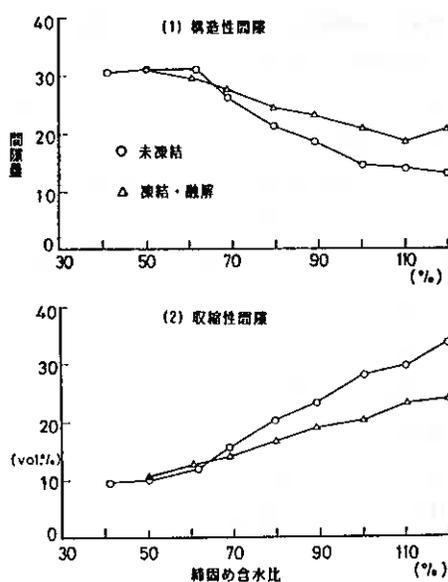


Fig. 20 間隙変化 (落部)

最後に、本研究は昭和59～61年度文部省科学研究費一般B (代表者：前田隆) の分担課題として行われたことを付記し、関係各位に謝意を表します。また研究中、北大農学部の前田助教授、藤原助手、大学院の浜田君の御協力を得た。ここに記して謝意を表します。

[引用文献]

- 1) Lambe, I. W. : Proc. ASCE, Jour. Soil Mech. Found. Div., 84(2), (1958)
- 2) 多田敦：農土論集, 14, (1965)
- 3) 相馬, 前田：農土論集, 103, (1983)
- 4) 矢沢, 前田：農土論集, 101, (1982)

不かく乱土と締固め土の凍上性の比較検討

北海道大学農学部

相馬 尅之

○藤原 幸彦

前田 隆

濱田 浩正

1. はじめに

土の凍上を支配する主要な要因として、1)土質、2)寒さ、3)水分、4)荷重 の4つがあげられているが、これまでの凍上に関する多くの研究はこのうち、2)、3)、4)の要因に関連したものがほとんどである。要因1)の土質については、土の粒径分布や毛管上昇高、遠心含水当量、コンシステンシー限界、比表面積などの面から土の凍上性を判定する研究が行われ、種々の判定基準が提案されている。しかしこれらは凍上性の定性的な把握にとどまり、また凍上性に関連する土質の内容(指標)についても現在までのところ十分に解明されてはいない。従って同じ土でも、含水比や乾燥密度、構造が異なれば土の水分特性や強度特性が変化し、凍上性も変化することが予想されるが、どのように変化するかは凍上試験を行ってみなければ判らないというのが現状である。

筆者らは先に、上述の要因1)土質の面から、火山灰土と非火山灰土の凍上性の相違について研究発表を行ったが、今回は初期含水比と乾燥密度がほぼ同じ不かく乱土と締固め土の凍上性を比較し、土の構造が凍上性に及ぼす影響について検討した結果を報告する。

2. 実験の方法

試料には北大農学部農場のA層(北大A)、B層(北大B)と美幌町の火山灰土(火山砂)2種類(美幌1、美幌2)を用いた。北大Aは有機物含有量10%の有機質土である。また美幌1はほとんど未風化な火山砂であるのに対して、美幌2はやや風化が進んだ未風化な火山砂である。供試土の基本的な物理性を表1に示す。

凍上試験の供試体寸法は直径5cm、高さ12.5cmであり、不かく乱土はシンワールサンプラーで採取した試料を成形したものを供試体とし、締固め土は乾燥密度が不かく乱土とほぼ同じになるように、含水比を調整した試料を静的に締固めて供試体とした。なお美幌1の不かく乱土だけは高さが8.4cmの供試体を使用した。供試体を毛管吸水した後、温度勾配一定(-5℃/+5℃)、開放型の凍上試験を行った。測定項目は凍上量、供試体内の温度分布、凍結終了後の含水比・乾燥密度分布である。

表1 試料の物理的性質

試料		北大A	北大B	美幌1	美幌2
自然含水比	W _n (%)	42	57	24	34
現場乾燥密度	ρ_{dn} (g/cm ³)	1.00	0.80	1.27	1.10
比重	G _s	2.57	2.70	2.53	2.46
液性限界	W _L (%)	83	92	—	—
塑性限界	W _P (%)	45	54	—	—
土質分類		OH	CH	SV	SV

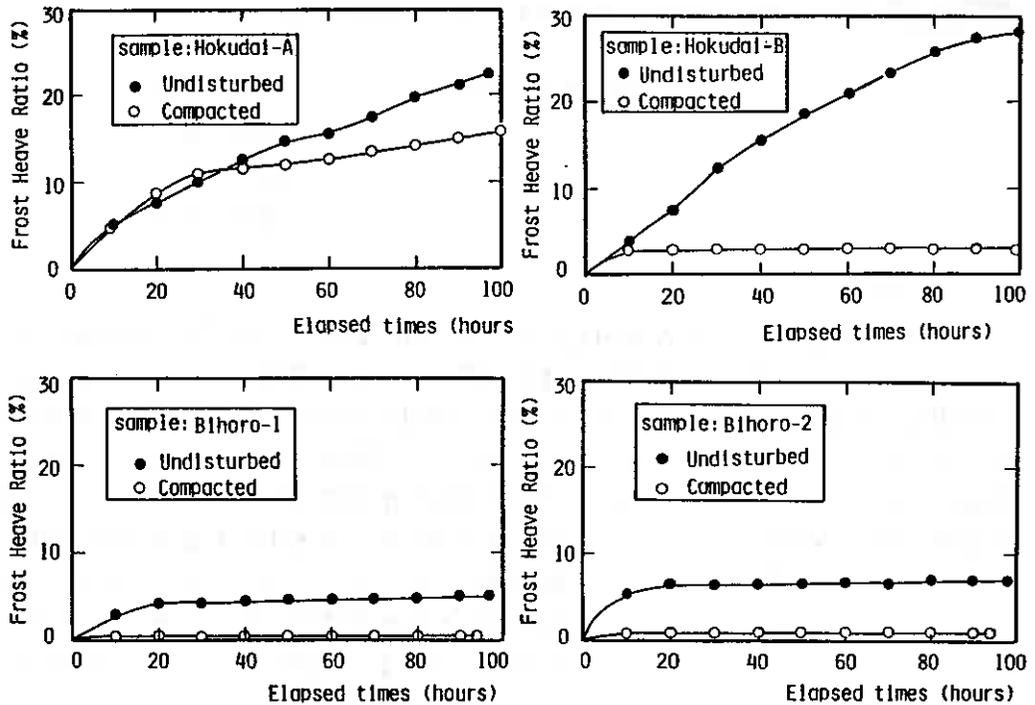


図1 凍土曲線

3. 実験の結果

1) 凍上量

不かく乱土と締固め土の凍上曲線（時間～凍上率関係）を図1に示す。不かく乱土の凍上性をみると、火山砂の美幌1、2の凍上率は5～7%で凍上性は小さいが、非火山灰土（粘土）の北大A、Bの凍上率は20%以上となり、凍上性が極めて大きい。また美幌1、2の凍上は20時間程度で終了するのに対して、北大A、Bの場合は100時間を経過しても凍上が継続している。

不かく乱土と締固め土の凍上性を比較すると、前者の方が凍上性は大きく、北大Aを除くと、凍上率は後者の10倍程度にもなる。北大Aの場合、40時間までは不かく乱土と締固め土の凍上性に差異はないが、その後の凍上は不かく乱土の方が大きい。

2) 温度分布

図2は供試体内の温度分布の時間変化を示したものである。ここでは凍上試験開始直後、凍結開始直前の過冷却状態、凍結開始（潜熱発生）直後、ならびに試験終了時の温度分布を示した。凍結開始直前の過冷却状態における温度分布をみると、供試体上端（冷却面）から0.5cm位の所で、供試体内の過冷却部分の温度勾配が急激に変化し、0.5cmより上部の温度勾配は下部に比べて非常に大きく、凍結開始直後その温度勾配は更に増大する。凍結が始まり、潜熱が発生すると凍結領域の温度勾配がゼロになるが、不かく乱土の場合、温度勾配が逆転する特徴的な温度分布が

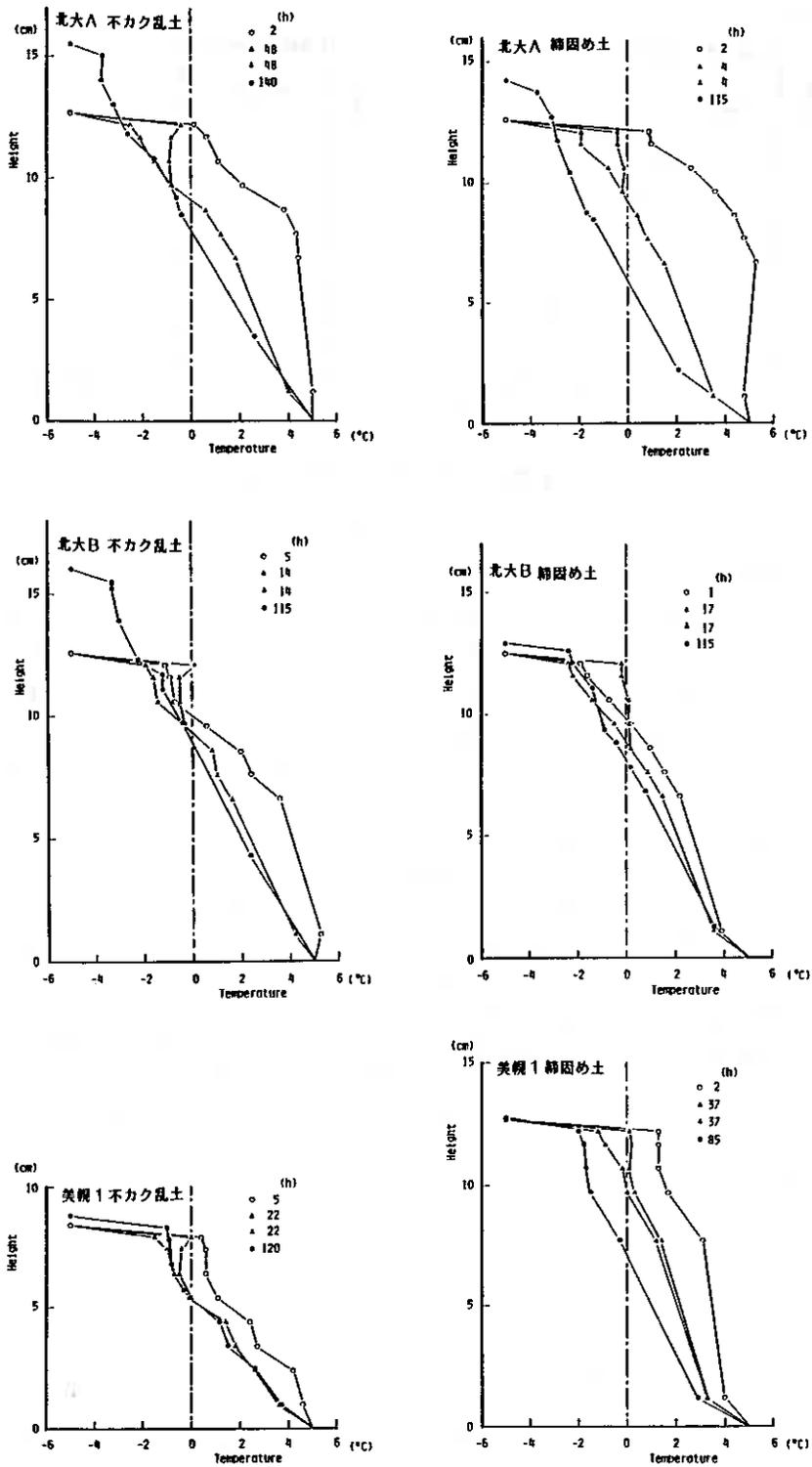


図2 凍上試験中の供試体中の温度分布(その1)

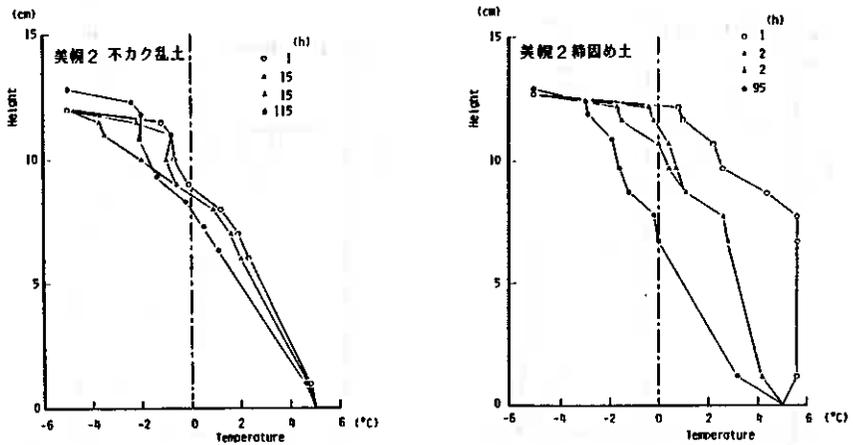


図2 凍上試験中の供試体中の温度分布(その2)

現れる。また不かく乱土は締固め土に比べて凍結面の進行が遅い。

3) 含水比・乾燥密度分布

凍上試験終了時の供試体の含水比・乾燥密度分布を図3に示す。凍上性の大きな北大A、Bは凍結層の含水比の増加、乾燥密度の減少が顕著であり、特に北大Bでは含水比が700%にも達する部分がみられた。不かく乱土は締固め土よりも凍結層の含水比分布が大きく、北大A、Bと美幌1、2では含水比分布の形態が逆になる。また未凍結層では、凍上力による圧縮のために乾燥密度が増加している部分が存在する。図-4は凍結に伴う供試体の三相分布の変化を示したものであり、凍結層の液相率は水相の体積率で表わしている。不かく乱土は締固め土よりも固相率、液相率の変化が著しく、土の構造変化が大きいことが判る。

凍上による含水比、飽和度の変化をみると(表2)、毛管吸水過程では締固め土の方が含水比や飽和度の増加が大きいのにに対して、凍上過程では逆に不かく乱土の方が大きい。さらに締固め土の未凍結層は凍上過程で含水比がやや減少している。すなわち含水比や乾燥密度が同じであっても、不かく乱土と締固め土は構造が異なり、一

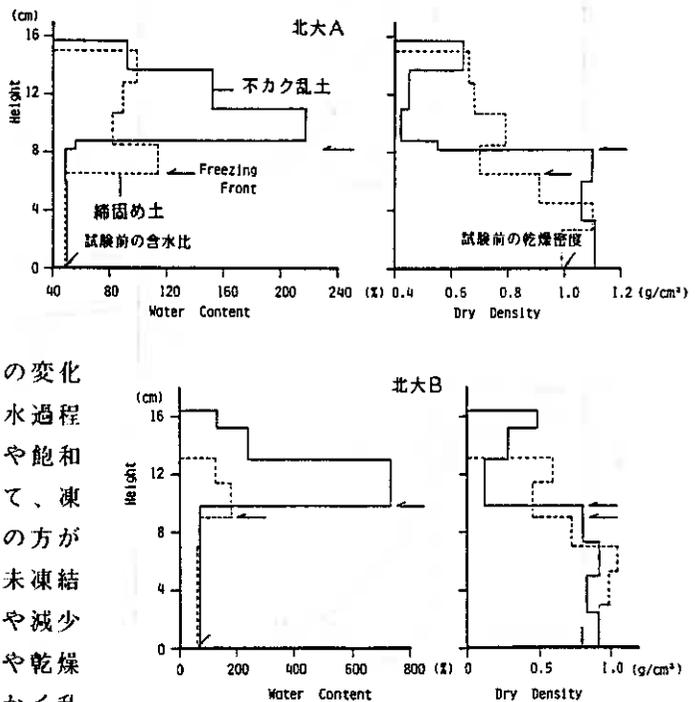


図3 凍上による含水比・乾燥密度の変化(その1)

般に後者は前者に比べて粗間隙が少なく、細間隙が多い。それゆえ締固め土の方が毛管吸水量は多くなるが、凍上過程では逆に、粗間隙の多い不かく乱土の方が吸水量は多くなっている。

4) 凍結に伴う水分移動

凍結（凍上）過程において移動した水分量を図5に示す。水分量分布の形状は含水比分布（図3）と類似し、北大A、Bの不かく乱土の場合、凍結層、未凍結層を通じて水分移動はすべて吸水側になる。しかし北大A、Bの締固め土ならびに美幌1、2の未凍結層では水分移動が脱水側になる。凍結層の水分量は不かく乱土の方が締固め土より多く、凍上過程では不かく乱土の方が吸水性が大きいことが判る。

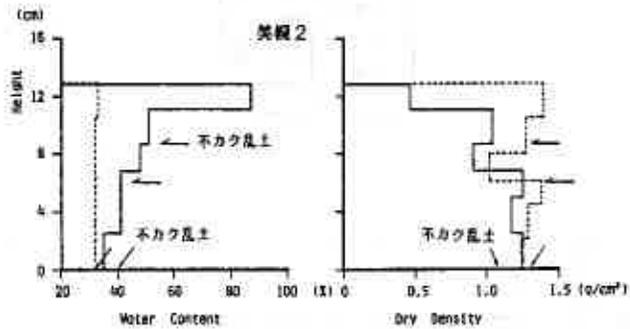
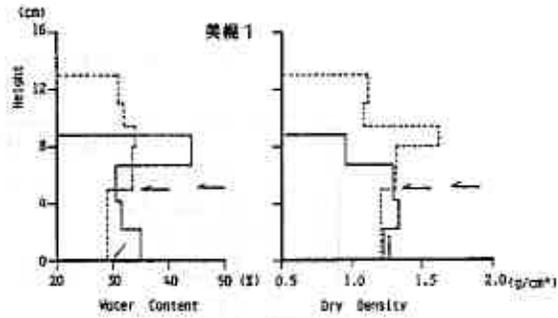


図3 凍上による含水比・乾燥密度の変化（その2）

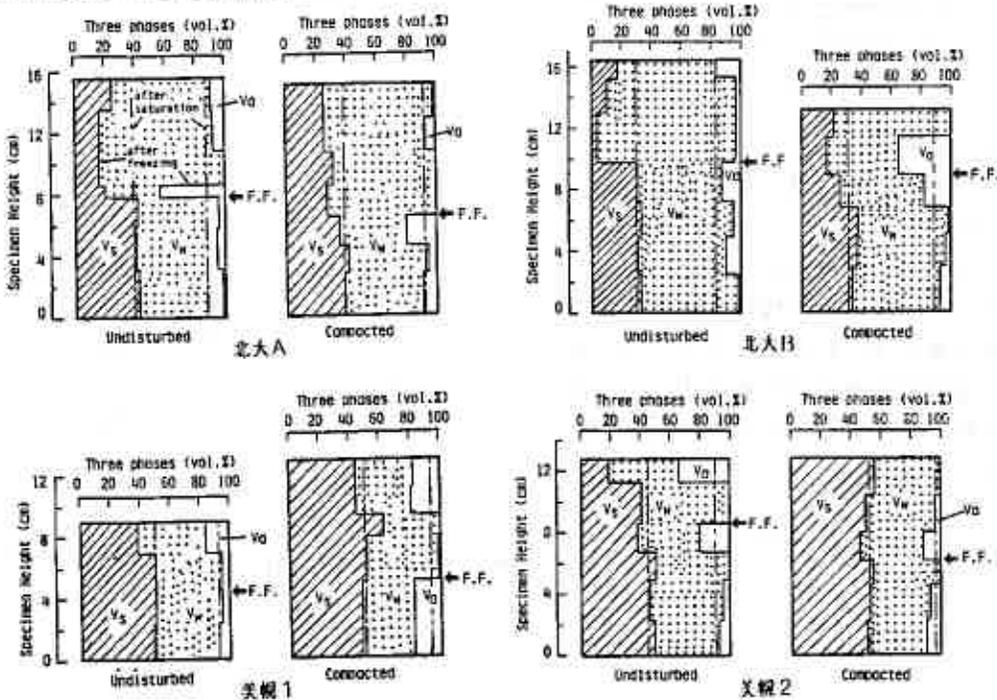
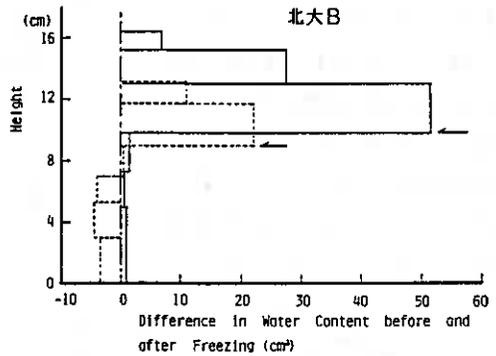
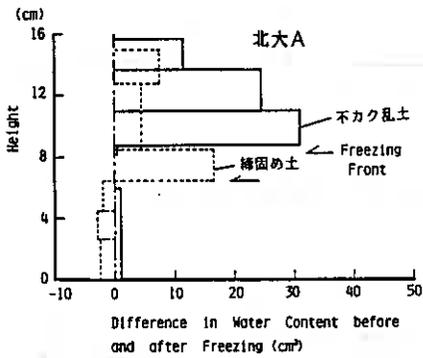


図4 凍上による三相分布の変化

表-2 凍上過程前後の含水比および飽和度

		毛管吸水終了後		凍上試験終了後			
				凍結領域		未凍結領域	
試料	供試体	W (%)	Sr (%)	W (%)	Sr (%)	W (%)	Sr (%)
北大A	不かく乱	49	80	140	95	50	94
	締固め	55	88	95	100	49	80
北大B	不かく乱	67	75	321	93	69	87
	締固め	70	82	155	100	62	86
美観1	不かく乱	34	86	35	81	33	86
	締固め	34	87	33	90	29	66
美観2	不かく乱	41	81	61	79	40	87
	締固め	32	91	33	94	32	88



4. おわりに

土の（間隙）構造が凍上性に与える影響を解明するために、不かく乱土と締固め土の凍上性の比較実験を行い、相対的に粗間隙が多く、毛管吸水量が少ない不かく乱土の方が凍上過程における吸水性が大きく、凍上性が大であることが明らかになった。

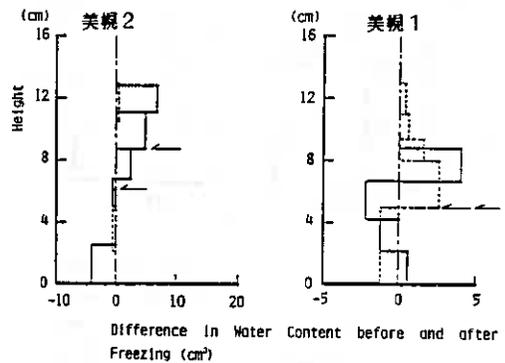


図-5 凍上過程における水分量の移動

軟弱地盤における沈下観測結果の考察(その2)

室蘭開発建設部苫小牧道路事務所長 秋元 文雄
 北海道開発コンサルタント株式会社 河合 裕志
 同 上 由良 桂一
 同 上 ○本間 公康

1. まえがき

軟弱地盤上における盛土工事の長期間の沈下予測と載荷重工法の除荷に伴うリバウンド量の測定の間機を得た。筆者らはこれらのデータをもとに最終沈下量の予測精度、二次圧密の発生の有無、およびリバウンド量の予測について検討を行い、すでに報告¹⁾を行っている。今回は、これらの検討結果に浅岡および星埜の沈下予測方法を加え、あらためて報告するものである。

2. 土質特性と実測沈下量

検討に用いたデータは一般国道235号切替道路工事(現在建設中)の載荷重工法実施の際に測定されたものである。検討データの土質特性ならびに実測沈下曲線等を、表-1、図-1に示す。

表中より、①~⑩までの土質は含水比 W_n 350%~600%の泥炭層が主体で、⑪~⑯までは含水比 W_n 200%~450%の泥炭層と含水比 W_n 40%~50%の粘性土層の互層地盤である。当地盤に対し3~7mの盛土を行い、400~700日の放置後1.5~2.5mの盛土を取り除いた。この時のリバウンド量の最終観測値を表中に示している。

表-1 土層構成等一覧表

測点	土層構成	層厚 H (m)	含水比 W_n (%)	盛土厚 (m)	沈下量 S (m)	除荷厚 (m)	除荷率	観測日数 t (日)	リバウンド量 Re (cm)	二次圧密係数 ϵ (%)
① 4600	泥炭	1.0	350	3.9	0.43	1.8	0.46	529	1.7	62.5
② 5600	泥炭	2.0	350	3.0	0.38	1.4	0.47	496	1.0	5.8
③ 8300	泥炭	2.0	350	2.9	0.32	1.7	0.59	496	1.7	6.8
④ 10160	泥炭	4.0	250	4.0	0.49	1.6	0.4	395	1.2	1.25
	粘土	4.0	80							
⑤ 10700	泥炭	4.0	300	4.6	0.34	2.6	0.57	563	1.1	2
⑥ 11000	泥炭	1.5	350	6.4	0.49	2.7	0.42	500	0.6	5.5
⑦ 12000	泥炭	3.0	500	4.5	0.64	2.5	0.56	533	2.9	9.6
⑧ 12100	泥炭	4.0	500	4.3	0.87	2.1	0.49	535	3.5	3.8
⑨ 12200	泥炭	4.0	600	5.3	1.28	2.6	0.49	535	5.8	4.2
⑩ 13660	泥炭	5.0	375	6.9	2.39	5.07	0.73	760	8.2	7.8
	粘土	1.0	80							
⑪ 13740	泥炭	5.0	400	5.0	2.01	2.4	0.50	731	7.0	9.4
	粘土	1.0	80							
⑫ 15040	泥炭	5.0	425	6.2	2.50	—	—	830	—	3.2
	粘土	20.0	65							
⑬ 15360	泥炭	1.0	200	3.2	0.61	1.53	0.48	805	4.1	1.1
	粘土	4.0	40							
	粘土	14.0	50							
⑭ 17060	泥炭	2.0	200	4.6	1.50	1.55	0.34	806	0.8	1.6
	粘土	3.5	50							
	粘土	20.0	50							
⑮ 17200	泥炭	2.0	350	3.7	0.90	1.39	0.38	807	5.0	1.3
	粘土	3.5	40							
	粘土	21.0	50							
⑯ 17575	泥炭	2.0	450	6.9	1.09	—	—	808	—	2.2
	粘土	21.0	50							

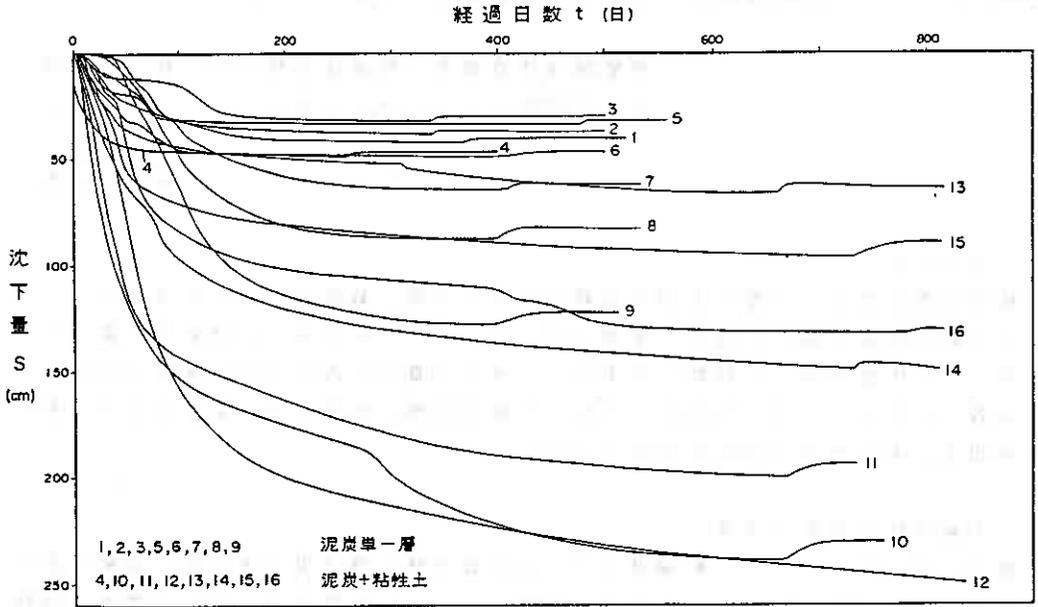


図-1 沈下曲線図

3. 最終沈下量の予測精度

吉国²⁾やMac-Donald (マクドナルド)³⁾によれば、現場沈下の実測値は、その計算値の70~150%の範囲にバラツクと述べられている。

今回は双曲線法⁴⁾、浅岡の方法⁵⁾、星壁の方法⁶⁾について沈下予測精度を定量的に把握することを試みた。同手法の詳細は文献7)を参照していただき、ここでは省略することとする。

・双曲線法；

双曲線法は沈下の平均速度が双曲線に沿って減少していくと仮定した手法で、図-2に示した関係図より、載荷後t時間経過した時点の沈下量Stは次式で表わされる。

$$S_t = S_0 + \frac{t-t_0}{\alpha + \beta (t-t_0)} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、S₀；検討始点における沈下量

t₀；検討始点の時間

α, β；図-2に示す関係から求める係数

最終沈下量S_fは(t-t₀)→∞として

$$S_f = S_0 + \frac{1}{\beta} \dots\dots\dots (2)$$

で求めることができる。

・浅岡の方法；

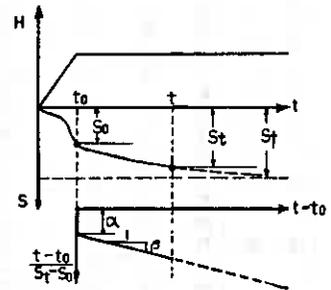


図-2 双曲線による沈下予測

浅岡の方法は、図-3に示すように沈下曲線に対して任意の時間 Δt ごとに対応する沈下量 $S_1, S_2, \dots, S_{j-1}, S_j, S_{j+1}$ を求め、それぞれとなり合う沈下量の組 $(S_1, S_2), (S_2, S_3), \dots, (S_{j-1}, S_j), (S_j, S_{j+1})$ を S_j, S_{j-1} 座標に表示し

$$S_j = A + B S_{j-1} \dots\dots\dots (3)$$

を求める。最終沈下量 S_f は、(3)式と $S_j = S_{j-1}$ の直線の交点として求めることができる。

・星埜の方法；

星埜の方法は、沈下曲線が時間の平方根に比例すると仮定した手法で、図-4に示した関係図より載荷後 t 時間経過後の沈下量 S は次式で示される。

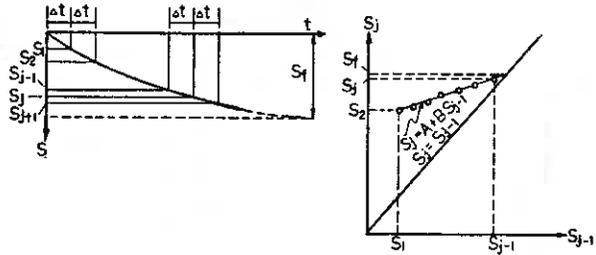


図-3 浅岡の方法による沈下予測

$$S = S_0 + S_t = S_0 + \frac{A \cdot k \sqrt{t-t_0}}{\sqrt{1+k^2(t-t_0)}} \dots\dots\dots (4)$$

これを変形すると

$$\frac{t-t_0}{(S-S_0)^2} = \alpha + \beta(t-t_0) \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 S_0 ；即時沈下量

α, β ；係数で図-4に示す関係から求める。

ただし、 $\alpha = 1/(A \cdot k)^2, \beta = 1/A^2$

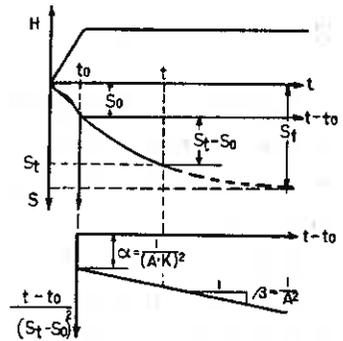


図-4 星埜の方法による沈下予測

を得る。最終沈下量 S_f は $(t-t_0) \rightarrow \infty$ として、

$$S_f = S_0 + A = S_0 + \sqrt{\frac{1}{\beta}} \dots\dots\dots (6)$$

で求めることができる。

以上、示した各手法を用いて吉国らの手法による $U' \sim R_s$ 関係図を図-5~7に示し、計算書を表-2に示す。

ここに、図中の U' および R_s は次式で表わされるものである。

$$U' = \frac{\text{予測時点の沈下量}}{\text{最終実測沈下量}}$$

$$R_s = \frac{\text{最終予測沈下量}}{\text{最終実測沈下量}}$$

これらの結果から、次のような傾向が読み取れる。

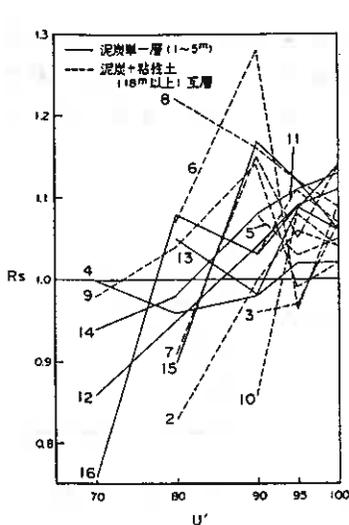


図-5 双曲線法

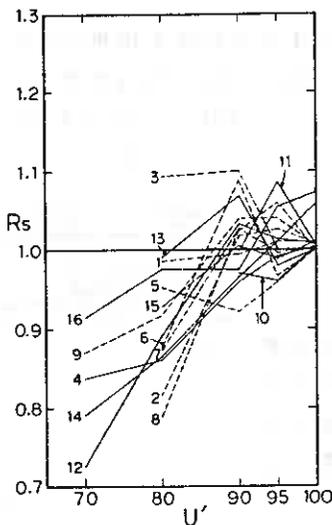


図-6 浅岡の方法

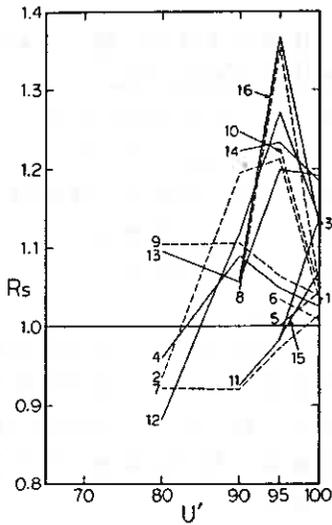


図-7 星笠の方法

- ① 双曲線法はU'が70%程度の比較的圧密度が小さい段階では誤差範囲25%以内の小さな予測を与えるが、沈下データが増えるにしたがって、すなわち、観測日数が長時間であれば、圧密度95%程度以降であっても、誤差範囲10%を上回る予測を示す。
- ② 浅岡の方法は、圧密度の小さい段階では、小さな予測を行うが、圧密度90%以降では誤差範囲10%以内の予測を示す。また、長期間の観測値を用いれば、誤差範囲がほぼ1%以内で予測可能である。
- ③ 星笠の方法は、圧密度が90%程度以降であっても誤差範囲は20~35%大きめの予測を示す。

以上の傾向から、沈下予測は手法によって変化し、また、予測値には二次圧密沈下の影響も含まれていると考えられるが、比較的早い時期の観測データを用いて沈下予測を行なった場合には、双曲線法が良く、長期間の観測データがある場合には浅岡の方法がRs=1に近づくようである。

表-2 各手法の予測精度計算書

資料 No.	双曲線法による予測精度										浅岡の方法による予測精度										星笠の方法による予測精度									
	U'=70%		U'=80%		U'=90%		U'=95%		U'=100%		U'=70%		U'=80%		U'=90%		U'=95%		U'=100%		U'=80%		U'=90%		U'=95%		U'=100%			
	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs	Sf	Rs				
1			35	0.84	77.8	1.88	76.3	1.83	31.21	1.0			42.0	0.93	42.4	1.03	43.0	1.01	42.9	1.01							43.9	1.03		
2			31.5	0.83	38.05	1.00	40.3	1.05	39.4	1.04			31.0	0.82	38.7	1.02	39.0	1.03	38.3	1.01	35.5	0.93	45.5	1.20	46.1	1.21	39.5	1.04		
3			30.8	0.96	31.2	0.97	34.4	1.07					35.0	1.09	35.2	1.10	32.0	1.00	32.0	1.00			50.8	1.04	49.5	1.01	36.2	1.13		
4	48.7	1.00	44.5	0.91	47.6	0.98	50.0	1.02	49.9	1.02	41.0	0.84	42.2	0.86	47	0.95	48.6	0.99	49.2	1.00	46.7	0.96	53.2	1.09	51.2	1.05	50.1	1.03		
5					36.4	1.08	34.6	1.03	35.4	1.05			32	0.95	31	0.92	32.2	0.96	33.7	1.00			29.9	0.89	33.8	1.01	35	1.04		
6			82.5	1.07	63.1	1.28	47.5	0.97	53.5	1.09			43	0.88	53.5	1.09	47.5	0.97	49.1	1.00										
7			58.7	0.91	73.8	1.15	67.7	1.05	73.0	1.14			456	0.87	65	1.03	64	1.00	64.4	1.00			59.2	0.92	62.8	0.99	65.1	1.01		
8			107.3	1.22	101.8	1.16	98.4	1.12	95.2	1.09			69.2	0.79	90	1.03	93	1.06	88	1.00					91.7	1.05	117.7	1.35	91.4	1.04
9	135.9	0.98	134.3	1.04	146.4	1.14	136.8	0.99	131.4	1.02	112	0.87	118	0.92	134	1.04	134	1.04	129.5	1.01	141	1.10	141	1.10	135.8	1.05	132.2	1.04		
10					206.8	0.85	258.6	1.08	249.2	1.04					229.7	0.97	229.7	0.95	239.7	1.00							233.5	1.23	249.9	1.05
11					155.8	1.03	223.6	1.11	214.7	1.07					218	1.00	218	1.09	222	1.01			185.6	0.93	197	0.98	228.3	1.14		
12	215.4	0.86	237.5	0.95	260.9	1.04	271.6	1.09	277.0	1.11	181	0.73	223	0.89	253.2	1.03	253.2	1.01	251.5	1.01	220.4	0.88	279.2	1.12	317.7	1.27	283.3	1.13		
13			54	1.05	49.3	0.95	55.9	1.09	58.8	1.14			59	0.99	50.5	1.07	50.5	0.99	51.5	1.00	56.4	1.10	54.3	1.05	61.8	1.20	61.4	1.19		
14	139.8	0.94	146.4	0.98	161.2	1.08	165.2	1.11	168.9	1.13	118	0.79	129	0.87	151	0.97	151	1.01	157.8	1.05			182.4	1.22	184	1.23	176.8	1.19		
15			65.7	0.90	111.5	1.17	107	1.12	101.3	1.05			88.8	0.93	94.6	1.01	94.6	0.99	96.6	1.01					94.2	0.98	102.3	1.07		
16	83.1	0.76	117.6	1.08	112.4	1.03	119.2	1.09	116.2	1.05			100	0.92	115.2	0.98	115.2	1.05	117.2	1.07			115.6	1.05	149.5	1.37	122.8	1.13		

4. 二次圧密沈下について

沈下観測データを図-8のように $S \sim \log t$ の曲線図に表わし、曲線から直線に移行する時期に二次圧密開始時期と考へて、 $\Delta S / \Delta \log \cdot H$ を二次圧密係数 ($\epsilon \alpha$) とする。その結果をメスリによる自然含水比 W_n と二次圧密係数 ($\epsilon \alpha$) の関係図にプロットすると図-9のようである。バラツキはあるが、①のデータを除いた泥炭単一地盤はメスリによるピートグループ内に包括されているが、泥炭層と粘性土層の互層地盤では粘性土のグループより約2倍となっている。互層地盤の場合は単純に含水比から二次圧密係数を想定することには難があるようである。これはメスリの提案が単一地盤における実験値に基づくためと考へる。図-9より泥炭単一地盤の二次圧密係数の概略値を知るためには、メスリによる関係図が有用であると考へる。

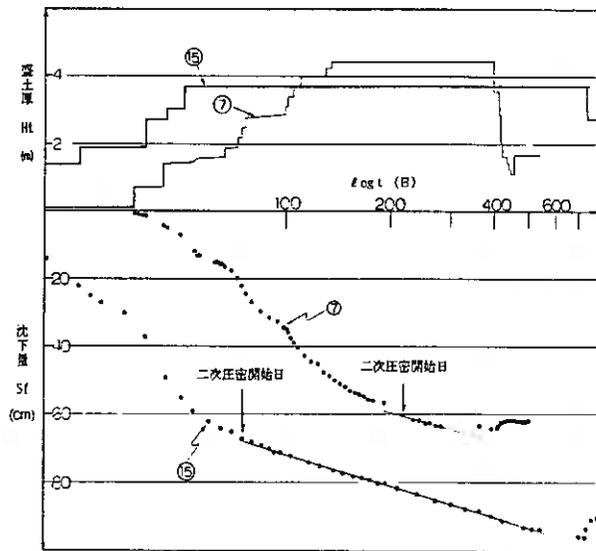


図-8 二次圧密係数の求め方

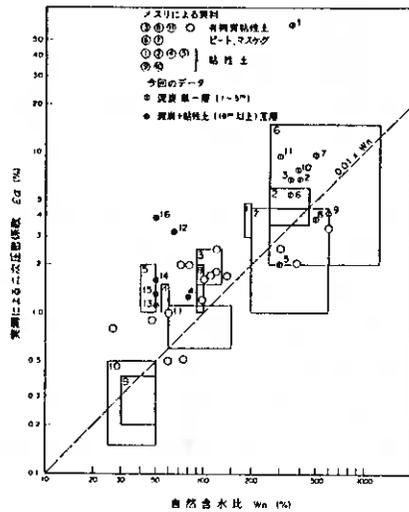


図-9 実測による二次圧密係数と自然含水比の関係

5. リバウンド量の予測

載荷重工法の除荷に伴うリバウンド量 (Re) に与える因子には、盛土荷重、除荷重、軟弱層厚、土性および放置期間が考へられる。今回、リバウンド量 Re を定量的に求めるために、次式で示す F 値を計算 (表-3) し、図-10に示した。

$$F = \Sigma (\text{自然含水比} / 100 \times \text{軟弱層厚} \times \text{除荷率} \times \text{影響係数})$$

表-3 F 値の計算書

資料 No.	土層	含水比 W (%)	軟弱層厚 H (m)	除荷率	影響係数 Iz	F 値
1	泥炭	350	1.0	0.46	1	945
2	泥炭	350	2.0	0.47	1	1470
3	泥炭	350	2.0	0.59	1	1530
4	泥炭	250	4.0	0.4	0.95	3168
	粘土	80	4.0		0.8	
5	泥炭	300	4.0	0.57	0.95	6240
6	泥炭	350	1.5	0.42	0.97	2126.25
7	泥炭	500	3.0	0.56	0.97	6468.75
8	泥炭	500	4.0	0.49	0.95	9450
9	泥炭	600	4.0	0.49	0.95	9360
10	泥炭	375	5.0	0.73	0.92	19823.7
	粘土	80	1.0		0.85	
11	泥炭	400	5.0	0.5	0.92	5056
	粘土	80	1.0		0.85	
13	泥炭	200	1.0	0.48	1	372
	粘土	40	4.0		0.97	
	粘土	50	14.0		0.6	
14	泥炭	200	2.0	0.34	1	358
	粘土	50	3.5		0.88	
	粘土	50	20.0		0.5	
15	泥炭	350	2.0	0.38	1	513
	粘土	40	3.5		0.88	
	粘土	50	21.0		0.5	

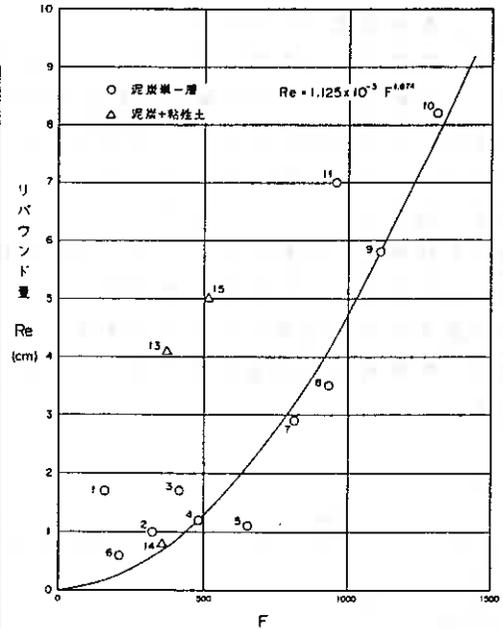


図- 10 載荷重工法による Re-F の関係

図-10によれば、泥炭層と粘性土層の互層を除いた泥炭単一層においてはリバウンド量とF値の間に概ね次式が成立するようである。

$$Re = 1.125 \times 10^{-3} \times F^{1.074}$$

したがって、泥炭単一層に載荷重工法を採用した場合の除荷後のリバウンド量を予測するには上式を用いて概略値を知ることが可能と考えられる。

しかし、データ数が少ないことから、リバウンド量とF値の関係については今後数多くのデータの積重ねにより検討する必要があるものと考えられる。

・参考文献

- 1) 井上源・河合裕志・由良桂一・本間公康；軟弱地盤における沈下観測結果の2・3の考察（第21回土質工学研究発表会E-2、405 1986）
- 2) 吉国洋；パーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂1979
- 3) 土質工学会編；地盤改良の調査設計から施工まで，1978
- 4) 宮川勇；土と基礎の設計法（その3）土質工学会（1963）
- 5) 浅岡顕；沈下時間関係予測の信頼性解析；第13回土質工学研究発表会講演集（1978）
- 6) 星壁和；最近における基礎の諸問題，土木学会誌，第47巻，第7号（1962）
- 7) 吉国洋・井上年行・住岡宜博・原久夫；現場計測法による圧密沈下予測法の特長について，土と基礎 Vol 30 No 8 P7~13 1981

日鐵セメント株式会社

田村 哲夫

○新崎 義幸

1. まえがき

地域や都市の再開発および環境整備工事の活発化にともなう、港湾や河川、湖沼などの水底に堆積したヘドロの処理が問題となっている。これらのヘドロは、構成粒子が微細で含水比が高く、廃油や腐植などの有機物を含んでいる。また、その工学的性質は著しく脆弱であり、有害金属などを含む場合もあって、投棄処理等に際しては二次公害発生のおそれもある。近年、ヘドロ処理において、その利便性から固化材による安定化が多用されるにあたり、硬化性の優れた安全で経済的な材料が強く要望されている。

一般に、高炉スラグーポルトランドセメントーセッコウ系固化材は、水和の際にエトリンガイトの生成を高進させるため、ヘドロの固化処理に好適であることが知られており、日鐵アースタイト310（以下、ET-310と記す）は、高粉末度化することによって、従来の固化材を改良したものである。本報告では、ET-310の有効性を調べるために、浚渫工事を想定した運河ヘドロの固化試験を実施し、強度その他の特性について他の固化材と比較検討した。また、採取場所の異なった各種ヘドロの試験も行い、その強度データについても記述した。

2. 運河ヘドロの固化試験

2.1 実験方法

(1) 供試ヘドロの性状

試験に供したヘドロは、小樽運河の河床から採取したものである。海水が流入するため、分類上は淡水域というよりも海域ヘドロに属するものであろう。これを5mmふるいで濾し粗大な異物を除去した。ヘドロの性状と粒度分布を表-1、2に示す。外観上は、黒色を呈し油分を含み、強い腐敗臭があった。有機物含有量は重クロム酸法で2.1%であり、粒度分布上はシルト分が卓越していた。なお、ここでいう自然含水比とは、採取したヘドロを一昼夜放置し、生じた浮水を取り除いたものである。

(2) 供試固化材

固化試験に用いた固化材は、ET-310および他メーカーの専用固化材A、Bと比較のための普通ポルトランドセメント（以下、OPCと記す）である。そ

表-1 ヘドロの性状

項目	測定値
自然含水比(%)	194.4
湿潤密度(g/cm ³)	1.24
比重	2.29
pH	7.75
有機物(%) 含有量	25.9
—ig.loss —重クロム酸	21.2
液性限界(%)	68.4
塑性限界(%)	42.3
液性指数	5.83

表-2 ヘドロの
粒度分布

粒度 (μm)	百分率 (%)
5000~2000	2.8
2000~74	33.2
74~5	57.0
5以下	7.0

表-3. 固化材の物性値と化学成分

種類	比重	ブレン値 (cm^2/g)	化 学 成 分 (%)						
			igloss	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
ET-310	2.98	5360	0.9	24.9	10.1	1.6	50.3	3.9	7.4
固化材 A	3.14	3240	0.8	21.0	5.2	2.6	60.9	1.8	7.7
固化材 B	3.10	4770	1.8	19.8	4.4	2.9	60.2	2.9	7.5
O P C	3.15	3180	0.6	21.4	6.0	2.9	64.1	2.5	1.8

これらの物性値と化学成分を表-3に掲げた。3種類の専用固化材は、O P Cと比較してSO₃の含有量がかなり多い。また、ET-310については、CaO量が低いのは高炉スラグを含むためであり、粉末度が高いのが特徴的である。

(3) 固化材の混合と供試体の成形

ヘドロの自然含水比は、19.4%であるが河水を混合して26.0%まで増加させた。表-4に他の含水比のときとともにその物性値を記す。

このヘドロ1m³当りに対して、固化材を各々160, 190, 220kgになるように添加してホバート型ソイルミキサーで3分間攪拌した。この混合した直後のヘドロ(混合泥)をφ5×10cmの鑄鉄製モールドに流し込んで成形し、端面をビニールで密封して、20℃で所定材令まで養生した。

表-4 加水したヘドロの性状

含水比 (%)	湿润密度 (g/cm ³)	液性指数
156	1.26	4.36
260	1.17	8.34
344	1.04	11.56

(4) フロー試験

固化材無混合のヘドロ(無混合泥)と混合泥の粘性の変化を調べるために、フロー試験を行った。上面内径38mm, 底面内径89mm, 高さ74mmのフローコンの中に混合泥を充填して、フローコンを静かに引き上げたとき、広がったヘドロの径を測定し、フロー値とした。

(5) 一軸圧縮試験と再成形

固結供試体は、試験直前に上端面を平坦に整えた後、脱型してJIS A 1216に準じた一軸圧縮試験に供した。材令は、1, 2, 3, 28日の4水準である。また、材令3日の供試体を一度ナイフで解きほぐし、再び鑄鉄製モールドに充填した。締固めは、1kgのランマーを高さ10cmから、3層、15回/1層落させることで行った。一軸圧縮強度は25日後(固化材混合から28日後)に測定した。

(6) 溶出試験

ET-310を190kg/m³添加した材令28日の固化ヘドロを環境庁告示第13号による溶出試験に供し、無混合泥の分析値と比較した。

2. 2 実験結果と考察

(1) フロー試験結果

浚渫工事等においては、地質的な問題からヘドロの固化処理を行った直後に移送するなどの場合があり、混合泥の流動特性を把握することは、ハンドリング上重要なことと考えられる。実験に際して、ヘドロに加水して含水比を増加させたのは、

実施工では含泥率が60%位まで低下するのではないかと考えたためである。図-1にフロー試験の結果を示す。フロー値は、無混合泥の場合、260mm程であるが固化材を添加することで流動性が失われ急激に減少するようである。固化材添加による粘性増加の理由として、固化材と土粒子とのイオン交換による凝集作用、固化材粒子のコロイド化による界面的な水の吸着、成分中のカルシウムアルミネイトや脱水セッコウの一部水和などが考えられる。本試験の結果では、フロー値の低減効果は、OPC<固化材A<固化材B<ET-310の順であった。これは、粉末度の大きさに対応しており、固化材の表面活性的な要因が支配的と考えられる。

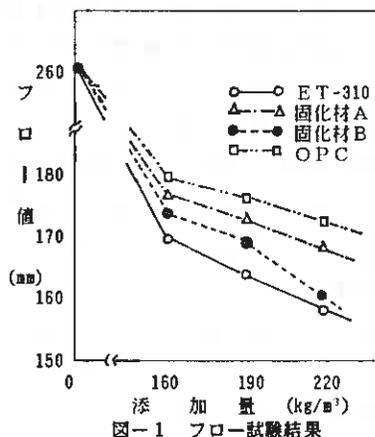


図-1 フロー試験結果

(2) 材令と一軸圧縮強度

図-2に各固化材によって処理したヘドロの一軸圧縮強度を示す。材令1日では、固化材間の強度の差は小さいが、経時的に各々の性能差が明瞭になった。ET-310の材令による強度の伸長は著しく、特に高添加量のときにその傾向が大きい。一方、OPCでは、材令28日でも2kgf/cm²までに達せず、ヘドロに対する固化効果が小さいことが認められた。専用固化材AとBは、差が少なくOPCとET-310の中間的な硬化性を示した。

これら各固化材の硬化特性について以下のように推察する。

OPCを固化材として用いた場合、ヘドロなどでは含水量が多く土粒子相互間の距離が長いため、ケイ酸カルシウム水和物のような微細な水和生成物だけでは、土粒子を固定し安定化することは困難であると考えられる。

これに対して、固化材A、Bのような一般土壌固化材では、硫酸分を増加することによって土粒子中の可溶性Al₂O₃と反応させてエトリンガイト(C₃A・3CaSO₄・3/2H₂O)を生成させることを主作用としている。エトリンガイトは、多量の土中水を結合水として取り込み、長い針状結晶によってネットワークを発達さ

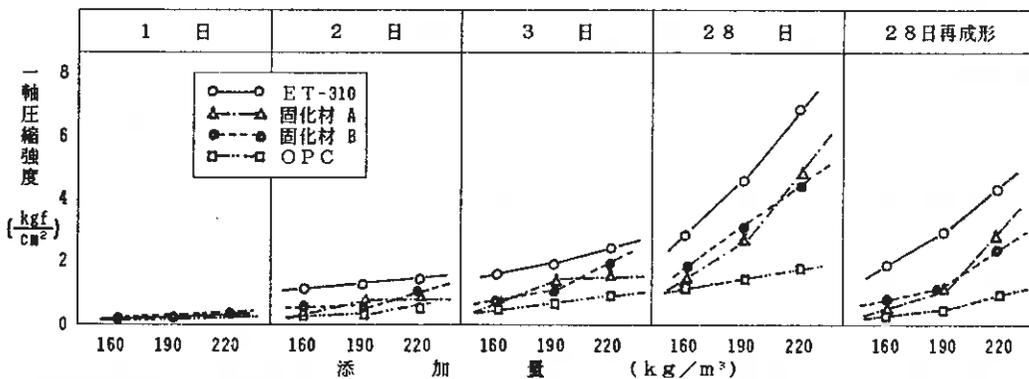


図-2 固結供試体の一軸圧縮強度

せ土粒子を拘束する効果がある²⁾。

しかしながら本試験に用いたような高有機質ヘドロに含まれる有機物は、固化材から生ずる Ca^{2+} イオンと反応して、固化材粒子表面に沈着し水和の進行を妨害すると言われ³⁾、また、土粒子に吸着している有機物は、固化材-土粒子間の相互作用を阻害してエトリンガイトを十分に生じさせない。

一方、ET-310では材料に高炉スラグを含んでおり、高炉スラグは Al_2O_3 源として作用しエトリンガイトの生成を促すとともに、 Ca^{2+} イオンを吸収して有機物-固化材間の反応を抑制する。従来、高炉スラグはその遅硬化性の故に、固化材としての適用は少なかったが、ET-310では、スラグ粒子を微粉化することによって活性を高め硬化の促進をはかっている。従って、ヘドロの固化においては有機物の影響を緩和し、速やかな硬化性を有する故、好適な材料であるといえる。

本試験の結果は、以上のような各固化材の作用性の違いが特徴的に表れたものと考えられる。

(3) 再成形を行ったときの強度

図-2には、再成形を行ったときの圧縮強度を付記した。実際のヘドロ処理では固化材混合を行ったヘドロを仮置きし、硬化による性状改善を待って二次処理を行うケースがある。本試験は、そういう場合の固化ヘドロの強度の回復性を検討する目的で行った。固化材添加後3日で練り返し、25日後の強度を調べた。結果は、練り返しを行わないときと比べて、3~5割程の低下が見られるが28日強度との相関があるようである。また、OPCと固化材Aの低添加量の場合のような強度の小さいものを除いては、練り返し前よりも強度は増加している。

セメント系固化材では、 C_3A や C_3S に起因する初期的な水和反応とともに、長期的なC-S-Hゲル生成やボゾラン反応のような硬化作用も漸次進行する。固化処理ヘドロは、若材令のうちに組織を破壊されてもその後の反応は継続するようであり、固化材添加量の多いものほど強度の伸びは大きい。とりわけ、ET-310でその傾向が大きい理由として、高炉スラグの潜在水硬化性の発現が考えられる。

一方、OPCや固化材Aでは長期的な強度増加が低いことから、練り返しを受けるとその後の回復性は小さいようである。

ET-310などのように練り返しに対して安定度の高い固化材を用いた場合、ヘドロを埋め立て土に転用するなどその実用性は大きいと考えられる。

(4) 異なる含水比におけるET-310の硬化特性

含水比が異なるヘドロに対してのET-310の硬化特性を調べるために、含水比(w)156、260、344%のヘドロを用意し、添加量の水準を変えて固化試験を行った。ヘド

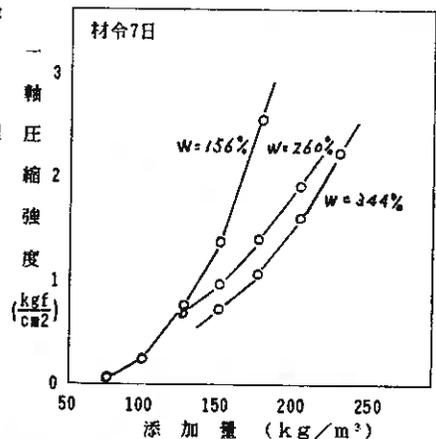


図-3 異なる含水比におけるET-310の強度

口の性状を表-4に、供試体の圧縮強度を図-3に示す。高含水の二つの強度曲線は、類似した緩やかなカーブとなり、 $w = 344\%$ は、 $w = 260\%$ の線を $15 \sim 20 \text{ kg/m}^3$ 添加量の多いほうへスライドさせた形となった。これに対して、 $w = 156\%$ では、曲線の立ち上がりが急で、固化材添加量が少ないときには強度は著しく小さい。

含水量が比較的少ない場合、土粒子自体の構造力がわずかではあるが作用するとしても、固化材量が不足すると土粒子の移動を拘束するような水和物の生成が十分ではなく脆弱である。しかし、固化材量が増すに従って、土粒子間を固結化すると共に空隙部分を水和物が充填して緻密化し、内部応力として作用するものと考えられる。従って、強度は大きくなる。

一方、 $w = 260, 344\%$ のように含水比が高くなると、土粒子は自由水中に分散している状態となり、応力は専ら固化材水和物の骨格形成に依存するようになる。そのために、強度は添加量に応じて緩やかな伸びとなるのであろう。

ヘドロの目標改良強度を 1 kgf/cm^2 とした場合、本試験の結果では、含水比 $150 \sim 350\%$ で、ET-310の添加量は $125 \sim 175 \text{ kg/m}^3$ の範囲に収まるようである。

(5) 溶出試験結果

溶出試験の結果を陸上埋め立ての場合の判定基準と共に表-5に示す。ET-310で処理したヘドロは基準値を大幅に下回っており、重金属類は固体中に密封され、ほとんど溶出しないようである。文献⁽¹⁵⁾によれば、セメント系固化材では、Cr, Mn, Pb, AsなどのAlまたは、 SO_4^{2-} に近似するイオン半径や構造物性を有する元素はエトリングイト中に取り込まれ、FeやZn類は、 Ca^{2+} イオンによって沈澱するとされている。

表-5 溶出試験結果

項目	化 学 分 析 値										
	As	Pb	総 Hg	Cd	Cr(IV)	PCB	総Cr	Cu	Zn	Fe	CN
無混合泥の分析値 (ppm)	8.9	180	0.5	1.3	ND	ND	58	110	820	45000	ND
ET-310の溶出値 (mg/l)	0.02	0.2	ND	0.01	0.04	ND	-	-	0.03	0.06	0.1
判定基準 (mg/l)	1.5	3	0.005	0.3	1.5	0.003	-	-	-	-	1

3. 各種ヘドロの固化試験

各地から成因の異なるヘドロを採取し、ET-310による固化試験を行って、ヘドロの違いによる固化特性を検討した。表-6にそれらの物性値を示す。本試験の範囲では、土粒子の粒度は、港湾ヘドロが粗く砂分が卓越し、次に河床、池沼ヘドロの順に微粒分が多くなっている。堆積の際の移動流の影響と考えられる。含水比は、粒度が細かいほど増加しているが、有機物含有量(強熱減量)には相関が見られない。また、江別のヘドロは含水比が 700% を越え、浮遊ヘドロと称すべきものである。

固化試験の結果を図-4に掲げる。ET-310は、ヘドロの種類に応じて異な

表-6 ヘドロの採取地と性状

番号	1	2	3	4	5	6	
採取地	吉岡	室蘭	小樽	豊頃	紋別	江別	
堆積場所	港湾	港湾	河床	河床	河床	池沼	
含水比 (%)	104	123	149	208	253	767	
湿潤密度(g/cm ³)	1.45	1.34	1.31	1.21	1.22	1.04	
強熱減量 (%)	12.0	10.9	24.0	21.3	15.4	20.7	
粒度	> 5mm	0	3.4	2.6	4.1	6.2	0
	~ 2mm	10.3	8.6	8.9	6.5	1.2	0
	~ 74μm	41.4	40.3	35.6	30.2	27.3	9.0
	~ 5μm	39.6	40.5	34.6	40.4	44.7	56.0
	5μm)	8.7	7.2	18.3	18.8	20.6	35.0

材令7日

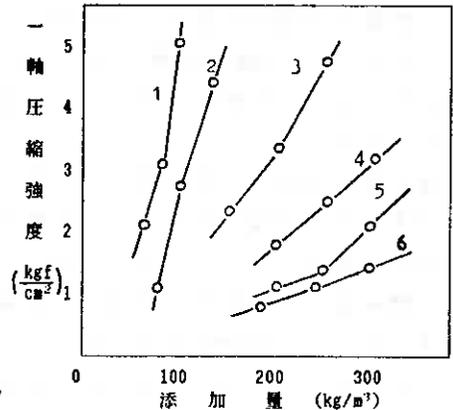


図-4 各種ヘドロにおけるET-310の強度

った強度発現性を示している。土粒子が粗である程、強度-添加量曲線は立ち上がりが大きく

細になる程勾配は小さい。ヘドロは、その成因や堆積状況によって構造や構成鉱物を異にし、固化材の硬化性はそれらによって影響されるとされている⁹⁾。本試験の結果では、固化性状はむしろヘドロの粒度、従って含水比の関連で概括できるようである。前述したような水和生成物の発達と応力の関係によるものかと考える。

含水量の多いヘドロに対して一定の強度を得るためには、それに応じて固化材量を増加する必要があるが、 $w = 700\%$ 以上のヘドロにおいてもET-310は優れた硬化性を示し、添加量は実用的な範囲に収まるようである。

4. まとめ

微粉末型高炉スラグ系固化材ET-310を用いて、他の固化材とともに運河ヘドロの固化試験を行って基礎的性質を調べた。また、各種ヘドロに対してもその硬化性を検討した。結果を以下に要約する。

- (1) 運河ヘドロを固化処理した場合、ET-310は経時的な強度の増進が著しく、材令28日では他の固化材のそれを大幅に上回った。また、若材令中に繰り返しを行っても回復力は大きく、長期における強度発現性と関連があるようである。
- (2) 固化材混合時の粘性増加は、粉末度と相関があり、表面活性的な要因をうかがわせる。
- (3) 各種ヘドロに対しては、ET-310の強度は含水比に影響されるが、いずれの場合でも添加量は、実用的な範囲に収まるようである。

以上のようにET-310は、高含水、高有機質ヘドロの固化に有用な材料であることが確かめられた。

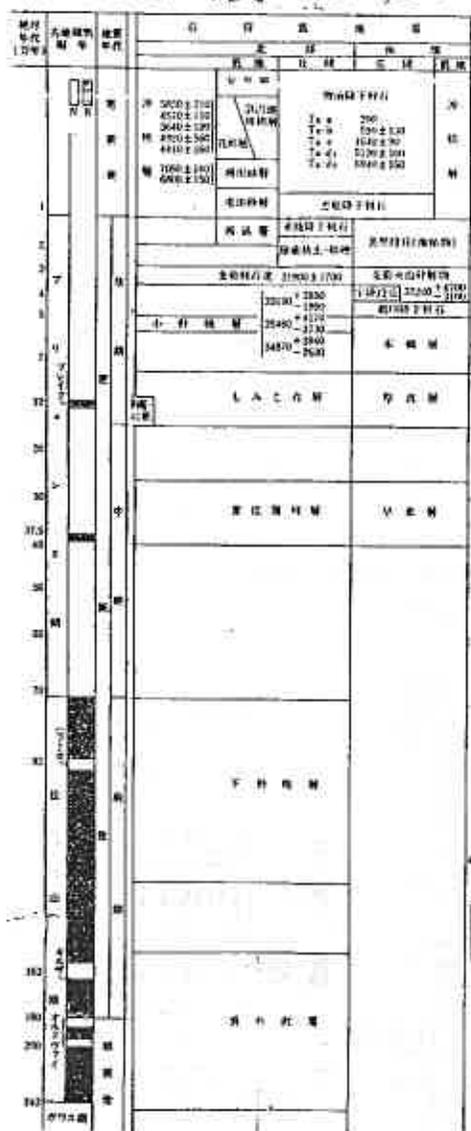
文献

- 1) 小林和一 他, セメント技術年報 36, 108~111 (1983)
- 2) たとえば, セメント系固化材による地盤改良マニュアル, セメント協会
- 3) 大場正男 他, セメント技術年報 19, 189~195 (1965)
- 4) 内川浩 他, セメント技術年報 30, 92~97 (1976)
- 5) 浅野駿吉 他, セメント技術年報 32, 78~81 (1978)
- 6) 小林和一 他, セメント技術年報 37, 105~108 (1983)

沖積・洪積粘土の物性値

北海道土質試験協同組合 近藤 務・谷木原幹弘
 折笠 卓

札幌-苫小牧低地帯の第四系の地質層序は次第に明らかになり、現在では第2図に示されるように層序と年代が定められている。すなわち、下部洪積層は、裏の洪積層・下野幌層、中部洪積層は音江別川層、および早来層である。湖成の上部洪積層はもみじ台層、厚真層である。



静川台地のSZK孔等において、中上部洪積層および沖積層の粘性土とリわけ川土と洪積時代との間に一定の規則性が見出された(第4図)。それをまとめると第1表に示すようになる。

千整合面の上位層は、その基底に向ってIL値が低下する傾向を示

す。



Fig. 1 Index map showing the site of the investigated boreholes.

1: Mountain and hilly regions, 2: Umanai Hill range, 3: Lowland, 4: Drainage system, 5: Boring site, 6: Major cities and towns

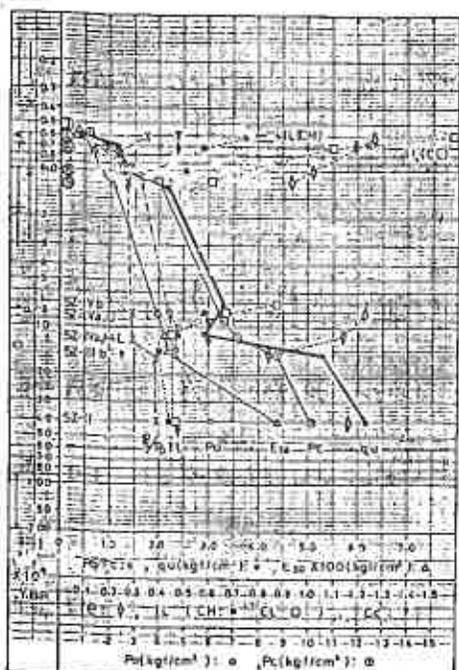
近藤 務 (1984)

第1表 沖積・洪積粘土の物性値の概数表

年代 (3万 前)	区分	Wn	ρ_t	IL	q_u	E ₅₀	e	Pc	Cc
		%	g/cm^3		kg/cm^2	kg/cm^2		kg/cm^2	
1.0	沖積層	39	1.80	0.51	1.29	79	1.02	2.27	0.41
1.8	下部	5	5	5	5	5	5	5	5
4.3	上部	44	1.77	0.94	2.25	103	0.93	4.00	0.44
13.0	洪積層	47	1.74	0.59	3.90	200	1.22	6.54	0.60
15.0	中部	5	5	5	5	5	5	5	5
40	下部	43	1.76	0.48	2.92	212	1.15	7.12	0.60
15.0	洪積層	35	1.90	0.40	5.39	216	0.83	8.75	0.253
40	洪積層	39	1.81	0.46	6.18	441	1.12	10.17	0.425

第2図 札幌-苫小牧低地帯の第四系の層序

柴崎・新編共編 (1982) 第四紀,
 共立出版, 地球科学講座第11巻



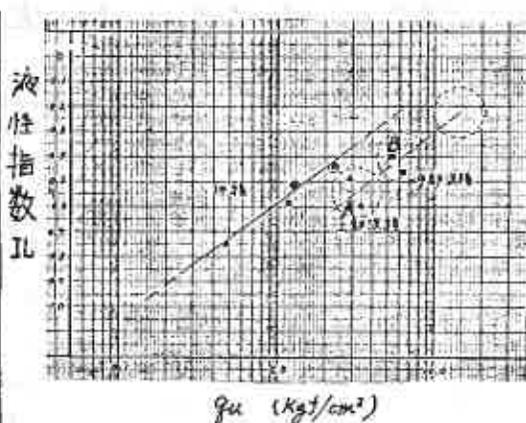
第4図 第IV層粘土の地層・土質特性図(札幌-苫小牧地層学調査)

A: 沖積土, B: 洪積土, H: 沖積土, P: 洪積土,
U: 土層, M-L: 沖積土, O-①: 土層, 石層等の交代, 層序関係は右図に示す。

近藤 (1986)

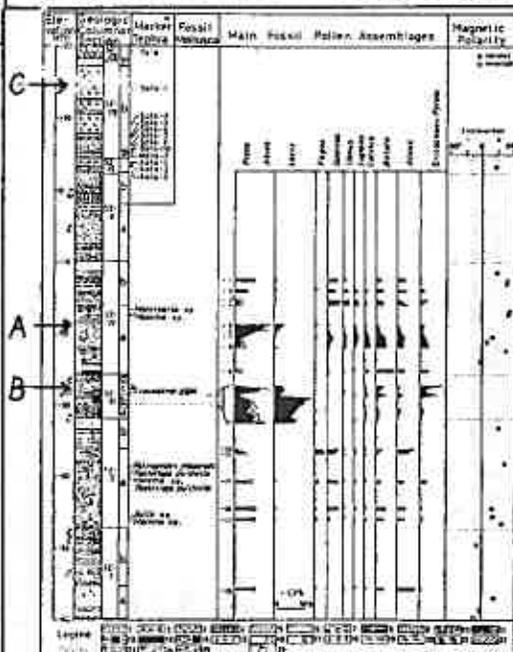
今回、第5図に示すA, B, Cの試料について、長期圧縮試験を実施した。Aは、SZ-IV層上部の粘土、Bは、SZ-III層の粘土、CはSZ-III層中の支物降下軽石層、すなわち、Spfa-1である。これは比較のための試料である。

ところで、SZK孔付近のボーリング孔の第四紀層序学的検討によれば、SZ-II層とSZ-III層とは不整合関係であるが、SZ-III層とSZ-IV層とは整合関係である(近藤ほか, 1986)。



第3図 粘土の q_u と IL の相関性

す。IL値と q_u 値との相関を第3図に示す。沖積粘土についてみるとIL値と q_u 値の対数とは負の相関性を明瞭に示す。洪積粘土についても、負の相関性を示す傾向にある。しかし、沖積粘土とはことなる系列を示すと想定される。これはおそらく時間効果によるものである。下部洪積粘土の q_u 値は最も右側の円の付近にくるものと想定する。



第5図 SZK孔の層序と供試体の層序
原図は、近藤ほか(1984)による。

第2表 長期圧密試験結果

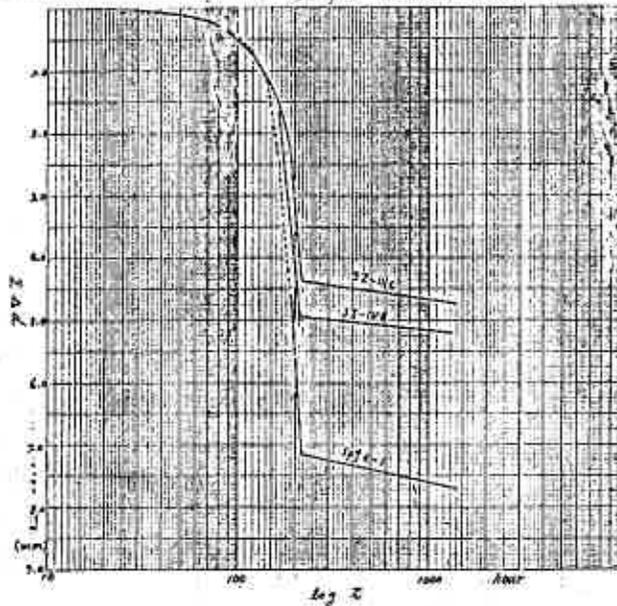
試料	初期圧縮率 (e_0)	初期含水率 (w_0)	初期土質	初期圧縮率 (e_0)	初期含水率 (w_0)	初期土質	初期圧縮率 (e_0)	初期含水率 (w_0)	初期土質
1	0.7	3.5		0.6	2.7		2.4	0.2	
2	0.2	3.6		3.6	3.7		10.2	0.0	
3	0.4	10.0		10.1	11.4		20.7	19.4	
4	0.8	23.1		23.3	19.3		48.0	44.7	
5	1.6	30.9		33.0	30.4		72.0	67.1	
6	3.2	38.9		35.0	32.7		113.0	105.2	
7	6.4	37.2		36.3	28.3		179.3	163.0	
8	12.8	44.9		42.9	20.7		262.2	245.7	
9	25.6	44.0		43.9	23.7		429.7	414.0	
10	25.6	47.7		46.4	24.0		676.4	649.1	
11	25.6	37.9		27.9	21.7		952.2	914.2	
12	25.6	6.3		3.6	6.3		1462.4	1371.1	
13	25.6	1.4		1.7	2.1		2177.7	2079.0	
14	51.2	1.5		1.6	2.4		3457.7	3272.2	
15	51.2	0.7		1.3	1.9		4670.7	4476.6	
16	51.2	0.5		0.9	1.3		6877.7	6607.9	
17	51.2	1.0		1.3	2.6		9467.2	9112.2	
18	51.2	0.7		0.9	1.3		13000.7	12614.6	
19	51.2	1.1		1.1	2.9		17772.2	17272.2	
20	51.2	0.5		1.1	2.8		24000.7	23400.7	
21	51.2	0.4		1.1	2.8		32000.7	31200.7	
22	0.025	-198.6							
	23.74	267.2							

長期圧密試験の結果を第2表に示す。シンウオールカンパー（デノン型）による不攪乱試験について、A、B試料ともに、各C₁～C₉の圧密用後試体を準備し、JIS Aは17に準じて試験を実施した。ただし、各C₁～C₉については有重後階毎に1枚試体につき1回のみのリバンド量と測定した。これらの一連の試験結果を第7図A、B、Cに集約して示す。各試料のC₉に関しては、25.6kgf/cm²までの載荷後約2200時間放置し、その間の沈下量と測定した。これらの時間経過と沈下量との関係を第6図に示した。

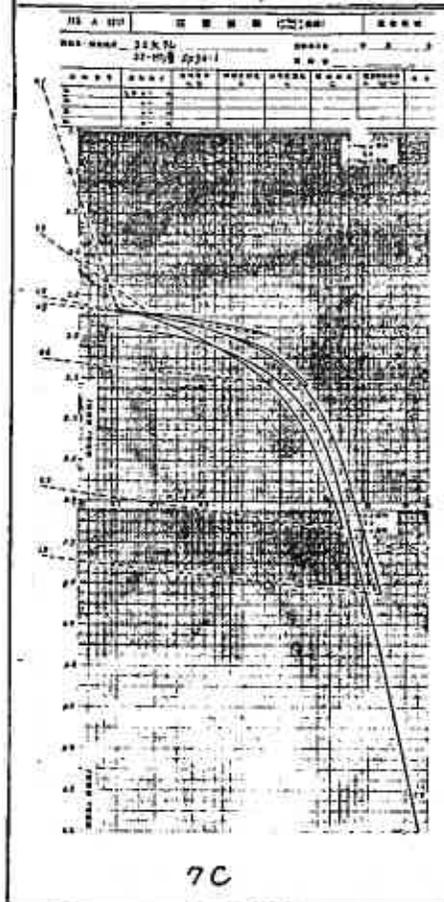
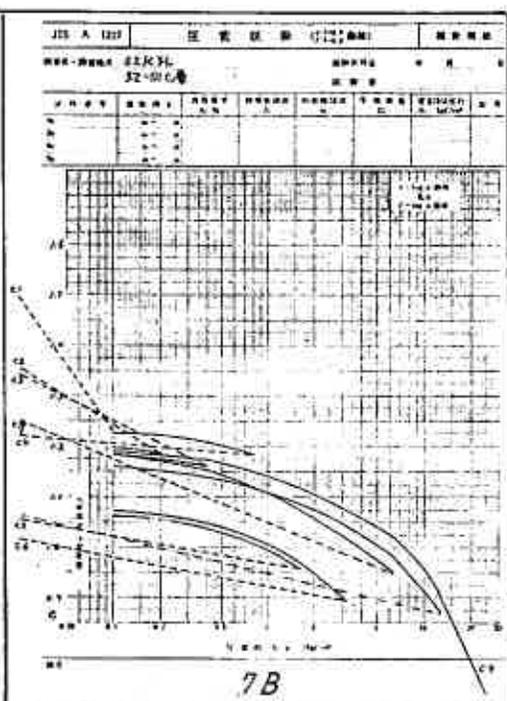
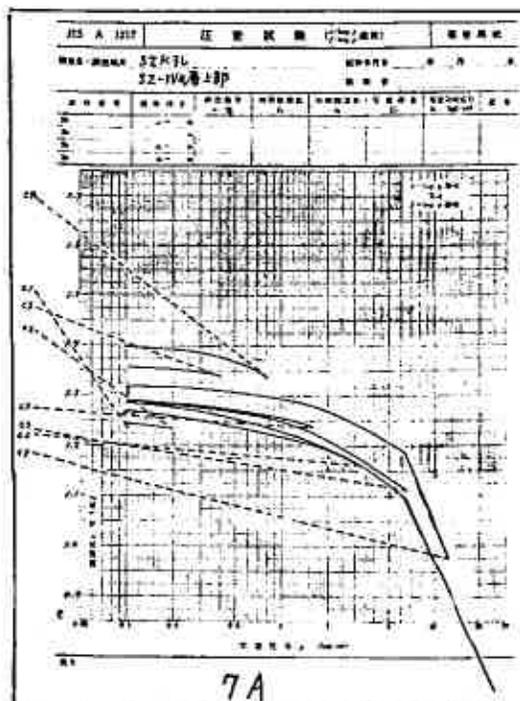
第6図からわかるように、荷重がP_cを越えた時点で、沈下量は急増し、直線の変化を示す。P_cが小さいAの方が沈

下量は大きく、spfa-1は著しく大きい沈下量を示す。しかし、初期には、3試料ともに近似的な変化曲線を示している。むしろC試料が変化がゆるい。

A、B試料の変化傾向は、大阪地域の沖・淡路粘土のそれと非常によく似ている。すなわち、限界応力を超えた応力範囲（正規圧密領域）では、 $de/d\log t$ の値はσ_vによって変化した傾向にある（土質工学会，1977）。



第6図 沈下時間と沈下量の累積変化曲線



第7図 荷重段階別 $e \sim \log p$ 関係集約図

7A: 上部液状粘土, 7B: 中部液状粘土, 7C: 下部液状粘土

第7図についてみる。Aでは、C1～C4までリバウンド量が著しく大きい。Bでは、C1～C3までリバウンド量が著しく大きい。一方、CではC1～C2のみでリバウンド量が大きいが、それ以降は、小さい値となっている。

以上の結果を解析し、沖積・液状粘土の物性と堆積時代や堆積環境との関連を考察する上で、の資料として役立つようにする予定である。

本研究での圧密試験は、北海道土質試験協同組合の技術開発のため、昭和54年12月～昭和55年3月に実施されたものである。当時の関係技術者各位、および当実験において尽力された卯田強博士に感謝する次第である。あわせて地質・土質研究のためのSZK孔実施に際してお世話下さった関係各位にお礼を申し上げます。以上

1987年1月11日

1. まえがき

近年、計算機の発達に伴い、土の構成式に関する研究も飛躍的に発展しつつある。たとえば、粘性土について見ると、従来、提案されている構成式の多くは、正規圧密粘性土に関するものであったが、最近では、過圧密粘性土の構成式に関する研究も増加しつつある¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。それらの多くは、弾塑性理論に基づいた非線型形の増分形構成式であり、計算機を用いることを前提としている。しかし、これら構成式による予測値と実測値との一致性は、各々の構成式に含まれるパラメータに依存するところが大きい。

筆者らは、これまでK₀過圧密粘性土の変形特性について発表してきたが⁵⁾、それらをモデル化する構成式は、かなり複雑なものとなり、含まれるパラメータの数も必然的に多くなる。そこで、本報告では、過圧密粘土の応力-ひずみ特性のモデル化の手始めとして、等方過圧密粘性土を対象に検討を加えようとするものである。すなわち、過圧密比=2の条件で等方過圧密後、各種応力経路で応力制御排水せん断試験を実施し、応力-ひずみ挙動を把握、検討した後、修正Cam-Clayモデルを過圧密粘性土に適用し得るように修正、提案したBanerjeeらのTransitional Yielding Model⁶⁾による計算値と実験結果との比較検討を行うものである。

2. 各種パラメータの表示方法

本報告で用いる応力パラメータは、平均有効主応力 p' 、偏差応力 q 、応力比 η であり、次式で定義される。

$$p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3 \quad ; \quad q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad ; \quad \eta = q / p'$$

σ'_a, σ'_r : 供試体軸方向および半径方向の有効主応力

ひずみパラメータは体積ひずみ v と偏差ひずみ ε であり、次式で表される。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad ; \quad \varepsilon = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) / 3$$

ここで、 ε_a および ε_r は、供試体軸方向および半径方向の主ひずみである。

過圧密比 OCR は、次式で示される。

$$OCR = (\sigma'_{a_0} / \sigma'_{a_n})$$

$\sigma'_{a_0}, \sigma'_{a_n}$: 圧密終了時および膨張終了時の供試体軸方向の有効主応力

3. 試料および実験

3-1 試料の物理的性質および供試体のセット方法

本実験で用いた試料は、市販の笠岡粘土（岡山県笠岡市産）であり、粉末状態の粘土に蒸留水を加え、泥水状態にし養生した。試料の物理的性質は、 $LL=62\%$ 、 $PI=25$ 、 $G_s=2.78$ である。なお、液性限界、塑性限界は、フォールコーン法⁷⁾により求めた。供試体は、泥水状態の粘土を十分攪拌した後、真空で予備圧密セルに導き 80kPa の鉛直応力で2週間予備圧密して得られた。

予備圧密後の粘性土を、水平方向に切り出し、直径 50mm 高さ 120mm の円柱供試体に成形し、供試体周面にはらせん状のスリットを付けたろ紙を巻き、吸排水を半径方向に強制した。その後、水中で厚さ 0.2mm のメンブレンを被せ三軸セルにセットした。また、供試体端面には、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置いた。

3-2 実験方法

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、軸変位量は、ひずみゲージ式変位変換器により、また側圧および間隙水圧は、ひずみゲージ式圧力変換器で測定した。なお、間隙水圧は供試体下端中央にて測定した。また、軸力制御には、ペロフラムシリンダーを、側圧の制御にはエアーレギュレータを用いた。

実験は、セット終了後の供試体に圧密開始時より 100kPa のバックプレッシャーを載荷し、 $\sigma'_v = 300\text{kPa}$ まで段階的に載荷した。その後、 $O.C.R = 2$ に相当する $\sigma'_v = 150\text{kPa}$ まで等方膨張を行った。

せん断は、等方膨張終了後、所定の応力点（図-1参照）まで、載荷時間間隔を24時間として段階的に載荷し、所定の応力点に達した後に変形の可逆成分を知る目的で24時間ごとにせん断原点まで除荷を行った。なお、試験期間を通して室温は、 $20^\circ\text{C} \pm 0.5^\circ\text{C}$ に制御された。

3-3 実験条件

図-1に示すように、 $p' = 300\text{kPa}$ (A点)まで等方圧密した後、 $O.C.R = 2$ に相当する $p' = 150\text{kPa}$ (B点)まで等方膨張した後の試料について、平均有効主応力一定圧縮・伸張試験(CPC, CPEテスト)、偏差応力一定試験(Cqテスト)、および応力増分比一定圧縮・伸張試験(CIRC, CIREテスト)の5種類の応力制御排水せん断試験を行った。

1) CPCテスト

$p' = \text{一定}(150\text{kPa})$ として、 q を増大させる試験(経路BC)

2) CPEテスト

$p' = \text{一定}(150\text{kPa})$ として、 q を減少させる試験(経路BD)

3) Cqテスト

$q = \text{一定}(0\text{kPa})$ として、 p' を増大させる試験、言い換えると等方再圧密試験(経路BA)

4) C I R C テスト

応力増分比が一定 ($\Delta q / \Delta p' = 1.73$) で p', q を共に増大させる試験で、膨張経路とせん断経路のなす角を 60° とする。(経路 B E)

5) C I R E テスト

応力増分比が一定 ($\Delta q / \Delta p' = -1.73$) で p' を増大、 q を減少させる試験で膨張経路とせん断経路のなす角を -60° とする。(経路 B F)

なお、図中の M_c および M_e は、等方圧密後の供試体を実施した圧縮および伸張非排水せん断試験より得られた破壊時の応力比である。また、全試験経路においてる紙自体の吸排水およびメンブレンからの透水を考慮して排水量の補正を行った。

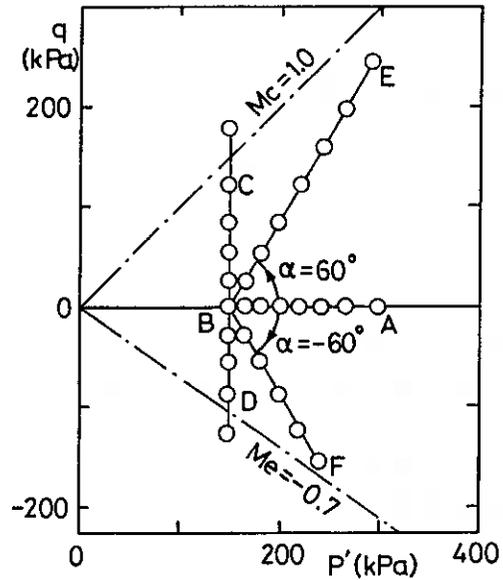


図 - 1 応力経路図

4. 応力-ひずみ式

本報告に用いる応力-ひずみ式は、Banerjeeらが提案した Transitional Yielding Model であり、これは、Modified Cam-Clay model を、過圧密粘性土に適用可能となるように修正したものである。しかし、Modified Cam-Clay model がそうであったように、等方圧密等方膨張状態の土を対象にしており、異方圧密履歴を受けた土に対しては、特に述べられていない。

モデルは、等方硬化則および関連流れ則の立場に立っており、降伏関数および塑性ポテンシャル関数は、Modified Cam-Clay model のそれと同じ形であり、次式で示される。

$$F = p + \frac{q^2}{p M^2} - p_{ci} = 0 \quad (1)$$

(1)式において、 p_{ci} は、過去に受けた最大の等方平均有効主応力であり、除荷中、現在の降伏曲面が縮小していくことを仮定したものである。この点は、Modified Cam-Clay model とは異なっており、さらに、除荷中、および再載荷中の降伏曲面の移動を説明するために、次式で示される二つの応力を用いている。

$$p_{is} = p + \frac{q^2}{p M^2} \quad \text{----- (2)}$$

$$p_{cd} = e \times p \left(\frac{e_1 - e_{is}}{\lambda_c} \right) \quad \text{----- (3)}$$

$$e_{is} = e - \kappa_u \ln \left(\frac{p_{is}}{p} \right) \quad \text{----- (4)}$$

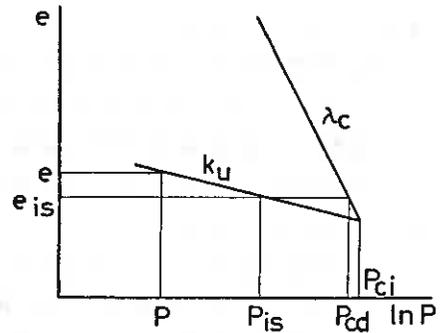


図-2 e - ln p

(2)、(3)および(4)式を $e - \ln p$ 平面で示すと、図-2のようになる。图中 p_{is} は、現在の応力状態 ($q \neq 0$) に対する等価等方圧力、 p_{cd} は等価等方正規圧密圧力であり、 e_{is} は、現在の応力状態に相当する降伏曲面上の等方応力状態の間隙比を表している。また、 λ_c は処女圧密時の圧縮指数、 κ_u は除荷および再載荷曲線の初期直線部分の傾きである。

硬化関数は、次式で示される。

$$H = \alpha \left(1 - \left(\frac{p_{is}}{p_{cd}} \right)^\gamma \right) + H_{cd} \quad \text{---- (5)}$$

α : $\alpha \gg H_{cd}$ となる任意の定数

γ : 処女載荷曲線に至るまでの再載荷中の降伏傾向を表す定数

(5)式中の H_{cd} は、等価等方正規圧密状態の硬化関数であり、

$$H_{cd} = \frac{\left(\frac{1+e}{\lambda_c - \kappa_u} \right) \left(1 - \frac{\eta^2}{M^2} \right) p_{ci}}{\left(1 - \frac{\eta^2}{M^2} \right)^2 + \left(\frac{2\eta}{M^2} \right)^2}$$

で示される。

また、除荷中の応力-ひずみ関係は、非線型弾性であると仮定し $e - \ln p$ 平面上の膨張係数 κ を

$$\kappa = \kappa_u \left(\frac{p_{ci}}{p_{is}} \right)^\beta \quad \text{----- (6)}$$

としている。(図-3参照) β : 土質定数
さらに、全ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ は、

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^o + d\varepsilon_{ij}^p \quad \text{----- (7)}$$

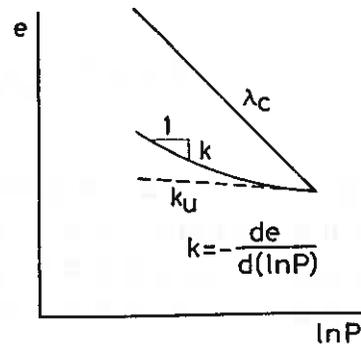


図-3 e - ln p

で示されるように、弾性成分と塑性成分の和で表されるとしている。

これらより、三軸条件における応力-ひずみ式は以下のようになる。

$$\begin{cases} d v = \left(\frac{1}{K_s} + B \left(1 - \frac{\eta^2}{M^2} \right)^2 \right) d p + B \left(1 - \frac{\eta^2}{M^2} \right) \left(\frac{2\eta}{M^2} \right) d q \\ d \varepsilon = B \left(1 - \frac{\eta^2}{M^2} \right) \left(\frac{2\eta}{M^2} \right) d p + \left(\frac{1}{3G} + B \left(\frac{2\eta}{M^2} \right)^2 \right) d q \end{cases}$$

ここで、

$$B = \frac{1}{H \left(\left(1 - \frac{\eta^2}{M^2} \right)^2 + \left(\frac{2\eta}{M^2} \right)^2 \right)}$$

5. 実験結果と計算値の比較

5-1 体積ひずみ-応力増分

図-4 (a)-(e)は、各応力経路で発生した体積ひずみ v と応力増分 $\Delta p'$ (または Δq) の関係を示したものである。図中の実線は、載荷時を、破線は除荷時をそれぞれ示し

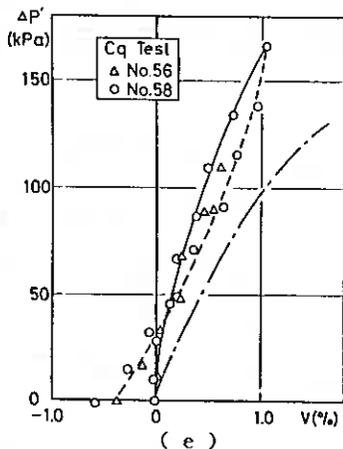
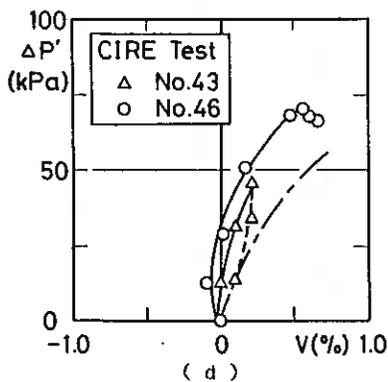
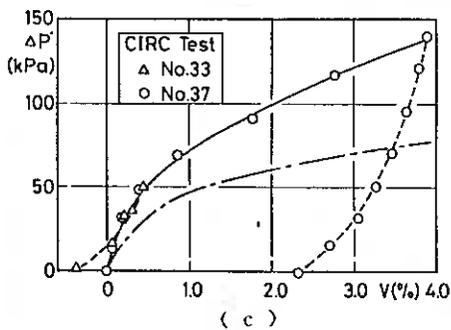
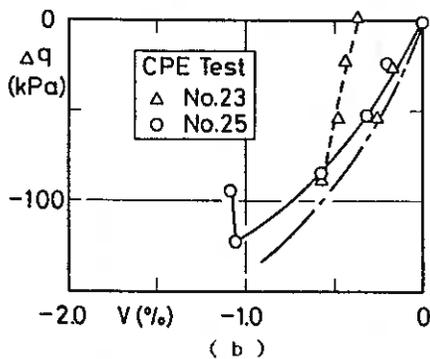
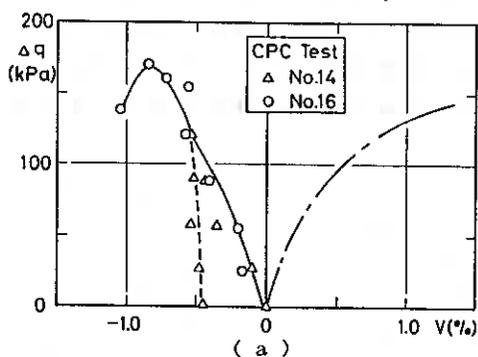


図-4 体積ひずみ-応力増分

ている。また、一点鎖線は、モデルによる予測曲線を表している。

図から明らかなように、応力レベルの小さい範囲内においては、体積ひずみの実測値は、ほぼ可逆的な挙動を示しており、応力レベルが大きくなると非可逆成分の発生が認められる。特に、CIRC試験では、その傾向が顕著に見られる。これは、載荷中に降伏が生じた、つまり、せん断経路中に初期降伏曲面が存在しているために非可逆成分が生じたと考えられる。

実験結果と予測曲線については、CPE試験を除いて一致しているとは言い難く、体積ひずみについては、このモデルでは表現しきれないようである。

5-2. せん断ひずみ-応力増分

図-5(a)-(e)には、各応力経路で発生したせん断ひずみ ϵ と応力増分 $\Delta p'$ (または Δq)の関係が示されている。図中の実線は載荷時、破線は除荷時、また、一点鎖線はモデルによる予測曲線を示している。

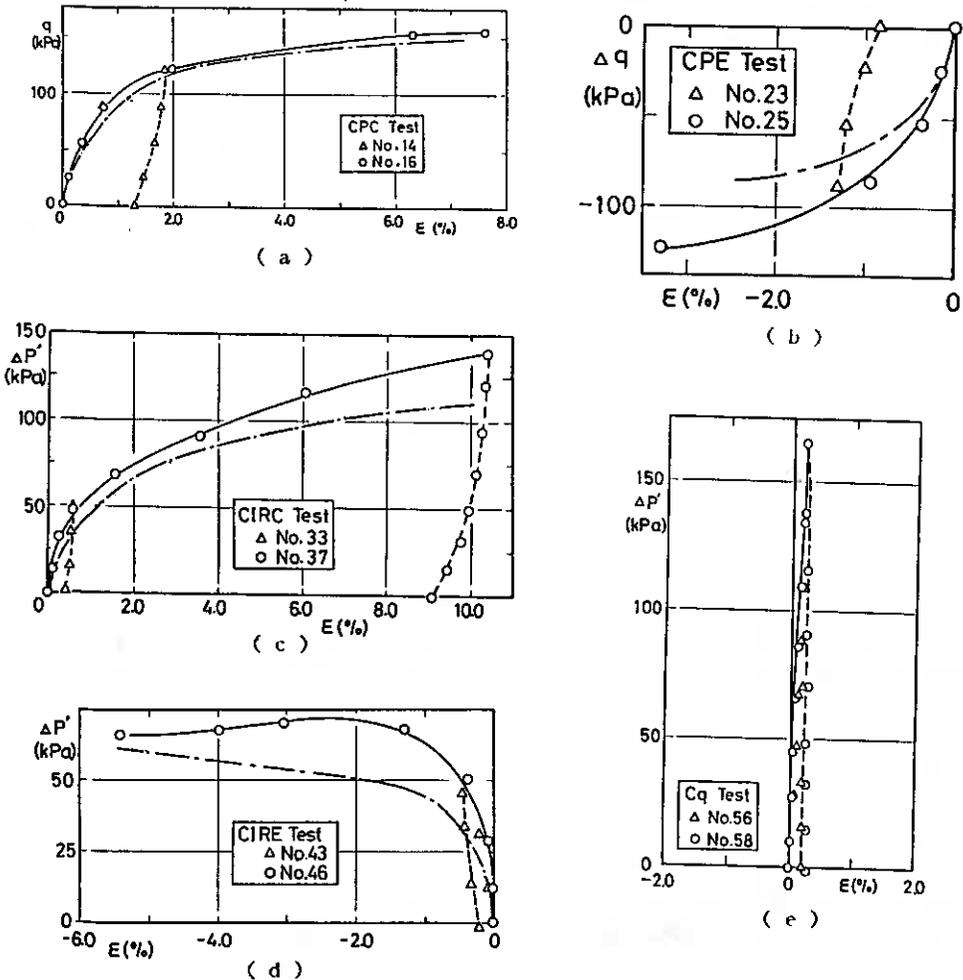


図-5 せん断ひずみ-応力増分

せん断ひずみの実測値には、ほとんどの経路で非可逆成分が見られる。これらの図から過圧密領域においても弾性的には挙動しないことが分かる。

実験結果と予測曲線を比較してみると、体積ひずみの場合に比べれば、良く応力-ひずみ挙動を表現しており、特にCPC試験では、実験結果と計算結果がほとんど一致しているのがわかる。

5-3. 土質パラメータ

本報告において用いられたTransitional Yielding Modelに使用されている土質パラメータは、 M 、 λ_c 、 κ_u 、 G （弾性係数）、 β 、 γ の計6つである。 M 、 λ_c 、 κ_u は、それぞれ、 $M_c = 1.0$ 、 $M_e = -0.7$ 、 $\lambda_c = 0.195$ 、 $\kappa_u = 0.038$ の値を用いた。また、弾性係数 G は、

$$G = \frac{q}{3\varepsilon^0}$$

で示されることから、各々の試験における G を応力-ひずみ関係から求め、平均して、 $G = 8.0 \times 10^3$ (kPa)なる値を得た。また、 β は、(6)式を

$$\beta = \ln \frac{\kappa}{\kappa_u} \bigg/ \ln \frac{p_{ci}}{p_{is}}$$

と変形することにより求められ、 $\beta = 0.001$ を得た。さて、最後に残る γ であるがこれについては、Banerjeeらの論文には具体的な求め方が述べられていない。そこで、筆者らは、フィッティングにより $\gamma = 0.03$ とした。さらに、(5)式に含まれる任意の定数 α は、Banerjeeらと同様に $\alpha = 200 p_{ci} / (\lambda_c - \kappa_u)$ なる式より求められ、 $\alpha = 3.8 \times 10^5$ とした。

以上より、土質パラメータについては、客観性を欠くものが含まれており、図-5でせん断ひずみ-応力増分関係の計算値は実測値と比較的よく合っているが、実際には、パラメータの取り方によって予測曲線と実験結果の一致性は、様々に変わり得るので、このモデルを論じるには、パラメータの客観的意義づけが必要である。

構成式の提案にあたっては、式中に含まれるパラメータの決定法についての実用上の観点からの十分な検討が必要と思われる。

6. まとめ

過圧密比2の条件で等方過圧密した粘土について、各種応力経路で排水せん断試験を行い、Banerjeeらの提案するモデルによる計算結果と比較することにより、以下の結論を得た。

- 1) 体積ひずみについてみると、小さな応力レベルで弾性的な挙動を示すが、大きな応力レベルでは、非可逆成分の発生が認められる。
- 2) せん断ひずみには、応力レベルによらず非可逆成分の発生が認められる。
- 3) Banerjeeらのモデルでは、体積ひずみの実験値をうまく表現することはできないが、選ばれたパラメータを用いると、せん断ひずみの発生状況を比較的良好

表現することができる。

7. あとがき

本報告における実験およびデータ整理にあたっては、本学4年目学生 高野 泰君に多大な協力を得た。ここに、記して謝意を表す。

<参考文献>

- 1) Mroz, Z., et al. : Application of anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils, Geotechnique Vol.29, No.1, 1979
- 2) Pender, M. J. : A model for the behaviour of overconsolidated soil, Geotechnique Vol.28, No.1, 1978
- 3) Roscoe & Burland : On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, 1968
- 4) 足立・西 : 過圧密粘性土の構成式, 京大防災研年報, 第19号B, 1976
- 5) 三田地・木幡・川田: K_0 過圧密粘性土の変形特性(第2報), 第21回土質工学研究発表会講演集, 1986
- 6) Banerjee, S., et al.: Transitional Yielding Model for Clay, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No.2, 1986
- 7) 北郷・佐藤 : 液性塑性両限界の同時測定法に関する研究(第5報) 土と基礎, Vol.18, No.6, 1970

北海道大学 工学部 ○小田 美明
北海道大学 工学部 三田地 利之

1 まえがき

粘性土の時間依存性挙動として、非排水せん断強度の時間依存性、非排水クリープ特性、応力緩和特性、二次圧縮、排水クリープ特性およびAging等が挙げられる。

1960年代後半から、これらの問題に関する研究が多くなされている。最近では、粘性土の時間依存性挙動を説明する事のできる弾粘塑性モデルが幾つか提案されている。

しかし、せん断中に生じる間隙水圧の時間依存性に関しての統一的な解釈はなされていないようである。

例えば、間隙水圧はひずみ速度に依存せず軸ひずみのみに依存するという報告がある。この場合、 $p-q$ 面上に描いた有効応力経路上の等ひずみ線は、全応力経路に平行になる($p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$)。また、等ひずみ線は原点を通る直線になるという報告もある一方で、 Lo^5 は理論上、縦軸に平行な直線になるとしている。通常これらのひずみ速度効果に関する実験は、定ひずみ速度試験で実施されている。

本報告では、定ひずみ速度試験と応力増加速度一定試験および非排水クリープ試験を実施し、これらの実験結果を参考に、ひずみ速度と間隙水圧の関係に考察を加えた。

2 試料および実験

2-1 試料

本実験で用いた試料は、市販の笠岡粘土である。その物理的性質を表-1に示す。この粉末粘土に含水比が液性限界の約2倍になるように蒸留水を加え泥水状にし、2～3時間ミキサーで攪拌したのち、80kPaの鉛直応力で2週間一次元圧密したものを実験に用いた。

2-2 実験装置

実験装置は、通常の軸対称三軸圧縮試験装置を用い、100kPaのバックプレッシャーを圧密時から載荷し、間隙水圧は、供試体下端中央部で圧力変換器により測定した。また、軸力の測定は、三軸セル内にセットしたロードセルで行い、供試体を包むメンブレンは後述の透水性の問題を考慮し2枚とした。

0.01%/min以下のひずみ速度の制御には、ひずみ速度制御装置⁹⁾を用いた。

表-1 試料の物理的性質

液性限界	$w_L = 61.6\%$
塑性限界	$w_p = 36.6\%$
塑性指数	$I_p = 25.0$
粒度分布	砂分 18%
	シルト分 37%
	粘土分 45%
活性度	$A_c = 0.80$

実験は、すべて、 $20 \pm 0.5^\circ\text{C}$ の恒温室内で行われた。

2-3 実験の種類

実験は、すべて300kPaの等方応力で圧密したのち非排水条件でせん断を実施した。

(1) 定ひずみ速度試験および定応力速度試験

定ひずみ速度試験は、表-2に示すような5種類のひずみ速度で行った。表中のせん断時間は、軸差応力最大点までに要した時間である。

応力増加速度を一定に保つ試験は次のように行った。すなわち、上記の定ひずみ速度試験の15%ひずみにおける軸差応力をそれまでに要したせん断時間で除して応力増加速度を算定し、この速度になるように応力を11~14段階に分けて載荷した(応力速度および載荷間隔は表-2参照)。以下、これを定応力速度試験と呼ぶ。

(2) 非排水クリープ試験

応力速度0.59kPa/minの応力制御方式で段階的に所定の軸差応力まで載荷し、その状態を保つ非排水クリープ試験を実施した。クリープ応力は、0.051%/minのひずみ速度で得られる強度のそれぞれ25,55,65,80%とした。

表-2 実験の種類

定ひずみ速度試験			定応力速度試験			
実験番号	ひずみ速度 (%/min)	せん断時間 (min)	実験番号	応力速度 (kPa/min)	載荷間隔 (min)	せん断時間 (min)
01	0.10	114	11	1.5	10	112
02	0.051	199	12	0.59	25	334
03	0.0098	1223	13	0.17	120	1323
04	0.0034	2867	14	0.048	360	3920
05	0.0019	5722	15	0.031	720	7242

3 メンブレンの透水性

粘性土を対象とした三軸試験の場合、筆者らの研究室では、三軸セル内の側液として、ゴム膜の透気性を考慮して、グリセリンを用いている。しかし、グリセリンを用いた場合、供試体側から側液方向にゴム膜を介して水が浸透することが知られている。排水試験の場合は、実測された排水量に透水量を加えることにより補正することができる。しかし、非排水試験の場合には、この透水量が測定される間隙水圧に影響を及ぼすため、補正は困難であると考えられる。今回の実験のように長期間非排水条件を保つためには、このゴム膜の透水性の問題を無視することはできない。

したがって、本実験に先立ち側液のグリセリンの濃度を変えゴム膜の透水性を確認するためダミー供試体を用いて実験を実施した。長期間のためゴム膜は2枚重ねとした。この実験の結果を図-1に示す。透水量 $V(\text{cm}^3)$ の符号は、側液方向から供試体方向を正とした。また、グリセリンの濃度は、質量百分率で示している。図中の実線は、一昨年度の実験から得られた平均値⁹⁾である。この図からわかるように、

グリセリン原液を用いた場合、ゴム膜を2枚重ねることにより透水量を約2/3に減少させることができる。また、グリセリンの濃度の低いほうが初期の浸透量が少なくなることがわかる。

しかし、約50%の濃度では、1週間程度で側液方向から供試体方向へ浸透することがわかった。約80%の濃度では、10000

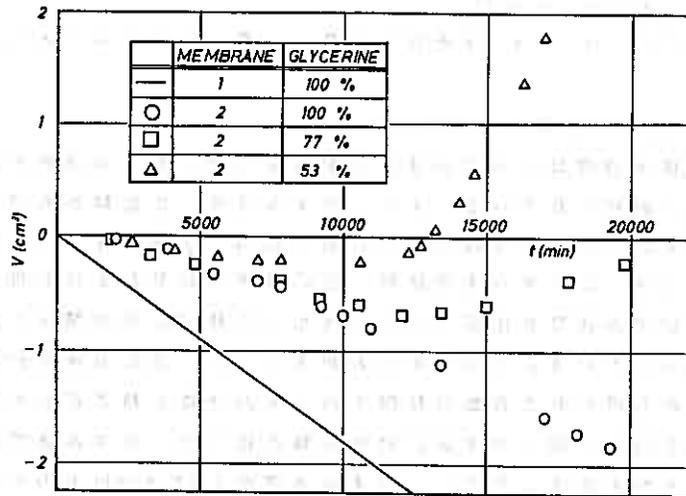


図-1 ゴム膜の透水性

分から15000分までの範囲では、浸透圧による供試体方向から側液方向への浸透量とゴム膜の劣化による側液方向から供試体方向への浸透量の和がゼロになることがわかる。また、側液として透水性のあるグリセリンより脱気水を用いたほうがよいという報告もあるが、今回の実験では、脱気水を用いた場合、実験開始から数日程度で側液方向から供試体方向に向かってかなりの水が浸透することがわかった。この期間は、ゴム膜が1枚の場合も2枚の場合もほとんど差がなかった。

これらの結果から本実験では、段階的に圧密圧力を載荷する関係上、等方圧密に6日間程度要し、その後が非排水せん断過程となるため、7日から10日までの間、非排水条件を満たすと考えられる約80%の濃度のグリセリン溶液を用いることにした。ただし、せん断期間の短いもの(4000分以下)には、グリセリン原液を用いた。

4 実験結果および考察

4-1 応力、ひずみパラメータ

実験結果の整理に用いた応力、ひずみパラメータは以下の通りである。

(1) 応力パラメータ

a. 平均有効主応力

$$p' = (\sigma_i + 2\sigma_s) / 3 \quad (1)$$

b. 軸差応力

$$q = \sigma_i - \sigma_s \quad (2)$$

ここで、 σ_i 、 σ_s はそれぞれ最大、最小有効主応力である。

(2) ひずみパラメータ

a. 体積ひずみ

$$v = \epsilon_i + 2\epsilon_s \quad (3)$$

b. せん断ひずみ

$$\varepsilon = \varepsilon_1 - \nu / 3$$

(4)

ここで、 ε_1 、 ε_3 はそれぞれ最大、最小主ひずみである。符号は圧縮を正とする。

4-2 ひずみ速度と軸差応力の関係

非排水強度は、ひずみ速度の影響を受け、ひずみ速度が速いほど強度は大きくなるということが知られている。また、ひずみ速度一定試験から得られた同一ひずみに対する軸差応力は、ひずみ速度の対数に比例して増加することが報告されている。

図-2は、定ひずみ速度試験、定応力速度試験および非排水クリープ試験から得られたひずみ速度と圧密圧力で正規化した軸差応力の関係を軸ひずみをパラメータとして示している。この図からわかるように、定応力速度試験および非排水クリープ試験から得られた各載荷段階でのひずみ速度と軸差応力の関係も定ひずみ速度試験結果と同様に同一ひずみに対する軸差応力は、ひずみ速度の対数に比例して増加することがわかる。ただし、ひずみ速度が0.1%/min以上のものについては、多少異なった挙動を示す。これは、端面摩擦により供試体の変形が一様でないためと考えられる。

また、この勾配は、軸ひずみの小さい方が大きいことがわかる。すなわち、応力～ひずみ関係に及ぼすひずみ速度の影響は、変形初期の方が大きいということになる。しかし、赤井ら¹⁾は、各種ひずみ速度でひずみ速度一定試験を実施し、軸ひずみが大きくなるにしたがってこの勾配が大きくなり、あるひずみ以上ではこの勾配が一定になることを報告している。今回の実験結果のみから同一ひずみでの軸差応力とひずみ速度の関係について結論を出すには不十分であると考えられる。したがって、今後は、固定する軸ひずみの大きさおよびそれまでの軸差応力の載荷方法を変えた応力緩和試験を実施し、この問題に関し検討を加えたい。

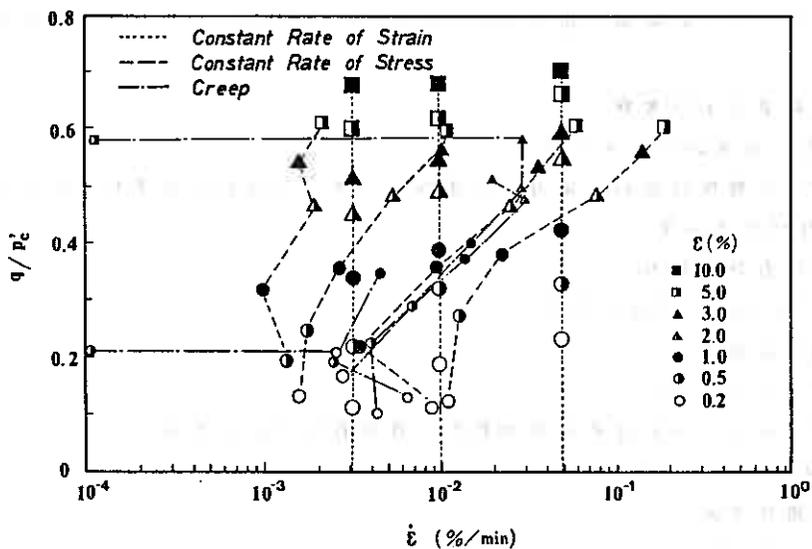


図-2 軸差応力-ひずみ速度関係

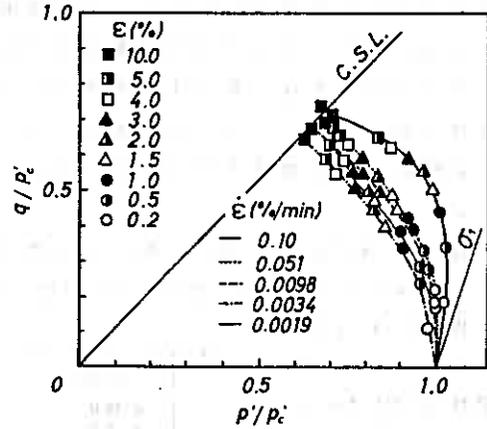
4-3 ひずみ速度と間隙水圧の関係

各種ひずみ速度でせん断した場合生じる間隙水圧は、そのひずみ速度に依存せず軸ひずみのみに依存することが報告¹⁾されている。この場合、 $p-q$ 面上に描いた有効応力経路上の等ひずみ線は、最大主応力軸方向すなわち全応力経路に平行になる。また、等ひずみ線は、異なった圧力で圧密されせん断された場合と同様、原点を通る直線になるという報告²⁾もある。一方、Lowe³⁾は理論上、間隙水圧の塑性成分すなわちダイレイタンスによる間隙水圧は、軸ひずみのみの関数となるとしている。この場合、等ひずみ線は、縦軸に平行な直線になる。

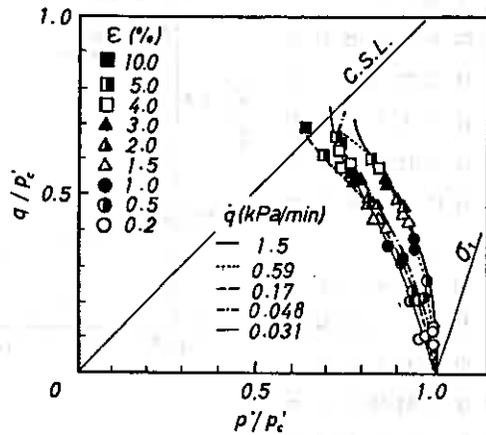
これらのひずみ速度効果に関する実験は、すべてひずみ制御試験で実施されている。今回の実験では、定ひずみ速度試験のみならず、定応力速度試験および非排水クリープ試験を実施している。これらの実験結果からひずみ速度と間隙水圧の関係を考察してみる。

図-3 (a), (b), (c)は、それぞれ定ひずみ速度試験、定応力速度試験および非排水クリープ試験から得られた有効応力経路を軸ひずみをパラメータとして示している。図-3 (a)から分かるようにひずみ速度が、 $0.1\%/min$ のものは、他の速度とちがった挙動を示している。これは、ひずみ速度が速過ぎるため供試体内の間隙水圧が均一にならないためと考えられる。このことは同じ粘土を用いて間隙水圧を中央部でも測定した試験結果⁴⁾からも明らかである。したがって、以下の考察にはこのデータは考えないこととする。

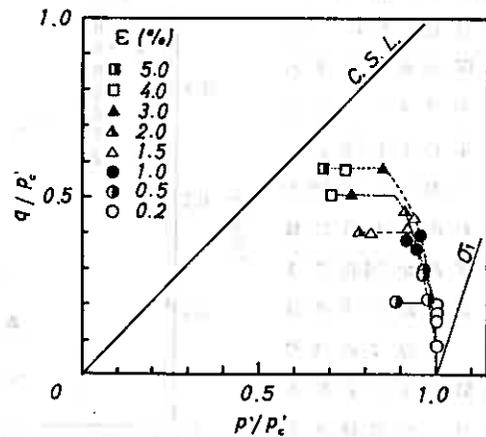
これらの有効応力経路に等ひずみ線を描いた場合、定ひずみ速度試験では、



(a) 定ひずみ速度試験



(b) 定応力速度試験



(c) 非排水クリープ試験

図-3 有効応力経路

最大主応力方向に平行な直線として表せようである。また、定応力速度試験および非排水クリープ試験では、最大主応力方向に平行な直線で表せない。これらの図から、ひずみ速度と間隙水圧の関係の説明することはできない。

次に図-4に示すように非排水せん断試験により発生した間隙水圧増分 (Δu_s) は σ_1 が指摘したように弾性成分 ($\Delta u_{s,e}$) と塑性成分 ($\Delta u_{s,p}$) との和で表せると考える。ここで、間隙水圧の弾性成分は平均主応力増分によるもの、塑性成分は軸差応力増分によるものとする。

図-5 (a), (b) はそれぞれ各試験から得られたひずみ速度と間隙水圧増分 (Δu_s) および間隙水圧増分の塑性成分 ($\Delta u_{s,p}$) との関係を経ひずみをパラメータとして示している。

この2つの図からわかるように軸ひずみが1%程度までは定応力速度試験、定ひずみ速度試験および非排水クリープ試験から得られた実験結果は軸差応力の載荷条件によらず、同

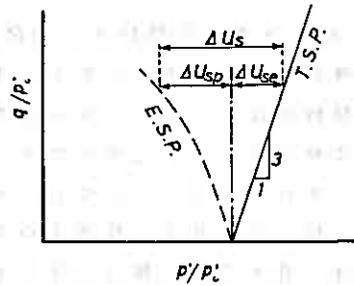
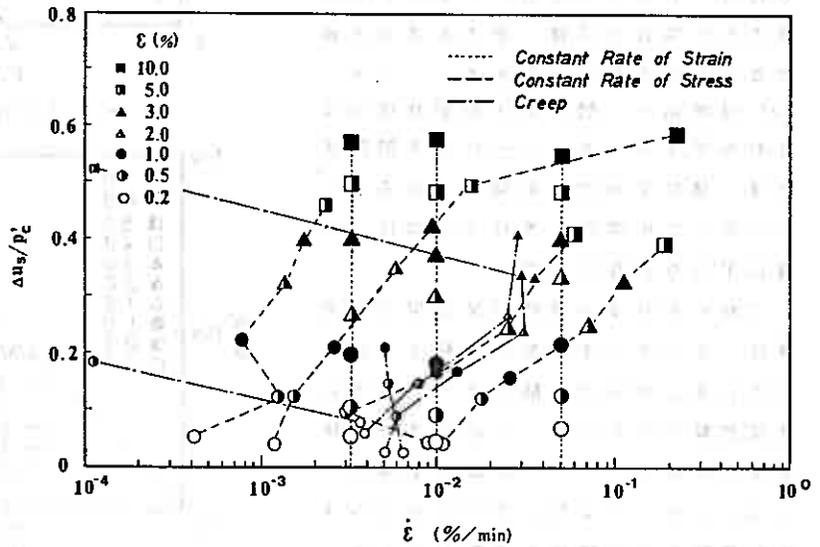
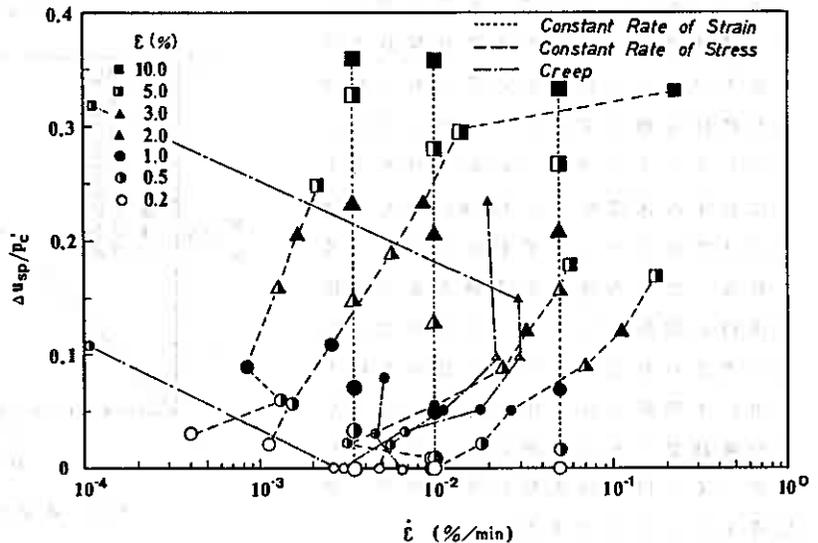


図-4 間隙水圧増分



(a) 全間隙水圧



(b) 間隙水圧の塑性成分

図-5 間隙水圧-ひずみ速度関係

じような挙動を示すが、それ以上の軸ひずみにおいては、載荷条件により多少異なった挙動を示す。また、ひずみ速度が 0.05%/min 以上では、多少挙動が異なる。これは、供試体内の間隙水圧分布の不均一性によるものと考えられる。通常室内実験に用いられる粘土は、このひずみ速度以上でせん断されているものが多い。しかし、今回用いた笠岡粘土の透水係数は、通常用いられているものよりかなり小さかった ($k=10^{-7} \sim 10^{-10} \text{ cm/s}$)。したがって、笠岡粘土は 0.05%/min 以下のひずみ速度でなければ供試体内の間隙水圧分布が一様にならないと考えられる。

以下の考察には、3種の試験結果が同様な挙動を示す範囲内に限定する。

図-5 (a) からわかるように、軸ひずみが 0.5% 程度までは、間隙水圧はひずみ速度の影響を受けないと言える。それ以上のひずみでは、同一軸ひずみにおいてひずみ速度が遅い方が間隙水圧が大きくなるといえそうである。また、図-5 (b) から間隙水圧の塑性成分とひずみ速度の関係は、同一軸ひずみにおいてひずみ速度の遅い方が間隙水圧の塑性成分が大きくなることがわかる。

間隙水圧の弾性成分は、次式で表すことができる。

$$\Delta u_{e} = (q / p_v) / 3 \quad (5)$$

したがって、間隙水圧の弾性成分とひずみ速度の関係は、図-2 と同様な傾向になることがわかる。

図-2 と図-5 (b) から、同一軸ひずみにおいてひずみ速度と間隙水圧の各成分との関係は、弾性成分ではひずみ速度の大きい方が、塑性成分ではひずみ速度の小さい方が間隙水圧が大きくなるということがわかった。

以上の実験結果は、間隙水圧は、ひずみ速度に依存せず、軸ひずみのみの関数となるとした赤井ら¹⁾の実験結果と異なる。また、せん断により発生する間隙水圧の塑性成分は、軸ひずみのみの関数となるという¹⁾の考えとも異なる結果となった。

今回の実験結果からだけでは、ひずみ速度と間隙水圧の関係について、十分な考察ができなかった。ひずみ速度がゼロで、軸ひずみが一定である応力緩和試験を実施し、軸差応力とひずみ速度の関係およびせん断中に発生する間隙水圧とひずみ速度との関係が軸差応力の載荷方法に影響されるか否かを検討してみたい。

5 あとがき

定ひずみ速度試験、定応力速度試験および非排水クリープ試験から得られた間隙水圧とひずみ速度の関係を考察したが、今までの定ひずみ速度試験の実験結果のみで論じられているものと異なった結果が得られた。今回の実験結果のみでは、ひずみ速度と軸差応力あるいは間隙水圧との関係を論じることができないが、応力緩和試験等を実施し統一的に論じることができると考えたい。

本報告は、本学4年目学生 小山内幸夫、樺澤孝人両君の卒業論文のために行われた実験の一部をとりまとめたものであり、実験の実施およびデータの整理にあたっては、両君ならびに工藤 豊技官に負うところが大きい。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- (1) T.Adachi,F.Oka & M.Mimura ; Descriptive accuracy of several existing constitutive models for normally consolidated clays, Proc.5th ICONHIG, Nagoya,pp.259-266,1985
- (2) T.Matsui & N.Abe ; Elasto/viscoplastic constitutive equation of normally consolidated clays based on flow surface theory, Proc.5th ICONHIG Nagoya,pp.407-414,1985
- (3) 赤井 浩一・足立 紀尚・安藤 信夫；飽和粘性土の応力-ひずみ-時間関係，土木学会論文報告集，第225号，pp.53-61,1974
- (4) 柳沢 栄司；設計における土の c, ϕ の考え方(3.室内試験方法)，土と基礎，Vol.32, No.7, pp.77-83, 1984
- (5) K.Y.Lo;The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays.Canadian geotechnical Journal,Vol.6, No.4, pp.383-412,1969
- (6) 梅田 雅司・中西 由一；粘性土のダイレイタンス特性に及ぼす時間効果について，昭和54年度 北海道大学 学七論文，1979
- (7) 岡 二三生；三軸試験におけるゴム膜の透水、透気性，土と基礎，Vol.17, No.7, pp.67,1983
- (8) 三田地 利之・成田 孝；三軸試験の体積変化測定に及ぼす紙の圧縮性およびゴム膜の透水性の影響，第21回土質工学研究発表講演集，2-1, pp.467-470,1985
- (9) 佐野 信房・岩淵 祐一；飽和粘土供試体の中央部における間隙水圧測定，土質工学会北海道支部技術報告集，第25号，pp127-136,1985

1. まえがき

著者らはこれまで間隙水圧を推測する方法について研究を進めている。軸対称三軸試験装置を用い、側圧一定・軸力増加・圧縮条件のデータを収集し検討を積み重ねて来た。今回新たに平均主応力一定条件(軸力増加、側圧減少)による圧縮試験を行ない、間隙水圧の発生状況を観察した。平均主応力 σ_m 増加と平均主応力一定両条件の間隙水圧を比較するためには、全過剰間隙水圧 Δu のままでは不適当であり、 Lo の考えかたによる塑性間隙水圧 Δu_{sp} を採用しなければならない。そのため、これまで検討してきたデータもあらためて塑性間隙水圧の面からながめ直し、せん断時の応力条件の違い、すなわち全応力経路の違いが塑性間隙水圧の発生にいかなる影響を及ぼすかについて検討を加えた。

2. 間隙水圧変化の表現

Terzaghi(テルザギ)が間隙水圧をとらえ有効応力の考え方を創出して以来、有効応力理論に基づいて地盤の挙動を説明することが広く行なわれ、載荷によって発生する間隙水圧を推測する方法がいろいろ提案されている。

$Lo(u)$ によると間隙水圧を推測する方法は応力の変化に関して表現する「応力理論」と、応力の変化ではなく変形すなわちひずみによって表示しようとする「ひずみ理論」に二大別できる¹⁾。

Skempton(スキンプトン)は主応力の増大によって間隙水圧変化を表現する²⁾「応力理論」の創始者であるとみなせよう。(1)式は、周知のようにA、B2個の間隙圧パラメーターを使用する。Bは飽和度、Aはひずみ、応力履歴、応力載荷方法、土質に依存している。応力が単調に増加する場合に成立する。簡便で明解であるので、広く利用されている。この考え方を一般応力状態の三主応力を考慮できるものとして(2)式のように拡張した。

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (1)$$

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + a \left[(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (2)$$

Henkel(ヘンケル)とWade(ウェイド)は(2)式と相似の一般応力状態用の表現式を提案した。

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + \frac{a}{3} \Delta \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (3)$$

Badillo(バディロ)は八面体応力 τ_{oct} と圧密応力の関数により2個の係数 α 、 β を用いて間隙水圧を表現できるとしている³⁾。

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + \alpha \sigma_c \left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} \right)^\beta \quad (4)$$

β は正であり、 α は1と0の間にある。(4)式は大ひずみにおいて一致するが小ひず

みにおける挙動を表現していない。(4)式を書き直すと

$$\Delta u - \Delta \sigma_m = \alpha \sigma_o (\tau_{oos} / \sigma_{os})^\beta \quad (5)$$

となり、左辺は後述する L_0 の唱える塑性間隙水圧であるから、(4)式右辺第2項が塑性間隙水圧成分ということになる。

柴田・軽部は同じく八面体応力を用いての表示式を提案した⁴⁾。

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + D \Delta \tau_{oos} / C \quad (6)$$

$$(\Delta u - \Delta \sigma_m) / \sigma_m' = (D/C) (\Delta \tau_{oos} / \sigma_m') \quad (7)$$

係数はC、Dの2個でCは圧縮係数、Dはダイレクンシー係数である。係数Dを試験結果より決定するには(7)式を利用する。正規化のために用いる数値は発表当時の関連論文を参考にしてせん断中の有効平均主応力 σ_m' と判断した。正規圧密土の場合、中間主応力、初期含水比によらず塑性間隙水圧は八面体せん断応力 $\Delta \tau_{oos}$ とユニークな関係を示し、ある $\Delta \tau_{oos}$ 値以下ではダイレクンシーは零になると報告している。

L_0 は軸ひずみによって間隙水圧変化を表現する「ひずみ理論」を提唱している。文献5)において、繰返し載荷三軸試験結果によると、間隙水圧は最大主ひずみ(この場合鉛直軸ひずみ)とユニークの関係を有し、応力経路や繰返し回数に依存しないことを報告している。さらに文献1)では間隙水圧(塑性成分)がひずみの関数で表わされることの正当性を数学的に提示し、その最大値は載荷応力系、せん断速度、応力経路に左右されないと予測した。

$$\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_s \quad (8)$$

$$= \Delta u_e + \Delta u_{es} + \Delta u_{ep} \quad (9)$$

$$= \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_m + \Delta u_{ep} \quad (10)$$

$$\frac{\sigma_s - \sigma_a}{p} = \left(\frac{\sigma_s'}{\sigma_a'} - 1 \right) \left[1 - \left(1 - K + \frac{\Delta u_s}{p} \right) \right] \quad (11)$$

ここに添字aは等方応力条件、sはせん断、eは弾性成分、pは塑性成分を表わす。記号Kは静止土圧係数、pは圧密応力で、 σ_{ro}' と同値である。

(8)式は、間隙水圧は等方応力の変化による成分とせん断に伴って発生する成分があることを表わし、(9)式はせん断による間隙水圧は、弾性成分と塑性成分に二分できることを意味する。弾性成分は平均主応力の変分とみなす時(10)式が得られ、この式を書きかえて塑性間隙水圧が算出される。(11)式は正規化偏差応力を推定するために導かれた式で、右辺最後の部分の $1 - K + \Delta u_s / p$ を間隙圧比と名づけた。

ひずみ速度0.021%/分の圧縮試験において、間隙圧比と主ひずみの関係は圧密応力によらず全くユニークになる。平面ひずみの場合にも圧密応力の影響を受けていない。このことは正規化現象として一般的に使用されている手法の根源である。異

方圧密試料での間隙圧比とひずみ曲線は等方圧密試料の曲線より少し高いが、構造が異なるからと考えている。しかしながら、堆積中の環境、応力によって発達した本質的異方性は、間隙圧には現われるが、間隙圧比には現われず影響しない。中間主応力については、塑性間隙水圧に関する間隙圧比をひずみとプロットすると、異方圧密試験CAUと平面ひずみとでユニークになる。ひずみ速度の効果については0.021%/分～0.0015%/分の範囲について調べ、減速時のものがひずみ1～8%間でやや高くなるものの、8～10%以降において同一値に収れんする。従って影響はないとみている。さらに、供試体中央位に挿入した圧力変換器と底面にて測定した水圧とが、實際上差異がないことも報告している。

3. 試料土と試験方法

岡山県笠岡産の市販粘土を蒸留水と混合し、再圧密する。圧密応力は75kPa、圧密期間は15～42日である。試料土の性質は1985年度測定値によると、液性限界57.9%、塑性限界36.8%、塑性指数21.1%、比重2.699、粘土分62%、シルト分36%、砂分2%、日本統一土質分類CHに相当する低塑性土である。数年間のデータであるため、液性限界や比重等は年度により少しは異なっているが、同一とみなすことができる程度である。

試験方法は軸対称三軸試験装置による等方圧密非排水圧縮(CIU)である。供試体寸法は直径5cm、高さ12cm、上下両端面はグリース塗布のゴム膜を敷き、さらに独立のディスクを下端におき、端部拘束の影響を軽減している。供試体側面にろ紙を巻付け、半径方向にのみ排水を許している。せん断は一定速度で鉛直変位を与えるひずみ制御を採用した。

Uシリーズ:標準的載荷条件を採用した。側圧を一定に保持したまま鉛直変位を与え偏差応力が増加してゆく。平均主応力が増大する。圧密応力は100, 200, 300, 400kPaの4種、変形速度は $10^0, 10^{-1}, 10^{-2}, 10^{-3}$ mm/分の4種とした。供試体下端にて間隙水圧を計測している。

Pシリーズ:供試体中央位に小型間隙水圧計(7"ロー7")を接触させ、供試体中央位の間隙水圧 u_c を計測する以外は標準的圧縮試験とする。検討するのは圧密応力100, 200kPa2種類、変形速度 $10^0, 10^{-1}, 10^{-2}$ mm/分の3種類である。供試体下端面での間隙水圧値 u_b も測定されている。小型間隙水圧計の寸法、性能、使用法等については文献6)に詳細を報告している。

Mシリーズ:圧密中は側圧 σ_r を一定に保持する。圧密終了後、平均主応力 σ_m を一定にして圧縮せん断する。鉛直方向に定速度で変位を加えることにより偏差応力 σ_d が供試体に作用する。側圧を $\Delta\sigma_d/3$ だけ減少させることにより、平均主応力の増分 $\Delta\sigma_m$ は零となり σ_m 一定が達成される。平均主応力は200, 300, 400, 500kPaの4種である。背圧が100kPa負荷されているので圧密応力は100, 200, 300, 400kPaとなる。変形速度は 10^{-2} mm/分

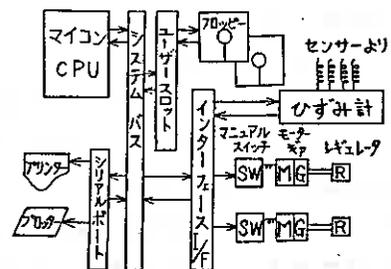


図1 三軸試験制御測定システム

種類であり、間隙水圧は供試体下端のみの測定である。文献7)により、下端面(底面値)間隙水圧は 10^{-2} mm/分の変形速度下においてほぼ供試体内部の間隙水圧を正しく表現していると考えられる。

平均主応力を一定に保つMシリーズにおける計測、側圧制御、記録はすべてマイクロコンピュータにより実施した。そのシステムを図1に示す。マイコンはひずみ計に測定を命じ、測定結果を受領、演算し、平均主応力の初期値よりのずれを計算し、応力制御機構のモータを正転あるいは逆転させ応力調整弁をまわし、側圧を上昇させたりあるいは下降させたりする。応力調整弁は5kPa/分の早さとしている。調整頻度はひずみ1%まで1分間隔、3%まで2分間隔、3%以降4分間隔としている。記録頻度は調整6回につき1度とした。応力制御機構、そのデータ収集、等の詳細は文献8)、9)、10)にあるので、本報告ではこの程度としておく。

4. 試験結果と考察

4.1 塑性間隙水圧と軸ひずみの関係

(1) 側面値と底面値との比較

Pシリーズのデータにより、側面値と底面値とを比較してみる。図2は圧密応力 $\sigma'_{rc}=100$ kPaの3例を示している。変形速度が 10^0 mm/分の場合には、両者はあまり大きくは違わず、圧密応力100kPaの事例では、かなり似通った発生の仕方を示している。せん断開始直後においては側面値の方が底面値より極小値が低く傾きが急で速やかに増勢に転じている。200kPaの事例においては(図示していない)両測定値の違いは特に大きくなってはいるが、傾向は100kPaの場合と同じく、極小値は側面の場合の方が下位となっている。

変形速度が 10^{-1} mm/分の場合には、大きな違いが現われている。側面値はわずかに正のダイランシーを示すのみで、大部分の領域で負のダイランシーを示す。100kPaの事例において、増加率は特に大きく、ひずみが3%までに塑性間隙水圧のほとんどが発生してしまっている。ひずみが大きくなり、12%に到達すると両者の値は同一値となり、供試体内の間隙水圧変化がおさまり、ようやく均一化したことがうかがえる。

変形速度が 10^{-2} mm/分では終始同一値と見なすことができる。正のダイランシーはほんのわずかの大きさであること、ひずみが0.2%あるいは0.3%の低い範囲のみであることに特徴がある。「正規圧密土では負のダイランシーが発生する」と一般に認められているが、このデータはこのことを支持している。

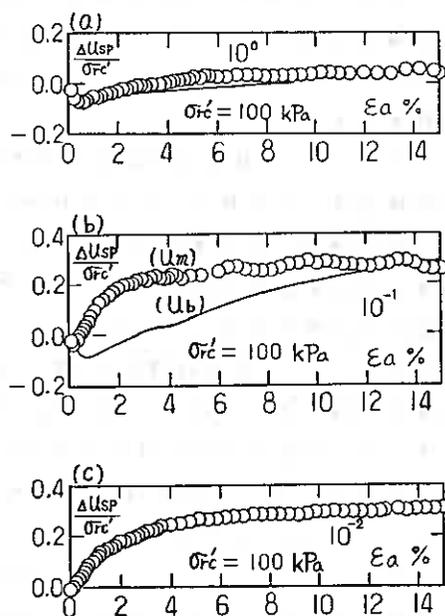


図2 $\Delta u_{sp}/\sigma'_{rc} \sim \epsilon_a$
測定位置による比較

(2) 変形速度の影響

塑性間隙水圧の発生が変形速度によってどのように影響されるかについて、Pシリーズ $\sigma_{rc}'=100\text{kPa}$ の事例を図3に示す。圧密応力 100kPa , 200kPa いずれの事例においても、 10^{-2}mm/分 における曲線は良く一致しており、本試料は正規化挙動を示す粘土であって、均一化した状態ではすべて実線の形状を示すものとみられる。遅い変形速度になればなるほど正の値になること、圧密応力の低い場合には中速で一致することから上記のように判断される。従ってこの速度範囲については変形速度によってダイランシーの発生に違いがあるのではなく、供試体内の応力、変形が不均一でかつ測定位置が不適切であるので正のダイランシーがあるかの如くの挙動がみられるのであって、拘束の無い自由なせん断領域におけるダイランシーは負であると言える。

次いで、側面における間隙水圧測定を伴わない通常の三軸圧縮試験結果(Uシリーズ)について検討してみる。 $\sigma_{rc}'=100, 400\text{kPa}$ の場合を図4に示す。圧密応力 $100, 200\text{kPa}$ については前述Pシリーズの場合と同じく $10^0, 10^{-1}\text{mm/分}$ ではせん断初期に見かけ上正のダイランシーが発生している。しかし、 $300, 400\text{kPa}$ については 10^{-2}mm/分 というかなり遅い変形速度であるにも拘らず、正のダイランシーがみられ、底面の間隙水圧は供試体内の不均一の反映と見なされる。

P、U両シリーズの試験結果の比較において、速やかに負のダイランシーを提示する事例の曲線はほとんど一致している。プローブ設置の影響は小さく、この現象はいつも発生する普遍的現象と言えよう。

(3) 圧密応力の影響

Uシリーズ試験結果によると、 10^0mm/分 の場合 $\sigma_{rc}'=100\text{kPa}$ の事例を除いて、正のダイランシーが大きく発生しているようにみられる。代表として、速度 $10^0, 10^{-2}\text{mm/分}$ の場合を図5に示す。

10^{-1}mm/分 の場合、 $\sigma_{rc}'=100\text{kPa}$ の事例で正のダイランシーが少しみられるが

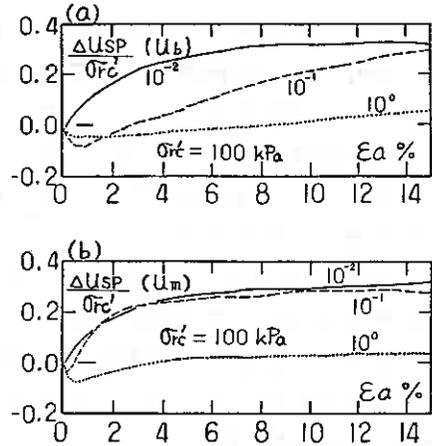


図3 $\Delta u_{sp}/\sigma_{rc}' \sim \epsilon_a$
変形速度の影響 (Pシリーズ)

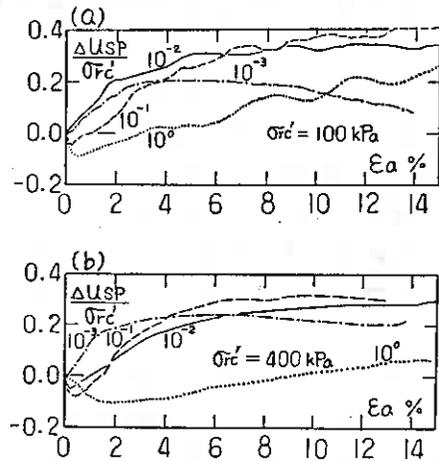


図4 $\Delta u_{sp}/\sigma_{rc}' \sim \epsilon_a$
変形速度の影響 (Uシリーズ)

すぐに負のダイレタンシーに移行する。しかし、200, 400kPaの圧密応力の事例では大きく正のダイレタンシーが生じ、ひずみが2.5%を超えると似通った負のダイレタンシーを示すようになる。300kPaはやや均一化が遅かったように表わされている。

10^{-2} mm/分の場合100, 200kPaと300, 400kPaの2群に分かれ、前者はほぼ負のダイレタンシーのみであるに対し後者はせん断初期にやや正のダイレタンシーを示しており、 10^{-1} mm/分の曲線群に近い。

10^{-3} mm/分の場合圧密応力の違いによる影響はほとんどみられない。せん断初期から単調に負のダイレタンシーが発生している。その程度は 10^{-2} mm/分より高速の場合より0.1ポイントくらい低くなっている。

10^{-3} mm/分の変形速度の場合には圧密応力による Δu_{sp} 発生の違いはみられないが、 10^{-2} mm/分の場合では土の透水性によってはまだ早過ぎて2群に分かれているのである。 10^{-1} , 10^0 mm/分の場合にはいずれの圧密応力においても間隙水圧の伝達には早過ぎる状態にある。

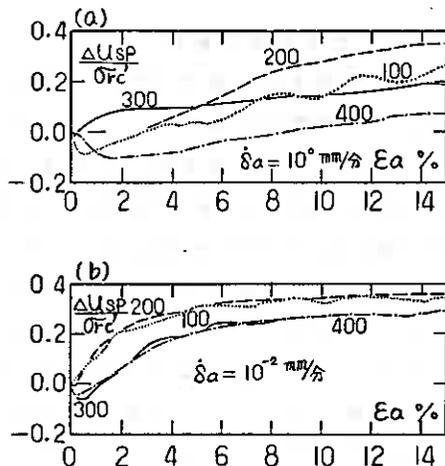


図5 $\Delta u_{sp}/\sigma'_{rc} \sim \epsilon_a$
圧密応力の影響(Uシリーズ)

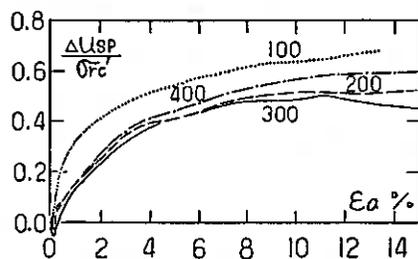


図6 $\Delta u_{sp}/\sigma'_{rc} \sim \epsilon_a$
圧密応力の影響(Mシリーズ)

(4) 平均主応力一定時の挙動

次にMシリーズの試験結果を用いて圧密応力の関係を検討してみよう。変形速度は 10^{-2} mm/分の1種類である。図6に見られるように全体的にはせん断開始時わずかに正のダイレタンシーが生じその後は単調に負のダイレタンシーが生じている。圧密応力100kPaの場合は他の3例と異なって、塑性間隙水圧の発生速度の著しく早いことが特徴である。その他の圧密応力の場合にはほとんど一致している。従ってMシリーズの場合では、 $\sigma'_{rc}=400$ kPaの大きさまでは、正規化塑性間隙水圧の発生は圧密応力の大きさに左右されないと見えよう。

(5) 全応力経路の影響

側圧(σ_r)一定、平均主応力(σ_a)一定両試験の結果を比較して塑性間隙水圧の発生挙動を検討してみよう。圧密応力 $\sigma'_{rc}=200, 400$ kPaの場合を代表として示す(図7)。平均主応力一定試験では塑性間隙水圧の発生がかなり早くしかも高いのに、通常の側圧一定試験では、塑性間隙水圧の発生はそれほど早

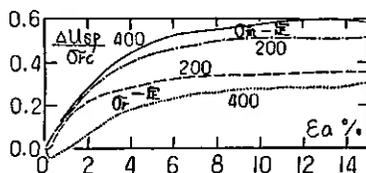


図7 $\Delta u_{sp}/\sigma'_{rc} \sim \epsilon_a$
全応力経路の影響

くも高くも無い。常に側圧一定の場合が下位にあり、ひずみが大きくなっても一致することはない。

$$\Delta u_{sp} = \Delta u - \Delta \sigma_r - \Delta \sigma_v \quad (12)$$

塑性間隙水圧の算出は上式によって行なわれる。σ_r一定では右辺第2項は零である。右辺第1項は偏差応力の1/3だけ増加する。しかるにσ_v一定では第3項が増大するとすれば、それに見合った分だけ第2項が減少することになる。これまでの経験によると、載荷による間隙水圧の上昇速度に比し、除荷による間隙水圧の下降速度は遅いと感じている。σ_v一定試験は鉛直応力は増加し、側圧が減少するのであるが、(12)式により側圧減少は評価されても、それによる間隙水圧減少Δuが反映されていないならば、塑性間隙水圧Δu_{sp}は高めに算出されることになるのではなかろうか。応答の早い側面での間隙水圧u_wや、さらに低速による試験を試みる必要がある。

4. 2 応力経路の違いによる破壊時の諸値への影響

(1) 破壊ひずみ

破壊ひずみは7%~15%の範囲にある。いずれの試験においてもひずみ5%付近に達するともはや偏差応力は実質的に変化なく、計算上いつかの時点にて最大値を示すにすぎない。他方、間隙水圧に関してはやや事情が異なっていて、ひずみ8%付近までは明瞭に増加し、その後も漸増することが通例である。粘土には二次圧密の性質があり、応力が加えられたままであると水分の排出が生ずる。この時排水が阻止されているならば間隙水圧の上昇という現象につながる¹⁾。さらにσ_v一定試験時には間隙水圧は、より大きいひずみまで増加現象が見られる。従って後述するように破壊時間隙水圧は圧密応力などによって整理することが難しいと考えている。

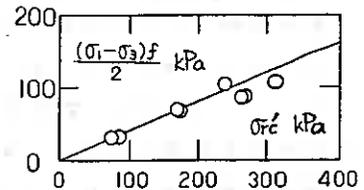


図8 圧密による強度増加率への影響

(2) 非排水せん断強さ

圧密応力と非排水せん断強さの関係を図8に示す。図中の丸印は平均主応力一定条件の測定点、実線は側圧一定試験データに直線をあてはめたものである。この実線はちょうどこれらの測定点によって作成したかのように適合し、試験条件の違いが何ら影響を及ぼさないことが明白である。図9は強度定数への影響を見るために作成したが、全く一致しc'=0, φ'=28, M=1.11となる。

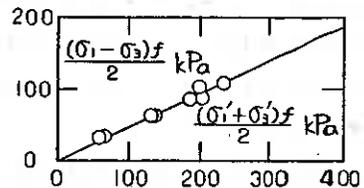


図9 強度定数への影響

(3) 間隙水圧

過剰間隙水圧(Δu)、塑性間隙水圧(Δu_{sp})に関して図10、11が得られる。丸印は平均主応力一定、三角印は側圧一定試験データである。過剰間隙水圧については、側圧一定の方がかなり高い値を示している。塑性間隙水圧については、測定点の約半数は一致しているが残り半分は逆に平均主応力一定の方が高めに発生している。

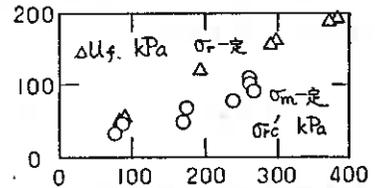


図10 破壊時過剰
間隙水圧への影響

4.3 有効応力経路への影響

側圧一定、平均主応力一定は、軸対称であること、軸応力が増加することが共通で、側圧が一定に保たれるかそれとも減少するかの点が異なるのみの圧縮試験である。両シリーズの有効応力経路を同一図上で示すと図12が得られる。破線は側圧一定の標準的な場合、実線は側圧の減少する σ_m 一定試験の場合である。破線の1本($\sigma_{rc}'=300\text{kPa}$)を除いてほぼ同じような形状をしているから、非排水圧縮時の有効応力経路は全応力表示による最大主応力が増大しようとして最小主応力が減少しようとして変化を受けないようである。従って少数の測定結果から任意の等方圧密応力からの有効応力経路を推測することが可能となる。

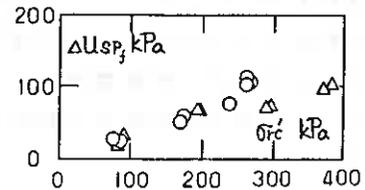


図11 破壊時塑性
間隙水圧への影響

4.4 八面体応力と塑性間隙水圧との関係

塑性間隙水圧を八面体応力により整理する文献4)の考え方を少し検討してみる。図13のうち(a)は側圧一定($\sigma_{rc}'=100\text{kPa}$ 、変形速度4種変化)、(b)は平均主応力一定、(c)(d)は側面の間隙水圧も計測した場合の挙動を示す。

基本的形状はいずれのシリーズにおいても同じである。すなわち、八面体応力がかかるとまず負の値(正のダイレタンシー)を示し、その後増勢に変わり、零、正となる。一方、文献4)では、塑性間隙水圧が負の値を示すことは例示されていない。 $\Delta u_{sp}=0$ となる軸ひずみの値をみると、変形速度に関してははっきりとした傾向が得られる。10⁰mm/分という高速時において3%から8%で負から正へ変わり、10⁻¹mm/分の中速時には1%から4%である。標準的速度の10⁻²mm/分の低速時には0.2%から1%であり、10⁻³mm/分の微速時には0%つまり負の Δu_{sp} を示すことはまず無いということである。

側面値の塑性間隙水圧によると、高速、中速時のそれは著しく小さいひずみにおいて負から正へと変わっている。高速、中速時には、せん断領域の間隙水圧が底面の測定値に反映されておらず、低速、微速時の底面値が真の値と考えられよう。し

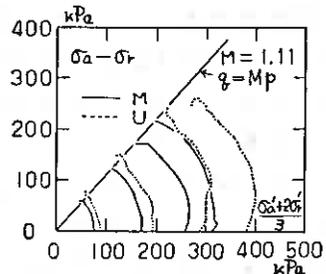


図12 有効応力経路の比較

かし、ひずみ制御試験の場合、載荷開始直後の応力増加速度は著しく高速であるため、グラフ上水平部分がみられるのである。正規圧密粘土における塑性間隙水圧と八面体応力との関係は原点から立ち上がることが正しく、 $\Delta\sigma_c$ (ダイレタンシーが零となる応力) は見かけ上の値と言えよう。

5 まとめ

側圧一定試験、平均主応力一定試験の結果より、塑性間隙水圧が鉛直軸ひずみとどのような関係を有しているかについて検討した。

供試体内の応力、ひずみは均一に分布していないので、供試体の透水性、変形速度、部位によって過剰間隙水圧、塑性間隙水圧に大きな違いがある。

正規化塑性間隙水圧～鉛直軸ひずみの関係はU、Pシリーズ、Mシリーズ

それぞれにおいてユニークではあるが、両シリーズの比較については後者の方が高く現われユニークではなく、試験条件の差が見られる。しかし、有効応力経路の形状にはほとんど変化が見られないから、除荷による間隙水圧の応答分の遅れがその理由ともみられるので、より低速の σ_c 一定試験、側面值 u_c の計測を行なって確かめたい。

全応力経路が異なっても圧密による強度増加率、有効応力強度定数は変動せず同一値を得る。しかし破壊時の間隙水圧とはかなりの違いがみられ、問題の根の深さ、難しさを感じる。

有効応力経路の形状が相似であるから、任意の等方圧密応力から始まる非排水圧縮時の有効応力経路を推測することができよう。

塑性間隙水圧は八面体応力に対して正規圧密粘土の場合すぐに正に反応すべき値であり、 $\Delta\sigma_c$ は見かけ上の値であろう。

土の構造に依存すると認められるせん断強さとせん断時間隙水圧のうち、前者は比較的解明され変動要因が絞られてきた。後者は、すべての要因によって変動するかの如く挙動し、解明すべき点が多数残されている。順次取り組んで行きたい。

本報告で使用したデータは高橋達也君、大平宏君、裏野哲寛君が卒業研究として著者らの指導の下に実施し得たものである。ここに記して謝意を表します。

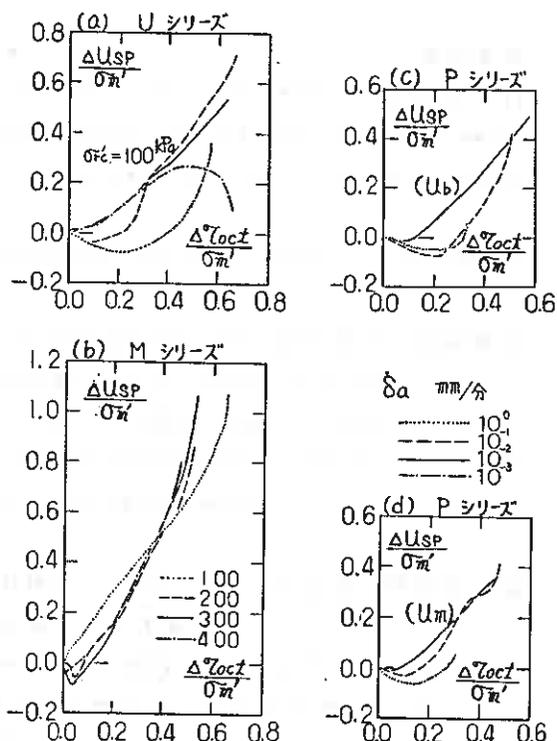


図13 八面体応力と塑性間隙水圧の関係

参考文献

- 1) Lo, K. Y. [Nov. 1969] The pore pressure-strain relationship of normally consolidated undisturbed clays. *Canad. Geotech. J.* Vol. 6 No. 4 pp383~412
- 2) Skempton, A. W. [1954] The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique* Vol. 4 No. 4 pp143~147
- 3) Badillo, E. J. [1963] Pore pressure functions in saturated soils. *ASTM STP No. 361* pp226~240
- 4) 柴田 徹・輕部 大蔵 [1965] Influence of the variation of the intermediate principal stress on the mechanical properties of normally consolidated clays. *Proc. 6th ICSMFE* pp 359~363
- 5) Lo, K. Y. [1961] Stress-strain relationship and pore water pressure characteristics of a normally-consolidated clay. *Proc. 5th ICSMFE* pp219~224
- 6) 佐野 信房・岩 沢 祐一 [Feb. 1985] 飽和粘土供試体の中央位における間隙水圧測定
土質工学会北海道支部技術報告集 第25号 pp124~136
- 7) 佐野 信房・岩 沢 祐一 [Feb. 1986] 粘性土三軸供試体における間隙水圧測定位置と
変形速度の関係 土質工学会北海道支部技術報告集 第26号 pp111~119
- 8) 佐野 信房・岩 沢 祐一 [Mch. 1985] 応力速度が高塑性粘土の強度・変形・間隙水圧
特性に与える影響 函館高専紀要 第19号 pp205~210
- 9) 佐野 信房 [Mch. 1984] マイコンコンピューター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
- 10) 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 (投稿中)
- 11) 山口 晴幸・三田地利之・北郷 繁 [Sep. 1984] 繰返し飽和粘性土の非排水応力-
ひずみ-強度挙動に及ぼす二次圧密の影響
土質工学会論文報告集 Vol. 21 No. 3 pp123~131

苫小牧高専 池浦 勲
北大工学部 三田地 利之

1 まえがき

筆者らはこれまで、異方圧密履歴を受けた粘土について種々の応力経路のもとで排水せん断試験を行い、移動硬化の概念および非直交性を表すパラメータを用いた応力～ひずみ式を提案した。^{1)・6)}

本報告においては、異方圧密粘土を対象に、平均有効主応力一定試験を種々の平均有効主応力のもとで実施し、それら応力～ひずみ式の中の重要なファクターであるダイレタンシーについて検討を加えた。

2 応力およびひずみパラメータ

本報告に用いる応力パラメータは平均有効主応力 p 、偏差応力 q 、応力比 η であって次式で定義される。

$$p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3$$

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r, \quad \eta = q/p \quad (1)$$

ここに σ'_a, σ'_r : 供試体軸方向および半径方向の有効主応力
ひずみパラメータは体積ひずみ v と偏差ひずみ ε で、次のように表される。

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$$

$$\varepsilon = \varepsilon_a - v/3 = 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r) / 3$$

$$\varepsilon_a = \ln(H_0/H), \quad v = \ln(V_0/V) \quad (2)$$

$\varepsilon_a, \varepsilon_r$: 供試体軸方向および半径方向の主ひずみ

H_0, H : 圧密終了時およびせん断中の供試体高さ

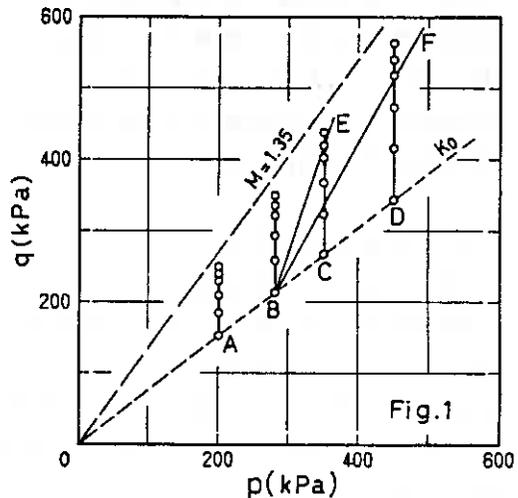
V_0, V : 圧密終了時およびせん断中の供試体体積

なおひずみにおいて上添字 r は可逆成分、 p は塑性成分を示す。

3 実験条件および実験方法

3-1 実験条件

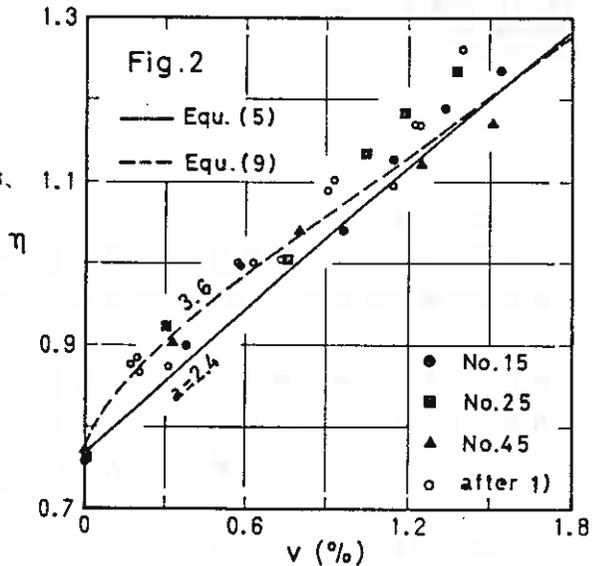
実験は図-1の破線のように所定の平均有効主応力 p まで ε_r が生じないように圧密 (K_0 圧密) した後に、図の実線のように p 一定の条件下で所定の η まで ($\eta_{max} = 1.25$) 載荷する応力制御排水せん断試験である。 p の大きさは 200kPa (A点、TEST NO.10番台)、280kPa (B点、NO.20番台)、350kPa (C点、NO.30番台)、450kPa (D点、NO.40番台) の4種類とした。なお図-1の経路BE、BFは既報^{1)・2)}の実験におけるものであり、考察においてはそれらの結果も用いた。



3-2 試料および実験方法

実験に用いた試料は前報⁵⁾と同じ再圧密粘土で物理的性質はLL=63%, PI=30, G_s=2.65である。実験方法、装置は既報¹⁾とほぼ同様であるが、K₀圧密は側圧を6~10日間にわたって段階的に上げた。せん断については、载荷を24時間間隔で段階的に行い、所定の応力点に達した後初期応力点まで同一経路で除荷を行った。

なお本実験のように、試験が長期に亘り、かつ圧密・せん断を通して側圧が変化するような場合、ろ紙の吸・排水、およびメンブレンを介した供試体内の水の側液への移動が無視できないものと思われるので、実験結果の整理においては既報の方法により⁷⁾測定排水量の補正を行った。



4 実験結果と考察

4-1 応力~ひずみ式

既報において、異方圧密履歴を受けた粘土の応力~ひずみ式として次式を提案した⁴⁾。それらは塑性体積ひずみ v^p が p 成分(圧密)と η 成分(ダイレタンシー)との和で表されるとの仮定のもとに移動硬化の概念を導入し[(3)式]²⁾、せん断中に主応力反転のある場合を主眼に非関連流れ則[(4)式]³⁾の立場に立って得られたものである。

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{a(\eta - b)}{(M - b)^2 - (\eta - b)^2} \quad (3)$$

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = -\left(\frac{1}{A}\right) \cdot \left(\frac{dp}{dq}\right), \quad A = \frac{1}{[1 - b(d\varepsilon^p/dv^p)]} \quad (4)$$

$$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - b)d\eta}{(M - b)^2 + (a - 1)(\eta - b)^2} \right] \quad (5)$$

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

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \left(\frac{\kappa}{\lambda} - 1\right) \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta - b)d\eta}{(M - b)^2 + (a - 1)(\eta - b)^2} \quad (7)$$

上式は、自然対数表示による圧縮指数 λ と膨張指数 κ 、限界状態の応力比 M の3個の土質定数の他に、変形特性におよぼす応力経路の影響を表すパラメータ a および異方圧密履歴の影響を表すパラメータ b を含む。 a は実測の応力~ひずみ関係を最も良く表し得るように決定し、 b は、せん断中に主応力反転の無い場合は $b=0$ 、有

る場合は $b = \eta_0$ (η_0 : 圧密終了時の応力比) と仮定した⁴⁾。

一方、そのような b のとり方では、異方圧密後の圧縮せん断と伸張せん断の状態経路 [(7)式] が圧密軸 ($\eta = \eta_0$) において不連続な形状を示すことになることから、筆者らは (3)式を (8)式の形に修正し、それに伴い (5),(6),(7)式に対応した (9), (10),(11) 式を得た⁵⁾。

$$\frac{d\varepsilon^p}{d\nu^p} = \frac{a(\eta - \eta_0)}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2} \quad (8)$$

$$d\nu^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - \eta_0)d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \right] \quad (9)$$

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

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) = \left(\frac{\kappa}{\lambda} - 1\right) \int_{\eta_0}^{\eta} \frac{a(\eta - \eta_0)d\eta}{(M - \eta_0)^2 - (\eta - \eta_0)^2 + a(\eta - b)(\eta - \eta_0)} \quad (11)$$

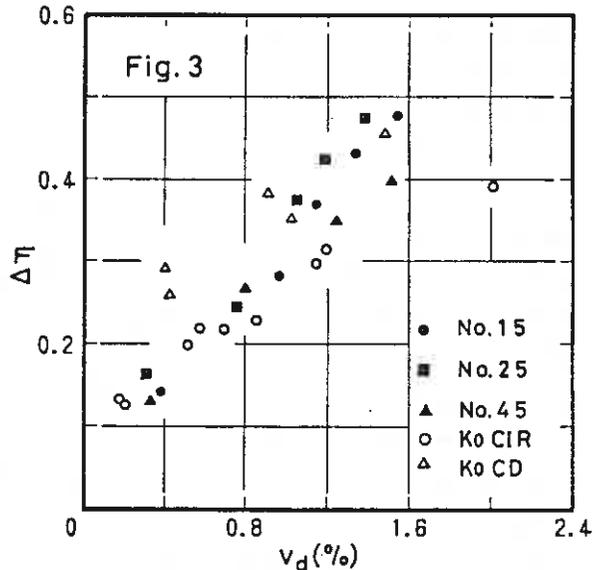
なお以上の諸式の適用に際しては土質定数として等方圧密・膨張試験で得られた $\lambda = 0.133$, $\kappa = 0.029$, K_0 圧密非排水圧縮試験で得られた $M = 1.35$ を用いる⁴⁾。またせん断開始時の間隙比 $e_0 = 1.16$ 、応力比 $\eta_0 = 0.765$ であった。

4-2 体積ひずみ ν

図-2のプロット点は各試験で得られた ν と η との関係を示す。図中の実線、破線は後述の方法による計算値であり白抜き点は既報の CP テストの結果 ($p = 280 \text{ kPa}$)¹⁾ である。図示はしていないが ν には可逆成分が認められなかった。図によれば本実験の結果は既報のものとはほぼ一致しており、また今回の応力範囲 ($200 \leq p \leq 450 \text{ kPa}$) では p 一定せん断における ν 即ちダイレタンシーと η との関係は p のレベルの影響を受けない様である。

ところで、筆者らは $\nu \sim \eta$ 関係が応力増分比の影響を受けると報告しており⁶⁾ p が一定でないせん断におけるダイレタンシーについては興味のあるところである。そこで図-3には既報の p が一定でないせん断データ^{1), 2)} から、(12)式により計算したダイレタンシー ν_0 と η の変化量 $\Delta\eta$ との関係プロットした。

$$\nu_0 = \nu - \frac{\lambda}{1 + e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) \quad (e_0, p_0: \text{せん断開始時の } e, p) \quad (12)$$



上式は、前述のように v が圧密成分とダイレタンシー成分とから成ると仮定したものである。図-3によると、今回の結果は、 K_{0r} CDテスト（図-1の経路BE）と K_{0r} CIRテスト（経路BF）の中間に位置しているといえよう。

4-3 せん断ひずみ

図-4は各試験の ε と η との関係を示す。 v の場合と同様に、 ε と η との関係が p の大きさの影響を受けないことが分かる。

4-4 塑性ひずみ増分比

図-5は各試験の ε^p と v^p の関係を示す。この場合にも p の大きさの影響を受けない一本の曲線が得られた。図の各応力点における接線の傾きを塑性ひずみ増分比 $d\varepsilon^p/dv^p$ とし、それと $(\eta-b)/[(M-b)^2-(\eta-b)^2]$ との関係を示したものが図-6である。図-6の白丸、黒丸はそれぞれ(3)式($b=0$)、(8)式($b=\eta_0=0.76$)の妥当性を検討したものであり、原点を通る直線の傾きがパラメータ a を示すことになる。各点ともほぼ直線上にあることから、(8)式がせん断出発点の塑性ひずみ増分比($\neq 0$)をうまく表現出来ないものの両式ともほぼ妥当な仮定であると思われる。なお図中の実線、破線に示したように原点を通る直線を引くと $a=3.2$ [(3)式]、 $a=4.5$ [(8)式]が得られた。

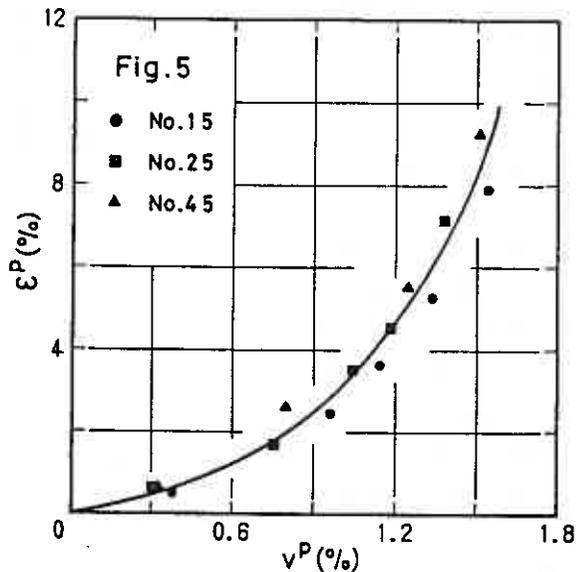
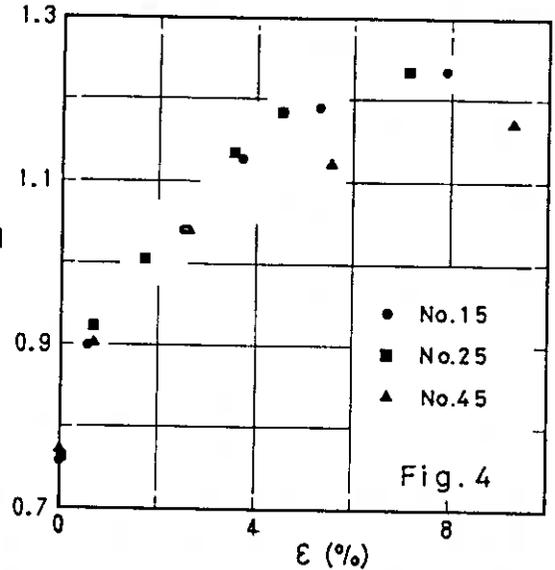
4-5 応力-ひずみ式の適合性

(1) 体積ひずみ

図-2には(5)式による v ($=v^p$)の予測値を実線で、(9)式による予測値を破線で併記した。パラメータ

a は種々の値で試算して実測のひずみに最も合致する a ($=2.4, 3.6$)を採用したがそれらは前項の実測塑性ひずみ増分比から得られた値より2割ほど小さい。図によると(5)式に較べて(9)式のほうがせん断初期におけるダイレタンシー発生量の少なさを表現できる様である。

(2) せん断ひずみ



(3) de^p/du^p を(8)式のように仮定して得られた応力～ひずみ式[(9)～(11)式]の方が(3)式の仮定から得られた応力～ひずみ式[(5)～(7)式]より実測ひずみとの対応性が良い。

6. あとがき

本報告における実験に関しては本校学生大塚登志樹、桜庭了一、篠原一実、長谷川浩司、八田茂実君に、取りまとめに関しては柳谷豊技官に負うところが大きい。ここに記して謝意を表します。

＜ 参考文献 ＞

- 1)北郷・池浦・三田地・下越：異方圧密粘土の変形特性について，土質工学会北海道支部技術報告集，第22号，pp109-116，1982
- 2)北郷・三田地・池浦・下越・趙：各種応力経路下における異方圧密粘土の変形特性について，土質工学会北海道支部技術報告集，第23号，pp129-136，1983
- 3)北郷・三田地・芳岡：飽和粘土の変形特性におよぼす異方圧密履歴の影響，土質工学会北海道支部技術報告集，第24号，pp155-162，1984
- 4)三田地・中嶋・木幡：異方圧密粘土の応力～ひずみ挙動の予測，土質工学会北海道支部技術報告集，第25号，pp145-154，1985
- 5)池浦・三田地：異方圧密粘土の応力～ひずみ挙動の予測（第2報），土質工学会北海道支部技術報告集，第26号，pp124-129，1986
- 6)池浦・三田地：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，pp157-168，1986
- 7)三田地・成田：三軸試験の体積変化測定におよぼす紙の圧縮性およびゴム膜の透水性の影響，土質工学会第20回研究発表会講演集，pp467-470，1985
- 8)三田地・工藤・水上：粘性土のせん断特性におよぼす異方圧密経路の影響，土質工学会北海道支部技術報告集，第26号，pp130-137，1986

北海道大学 工学部 ○ 山下 聡
北海道大学 工学部 土岐 祥介
室蘭工業大学 工学部 三浦 清一
北海道大学 工学部 三浦 均也

1. まえがき

砂地盤の液状化強度を評価する一つの指標試験として、非排水繰返し三軸試験が一般に行なわれている。この試験は、通常等方圧密した供試体に対して行なわれている。しかし、実際の地盤は、様々な応力系の下にあり、異方的に圧密されているので、非排水繰返し三軸試験がどの程度まで、実際の地盤の液状化特性を予測し得るかを明らかにすることは重要な事である。これまで、非排水繰返し三軸試験の結果におよぼす諸因子について種々研究が行なわれているが¹⁾²⁾、本研究においては、その中でも、特に原位置における種々の異方的な応力履歴・圧密条件および不攪乱試料のサンプリングから試験に至る過程において試料が受ける応力・変形履歴が、どのように試験結果に影響を与えるかを調べるために、再構成供試体を用いて、圧密時に種々の異方圧密履歴を供試体に与え、非排水繰返し三軸試験の結果におよぼす影響を調べた。

その結果、供試体に異方圧密履歴を与えることによって、その液状化特性に変化が認められ、異方圧密時のK値($=\sigma'_v/\sigma'_h$)が大きくなるほど、すなわち、伸張方向の異方圧密履歴を受けるほど等方圧密された供試体よりも液状化強度は増加することが確かめられた。また、繰返し載荷時の挙動においても、K値が大きくなるほど圧縮方向に変形しやすく、間隙水圧の発生も圧縮時に大きくなる傾向が認められた。また、繰返し載荷時の以前に受けた圧密圧力が繰返し載荷時の圧密圧力よりも小さくとも、異方的な圧密履歴であれば、その後の液状化強度に影響を与えることがわかった。

2. 試料および試験方法

2-1 試料

本研究で用いた試料は、豊浦標準砂 ($G_s=2.645$, $U_c=1.5$, $D_{50}=0.18\text{mm}$, $F_o(\leq 74\mu\text{m})=0\%$) で、土質工学会基準による最大・最小間隙比は $e_{\max}=0.991$, $e_{\min}=0.823$ である。試料は、あらかじめ水洗いしたものを炉乾燥して用いている。

2-2 試験方法

供試体は、多重ふるい落下法(MSP法)によって作製した。この方法によって得られる供試体は、砂粒子の見掛けの長軸が鉛直断面において卓越配列し、水平断面ではランダムな粒子配列を持った、自然堆積地盤と類似の初期構造異方性を有している³⁾。試験に用いた供試体は、直径 $D=70\text{mm}$ 、高さ $H=170\text{mm}$ で、相対密度は D_{rc}

= 80 ± 3 % (圧密終了時: $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$)である。

供試体作製後、 CO_2 と脱気水を通し飽和させ、その後196kPaのバックプレッシャーを供給している。

異方圧密履歴は、図-1に示す応力経路で与えた。まず、A点($\sigma'_c = 9.8 \text{ kPa}$)での等方状態から、所定のK値で排水条件でB'点($p' = 49 \text{ kPa}$)またはC'点($p' = 98 \text{ kPa}$)まで異方圧密し、再び同じ経路でA点まで戻した後、C点($\sigma'_c = p' = 98 \text{ kPa}$)で等方圧密を行い繰返し載荷を与えている。なお、圧密中はRoscoe法によるMembrane Penetration補正を行っている⁹⁾。ここで、本研究で用いた異方圧密時のK値は、 $K = 0.5, 0.75, 1.5, 2.0, 2.5$ (B'点では $K = 0.5, 2.0$)である。

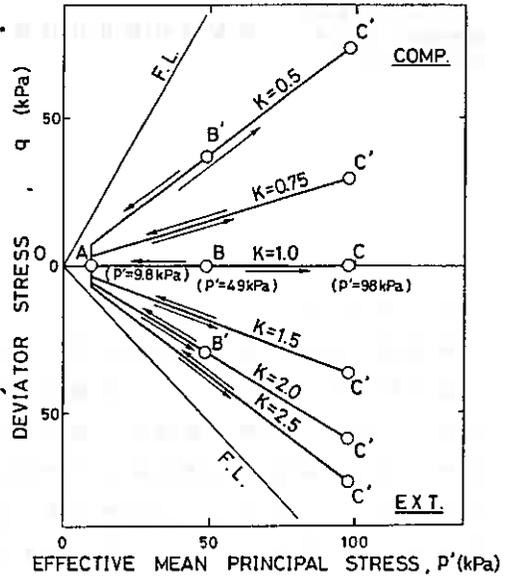


Fig. 1

用いた試験装置は、空圧式繰返し三軸試験機で、繰返し載荷は、振幅一定、載荷周波数 $f = 0.1 \text{ Hz}$ の正弦波、第1波目は圧縮荷重である。非排水繰返し三軸強度は、通常の正規化した繰返し応力比 $\sigma_d / 2\sigma'_c$ (σ_d = 片振幅軸応力)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 の関係で示した。

3. 試験結果および考察

3-1 異方圧密履歴が液状化強度におよぼす影響

図-2は、図-1の $0 \rightarrow A \rightarrow C' \rightarrow A \rightarrow C$ 経路、すなわち、圧密終了時の平均主応力($p' = 98 \text{ kPa}$)と同じ平均主応力まで、所定のK値で異方圧密したケースについて、繰返し応力比 $\sigma_d / 2\sigma'_c$ と両振幅軸ひずみ $DA = 2, 5\%$ に達するまでの載荷回数 N_c の

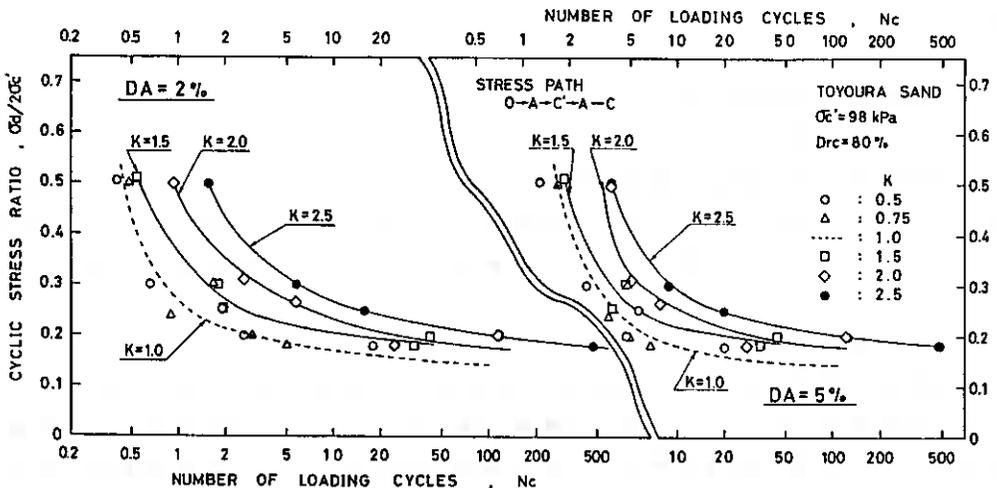


Fig. 2

関係をK値で比較したものである。この図から、異方圧密履歴を受けることによって液状化強度に差が認められ、 $K = 0.75$ と $K = 0.5$ で異方圧密履歴を受けた場合は等方圧密($K = 1.0$)したものと差は認められないが、K値が1より大きくなるにしたがって、どの応力比においても液状化強度は増大していることがわかる。ここで、図中に示した $K = 1.0$ のケースの試験は、K値が1以外では異方圧密、除荷、等方圧密という過程を経ているため、比較のために等方的に $0 \rightarrow A \rightarrow C \rightarrow A \rightarrow C$ 経路(図-1参照)で圧密を行った試験結果である。

なお、この等方圧密、除荷、等方圧密という過程が液状化強度におよぼす影響を調べるために、図-3に示すように三つの経路(① $0 \rightarrow A \rightarrow C$, ② $0 \rightarrow A \rightarrow B \rightarrow A \rightarrow C$, ③ $0 \rightarrow A \rightarrow C \rightarrow A \rightarrow C$: 図-1参照)で圧密を行った時の繰返し応力比とDA $= 2, 5\%$ に達するまでの N_c 関係を示しているが、繰返し載荷時の圧密圧力が以前に受けた等方的な圧密圧力と同じか、あるいは大きい時には、ほとんど液状化強度に影響をおよぼさないことが確かめられている。

図-4(a),(b),(c)は、図-2と同じケースにおいて、異方圧密時のK値とDA $= 1, 2, 5, 10\%$ に達するまでの N_c の関係を繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c' = 0.2, 0.3, 0.5$ の場合についてそれぞれ示したものである。図から、どの応力比においても、異方圧密履歴の影響が認められ、K値が大きくなるほど所定のDAに達するまでの N_c が増加していることがわかる。ここで、K値が1より小さいとき、すなわち異方圧密時に圧縮方向の履歴を受けた場合は、K値による差はあまり認められないが、

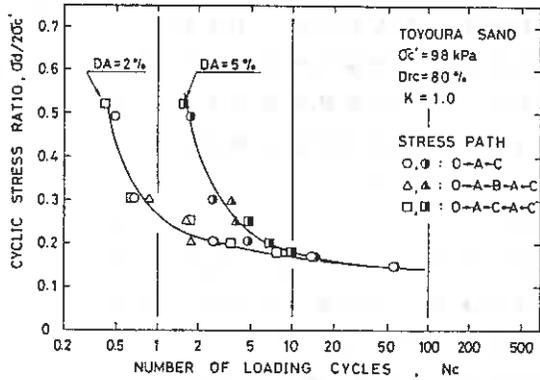


Fig. 3

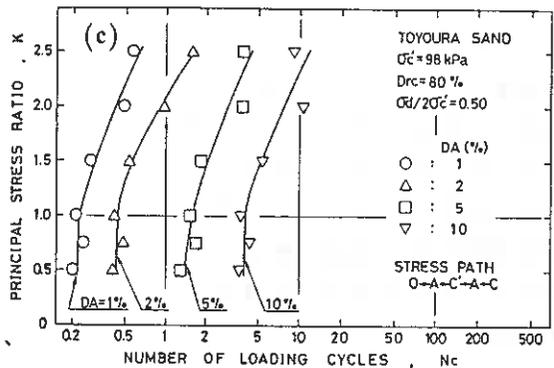
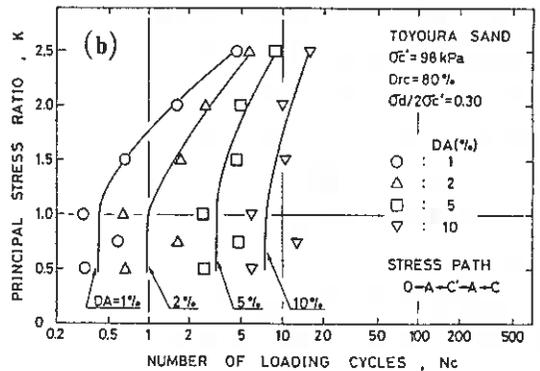
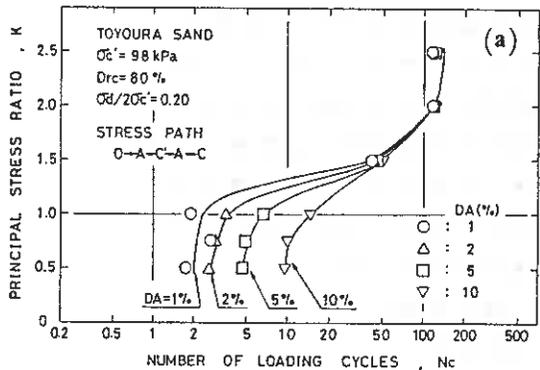


Fig. 4 (a), (b), (c)

K 値が 1 より大きい時、すなわち異方圧密時に伸張方向の履歴を受けると、所定の両振幅軸ひずみに達するまでの載荷回数が増加し液状化強度が増加していることがわかる。

図-5 (a), (b), (c) は、同様な関係のあることを異方圧密時に発生した軸ひずみ e_{a-c} (図-1 の A 点から C' 点の間に発生した軸ひずみ: 圧縮を正) と $DA = 1, 2, 5, 10\%$ に達するまでの N_c の関係を示したものである。図より、異方圧密時に発生する軸ひずみが正、すなわち圧縮方向では顕著な差は認められないが、異方圧密時に発生する軸ひずみが負の場合、すなわち伸張方向に発生するにしたがって、液状化強度が増加していることがわかる。

次に、図-2 から異方圧密履歴による液状化強度の変化の程度を調べるために、異方圧密履歴を受けた供試体について、載荷回数 $N_c = 20$ 回で両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ を発生させる繰返し応力比 $(SR_{N_c=20})_A$ を、等方圧密 ($K = 1.0$) した供試体の値 $(SR_{N_c=20})_I$ で除して正規化した値と K 値との関係を示したのが図-6 である。この図からも K 値が 1 以上になると液状化強度は増加し、たとえば $K = 2.0$ の場合、液状化強度は 30% も増加することがわかる。このように、繰返し載荷の以前に受ける異方的な圧密履歴が、非排水繰返し三軸強度に大きな影響をおよぼすことがわかった。

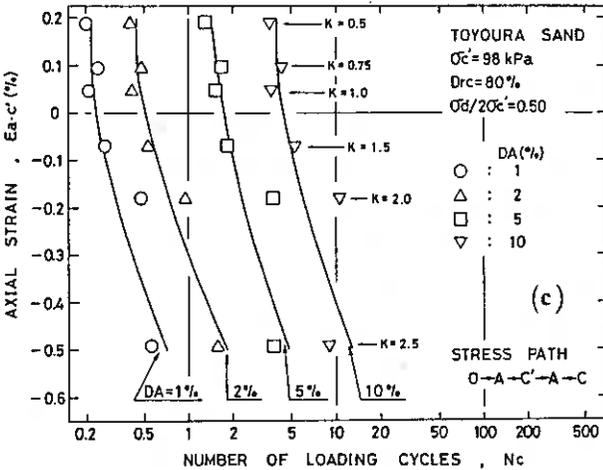
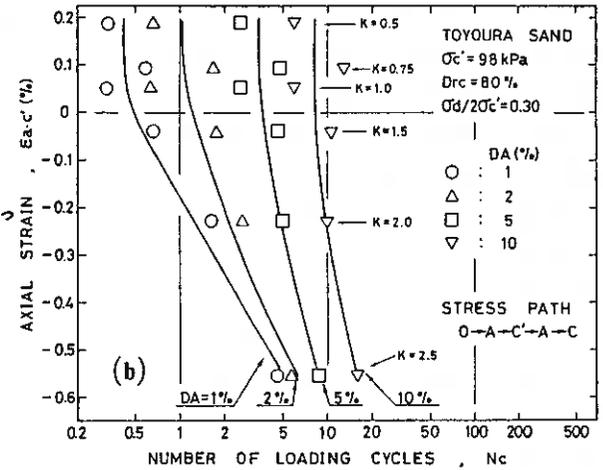
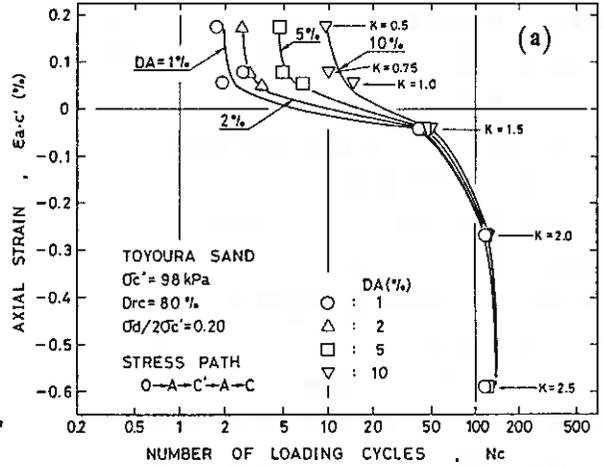


Fig. 5 (a), (b), (c)

図-7は、異方圧密時の応力経路が図-1に示す $O \rightarrow A \rightarrow B' \rightarrow A \rightarrow C$ 経路すなわち、異方圧密時の平均主応力($P' = 49 \text{ kPa}$)が、圧密終了時の平均主応力の1/2である経路の場合の繰返し応力比と $DA = 2, 5\%$ に達するまでの N_c の関係を $K = 0.5, 1.0, 2.0$ について示したものである。この経路においても異方圧密履歴の影響が認められ、 K 値が1より大きくなると液状化強度も増加していることがわかる。ここで、異方圧密時の B' 点は圧密終了時の平均主応力の1/2の圧密圧力であり、以前に受けた圧密圧力がたとえ繰返し載荷時の圧密圧力よりも小さくとも異方的に圧密されたのであれば、その後の液状化強度に影響をおよぼすことがわかる。このことは、非排水繰返し三軸強度を評価する上で、たとえ有効拘束圧が低い状態であっても、異方圧密履歴、特に伸張履歴を与えることは、その後の液状化強度に多大な

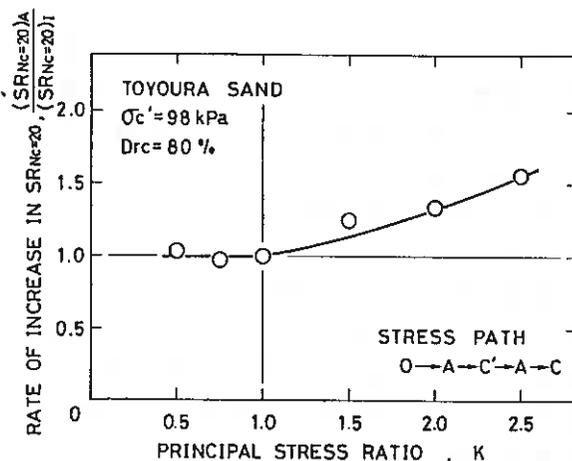


Fig. 6

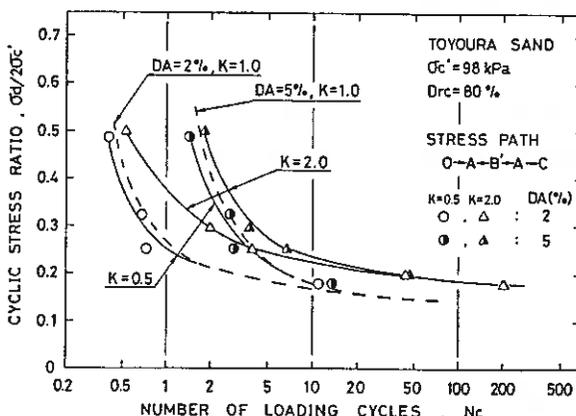


Fig. 7

影響を与える。また、原位より不攪乱試料をサンプリングして非排水繰返し三軸試験を行う場合においても、サンプリング時に伸張履歴を与えることは液状化強度を過大に評価することになると言える。

3-2 異方圧密履歴が間隙水圧発生特性および変形特性におよぼす影響

図-8(a),(b),(c)は、それぞれ繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c = 0.5$ で、異方圧密時の K 値が0.5, 2.0と $K = 1.0$ の時の軸差応力 q と平均主応力 P' で表した有効応力経路を、図-8(d),(e),(f)は、軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_a の関係を示したものである。

図-8(a),(b),(c)において、載荷第1サイクルでの間隙水圧の発生特性に着目すると、第1サイクル圧縮側で残留する間隙水圧と伸張側で残留する間隙水圧に K 値による差が認められ、 $K = 0.5, 1.0$ では、第1サイクル圧縮側で残留する間隙水圧は、伸張側で残留する間隙水圧よりも小さくなっているが、 $K = 2.0$ の場合は逆に第1サイクルの圧縮側で残留する間隙水圧が、伸張側で残留する間隙水圧よりも大きくなっている。ここで、この第1サイクルの圧縮側で残留する間隙水圧 $U_{c,comp}$ を第1サイクル全体で残留する間隙水圧 U_c で正規化した値と K 値の関係を示したものが図-9である。図より、 K 値が1以下ではそれほど変化はなく伸張側で残留す

る間隙水圧が卓越しているが、 K 値が 1 を越えると徐々に圧縮側で残留する間隙水圧が増加し、 $K = 2.0, 2.5$ では、逆に圧縮側で残留する間隙水圧の方が大きくなっていることがわかる。このように間隙水圧の発生特性にも異方圧密履歴の影響が認められることがわかる。

次に、繰返し載荷時の変形特性に着目してみると、図-8(d),(e),(f)の軸ひずみの発生状況においても、 K 値による差が認められ K 値が大きくなるにしたがって圧縮側で発生する軸ひずみが大きくなっていることがわかる。図-10は、その関係を、 $DA = 5, 10\%$ に達したときの圧縮側で発生する軸ひずみ $\epsilon_{a,comp}$ を両振幅軸ひずみ DA で正規化した値と K 値の関係で示したものである。図より K 値によって軸ひずみの発生状況に差が認められ K 値が大きくなるほど圧縮側で発生する軸ひずみ量が増加し、伸張側での軸ひずみ量は減少していくことがわかる。

このように、異方圧密履歴を受けることにより、繰返し載荷時の間隙水圧の発生特性および変形特性に差が認められ、 $K = 1.0$ に比べ伸張履歴すなわち K 値が大きくなるにしたがって影響が顕著であることがわかった。このように伸張側の履歴が大きく液状化特性に影響を与えるのは、本研究で用いた供試体は MSP 法によって作製しているため本来、その粒子配列特性において砂粒子の長軸方向が水平方向に卓越配列した初期構造異方性を有しており、鉛直方向に圧縮しやすく、膨張しやすいという特性を持っている。そのため等方圧密された供試体は、初期構造異方性の影響により、間隙水圧の発生特性において圧縮側よりも伸張側で残留する間隙水圧が大きい傾向を持っている。また、変形特性においても圧縮方向よりも伸張方向に変形しやすい

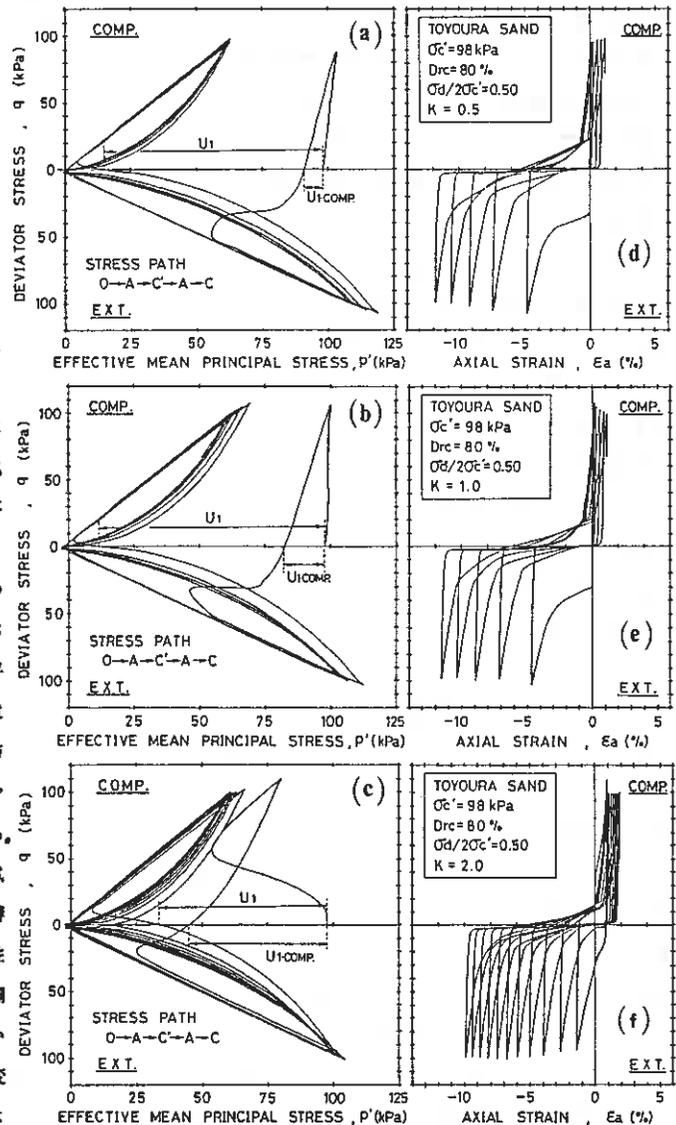


Fig. 8 (a), (b), (c), (d), (e), (f)

性質を持っている。このため、異方圧密履歴が圧縮方向よりも伸張方向に受けた場合のほうが異方圧密履歴の影響が出現しやすく、伸張方向の履歴の影響が顕著に現れたものと言える。

また、伸張方向の履歴を受けることによって、液状化強度が増加するのは、繰返し載荷の振幅が一定な非排水繰返し三軸試験において、圧縮側よりも伸張側で動員される応力比が大きく、その破壊は伸張応力に大きく支配される試験であるので、伸張方向の異方圧密履歴によって供試体が伸張方向に変形しづらくなったため、液状化強度が増加したものと言える。

4. まとめ

非排水繰返し三軸特性におよぼす異方圧密履歴の影響について調べた結果、以下のようにまとめることができる。

- (1) 異方圧密履歴を受けることによって液状化強度は変化し、特に伸張方向の異方圧密履歴を受けると、液状化強度は増加する。
- (2) 異方圧密時の圧密圧力が、たとえ繰返し載荷時の圧密圧力よりも低くとも、液状化特性に顕著な影響を与える。
- (3) サンプリング時、または試験に至る過程において、伸張方向の履歴を与えることは、液状化強度を過大評価することになる。
- (4) 繰返し載荷時の間隙水圧の発生特性において、異方圧密履歴が影響をおよぼし、伸張方向の異方圧密履歴を受けるほど繰返し載荷時の伸張側で残留する間隙水圧量が少なくなる。また、変形特性においても、伸張方向の異方圧密履歴を受けるほど伸張方向に変形しづらく圧縮方向に変形しやすくなる。

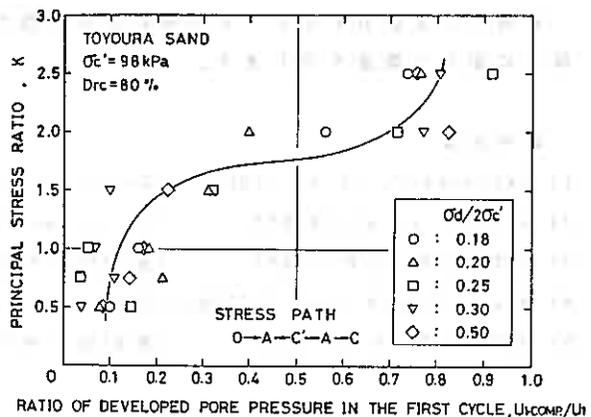


Fig. 9

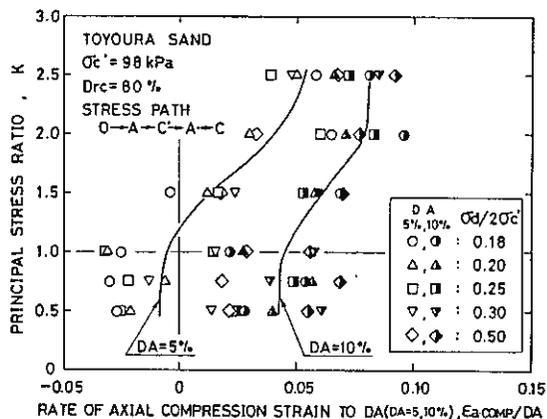


Fig. 10

最後に、実験およびデータ整理に協力を得た北大4年目 瀬野加律人、竹田尚人両君に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F. et al. (1986) : Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp99-116
- 2) Toki, S. et al. (1986) : Soils and Foundations, Vol. 26, No. 3, pp117-156
- 3) 土岐, 三浦, 山下 (1986) : 第21回土質工学研究発表会講演集, pp565-568
- 4) Niura, S. and Toki, S. (1984) : Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp69-84
- 5) 山下, 三浦, 土岐 (1986) : 第41回土木学会年次学術講演会概要集, pp279-280

北見工業大学 正〇鈴木 輝之
大日本土木(株) 鈴木利文

1. まえがき

繰り返し応力による飽和砂の液状化特性が、応力履歴を受けることによって変化することは既によく知られた事実である。¹⁾²⁾ 著者の研究室では、これまでに液状化履歴も含めて各種のせん断履歴による液状化特性の変化を調べてきており、その一般的な傾向はある程度分かってきた。液状化特性に限らず、砂の力学的性質を決める因子は密度と構造であると考えられるから、履歴効果が現れる機構を基本的にとらえるためには、履歴を受けることによってこれらの因子がどのように変化していくかを調べて見るのが有効と思われる。

以上のような考えから、本研究では繰り返し三軸試験機中で所定の条件の下で液状化させた供試体について、粒子配列構造を調べることによって再液状化強さの変化を構造特性の変化から説明することを試みた。本研究の結果、液状化の発生によって構造は著しく変化するが供試体全体として均一な変化をしていないこと、さらに再液状化強度の変化に対応した構造の変化は供試体中央部及び下部において生じていることなどが認められた。

2. 実験内容

用いた実験装置は空気圧切り換え方式の繰り返し三軸試験機で、³⁾ 試料は豊浦砂 ($e_{max} = 0.992$ 、 $e_{min} = 0.612$ 、 $G_s = 2.65$) である。供試体は、直径50mm、高さ110mmの円柱形で、初期相対密度は全実験を通じて50%とした。また、供試体作製は乾燥状態でフルイを通して落下させる多重フルイ法(MSP法)と湿潤不飽和の状態締め固めるmoist rodding法(MR法)の2つの方法で行った。供試体の飽和は炭酸ガスと脱気水を順次通す方法で行い、さらに飽和度を高めるために 198 kN/m^2 のバックプレッシャーを加えた。

載荷過程は、まず 98 kN/m^2 の等方応力の下で圧密する。次に20回の載荷数で液状化が発生する繰り返し軸差応力の下で液状化を発生させた後に、再び 98 kN/m^2 の等方圧力の下で再圧密する。この液状化発生時には三軸セルの載荷ピストンに取り付けたストッパーによって最大軸ひずみ振幅(せん断ひずみ振幅)を所定の大きさに規制した。またストッパーを用いないで、液状化発生の前に載荷を止めて再圧密という実験もいくつか行った。再圧密後は同一繰り返し軸差応力の下で再液状化させる実験と、供試体の配列構造を調べる実験の2つに分かれる。

配列構造を調べる実験手順は次の通りである。まず、水頭差にして10~80cmの負圧で間隙水をゆっくりと抜いて不飽和にする。その後供試体をセットしたままの状態、 -10°C の恒温器中で供試体を凍結させる。凍結後に供試体を上中下の3つに等分割し、各部分で水平方向と鉛直方向の平らな面を作り、その

面に樹脂系の接着剤で直径10mmのステンレス円板をはり付ける。次に接着剤がほぼ硬化したところで供試体を融解させ、さらに乾燥させて、ステンレス板に接着された粒子を走査型電子顕微鏡で観察した。

以上の実験で、負圧による間隙水の抜き取り及び凍結の過程では、供試体軸方向の変位はほとんど認められず、さらにこの履歴による強度の変化が認められない事から、⁴⁾ 少なくともこの2つの履歴による構造変化はほとんど無いものと判断された。

3. 実験結果及び考察

3-1. 初期状態の供試体の液状化強度

本実験では供試体の初期構造を変えるために、多重フルイ落下法(MSP供試体)とmoisture rod d d i n g法(MR供試体)の2種を用いた。図-1に両者の液状化強度を示す。この図から分かるように同じ密度であってもMR供試体はMSP供試体よりもかなり液状化強度が大きい。供試体の作製方法によって液状化強度の異なることは既に知られており、⁵⁾ またこれが初期構造の違いによることも間違いないであろう。しかし供試体作製法と構造特性あるいは液状化特性との一般的な関係が明らかにされている訳ではない。

本実験で用いたMSP供試体は粒子長軸方向の分布が水平方向に卓越し異方的な強度特性を示すのに対して、MR供試体は粒子長軸方向の分布がランダムで等方的な変形特性を示すことが分かっている。⁶⁾ 三軸供試体で粒子の長軸が水平方向に卓越しているときは、伸張側への変形抵抗が圧縮側のそれに比べて小さくなる。また本実験のように、軸方向応力だけを変動させて圧縮側と伸張側に同一の軸差応力を加えると、動員まさつ角は圧縮側より伸張側で大きくなる。したがって同一密度で比較するならば、MSP供試体では構造的に変形抵抗の小さい伸張側で大きなまさつ角が動員される形となるため、液状化強度は等方的なMR供試体より小さく現れる。³⁾

以上のように一般の三軸液状化試験では、供試体の粒子長軸方向の分布が水平方向に卓越している度合いが高いほど強度は小さくなると考えられるが、このことは本報告中の以後の説明にかかわりを持つ。

3-2. 再液状化強度特性

図-2及び3は、再液状化回数の変化と第一回目の液状化試験における最大せん断ひずみ振幅 γ_{max} (ストッパーによって規制)との関係を示している。

本実験では、繰り返し応力の大きさを一定値としている。したがって、再液状化回数の変化は再液状化強度の変化とみなせる。なお、最大せん断ひずみ振幅 γ_{max} の小さいときは

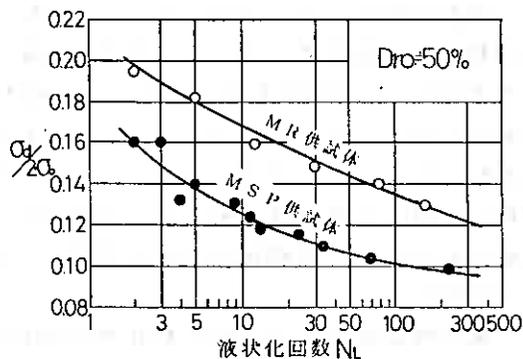


図 1 供試体作製法による液状化強度の違い

液状化にまで至らない場合もあるが、ここでは2度目の載荷での液状化を再液状化と呼ぶことにする。

図-2及び3から、第1回目の載荷での最大せん断ひずみ振幅 γ_{max} の増加に伴い、再液状化強度は初めに増加し、その後ピークが現れて減

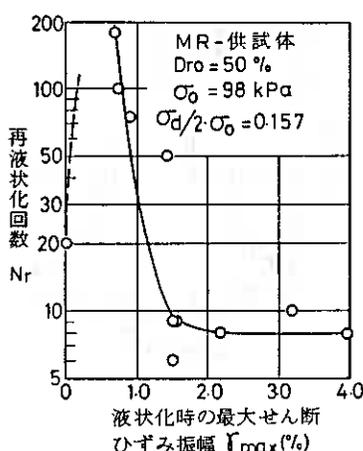
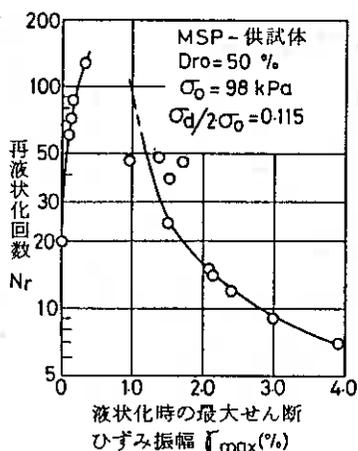


図-2 再液状化強度の変化(1) 図-3 再液状化強度の変化(2)

少に転じて、初期状態の供試体より液状化強度が小さくなるに至ることが分かる。また、また、この再液状化強度のピークは $\gamma_{max} = 0.5\%$ 付近で現れている事も推測される。

以上のような再液状化強度の変化については既にいくつかの研究が行われており²⁾⁷⁾ 図-2及び3の結果はこれら既存の研究結果とも矛盾しない。しかしこのような再液状化強度の変化がどのようなメカニズムで現れてくるかについては、明確な説明はなされていない。前述のように砂の力学的な挙動を決める状態量は密度と構造と考えられるから、いわゆる履歴効果の1つである再液状化強度の変化も密度と構造の変化によってもたらされる現象であることは間違いないであろう。したがって一度液状化することによる密度や構造の変化を調べることは、再液状化強度の変化を説明するうえで重要と考えられる。次節以後においては、液状化に伴う構造の変化を調べ、その変化が図-2及び3の再液状化強度の変化とどのように関連しているかを検討する。

3-3. 液状化発生に伴う粒子構造の変化

粒子構造の観察は供試体の上中下の3箇所で行った。図-5及び6は、初期状態及び所定の γ_{max} の下で液状化させた後の供試体中央高さ部分での粒子長軸方向の分布を示すヒストグラムである。なお、横軸の角度は、鉛直断面では水平方向との、水平断面では任意に定めた方向との角度を各々としている。これらの図から定性的な傾向として次のことが言える。

1) 供試体の水平断面での粒子長軸方向の分布は、MSP供試体、MR供試体ともに一定方向への集中が見られない(集中度が小さい)。また、液状化の発生に伴う明確な変化傾向も認められない。

2) 初期状態の供試体の鉛直断面では、MSP供試体とMR供試体とで粒子長軸方向の分布に明らかな違いがみられ、前者では長軸方向の分布が0°すなわち水平方向に集中しているのに対して、後者では長軸方向の分布がランダムである。

3) 初期状態でランダムな長軸方向の分布を持つMR供試体でも、大きなひず

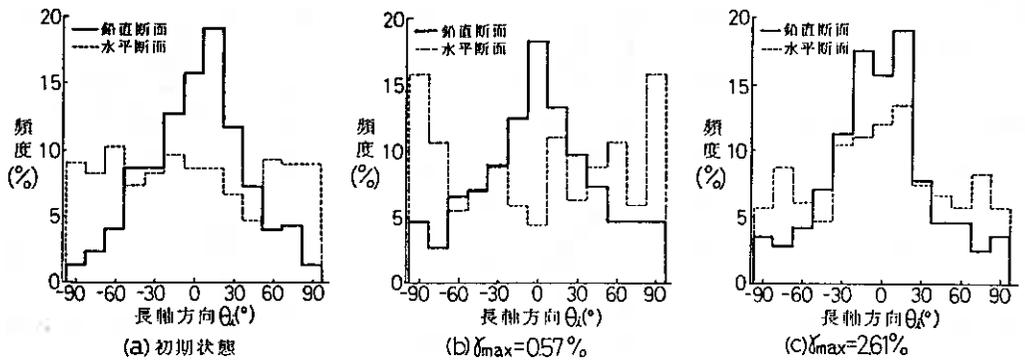


図-4 MSP供試体の構造変化

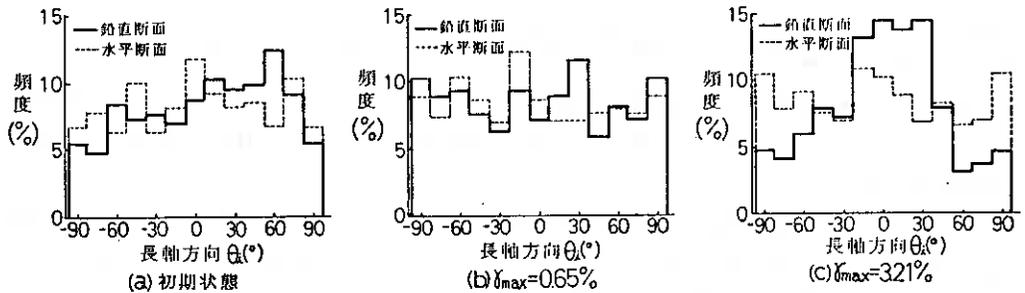


図-5 MR供試体の構造変化

み振幅の下で液状化を発生させると、粒子長軸方向の分布が水平方向に卓越してくる。

これらの内容のうち1)については、三軸供試体の変形条件からして理解出来る結果と言えよう。また2)についてはMSP供試体の力学特性は異方的であるのに対して、MR供試体のそれは等方的であるという事実と一致している。⁶⁾

以上において構造の変化を定性的に述べてきたが、これらを定量的に見るために次式によって粒子長軸の卓越配列方向 $\bar{\theta}$ と集中度 $M \cdot V$ を計算した。⁸⁾

$$\bar{\theta} = \frac{1}{2} \arctan \frac{\sum_{i=1}^n \sin 2\theta_i}{\sum_{i=1}^n \cos 2\theta_i}$$

$$M \cdot V = \frac{1}{n} \left\{ \left(\sum_{i=1}^n \sin 2\theta_i \right)^2 + \left(\sum_{i=1}^n \cos 2\theta_i \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \times 100 (\%)$$

図-6は鉛直断面での集中度 $M \cdot V$ と卓越配列方向 $\bar{\theta}$ との関係をプロットしたものである。この図から、初期状態及び一度液状化した供試体ともに、粒子の長軸方向が集中するときはその集中方向が水平方向になっていることがわかる。一度液状化を生じた供試体では、等方圧の下での再圧密で相当大きな体積収縮を生じているにもかかわらず、その後も粒子長軸が水平方向に集中した異方的構造を持っている点は注目される。

図-6及び7は、最大せん断ひずみ振幅 γ_{max} と集中度 $M \cdot V$ の関係を示している。これらの図において、まず水平方向における粒子長軸方向の集中度を見ると、前出の図4及び5で見られる供試体中央高さ部分に限らず、上部及び下部においても集中度は、たかだか15%程度であり、粒子長軸方向の分布がランダムであることを示している。

一般に三軸圧縮あるいは伸張条件での力学特性と関連する構造は、鉛直断面でのそれと考えられるが、図-7および8の鉛直断面での粒子長軸方向の集中度 $M \cdot V$ の変化から次の事が言える

1) 供試体中部及び下部の $M \cdot V$ の値は最大せん断ひずみ振幅 γ_{max} を0.5%程度におさえて液状化させたときは一たん減少する。また、3%程度と大きな γ_{max} で液状化させると $M \cdot V$ は再び大きくなる。

2) 供試体上部での集中度 $M \cdot V$ は、初期に $M \cdot V$ の大きいMSP供試体では γ_{max} の増加とともに減少し、初期に $M \cdot V$ の小さいMR供試体では γ_{max} の増加とともに増加する。また、両供試体ともに γ_{max} が大きくなると集中度 $M \cdot V$ は30%程度に近づいている。

以上のように液状化が発生することによる構造の変化は、供試体全体で一様に生じるのではなく、特に供試体上部では他の部分と異なった変化傾向を示すようである。

前出の図-1に示すように、初期状態において粒子長軸が水平方向に集中しているMSP供試体よりも、

集中度が小さくランダムな構造を持つMR供試体の方が液状化強度が大きい。今、この構造特性と液状化強度の関係が再液状化の場合にも成り立つとすれば、図-2及び3と図-7及び8の比較から、一度液状化が発生することに伴って生じる供試体中部及び下部での構造変化が再液状化強度の変化と対応していることにな

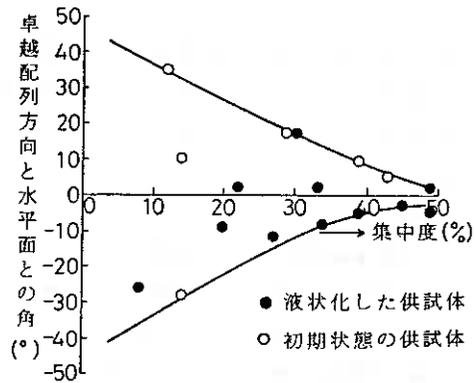


図 6 粒子配列の集中度とその方向

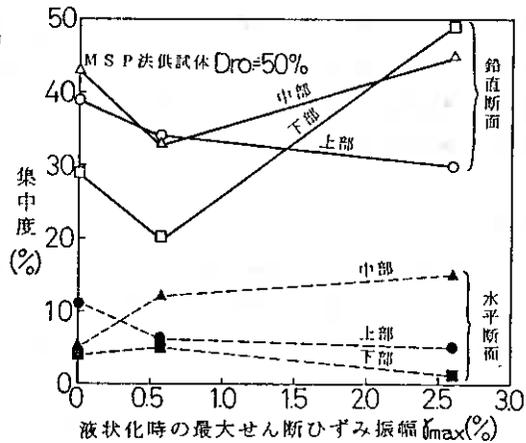


図-7 MSP供試体の集中度の変化

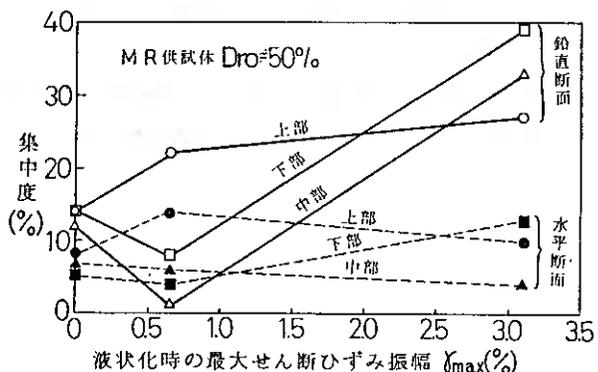


図-8 MR供試体の集中度の変化

る。大きなひずみ振幅の下で液状化したときの再液状化強度の低下の理由として、供試体上部における緩くて不安定な構造の形成という考え方がいくつかの既存の研究で示されているが⁹⁾この事だけが再液状化強度低下の原因ではないようである。

4. まとめ

三軸試験機内での飽和砂の再液状化強度の変化をより基本的なところからとらえる目的で、粒子配列構造の変化と再液状化強度との対応を調べてみた。その結果、液状化の発生に伴う構造の変化は供試体全体で均一に生じておらず、供試体上部の構造変化には再液状化強度の変化に対応するものは認められなかったが、供試体中央部および下部における構造変化と再液状化強度との間には対応性が認められた。

今回の報告は限られた条件での構造変化を調べたにすぎない。今後さらに実験をすすめて、液状化に伴う構造変化の一般的な傾向を明らかにしていきたい。

最後に本研究を進めるに当たり日頃ご指導いただいている北大工学部上岐祥介教授に感謝の意を表します。

文献

- 1) Ishihara, K., Okada, S.: (1978) Soils and Foundations, Vol.18, No.4.
- 2) Seed, H.B., Mori, K. and Chan, C.K.: (1977) J.GED, ASCE, Vol.103, No.GT4.
- 3) 鈴木、上岐: (1981) 土質工学会論文報告集、Vol. 21、No.4.
- 4) 鈴木利文: (1986) 北見工業大学修士論文
- 5) Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K. and Arulamandan, K.: (1977) J.GED, ASCE, Vol.103, No.GT2.
- 6) 鈴木、鈴木: (1986) 技術報告集、第26号.
- 7) Finn, W.D.L., Bransby, P.L. and Pickering, D.J.: (1970) J.SMFD, ASCE, Vol.96, No.SM6.
- 8) Curray, J.R.: (1956) Journal of Geology, Vol.64.
- 9) たとえば、Emery, J.J., Finn, W.D.L., and Lee, K.W.: (1973) ASTM, STP523.

北海道大学工学部 ○ 青野 哲成
北海道大学工学部 土岐 祥介
室蘭工業大学工学部 三浦 清一
北海道大学工学部 三浦 均也

1. まえがき

水平な自然堆積地盤は、過去に地震のような水平方向のせん断履歴を受けている例が数多く存在すると思われる。

従来、三軸圧縮試験を用いて供試体を異方圧密した後にせん断試験を行って、砂の変形・強度特性を調べる研究が成されて来ているが、それらは供試体に圧縮又は伸張の履歴を与えることによって変形・強度特性の変化を検討するという方法をとるものである。そこで、本研究では、そのせん断履歴を与える方向に注目し、水平に堆積した地盤に与えられた水平方向のせん断履歴を再現するために、積層箱を使用して堆積面の方向に平行に単純せん断履歴を与えた試料を積層箱ごと凍結した後、供試体を切り出して三軸排水せん断試験を行った。

一方、砂などの粒状体が堆積するときには、重力の影響を受けるために粒子の長軸が水平方向に卓越配列して堆積する特性を示し、その初期構造の異方性が変形・強度特性に及ぼす影響が大きいことが、多くの研究者¹⁾によって報告されている。そこで凍結した積層箱より供試体を切り出す際に、与えたせん断の方向による影響を考え、鉛直方向および水平方向に対して種々の角度で切り出した。そして、せん断履歴を加えていない供試体との変形・強度特性を比較し、水平単純せん断履歴が砂の変形・強度特性にどのように影響するかを検討した。

2. 試料および供試体作製の手順

2-1 試料

本研究で用いた試料は、豊浦標準砂($U_c=1.50$, $D_{50}=0.18\text{mm}$, $F_c(\leq 74\mu\text{m})=0\%$)で、比重は $G_s=2.645$ 、土質工学会基準による最大および最小間隙比は $e_{max}=0.991$, $e_{min}=0.623$ である。試料はあらかじめ水洗いしたものを炉乾燥して用いている。

試験に用いた供試体寸法は、直径 $D=50\text{mm}$ 、高さ $H=120\text{mm}$ の円筒形である。

2-2 単純せん断の試験手順と供試体作製法

砂を円すい形のホッパーの先から5層のふるい(第1層のふるい目 1.41mm 、第2~5層 3.36mm)を通して空中落下させ、図-1に示すような積層箱(内径 $\phi=299\text{mm}$ 、高さ $H=315\text{mm}$ 、積層リング数 $n=15$ 本)内に堆積した。砂を落下させる際には、試料表面が常に水平となるようにホッパーを一定の速度で回転させながら堆積させる。堆積後、上面を水平にカットし、上載圧を載荷する。脱気水を水頭差 75cm で通して飽和後、

せん断速度 $\dot{\gamma}_s = 0.32\% / \text{min}$ で単純せん断を行い、所定のせん断ひずみ $\gamma_s = 5\%$ に達した後、せん断力を除荷する。最後に積層箱内にサクシオン(13kPa)をかけて吸水し、十分に不飽和にした後ドライアイスにより凍結させる。これらの過程を通して上載圧は、

19.6kPaである。凍結した試料より三軸試験に用いる供試体を切り出すさい、図-2に示すように、試料軸方向のzおよびx方向からの角、 δ および θ を種々にかえた。

3. 試験方法

凍結した供試体は、拘束圧19.6kPaのもとで、三軸セル内に約1時間放置して融解させる。その後、CO₂を15分間通し、脱気水を供試体の体積の2倍程度通水して飽和させる。飽和後、側圧205.8kPa、バックプレッシャー196kPaのもとで15分間等方圧密を行い、非排水状態で側圧を294kPaまで上げてB値のチェックを行う。B値が0.98以上であることを確認した後、引き続き側圧294kPa、バックプレッシャー196kPa、有効拘束圧98kPaのもとで、1時間等方圧密する。圧密終了後、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_s = 0.25\% / \text{min}$ で側圧一定排水三軸圧縮または伸張試験を行った。

4. 試験結果及び考察

4-1 供試体及び積層箱内のせん断ひずみの一様性

供試体の均一性を検討するために、凍結した積層箱内の試料の各部より供試体(直径D=50mm,高さH=60mm)を切り出し、密度および含水比のチェックを行った。図-3は、縦軸に相対密度、横軸には切り出し位置をとったものである。目標とする相対密度は80%で、多少のパラッキはあるもののほぼ均一であることがわかる。また、含水比は上部が5~7%、中部が7~9%、下部が9~11%であった。このため、試料の凍結による影響を最小にすることを考慮して三軸試験には原則として下部は用いないことにした。

図-4は、縦軸に低盤から積層箱に付けたダイヤル

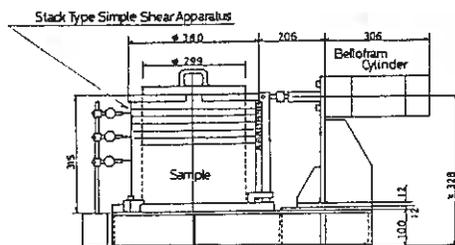
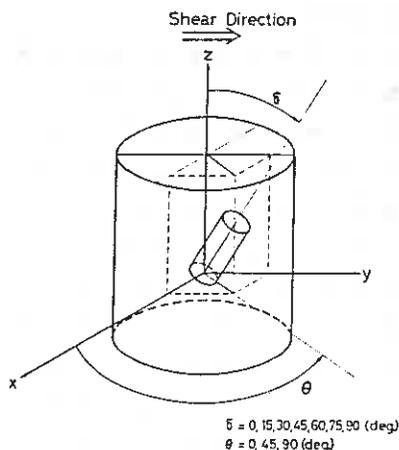


Fig. 1



Definition of δ and θ
Fig. 2

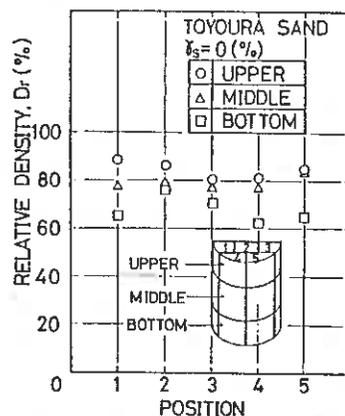


Fig. 3

ゲージまでの高さを取り、横軸にせん断過程の幾つかの段階で測定された水平変位量をとったものである。せん断ひずみ $\gamma_s = 5\%$ までは、ほぼ高さに対して一様にせん断ひずみが与えられていることがわかる。せん断力を解放した後の残留ひずみは高さ方向で一様ではないが、下部を用いないことを考慮し、上から4測点の間の変位量を見ると、ほぼ線形になっている。上から4点での残留ひずみは $\gamma_s = 2.2\%$ である。

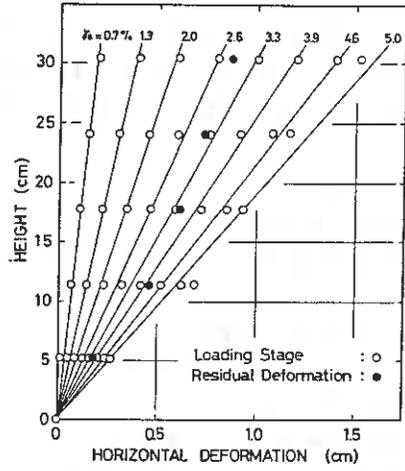


Fig. 4

4-2 せん断履歴を受けていない砂の変形・強度特性

ここでは、単純せん断履歴がどのような影響を砂の変形・強度特性に与えるかを検討する上で、比較する基礎となるせん断履歴を与えていない砂の変形・強度特性について述べる。

4-2-1 変形特性

図-5(a), (b)は、それぞれ、応力比 η ($=q/p'$, ここで q は偏差応力, p' は有効平均主応力) とせん断ひずみ γ ($=2/3 |\epsilon_s - \epsilon_r|$, ここで ϵ_s は軸ひずみ, ϵ_r は側方ひずみ) との関係を示したものである。図-5(a)は圧縮試験の結果を、図-5(b)は伸張試験の結果を表している。図中のパラメータ δ は、供試体軸と鉛直軸との傾き(図-2)である。(a), (b)図とも、処女供試体の排水強度が δ に対して系統的に依存していることを示している。つまり、圧縮試験においては、 δ の増加とともに最大応力比が減少し、破壊時のせん断ひずみが増加している。逆に、伸張試験においては、 δ の増加とともに最大応力比が増加し、破壊時のせん断ひずみが減少している。このことは、小田の研究¹⁾における傾斜角 ζ ($\zeta = 90^\circ - \delta$) の

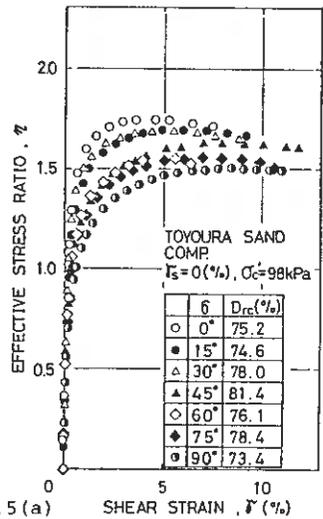


Fig. 5(a)

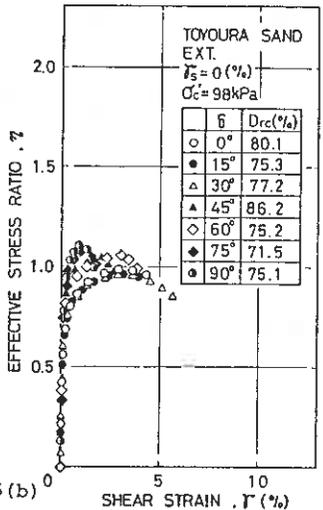


Fig. 5(b)

増減による応力-ひずみ曲線の変化の関係とよく一致している。

図は示していないが、圧縮試験では、 δ の増加と共に $\eta \sim \gamma$ 曲線の初期接線係数が小さくなる傾向が認められるが、伸張試験ではほとんど認められなかった。

4-2-2 強度特性

図-6は、最大応力比 η と δ との関係を示したものである。圧縮試験では δ の増加とともに η は減少し、伸張試験では δ の増加とともに η も増加していることがわかる。これは、小田¹⁾の研究結果に非常に良く一致している。

図-7は破壊時のせん断抵抗角 ϕ_0 と δ との関係を示したものである。相対密度のばらつきのために ϕ_0 の値もばらついている。そこで、 $\delta = 0^\circ$ および $\delta = 90^\circ$ の供試体について行った圧縮及び伸張試験の結果²⁾をもとにして、供試体の相対密度と目標相対密度80%との差に対応する $\Delta \phi_0$ を推定して補正した。図中の曲線は補正点を結んだ代表線である。この図によると圧縮試験においては、 δ が増加するにつれ ϕ_0 は減少していくが、 $\delta = 75^\circ$ と 90° 付近ではほぼ同じ値を示すようになる。又、伸張試験においては、 $\delta = 15^\circ, 30^\circ$ においてわずかながら ϕ_0 が減少した後、 δ の増加にともない ϕ_0 が増加している。

δ による ϕ_0 の変化の傾向は、次のように説明される。三軸圧縮試験においては、最大主応力面とすべり面のなす角 α は、 $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ となり、仮に $\phi = 40^\circ$ とすると $\alpha = 65^\circ$ である。したがって、 $\delta = 75^\circ$

供試体の圧縮試験では砂粒子の堆積面とすべり面とがほぼ一致する事になり、また、伸張試験では $\alpha = 25^\circ$ となり $\delta = 30^\circ$ 供試体において堆積面とすべり面とがほぼ一致する。すなわち、すべりに対して最も弱いと考えられる砂粒子の堆積面とすべり面とが、一致するような δ で切り出した供試体において、せん断抵抗角が最も小さくなる³⁾。

$\delta = 0^\circ$ と $\delta = 90^\circ$ で ϕ_0 は三軸圧縮試験で約 5° 、伸張試験で約 10° 違っているが、これまでの報告^{2) 3)}に比べてやや大きい。

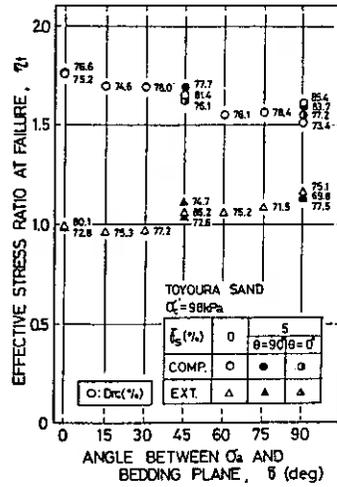


Fig. 6

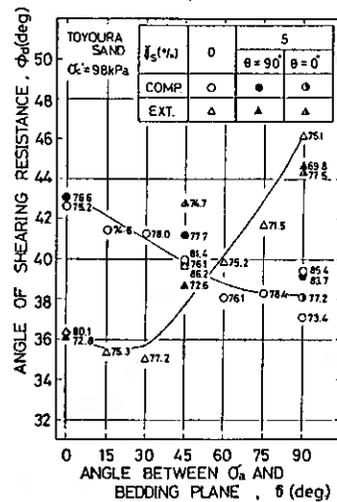


Fig. 7

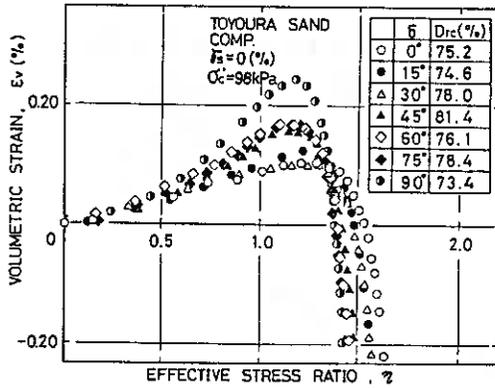


Fig. 8(a)

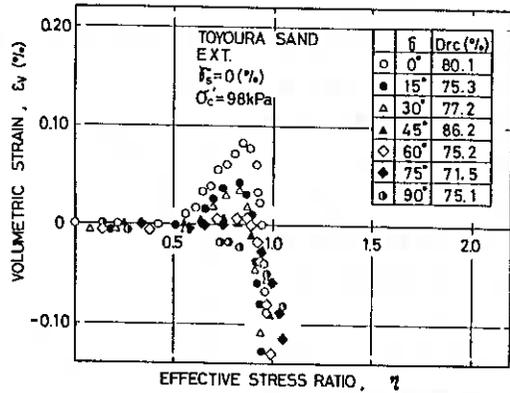


Fig. 8(b)

4-2-3 ダイレイタンスー特性

図-8(a),(b)は、体積ひずみ ϵ_v と応力比 η との関係を示したもので、(a)図は圧縮試験、(b)は伸張試験の結果を示している。図からわかるように、体積変化特性に傾角 δ による明らかな影響が認められる。圧縮試験においては δ の増加とともに最大の体積収縮量も増加している。また、伸張試験においては δ の増加とともに最大体積収縮量は減少し、 $\delta = 90^\circ$ では収縮せずにせん断初期から膨張し続けていることがわかる。

図-9は、最大収縮時の体積ひずみ ϵ_{vmax} と δ との関係を示したものである。圧縮試験においては、 δ の増加とともに ϵ_{vmax} も増加し、伸張試験では δ の増加とともに減少している。

応力～ひずみ曲線、ダイレイタンスー特性にみられるこのような変形特性は、これまで度々報告⁴⁾してきたように、空中落下法で作製した供試体の持つ初期異方性によるものである。

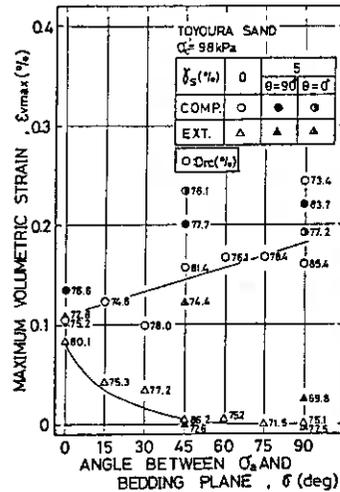


Fig. 9

4-3 せん断履歴を受けた砂の変形・強度特性

ここでは、単純せん断履歴が、4-2で述べたせん断履歴を受けていない砂の変形強度特性にどのような影響を及ぼすかについて述べていく。

4-3-1 変形特性

図-10(a),(b),(c),(d)は、応力比 η とせん断ひずみ γ との関係を示している。

(a),(b)は、 $\delta = 0^\circ$ 供試体の圧縮試験と伸張試験の結果を示している。(c)及び(d)は、 $\delta = 45^\circ$ 供試体の圧縮および伸張試験の結果を示している。(a)及び(b)図において単純せん断履歴を与えた供試体の η - γ 曲線は、処女供試体の η - γ 曲線に比べると僅かに剛性が減少し、ピーク時のせん断ひずみが増加している。(c),(d)図は、相対密度の相違のため処女供試体と単純せん断履歴を与えた供試体との比較は難しいが、ひずみを与えた供試体はどちらもほぼ同じ相対密度である。そこで、単純せん断ひずみの大きさが同じであっても与えた方向により、応力

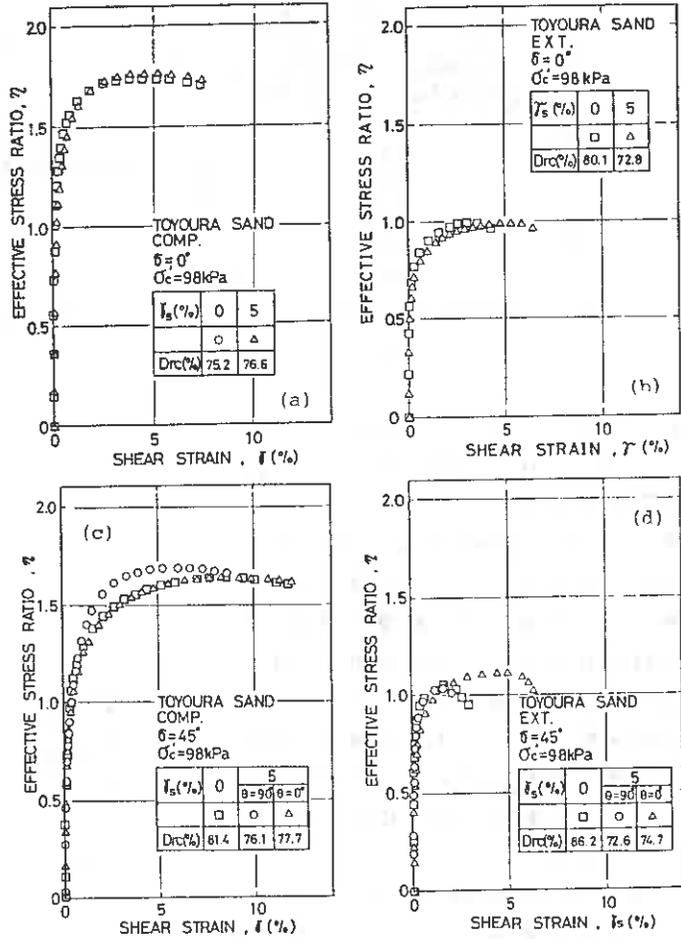


Fig. 10(a), (b), (c), (d)

力 \sim ひずみ関係に影響を与えるかどうかを調べるため $\theta = 0^\circ$ と $\theta = 90^\circ$ の η - γ 曲線に特に注目すると、 $\theta = 0^\circ$ の曲線の方の剛性が小さく、破壊時のせん断ひずみは増加している。これは、傾角 δ が同じであっても与えた単純せん断の方向によって応力-ひずみの変形挙動に大きく影響を与える事を示している。

図-11(a)は、三軸圧縮試験における供試体の堆積面と与えられた単純せん断の方向の関係を表している。x軸方向に単純せん断を加えると、小田・小西⁵⁾が指摘しているように最大主応力の方向は、鉛直方向から角度 ψ をも

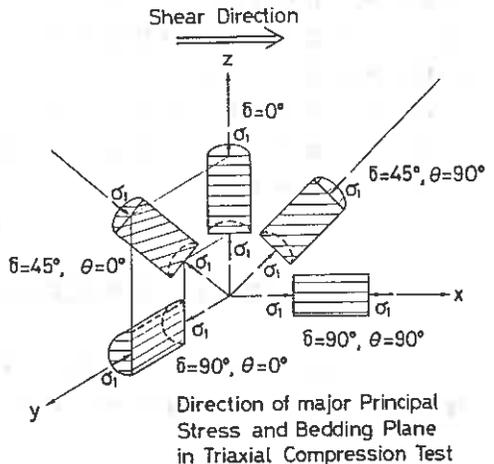
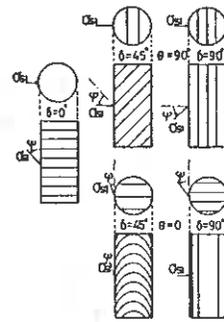


Fig. 11(a)

って作用することになる。本試験においてせん断応力の正確な値を測定することは困難なので、 ψ の値は明らかではないが、福島・龍岡¹⁰⁾によるねじり単純試験の結果より、 $\gamma_s = 5\%$ での ψ を推定すると $\psi \approx 43^\circ$ となる。ここで σ_{s1} は、単純せん断時における最大主応力を表している。その時の応力状態と供試体の関係を表すと図-11(b)の様になる。 $\theta = 0^\circ$ の $\delta = 90^\circ$ 及び $\theta = 90^\circ$ の $\delta = 45^\circ$ は、伸張応力を受けているような状態にある。そのために、これらの供試体の剛性は、圧縮試験においては減少し伸張試験においては増大すると思われるが、上記のように試験の結果は必ずしもその様な傾向を示していない。これは、単純せん断で生ずる主応力の連続的回転の影響、除荷時において単純せん断を与えた方向とは反対の方向に積層箱のメンブレンの復元力が働くこと、あるいは凍結の影響等の影響が考えられるが、詳しい理由は不明である。ここで、 $\delta = 45^\circ$ 供試体のせん断力の方向(θ)の違いによって生じる応力-ひずみ曲線の相違について考えてみる。いま、単純せん断によるすべり面が水平だと仮定すると、



Relations between Direction of major Principal Stress and Specimen in Simple Shear Fig.11(b)

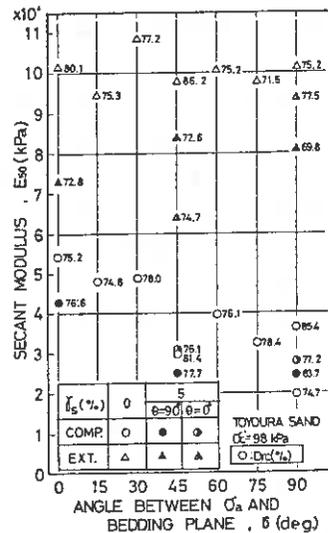


Fig. 12

$\theta = 0^\circ$ では、圧縮・伸張によるすべり方向と単純せん断によるすべり方向とが直交しているのに対し、 $\theta = 90^\circ$ では、供試体の三軸試験のすべり方向と単純せん断時におけるすべり方向とが近いために θ により応力-ひずみ関係に差が生じたと思われる。

図-12は、 δ および単純せん断履歴が応力-ひずみ曲線の形状にどのような影響を及ぼすかを調べるために割線変形係数 E_{s0} と δ との関係をプロットしたものである。 E_{s0} は、偏差応力の最大値(q_{max})の50%に相当する点(q_{50})と原点とを結んだ直線の傾きである。圧縮試験において、単純せん断履歴を与えた供試体の E_{s0} は、処女供試体のそれよりおよそ 1×10^4 (kPa)程小さく、 δ の増加とともにどちらの供試体の E_{s0} も減少してゆく。伸張試験において E_{s0} は、あまり δ の大小には影響されないようである。これは、伸張試験では q_{max} の1/2の q_{50} では軸ひずみに差がないためである。また、本試験では $\gamma_s = 5\%$ 供試体の相対密度が低めに出ていることもあるが、せん断履歴を与えた供試体の E_{s0} は、処女供試体のそれよりおよそ 2×10^4 (kPa)程減少している。結論として圧縮試験においても、伸張試験においても、単純せん断を与えた供試体は剛性が減少していることが確認された。

4-3-2 強度特性

図-6および図-7中の黒塗りと半黒塗りの丸と三角は、それぞれせん断履歴を与えた供試体の最大主応力比と破壊時のせん断抵抗角の値をプロットして比較してみたものである。図-6に示すように γ で比較すると両者の間の大きな相違は認められない。一方、図-7において $\delta = 45^\circ$ では、圧縮および伸張試験ともせん断抵抗角の増加が見られるが、 $\delta = 0^\circ$ と $\delta = 90^\circ$ 供試体では、ほとんど単純せん断履歴による影響は表れていない。

軸ひずみの増加に対して体積ひずみの生じない状態、つまり $d\varepsilon_v/d\varepsilon_a = 0$ の点におけるせん断抵抗角 ϕ_{ov} は、ダイレイタンスー挙動には影響されない材料定数であるといわれている¹¹⁾。そこで、 δ の変化や、単純せん断履歴の有無が ϕ_{ov} に影響を及ぼすかどうかを調べた。図-13は、 ϕ_{ov} と δ との関係を表している。多少ばらついてはいるが、圧縮・伸張試験の差や、 δ の大小、また単純せん断履歴の有無にかかわらずほぼ同じ値である。つまり、 ϕ_{ov} は材料定数であり、供試体の粒子配列構造によらず一定であることが確認された。

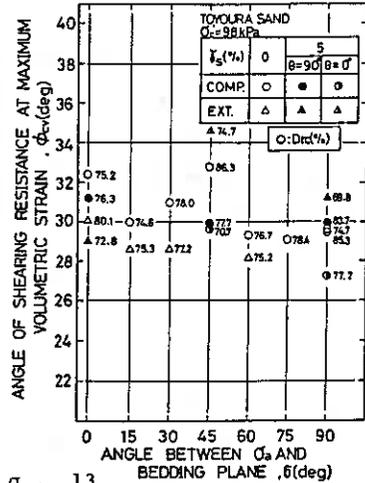


Fig. 13

4-3-3 ダイレイタンスー特性

図-14(a), (b), (c), (d)は、単純せん断履歴のダイレイタンスー挙動に及ぼす影響

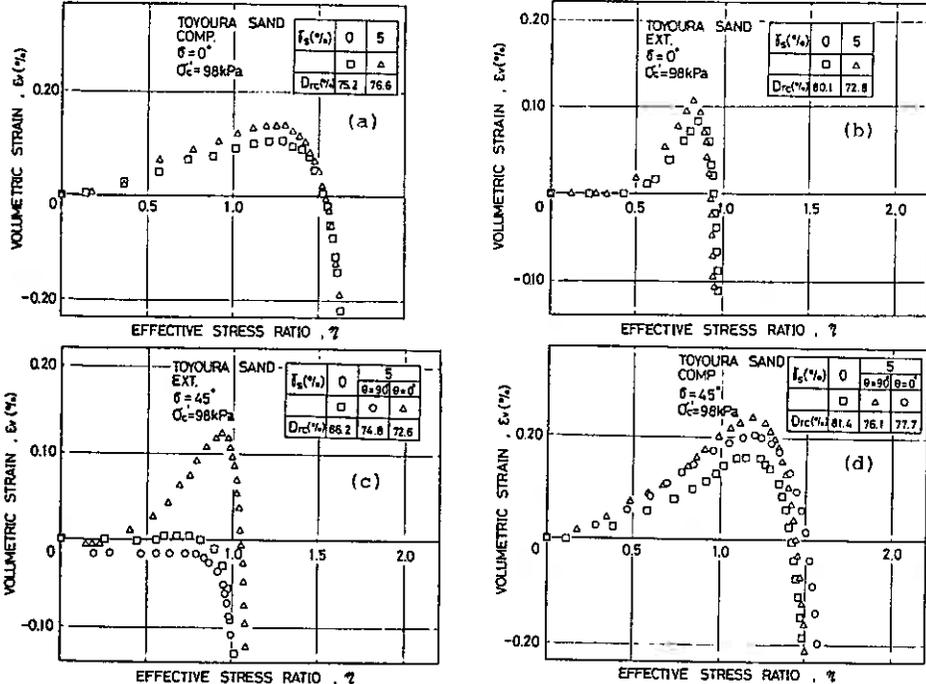


Fig. 14(a), (b), (c), (d)

を検討するために、体積ひずみ ε_v と応力比 η との関係を示したものである。圧縮・伸張試験のどちらにおいても、単純せん断履歴により $\varepsilon_{v,0.0.0}$ の値は大きくなっている。

図-9中の黒塗りと半黒塗りの丸と三角は、それぞれせん断履歴を与えた供試体の圧縮・伸張試験の結果をプロットしたものである。単純せん断履歴を与えると最大の体積収縮量は大きくなっていることがわかる。特に、 $\delta=45^\circ$ では増大している。 $\delta=45^\circ$ において強度が増加し、さらに体積収縮量も増加しているのは、単純せん断による粒子の再配列による影響と思われる。単純せん断によるすべり面を水平と仮定すると、 $\delta=45^\circ$ 供試体の三軸圧縮によるすべり面は、 $\delta=0^\circ$ あるいは $\delta=90^\circ$ 供試体のすべり面に比べて、単純せん断によるすべり面と最も近い。そのため、単純せん断によって構成された堆積面の粒子構造が、三軸試験の際、再配列される影響が最も良く表れる為と思われる。

5. 結論

以上、単純せん断履歴が、初期異方性を有する砂の排水三軸圧縮および伸張試験における変形強度特性に及ぼす影響について述べてきた。要約すると以下のようになる。

1) 処女供試体の応力～ひずみ～強度特性

- 1-1 供試体軸が堆積方向となす角 δ の増加とともに、圧縮試験の E_{50} は減少する傾向にあるが、伸張試験では変化が認められなかった。しかし、破壊ひずみは、圧縮試験では増加、伸張試験では減少する傾向が明らかに存在している。
- 1-2 破壊時のせん断抵抗角は、圧縮試験においては δ の増加とともに減少し $\delta=75^\circ$ 付近で最小値をとる。伸張試験においては、 $\delta=30^\circ$ 付近で最小値をとり、以後は δ の増加と共に増加する。
- 1-3 三軸試験における $\varepsilon_{v,0.0.0}$ は、圧縮試験では δ の増加とともに増加するが、伸張試験では減少する。

以上の傾向は、空中落下法によって作製した供試体の生得的異方性によって、説明される。

2) 単純せん断履歴を受けた供試体の応力～ひずみ～強度特性

- 2-1 圧縮試験および伸張試験において、 δ, θ の如何にかかわらず単純せん断履歴を受けることによって E_{50} の値は低下している。
- 2-2 $\delta=45^\circ$ 供試体において、圧縮および伸張試験の ϕ_d は、単純せん断履歴を受けることによって増加した。しかし、 $\delta=0, 90^\circ$ 供試体においては、その ϕ_d に及ぼす影響は認められなかった。
- 2-3 単純せん断履歴を受けることにより $\varepsilon_{v,0.0.0}$ は、一般に増加し、その傾向は、特に 45° 供試体において著しかった。

このような傾向の一部は、本来、単純せん断中における最大主応力の方向で説明可能と思われるが、幾つかの点で矛盾しているようである。

6. あとがき

地盤内で発生する水平方向のせん断変形によって、砂の変形強度特性がどの様な影響を受けるかを明らかにすることは、例えば地震履歴を受けた地盤の力学特性を知る上などで重要である。このようなことを目標の一つとして実験をはじめた。積層箱を用いて、水平方向のせん断ひずみを与えた三軸試験用の供試体の作製は一応成功し、幾つかの実験結果を得たが、供試体の密度のバラツキ、受けたひずみの均一性、せん断履歴中に生じた供試体の堆積面と直角方向の伸張ひずみ、あるいは、凍結融解の影響など不明確な点が少なくなかった。このため、実験の結果が予想される結果とかなり異なるところがあった。今後装置と実験方法に工夫を加え、研究を進めて行く予定である。なお、この研究の一部は、昭和60年度文部省科学研究費(試験研究・1)の補助を受けて行ったものである。

最後に実験およびデータ整理に協力を得た、北大工学部 山下 聡 助手、北大4年目 高橋 幸彦 君に記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Oda, M. (1972); "Initial Fabrics and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Material", Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1, PP. 17-36
- 2) 阿部 芳三, 高月 修 (1981); "異方性を有する砂の変形強度特性", 北海道大学学士論文
- 3) 土岐, 三浦, 遠藤 (1986); "自然堆積砂の平面ひずみ強度異方性", 土質工学会北海道支部技術報告集, 第26号, PP. 85~94
- 4) 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
- 5) Oda, M. and Konishi, j. (1974); "Rotation of Principal Stresses in Granular Material during Simple Shear", Soils and Foundations, Vol. 14, No. 4 PP. 39~53
- 6) 福島 伸二, 龍岡 文夫 (1981); "砂の平面ひずみねじり単純せん断試験", 第16回土質工学研究発表会発表講演集, PP. 453~456
- 7) 土質工学会 (1979); "N値およびCと ϕ の考え方"

室工大工学部 三浦 清一
北大工学部 土岐 祥介
室工大大学院○横田 聖哉
北大大学院 劉 朝鐸

1 まえがき

繰返し応力条件下における砂地盤の変形特性や液状化特性を推定するためには、任意応力経路下の精密な応力-ひずみ-ダイレイタンス-関係式が必要である。一般に任意応力経路下のせん断過程において発生するひずみ $d\epsilon_{ij}$ は、それらが平均主応力の大きさに依存することを考慮することによって、圧密成分 $(d\epsilon_{ij})_c$ とせん断成分 $(d\epsilon_{ij})_s$ の線形和で表わされる。さらにせん断成分 $(d\epsilon_{ij})_s$ はせん断弾性成分 $(d\epsilon_{ij})_s^e$ とせん断塑性成分 $(d\epsilon_{ij})_s^p$ に分けられるが、 $(d\epsilon_{ij})_s^e$ は $(d\epsilon_{ij})_s^e \ll (d\epsilon_{ij})_s^p$ であることから、無視されることが多かった。ところが非排水条件へ適用する場合には、体積ひずみ成分が微小変形レベルにおける間隙水圧の応答に無視できない影響を及ぼすため、弾性ひずみ成分を正確に評価することが要求されてきている。

過去の研究によつて¹⁾²⁾、せん断時の砂の変形挙動は、大きな応力比増分幅の除荷、再載荷時に弾性ひずみだけでなく、塑性ひずみが生ずることにより移動硬化型であり、また圧密時の砂の変形挙動は、除荷、再載荷におけるループが顕著ではないことから等方硬化型であることが示唆されている。本論文では、これらの事実と Rowe³⁾の研究に基づいて、砂の弾性挙動を表わす応力-ひずみ関係式を示すとともに、任意応力経路下の砂の弾性変形挙動がこの関係式によって合理的に表現されていることを述べる。

2 試料及び供試体作製法

本研究に用いた試料は、豊浦標準砂 ($U_c=1.32$, $D_{s\#}=0.18\text{mm}$, $F_c(\leq 74\mu\text{m})=0\%$) で、比重は $G_s=2.651$ 、土質工学会基準による最大・最小間隙比 $e_{\max}=0.989$, $e_{\min}=0.615$ である。試料はあらかじめ水洗いしたものを用いている。三軸供試体寸法は直径 $D=70\text{mm}$ 、高さ $H=170\text{mm}$ の円筒形である。

供試体は、砂粒子を7層のふるい(第1層のふるい目1.41mm、第2~7層のふるい目3.66mm)を通して空中落下させ、メンブレン(厚さ0.2mm)を装着したモールド内に堆積させる多重ふるい落下法(MSP法)⁴⁾によって作製した。この方法によって得られる供試体は、砂粒子の見掛けの長軸が鉛直断面において卓越配列し、水平断面では、ランダムとなる粒子配列を持った、自然堆積砂と類似の初期構造異方性を有している⁵⁾。試験に用いた供試体の相対密度は $D_{rc}=80\pm 3\%$ (圧密終了時 $P_c'=98\text{kPa}$) である。

3 応力・ひずみパラメータの定義

本研究に用いた主なパラメータは次のように定義されている。

偏差応力	$q = \sigma'_a - \sigma'_r$	平均有効主応力	$P' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r) / 3$
平均有効応力比	$\eta = q / P'$	体積ひずみ	$\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r$
弾性体積ひずみ	$\epsilon_v^e = \epsilon_a^e + 2\epsilon_r^e$	塑性体積ひずみ	$\epsilon_v^p = \epsilon_a^p + 2\epsilon_r^p$
せん断による体積ひずみ	$(\epsilon_v)_s = (\epsilon_a)_s + 2(\epsilon_r)_s$		
圧密による体積ひずみ	$(\epsilon_v)_c = (\epsilon_a)_c + 2(\epsilon_r)_c$		

なお、 σ'_a 、 ϵ_a 、 σ'_r 、 ϵ_r は各々軸方向有効主応力および主ひずみ、半径方向有効主応力および主ひずみである。また、測定した体積ひずみは、Roscoe法によるメンブレン貫入補正が行われている。

4 実験方法

実験は軸圧 σ_a および側圧 σ_r が独立して加えられる通常の軸対称三軸試験機であり、体積ひずみは1/100ccまで、軸ひずみは1/1000mmまでそれぞれ視読した。供試体作製後、5kPaの負圧を供試体に与えて自立させ、三軸セルを組み立て、拘束圧19.6kPaのもとでCO₂を通し、引続き脱気水を通水してから196kPaのバックプレッシャーで供試体を飽和させる。この方法での間隙水圧係数B値は0.97以上を示した。この後次の3つの試験を行った。

1) 等方圧密・膨張試験

せん断力を生じないように側圧と軸圧を制御して段階的に載荷、除荷、再載荷する。本実験での最大圧密圧力は588kPaである。

2) 平均主応力一定排水繰返しせん断試験

有効拘束圧 ($P_c' = 98\text{kPa}$) で等方圧密した後 (約1時間)、 P_c' = 一定条件となるように側圧と軸圧を制御しながら、載荷、除荷、再載荷を繰返した。本実験では、所定の応力比のもとで3回繰返した場合と、6回繰返した場合の2種類の試験を行った。

3) 任意応力経路下の排水せん断試験

上記2)と同様にして等方圧密した後、図1に示す任意応力経路下でせん断する試験である。すべての試験は応力制御とし、応力比は原則として0.1づつ増加あるいは減少とするが、体積ひずみの最大値付近では0.05づつ、また破壊時付近では更に細かい応力比で試験を行っている。なお、試験装置の耐圧上の制約から、軸圧を1200kPa以下、側圧を600kPa以下としたため破壊には至らないケースがある。

5 実験結果と考察

5-1 圧密による弾性体積ひずみ

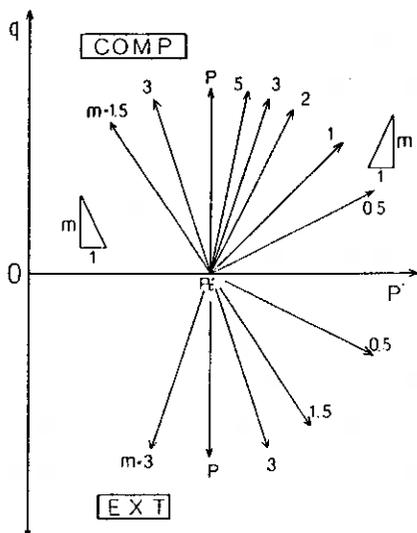


Fig. 1

図-2には、等方圧密試験の載荷、除荷、再載荷の実測値を体積ひずみ ε_v - 圧密応力 P' 関係で両対数紙上に示した。従来の研究成果と同様⁶⁾、圧密時・膨張時ともに両対数紙上で $\varepsilon_v - P'$ は明瞭な直線関係が認められ、それらの勾配も圧密時には $\lambda = 1.044$ 、膨張時には $n' = 0.421$ と一義的に決めうる。このことから圧密時の除荷、再載荷時のひずみは除荷幅の影響をほとんど受けず、圧密時の砂の変形挙動は弾塑性論でいう等方硬化則に従うことが確認できよう⁶⁾。

以上の事実から、本研究では圧密成分によるひずみの弾性成分を等方圧密時の除荷曲線より求めることができるとして以下の議論を進める。

なお、砂のような粒状体の三軸試験においては、メンブレン貫入 (MP) の影響が無視できない。図-3はMP補正しないもの、図-4はVaidの第2法⁷⁾によって補正した曲線を示している。図-2のRoscoe法によってMP補正した曲線と比較して明らかのように、特に本研究のように微小ひずみレベルの変形を議論する時には、MPは重要な影響因子であることが理解されるだろう。

5-2 平均主応力一定排水繰返しせん断試験

図-5~8には平均主応力一定条件下での三軸圧縮と三軸伸張試験結果を応力比 η ~ 最大・最小主ひずみ $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ 関係で示したものである。図-5に示されるところによれば、繰返し回数6回の応力比 $0 \sim 0.3$ まで変化する小さな応力比増分幅では除荷・再載荷曲線はほとんどループを描かず、再載荷後のひずみは除荷時のひずみ経路と一致している (図中では測定値が重なって

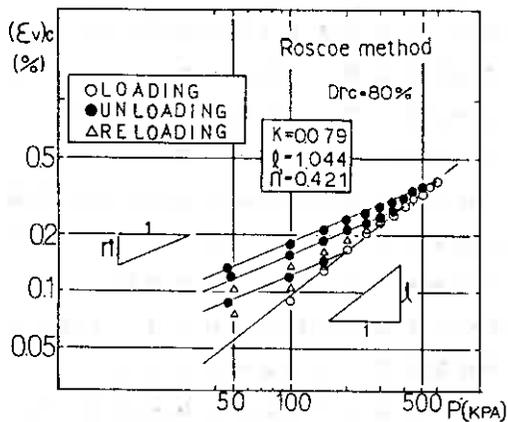


Fig. 2

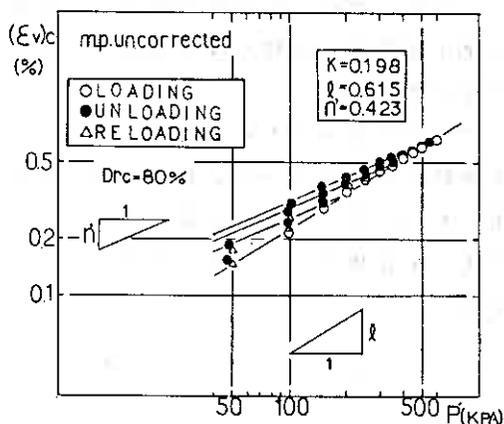


Fig. 3

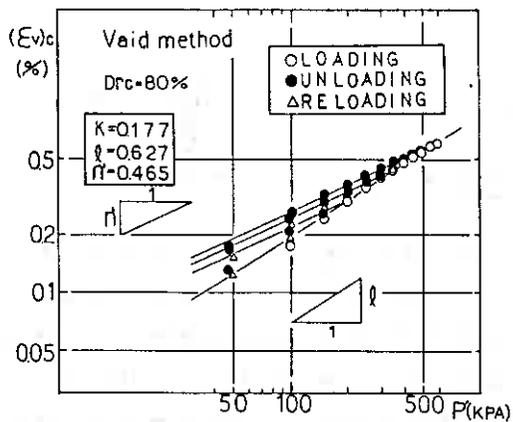


Fig. 4

表示されている)。一方、応力比が 0~0.6 まで変化する大きな応力比増分幅での除荷・再載荷曲線はループを描き、そのループの大きさは応力比増分幅 $\Delta\sigma$ が増加するに従って大きくなっていることが分かる。また、除荷時と再載荷時の応力-ひずみ曲線の勾配が異なっている。これは大きな応力比増分幅の除荷・再載荷試験では弾性ひずみだけでなく、塑性ひずみが生じていることを意味している。このことはせん断の進行に伴って降伏点が移動することを意味しているから、せん断時の砂の変形挙動は移動硬化則に従っていると考えなければならない。

図-7, 8 の三軸伸張試験においても三軸圧縮試験と同様な傾向を見いだすことができる。

以上のことから本研究においては、せん断時の弾性ひずみは、各 $\Delta\sigma \leq 0.3$ で生じたひずみを連続的に結びつけることによって評価できると考えていくことにする。

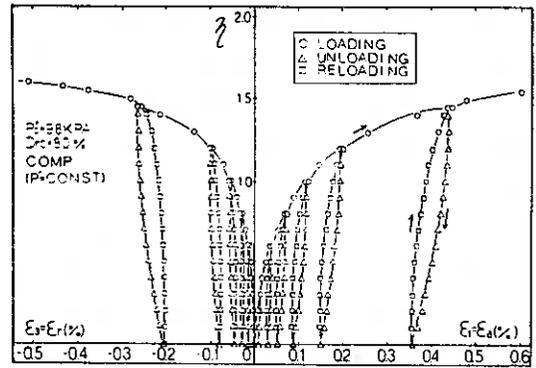


Fig. 5

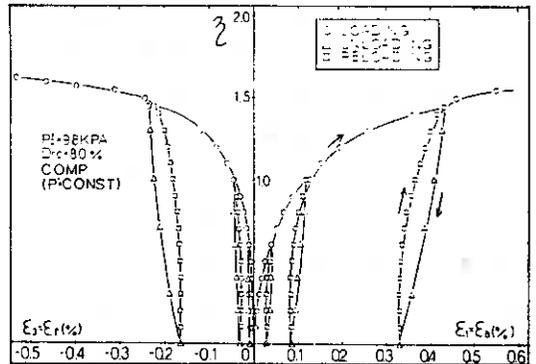


Fig. 6

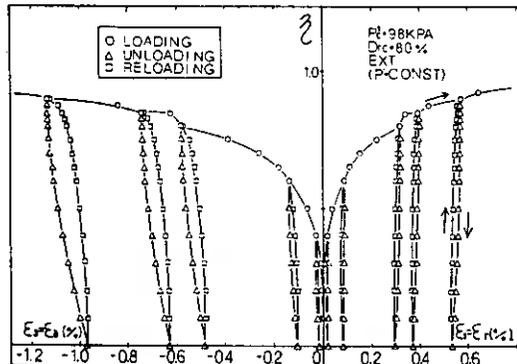


Fig. 7

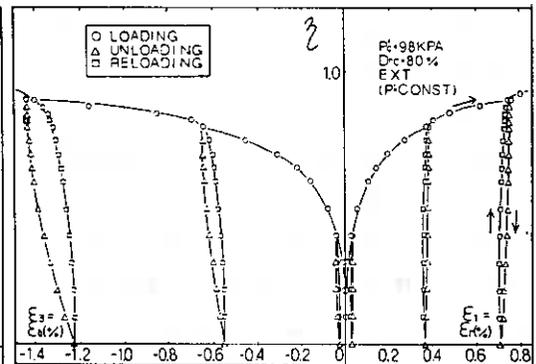


Fig. 8

6 弾性状態にある砂の応力-ひずみ関係式

砂の弾性変形は土粒子あるいは団粒子自身に起因すると思われる。そこで、Roweの研究²⁾と同様、Hertzの弾性2球の接触理論およびMindlinによるその発展理論³⁾を3次元に拡張した考えと、弾性論におけるポアソン比の概念を組み合わせ、弾性状態の砂の応力-ひずみ関係式を考察する。一般化したHertz式は次式で表わされる。

$$\epsilon_i^e = \frac{1}{E_i^*} \left(\frac{\sigma_i}{Pa} \right)^n \quad (i=1,2,3) \quad \dots(1)$$

ここで、Paは基準応力すなわち大気圧 (=98kPa) である。

式(1)の係数 $1/E_i^*$ ($i=1,2,3$)は材料が決まれば応力条件にかかわらず一定であると仮定し、また3主応力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ が作用する場合の3つの弾性主ひずみ ϵ_i^e ($i=1,2,3$)は、弾性論のポアソン比を介して、次式で与えられるものとする。

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_1^e \\ \epsilon_2^e \\ \epsilon_3^e \end{Bmatrix} = S \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \left(\frac{\sigma_1}{Pa} \right)^n \\ \left(\frac{\sigma_2}{Pa} \right)^n \\ \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \end{Bmatrix} \quad \left(\frac{1}{E_1^*} = \frac{1}{E_2^*} = \frac{1}{E_3^*} = S \right) \quad \dots(2)$$

なお、弾性主ひずみ増分 $d\epsilon_i^e$ は次式で表わせる。

$$d\epsilon_i^e = \begin{Bmatrix} d\epsilon_1^e \\ d\epsilon_2^e \\ d\epsilon_3^e \end{Bmatrix} = \frac{nS}{Pa} \begin{bmatrix} (\sigma_1/Pa)^{n-1} & -\nu(\sigma_2/Pa)^{n-1} & -\nu(\sigma_3/Pa)^{n-1} \\ -\nu(\sigma_1/Pa)^{n-1} & (\sigma_2/Pa)^{n-1} & -\nu(\sigma_3/Pa)^{n-1} \\ -\nu(\sigma_1/Pa)^{n-1} & -\nu(\sigma_2/Pa)^{n-1} & (\sigma_3/Pa)^{n-1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} \quad \dots(3)$$

式(3)のパラメータ n, S, ν が応力状態や応力経路に依存しないものと考え、これら3つのパラメータを決めることにより弾性時の主応力増分、主ひずみ増分を推定できることになる。

n と S は前節の等方圧密・膨張試験から求めることができる。すなわち、等方圧密時の弾性体積ひずみ ϵ_v^e は平均主応力が P_0 から P' まで変化したとすれば次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \epsilon_v^e &= 3 \cdot S \cdot (1-2\nu) \left\{ \left(\frac{P'}{Pa} \right)^n - \left(\frac{P_0}{Pa} \right)^n \right\} \\ &= K \left\{ \left(\frac{P'}{Pa} \right)^n - \left(\frac{P_0}{Pa} \right)^n \right\} \quad \dots(4) \end{aligned}$$

ここに、 $K=3S(1-2\nu)$ である。

式(4)を

$$\epsilon_v^e + K \left(\frac{P_0}{Pa} \right)^n = K \left(\frac{P'}{Pa} \right)^n \quad \dots(5)$$

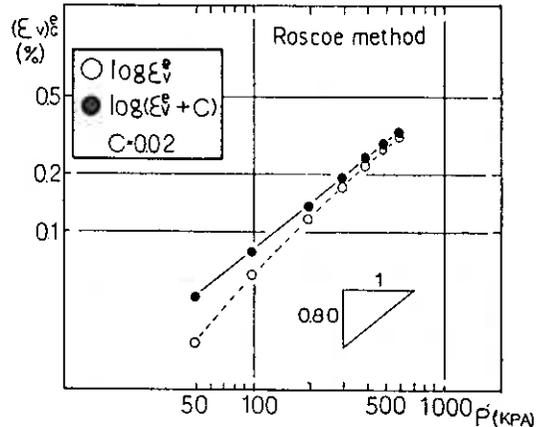


Fig.9

のように変形し、その両辺の対数をとれば次式のようなになる。

$$\log \left\{ \epsilon_v^e + K \left(\frac{P_0}{Pa} \right)^n \right\} = n \log \frac{P'}{Pa} + \log K \quad \dots(6)$$

図-9は、等方圧密試験から得られた体積ひずみの弾性成分を $\log \epsilon_v^e \sim \log P'$ 関係で表わしたものである。そして、この体積ひずみの実測値 ϵ_v^e に任意の定数 C

を加え、 $\log(E_v^e + C)$ と $\log P'$ が直線関係を満足するようにしたのが図-9の実直線で結んだものである。式(6)から理解されるように、この直線の勾配から n が決定され、 $P'=98\text{kPa}$ つまり $(P'/Pa)=1$ の時の $\log(E_v^e + C)$ の値より式(6)が $\log E_v^e = \log K$ となって $\log K$ が決定される。なお、この場合 $C=0.02$ である。図-10には上記の方法と同様の手法で得られた $E_a^e \sim P'$ 関係について整理してある。

次に、ポアソン比 ν を先の平均主応力一定排水繰返しせん断試験より求める。載荷除荷の繰返し応力比幅が小さな範囲内からの傾きをとり各繰返し点にこの傾きと平行な線を引き、軸方向弾性ひずみ $(E_a^e)_s$ と側方向弾性ひずみ $(E_r^e)_s$ 成分とを得る(図-11)。図中の傾き $(-E_r/E_a)$ をポアソン比とする。図-12は図-11に示されたひずみが発生するときのせん断応力と軸方向弾性ひずみ $(E_a^e)_s$ と側方向弾性ひずみ $(E_r^e)_s$ とで整理したものである。これより任意のせん断応力が作用したときの弾性ひずみを求めた。以上の方法でパラメータを決定することができる。

なお、メンブレン貫入の影響を評価するためRoscoe法、Vaidの第2法、無補正について上記のパラメータの変化を調べた。それらの値を表-1に示す。

Table.1

Triaxial Compression			
	Roscoe	Vaid	uncorrected
n	0.8	0.63	0.64
K	0.079	0.177	0.189
ν	0.22	0.31	0.57
Triaxial Extension			
n	0.8	0.63	0.64
K	0.079	0.177	0.189
ν	4.94	4.76	4.55

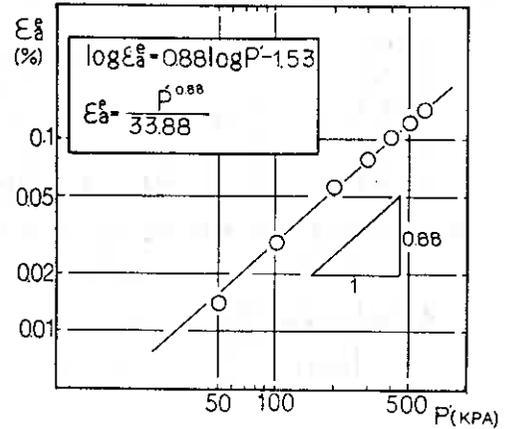


Fig. 10

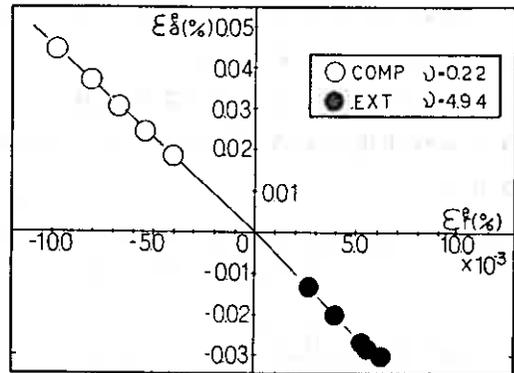


Fig. 11

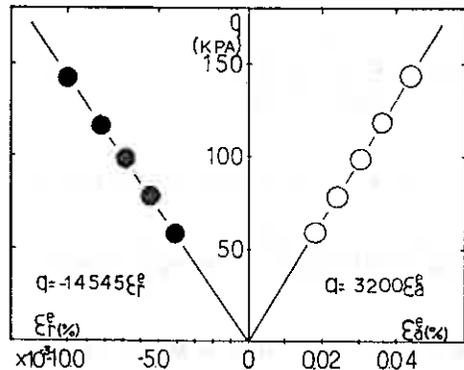


Fig. 12

7 実験データによる検証

図-1に示された任意応力経路下の実験データに基づいて提案式の検証を行なう。図-13, 14には三軸圧縮, 三軸伸張条件下の平均主応力一定試験 ($P_c' = 98\text{kPa}$), 側圧一定試験 ($\sigma_r' = 98\text{kPa}$), 軸圧一定試験 ($\sigma_a' = 98\text{kPa}$)について応力比 η ~ 最大・最小弾性主ひずみ $\epsilon_1^e, \epsilon_3^e$ 関係で示したものである。これらの図より実線で示した理論式による曲線は, 種々の応力経路下のせん断試験の弾性ひずみの実測値とよい対応を示していることがわかる。しかし圧縮側に注目すると僅かではあるが, 弾性最小主ひずみ ϵ_3^e が実測値より提案式の方が大きく見積もられているようである。

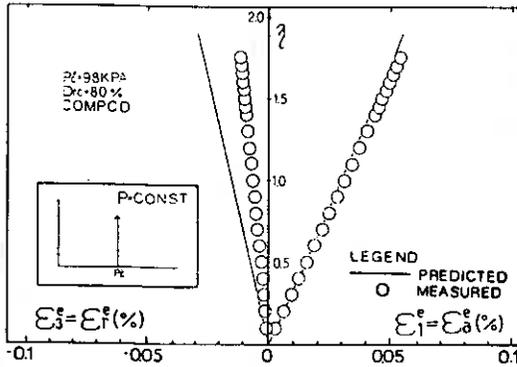


Fig. 13(a)

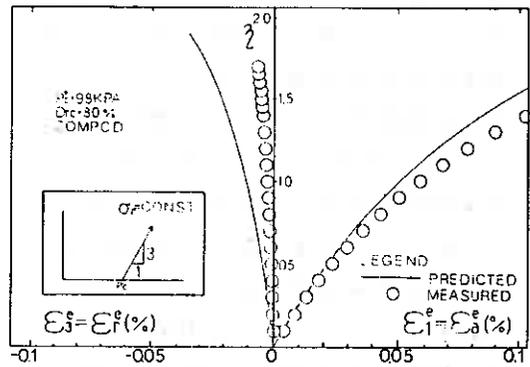


Fig. 13(b)

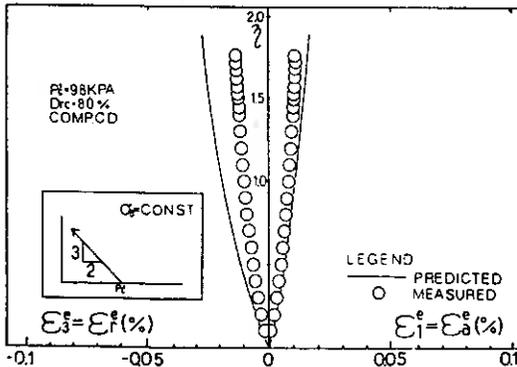


Fig. 13(c)

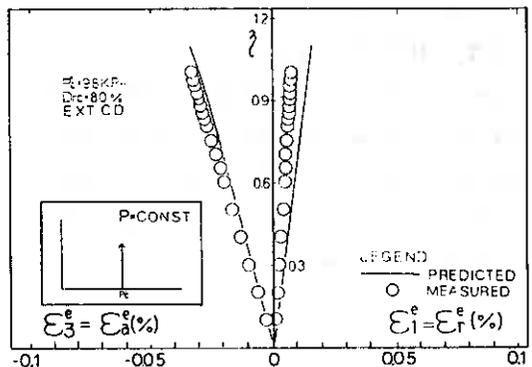


Fig. 14(a)

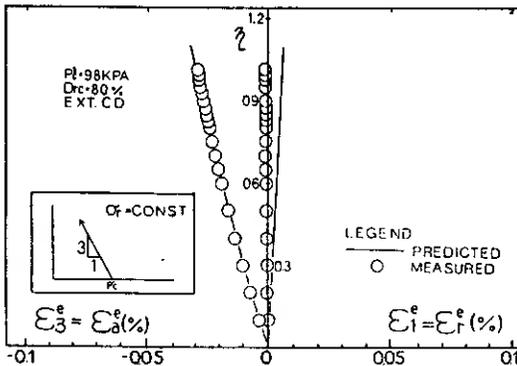


Fig. 14(b)

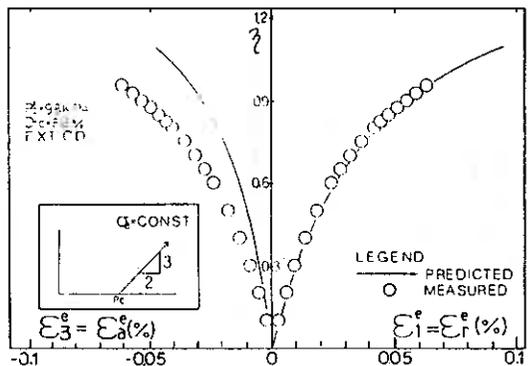


Fig. 14(c)

図-15~19には、三軸圧縮条件についての他の応力経路下の試験結果と予測値の比較が示されている。

また図-20, 21には、三軸伸張条件下の任意応力経路について示してある。

いずれも理論式の実線と試験結果の実測値とはよく対応しているように思える。ただし図-17と図-21の応力経路下では、弾性最小主ひずみの予測値は実測値と異なった傾向を示している。この理由としては側圧の増加に伴うメンブレン貫入と考えられ、その評価法が妥当ではなかったことによる。また圧縮条件全般について弾性最小主ひずみ $\epsilon_3^e = \epsilon_r^e$ がいずれも提案式の方が実測値よりも過大評価している。この理由としては本実験での供試体がMSP法(多重ふるい落下法)によって作製されているためその初期構造には強い異方性が存在しているためであると考えられる。一方理論式では理想的な等方材料として仮定していることに起因していると思われる。三軸伸張条件については、圧縮条件とは逆に弾性最小主ひずみ $\epsilon_3^e = \epsilon_a^e$ では過少評価していることからこのことが裏付けられると考えられる。

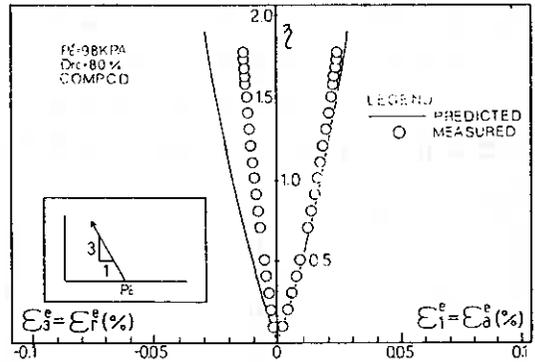


Fig. 15

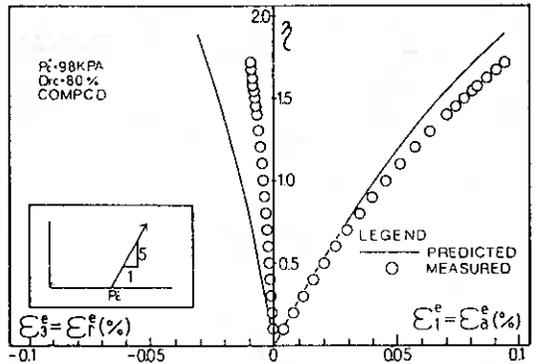


Fig. 16

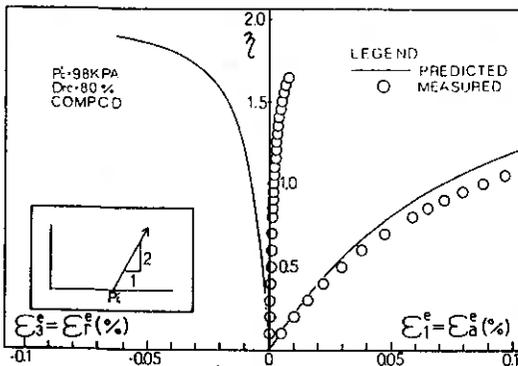


Fig. 17

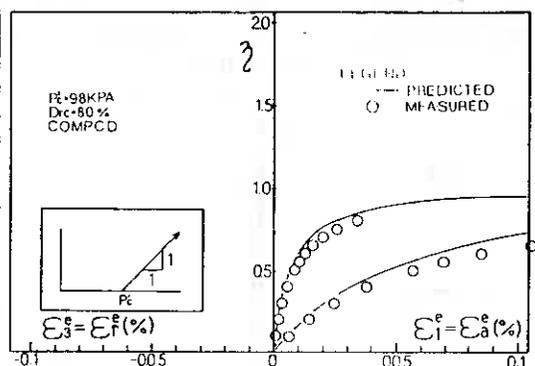


Fig. 18

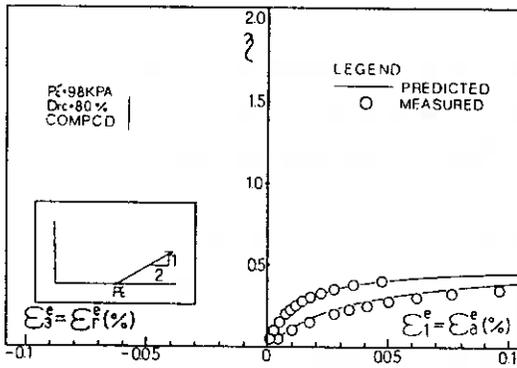


Fig. 19

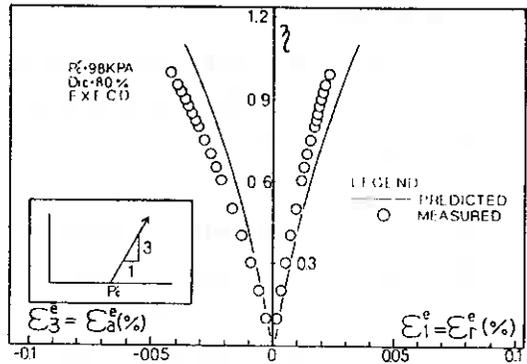


Fig. 20

まとめ

等方圧密試験と平均主応力一定排水せん断試験の実測値に基づいた砂の任意応力経路下の弾性変形挙動の評価について考察した結果，次の様な結論を得た。

- (1) 圧密時の砂の変形挙動は弾塑性論の等方硬化則に従い，圧密成分による弾性ひずみはその除荷曲線から得られる。
- (2) せん断時の砂の変形挙動は弾塑性論の移動硬化則に従い，せん断弾性ひずみは，微小応力比増分幅（たとえば $\Delta \eta \leq 0.3$ ）で生じたひずみを連続的に結びつけることによって評価できる。
- (3) 3次元に一般化したHertzの弾性2球の接触理論と弾性論におけるポアソン比の概念を参考にして導かれた3主応力下の弾性状態の応力比～主ひずみ関係式は，任意応力経路下の砂の弾性挙動を表現できうることが示された。
- (4) いずれのケースでも実測値と理論値とはほぼ一致した傾向が認められたが弾性最小ひずみの評価において本論文で用いた供試体が初期構造異方性を持つため定量的に誤差が生じている。

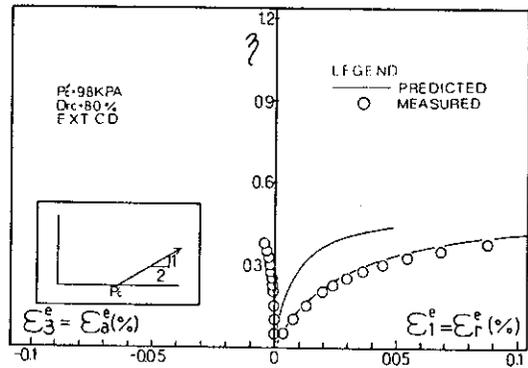


Fig. 21

最後に，試験の実施及びデータ整理にあたっては坂野伸治，瀬戸雅美（室工大4年），縄田健志，彦坂茂（室工大院生）各君の協力を頂いた。また本研究の一部に昭和61年度文部省科学研究費（一般研究(C)）の補助を受けた。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 三浦, 土岐, 成田(1981); 第36回土木学会年次講演会, pp.29-30.
- 2) 日野, 中井(1980); 第35回土木学会年次講演会, pp.21-22.
- 3) Rowe P.W.(1971); Proc. of Roscoe Memorial Symposium, Cambridge Univ., pp.170-192.
- 4) Miura, S. and Toki, S.(1982); S & F, Vol.22 No.1 pp.61-77.
- 5) Miura, S. and Toki, S.(1984); S & F, Vol.24 No.3 pp.69-84.
- 6) Miura, S. and Toki, S.(1984); S & F, Vol.24 No.2 pp.43-57.
- 7) 山下, 三浦, 土岐(1986); 第41回土木学会年次講演会, pp.279-280.
- 8) 最上武雄(1969); 最上編「土質力学」; 技報堂 pp.940-969.

室蘭工業大学 工学部 ○磯崎 真一
室蘭工業大学 工学部 新田 登

1. まえがき

アスファルト舗装は表層、基層、路盤を含めすべて粗粒材で構成されているため、舗装構成層の力学的性質を把握するには、粗粒材の変形挙動を評価することが必要である。そこで筆者らは、粗粒材の力学挙動を評価するための一手法として、三軸試験に基づいた評価方法が有効ではないかと考えている。

一般に粗粒土の強度・変形特性は土構造物の設計のために必要であるとともに、補強土や路盤材などの舗装構成材料の支持力・変形挙動を推定する上での基礎資料となるものである。ところが、実際には粗粒土の強度・変形特性を精度よく推定することは容易ではない。その最大の理由は、粗粒土の試験供試体が、要素として供試体内部で一様な応力ひずみ分布を持つように試験することが困難なことである。この問題を解決する方法の一つは試験供試体を大型化することである。しかしながら、供試体寸法が粗粒土の強度・変形特性にどのような影響を与えるかについて龍岡ら¹⁾²⁾³⁾やその他の研究があるものの不明な点も多い。また、これら大型、中型三軸試験機による三軸せん断挙動の構造依存性について実験的に検証されている例も少ない。

本論文では、供試体の高さHと直径Dとの比(H/D)を一定とした小型および中型供試体を作製し、粗粒土の強度・変形特性にいわゆる“寸法効果”が存在するか否かについて検討した。さらに、中型三軸試験機において供試体作製法を変えることにより、粒子の堆積構造の異なる供試体を準備し、それによる影響についても検討を行った。

2. 試料、供試体寸法および供試体作製法

実験に用いた試料は、整備標準砂($U_c=1.47, D_{50}=0.25\text{mm}, f_c(\leq 74\mu\text{m})=0\%$)で、比重は $G_s=2.64$ 、土質工学会基準による最大・最小間隙比は $e_{max}=0.988, e_{min}=0.618$ である。試料は供試体作製法によらず、あらかじめ水洗いしたものを炉乾燥して用いた。

供試体寸法は $H/D=2.4$ と一定にし、中型三軸試験機用供試体として $\phi 150 \times 360\text{mm}$ 、小型三軸試験機用供試体として $\phi 70 \times 170, \phi 50 \times 120, \phi 35 \times 85\text{mm}$ の全4種である。

本論文で採用した中型三軸試験機用供試体の作製法は以下の通りである。

(1) MSP法: 5層のふるい(第1, 2層のふるい

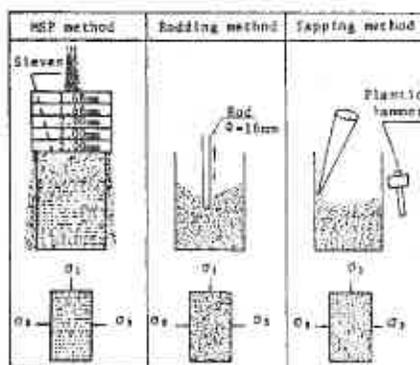


Fig. 1

るい目1.68mm、第3～5層2.00mm)をメンブレン(厚さ1.0mm)を装着したモールド上端に載せ、砂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層に敷き均し、各層直径16mm、長さ50cmの突き棒で100回突き固める。

(3) Tapping法: モールド内に試料を紙筒を用いて落下高をあたえないように静かに注ぎ込みながら、型枠側壁をプラスチックハンマーで万遍なく打撃して締固める。以上の方法により相対密度 $D_{rc}=80\pm 3\%$ の供試体を作製し、試験を行った。なお、小型供試体は従来のMSP法⁴⁾を用いて作製した。MSP法によって得られる供試体は、砂粒子の見掛けの長軸が鉛直方向において卓越配列し、水平断面ではランダムとなる粒子配列を持った自然堆積砂と類似の初期構造異方性を有していること⁵⁾、また、Rodding法、Tapping法によって得られる供試体はこれとは明らかに異なった構造特性を持つこと⁶⁾が知られている。図-1に今回の実験で採用した供試体作製方法の模式図を示す。

3. 試験方法

供試体作製後、5kPaの負圧を与えて自立させ、三軸セルを組立て拘束圧19.6kPaのもとで CO_2 を約30分間通し、脱気水を供試体体積と同程度以上通水して飽和させた。その後、側圧205.8kPa、バックプレッシャー196kPaのもとで30分程度等方圧密を行い、非排水状態で側圧を294kPaまで上昇させB値のチェックを行った。この方法によりB値は0.97以上の値を得ている。さらに、引続き側圧294kPa、バックプレッシャー194kPaのもとで1時間程度等方圧密($P_c'=98kPa$)した後、排水三軸圧縮・伸張試験を側圧一定、ひずみ制御(小型三軸試験機: $\dot{\epsilon}_a=0.25\%/min$, 中型三軸試験機: $\dot{\epsilon}_a=0.30\%/min$)の条件で行った。

試験結果は次の応力・ひずみパラメータによって整理されている。

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

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)

今回、中型三軸試験に用いたメンブレンは厚さが1mmあるためメンブレン力を無視できないと考え圧縮試験においてメンブレン力をフープテンションと考え側方応力を補正した((1)式)。また、伸張試験においては、小型(メンブレン厚0.2mm)、中型三軸試験ともメンブレンの軸方向の張力に対して補正した⁷⁾((2)式)。

$$\Delta \sigma_{rm} = -E_m \cdot \epsilon_r \cdot A_m / 2A \quad (1)$$

$$\Delta \sigma_{am} = -E_m \cdot \epsilon_a \cdot A_m / A \quad (2)$$

ここで、 E_m : メンブレンの弾性係数($E_m=16.8kgf/cm^2$)、 A_m : メンブレンの断面積、 A : 供試体断面積

なお、今回用いた三軸試験装置は軸力載荷装置を除き、小型、中型ともほぼ同様の構造を持ち、ロードセル(容量: 5tf)は三軸セル室内にあって正確な軸力の測定が可能となっている。

4. 試験結果および考察

4-1 三軸せん断挙動に及ぼす供試体寸法の影響

図-2(a),(b)は砂の三軸圧縮・伸張両条件についての η - γ - ε_v 関係を各供試体直径で比較したものである。三軸圧縮条件で砂の力学挙動は、 ϕ 150mm供試体が他に比べ若干同じせん断ひずみにおける応力比が大きくなっているのを除き、他の供試体は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 ϕ 150mm供試体は ϕ 70mm供試体に比べ変形しやすく、応力-ひずみ曲線が立ち上がる傾向にある。砂の応力-ひずみ関係に及ぼす供試体直径の影響については、三軸圧縮条件よりも伸張条件において大きい。一方、ダイレイタンスー挙動については、三軸圧縮条件でせん断初期の体積圧縮傾向が ϕ 150mm供試体で他に比べ顕著であるのに対し、三軸伸張条件では逆に ϕ 150mm供試体よりも ϕ 70mm供試体で体積収縮が大きくなっている。この様に、砂の応力-ひずみ-ダイレイタンスー関係について供試体直径の影響が認められた。

図-3はせん断抵抗角 ϕ_d と供試体直径Dの関係を三軸圧縮・伸張両条件について示してある。三軸圧縮条件でせん断抵抗角は ϕ 150mm供試体でやや大きくなる傾向は見られるもののその差は最大で1度程度であった。一方、三軸伸張条件では ϕ 150mm供試体と ϕ 70mm供試体とで2度程度 ϕ 70mm供試体のせん断抵抗角が大きくなっている。これより、せん断抵抗角に及ぼす供試体直径の影響は、三軸圧縮条件よりも伸張条件であらわれてくるものと推察される。

図-4(a),(b)は、三軸圧縮・伸張両条件における各々の応力比 η -ひずみ増分比 $-d\varepsilon_v/d\gamma$ 関係を各供試体直径で比較したものである。両者の関係は三軸圧縮・伸張両条件で供試体直径にかかわらず直線関係で近

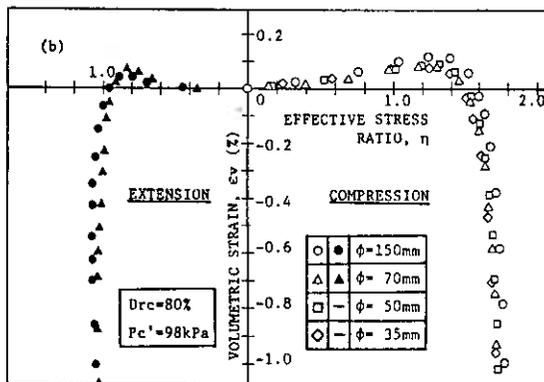
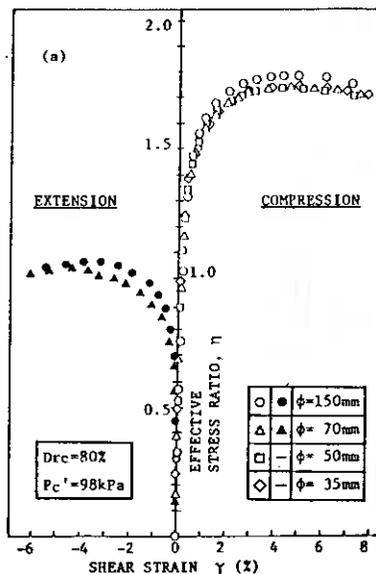


Fig. 2(a),(b)

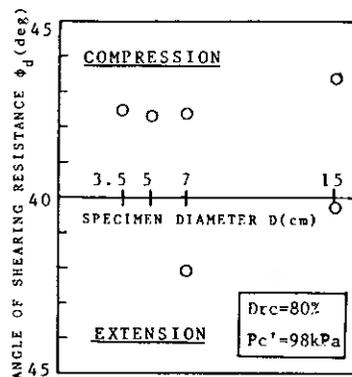


Fig. 3

似できるようである。この結果は粒状体試料特有の関係であり、応力比-ひずみ増分比関係には供試体直径の影響は見られない。

これらの結果から、供試体直径の影響は応力-ひずみ-ダイレイタンスー関係に認められた。また、せん断抵抗角については特に伸張試験においてその影響が顕著であった。なお、今回の実験シリーズは全てMSP法により供試体を作製している。

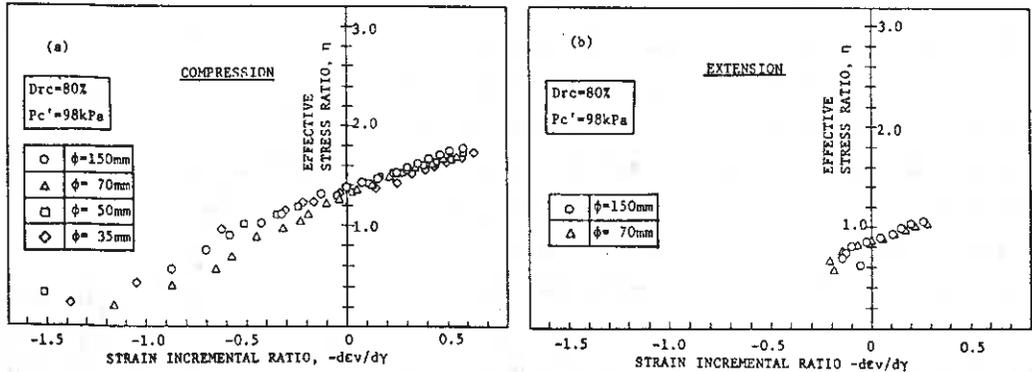


Fig. 4(a),(b)

4-2 三軸せん断挙動の構造依存性

図-5(a),(b)は、 $\phi 150\text{mm}$ の供試体をMSP法、Rodding法、Tapping法により作製したときの $\eta-\gamma-\epsilon_v$ 関係を示したものである。各供試体作製法において力学挙動は明らかな差異が認められる。三軸圧縮条件では、Rodding供試体が他の二方法で作製した供試体に比べ著しく変形しやすくなっているのに対し、三軸伸張条件では逆にMSP供試体、Tapping供試体、Rodding供試体の順に変形しやすくなっている。一方、ダイレイタンスー挙動については三軸圧縮条件で、せん断初期の体積収縮の傾向がRodding供試体において顕著であるのに対し、三軸伸張条件では、Rodding供試体およびTapping供試体での体積収縮は認められない。また、Rodding供試体とMSP供試体における応力-ひずみ-ダイレイタンスー特性の差異が最も顕著であることが認められ、その挙動はMSP供試体は鉛直方向に圧縮しやすく膨張しやすい、水平方向に圧縮しやすく膨張しづらい傾向があり、Rodding供試体ではその逆といった全く異なった異方的挙動を示す。

表-1は、各供試体作製法におけるせん断抵抗角 ϕ_d とせん断中の最大体積収縮ひずみ ϵ_{vmax} の値を示してある。せん断抵抗角には三軸圧縮・伸張両条件において明らかに供試体作製法の影響がみられる。三軸圧縮条件においてせん断抵抗角は、MSP供試

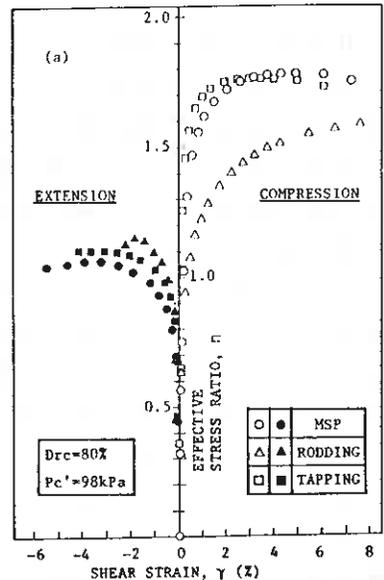


Fig. 5(a)

体、 Tapping供試体、 Rodding供試体の順で大きくなっているが、三軸伸張条件では、その逆の傾向を示している。三軸圧縮条件では、その応力-ひずみ関係、せん断抵抗角、最大体積収縮ひずみからMSP供試体および Tapping供試体が安定した構造を有していると考えられる。伸張条件では Rodding供試体、 Tapping供試体、 MSP供試体の順に安定した構造を有していると思われる。また、MSP供試体は、三軸圧縮条件におけるせん断抵抗角が、三軸伸張条件に比べ 3.2度大きく、逆に Rodding供試体では、三軸伸張条件において 6度も大きく、両者に明らかな強度異方性が存在することが認められる。

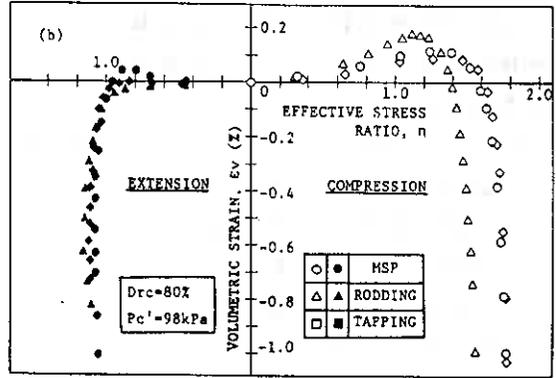


Fig. 5(b)

Table. 1

Method of Preparation	Compression		Extension	
	ϵ_{vmax} (%)	ϕ_d (deg.)	ϵ_{vmax} (%)	ϕ_d (deg.)
MSP	0.12	43.4	0.05	40.2
Rodding	0.17	39.4	—	45.4
Tapping	0.09	43.0	—	43.2

図-6(a),(b)は、三軸圧縮・伸張条件における各々の応力比-ひずみ増分比関係を、各供試体作製法で比較したものである。三軸圧縮条件でその関係は、各供試体作製法で直線関係で近似できそうであるが、その傾きは異なったものになるようである。しかしながら、破壊に近い状態ではひずみ増分比は供試体作製法によらずほぼ等しい値になるものと思われる。三軸伸張条件においてもせん断初期の関係は、Rodding供試体、 Tapping供試体、 MSP供試体の順に右に移動しているが、ある程度の応力比に至ると線形関係を満足している。すなわち、応力比-ひずみ増分比関係は、供試体作製時の砂の堆積構造により、せん断初期にはその影響を受けるが、破壊に近い応力状態では、ひずみ増分比は砂の初期堆積構造によらなくなると言える。

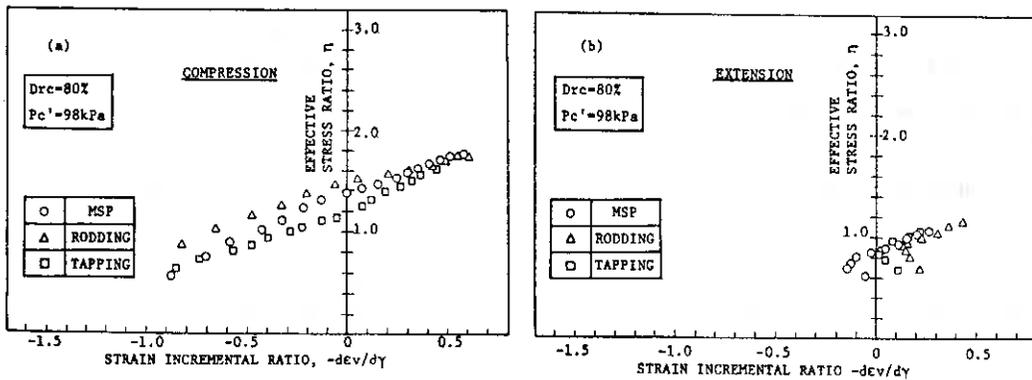


Fig. 6(a),(b)

5. あとがき

φ150mm供試体の中型三軸試験装置により三軸供試体の直径および初期堆積構造が強度・変形特性に与える影響について基礎的実験を行った。得られた結果を以下に要約する。

- (1) φ150mm供試体の応力-ひずみ曲線は三軸圧縮・伸張両条件で他の小径の供試体に比べ立ち上がりやすくとく、変形しにくい挙動を示している。
- (2) せん断初期の体積収縮傾向は、三軸圧縮条件ではφ150mm供試体が最も顕著であるが、伸張条件ではその逆の傾向を示す。
- (3) せん断抵抗角は、三軸圧縮条件においてφ150mm供試体で若干大きくなる傾向があるがその差は他の小径の供試体に比べ1度程度である。伸張条件では逆にφ150mm供試体でせん断抵抗角は小さくなり、その差は2度程度である。
- (4) 応力比-ひずみ増分比関係は供試体直径にかかわらず一義的な直線関係を示す。
- (5) 応力-ひずみ-グレイタンスー特性は供試体作製法により明らかな差異が認められ、その差はMSP供試体とRodding供試体において特に顕著である。
- (6) 供試体作製法により、せん断抵抗角は最大で5度程度異なり、MSP供試体とRodding供試体では三軸圧縮・伸張条件で明らかな強度異方性が認められる。
- (7) 供試体作製法により、応力比-ひずみ増分比関係はせん断初期にその影響を受けるが、破壊に近い状態ではひずみ増分比はほぼ一定となる。

最後に、本研究の実施に際して、日頃からご指導、ご協力いただいている本学工学部三浦清一助教授に感謝いたします。また、実験およびデータ整理に協力を得た彦坂 茂(室工大M1)、長内隆彦、須田伸次(室工大4年)各君に感謝いたします。

参考文献

- 1) 後藤、龍岡、本山(1985) : 第20回土質工学研究発表会, pp.355-358
- 2) 後藤、龍岡、井口(1986) : 粗粒材の強度変形特性とその試験法に関するシンポジウム発表論文集, pp.1-8
- 3) 後藤、龍岡、井口(1986) : 第41回土木学会年次講演集, pp.267-268
- 4) Miura, S. and Toki, S. (1982): Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp.61-77
- 5) Miura, S. and Toki, S. (1984): Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69-84
- 6) 三浦 清一(1984) : 北海道大学学位論文
- 7) 山下、土岐、三浦(1985) : 第40回土木学会年次講演集, pp.445-446

応用地質株式会社 ○新藤和男
 村上弘行

1. まえがき

軟弱地盤上に敷設した道路は、地盤の不等沈下等により不陸を生じやすく、また、交通荷重による載荷によってさらに不等沈下を助長するものと考えられる。このような道路面の不陸、すなわち路面の凹凸は交通振動の大きさの主要因となると言われており、不等沈下等に伴う不陸は道路の維持管理上多くの問題を含んでいる。従って、道路構造を検討する上で、これらの対策を考慮した設計・施工が必要となっており、今後、この種の調査研究を進めていくことが重要であろう。

ここでは、交通荷重が道路に及ぼす影響を検討する第1段階として、交通振動の大きさと地盤条件をとりあげ、実測をもとにその関連性を検討する。

2. 地盤状況

ここで紹介する一般国道 334号斜里町峠浜道路は、約 5kmの範囲にわたって数 m~数10m の間隔で路面に不陸が生じ、その高低差は数10cmに及ぶ箇所がある。調査路線が位置する斜里平野は、東西約15km、南北約 5kmの海岸平野で、ほぼ平坦な地形を呈している。地質は、第四紀の沖積層（泥炭、粘土、砂）および段丘堆積物（砂、礫）より構成されており、路線の大半は沖積層上に位置している。不陸は、泥炭および粘土層が厚く分布する箇所などに発生しており地質状況との関係は、概ね次のように区別された。

- ①盛土の直下に泥炭層が 5m 程度分布する軟弱な地盤 ……やや大きい不陸
- ②上記の盛土と泥炭層の間に緩い砂層を 1~2m挟む地盤 ……大きい不陸
- ③沖積層と段丘堆積物の境界付近で、粘土、砂が互層状に分布する地盤 ……さざ波状の不陸

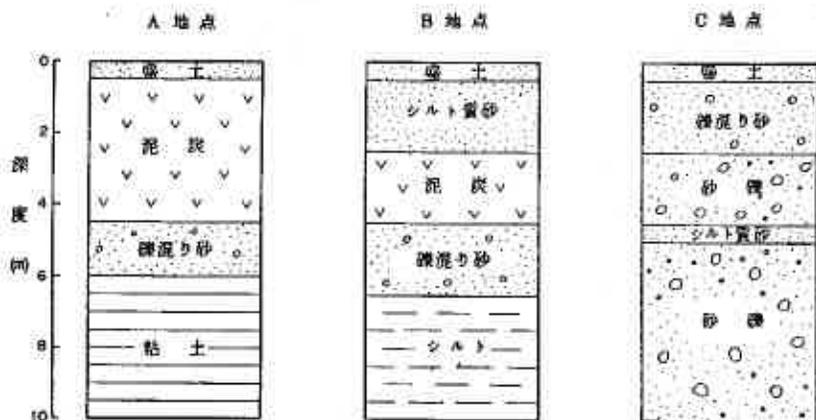


図-1 測定地点の概略地質

このうち、代表的な3地点について振動測定を実施した。各地点の地質構造は図-1のようになっている。

各地点毎の地質構造

- A、B地点は泥炭層が存在し、その層厚はA地点が4 m、B地点は2 m前後である。また、深度6~7 m以深に粘土あるいはシルト層が分布する。
- C地点は、深度3 m程度までは砂質土、それ以深は砂礫が主である。
- N値は、泥炭、粘土、シルトが1前後、砂礫は20以上となっている。

このように、A、B地点は比較的似かよった地質構造であるのに対し、C地点はかなり異なったものとなっている。

3. 振動測定

振動測定は図-2に示すように、道路直角方向に20mの測線を設け、各0、5、10、20mの4点で測定した。

振動計は3成分内臓型の圧電型加速度計であり、1~90 Hzの平坦性を持つ。測定成分は水平2成分（X：直角方向、Y成分：平行方向）と、上下動（Z成分）の3成分で、同時測定とした。測定対象は大型ダンプ（10t）と大型バスの2種類である。

図-3に加速度波形記録例を示す。

● 加速度振幅と周波数

加速度振幅の大きさと周波数は次の特徴があった。

- ①. Z成分が最も大きく次いでX成分である。
- ② 大型ダンプは大型バスに比べ大きい場合が大部分である。
- ③ 最大振幅を示す周波数は各地点とも道路から遠くなるにつれ、低周波数となる傾向にある。

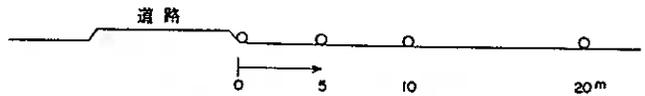


図-2 測線配置図

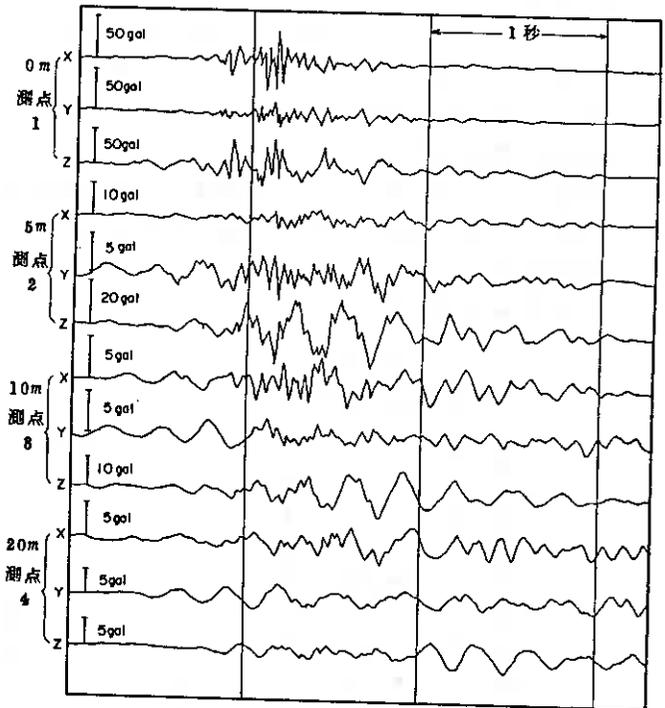


図-3 加速度波形記録例

④ 3地点のうち最も周波数が高いのは図-4に示すようにC地点であり、道路に近い方で15~30Hz、道路から遠い方で10~15Hzとなっている。

A、B地点は道路から遠い地点の周波数が数Hz~10Hzとなって、C地点に比べかなり低周波数である。

● 距離減衰

図-5と図-6に上下動についての加速度振幅および振動レベルの距離減衰を示す。距離は車線中心からの距離をとっている。

距離減衰状況は次の特徴があげられる。

① A、B地点は加速度計振、振動レベルともほぼ一様の減衰を示している。

振動レベルの減衰はおよそ3~4 dB/ 倍距離である。

凡例

○— A地点
 △— B地点
 □— C地点

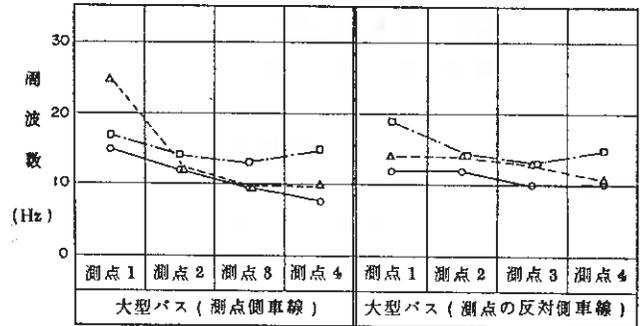
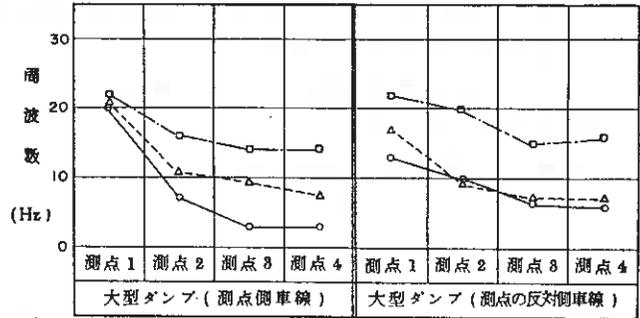


図-4 最大振幅の波の周波数 (Z成分) の地点毎の比較

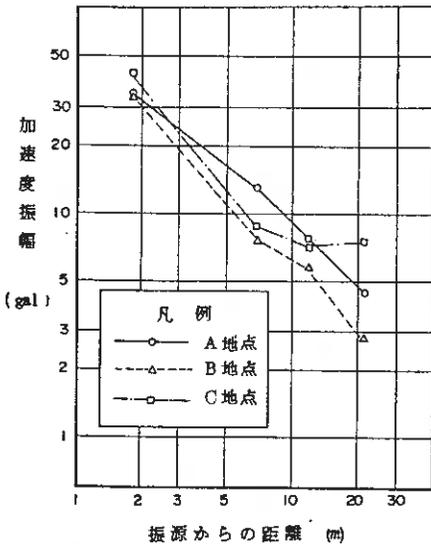


図-5 加速度振幅距離減衰の地点毎の比較

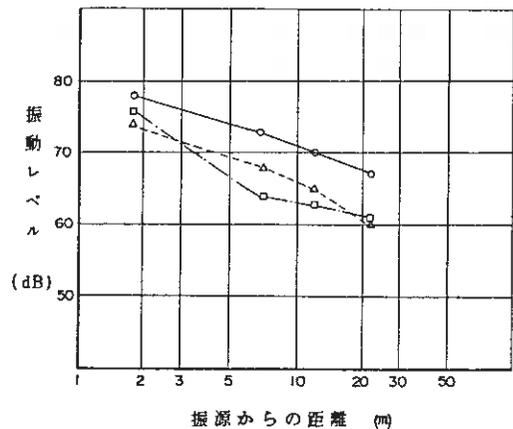


図-6 振動レベル距離減衰の地点毎の比較

② C地点では道路に近い範囲はA、B地点よりやや大きな減衰傾向を示すが、それ以遠はほとんど減衰が見られない結果となっている。

これらの減衰傾向は、地盤条件と密接な関係にあり、先に述べた地質条件の違いを反映したものである。

次に、この距離減衰をもとに、伝播する波の種類を検討する。

振動の距離減衰は1次近似として、次式のように表わされる。

$$A = A_0 \left(\frac{r}{r_0} \right)^{-n} e^{-\alpha (r-r_0)}$$

- A : 振源から距離 r の地点の振幅
- A₀ : 振源から距離 r₀ の地点の振幅
- n : 波動の種類の数
- α : 粘性による減衰係数

ところで、一般に交通振動は伝播する波が表面波として考えられることが多く、ここでも、表面波 (n=1/2) として内部減衰 (α) の2種を考慮した理論減衰曲線を図-7に示した。また、地盤モデルを設定して、伝播する波を分散性レーレ波とした場合の計算波形と実測波形を図-8に比較した。計算では、内部減衰 (α) を0.05とした。

以上の結果を見ると、伝播する振動を表面波 (分散性レーレ波) として考えて良く、道路構造の設計、施工は表面波を前提にした考え方が不可欠となる。

凡例

- A地点 (大型ダンプ)
- △ A地点 (大型バス)
- B地点 (大型ダンプ)
- ▲ B地点 (大型バス)

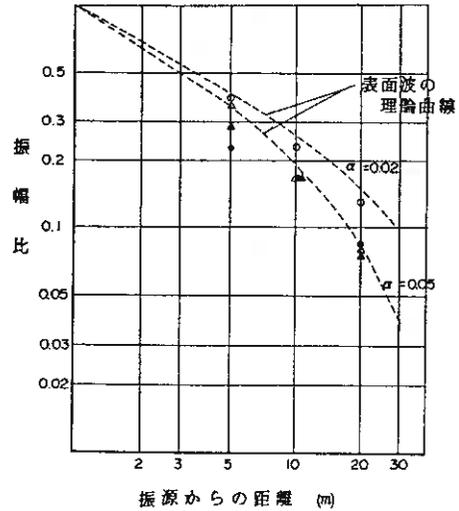


図-7 振幅の減衰特性

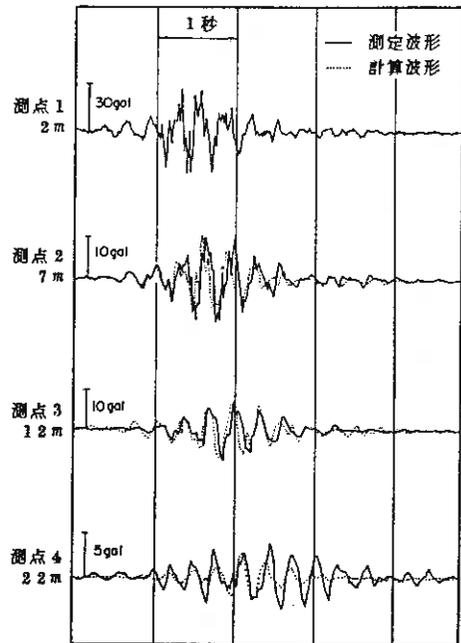


図-8 測定波形と計算波形の比較 (A地点)

● 振動の影響

今回の調査地のように路面に不陸が発生した場合、交通振動は増加する。

路面の平坦性と振動レベルの増加量は4 dB/mm程度と言われている。また、振動が大きくなるに従い人体への影響が問題となり、しばしば公害苦情としてあらわれる。人体感覚と振動との関係を示したものとして、RIEHER-WEISTERの曲線がある。これは、この種の研究の中で最も良く引用されるもので、図-9に、今回の測定値と共に示した。この結果によれば、大部分が「よく感じる」程度の振動となっており、特にA地点は周波数が低いため、かなりはっきりと感じる振動である。

さらに、家屋内の振動は現地盤上の振動より一般に増加するため、家屋内ではかなり大きな振動であると考えられる。

凡例
 ○ △ □ A地点
 △ □ □ B地点
 □ □ □ □ O地点
 測点 1 2 3 4

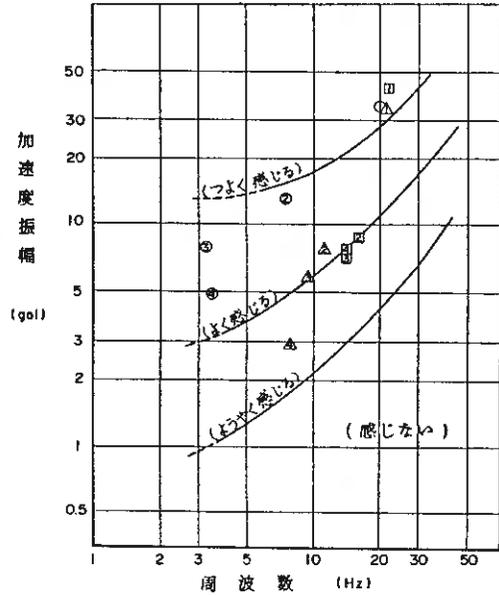


図-9 振動と人体感覚の関係

4. 交通振動の対策工法

以上、軟弱地盤上に敷設された道路から発生・伝播する振動の大きさ、周波数とその影響等を述べたが、これを対策する方法についてまとめると以下のようになる。

交通振動の軽減対策は一般には振動の発生から障害対象までの振動の伝わり方から考えて、振動源対策、伝播経路対策、障害対象物対策の3種がある。

このうち障害対象物対策は対象が民家などの木造家屋の場合、その対策工は様々な条件で実用的な対策は施しにくい。そのため、図-10に示すように振動源と伝播経路対策が行なわれている。

振動源対策は、その対策方法として

- ① 地盤改良
- ② 舗装
- ③ 盛土

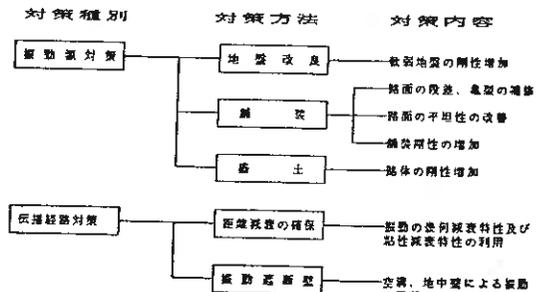


図-10 振動軽減対策の分類

があり、基本的には路体の剛性を高め、交通荷重により発生する振動の振幅を低減させ、さらに周波数を高めることで人体への影響を低減することを目的としている。

一方、伝播経路対策は

①距離減衰の確保

②振動遮断壁

の2つの対策方法があり、このうち振動遮断壁は振動の伝播経路を空溝や地中壁で遮断するもので、様々な遮断壁で実験され一部実用化されている。

さて、軟弱地盤上に敷設される道路は今回の斜里町峰浜道路のように軟弱地盤の不等沈下、路床、路盤の凍結、融解などにより不陸を発生し、路面の平坦性が著しく低下する場合が多い。このような条件においての振動対策工法としては、発生する振動の周波数が低いこと、施行後の維持管理が難しいことなどから振動遮断壁といった伝播経路対策より、振動源対策により振動の低減と不陸防止を施す方が効果的である。

そのため、地盤条件による振動の大きさや距離減衰の傾向等を予測し、道路の設計、施工に生かす検討がますます必要になってくると考えられる。

5. まとめ

一般に軟弱な地盤においては、堅硬な地盤に比べて地盤の固有振動数は低くなることが知られているが今回の結果においても、軟弱な泥炭や粘性土を含んだA、B地点の振動の周波数が、砂礫を主としたC地点の振動の周波数に比べて低いというのもこうした地盤条件の違いを反映しているものと考えられる。また、地盤の平均的N値が小さいほど振動は大きくなる傾向も認められた。

北海道内には、このような軟弱な泥炭層を含む地盤上に敷設された道路は数多くあり、不陸を生じている箇所も多い。

今後、更に数多くの地盤条件と振動の関係をまとめ、道路構造の設計・施工に生かしていくよう検討を進めたいと考えている。

謝辞

今回の発表にあたり網走開発建設部斜里道路総合事業所より試験サイトの利用および資料の転用をお許しいただいた。最後にあたり感謝の意を表します。

参考

「一般国道 334号斜里町峰浜道路地質調査業務」報告書北海道開発局網走開発建設部

成田、桂樹「道路交通振動を軽減するための方策について」自動車技術

Vo. 133.No12

開発局土木試験所 正員 ○阿部 和明
 正員 黒川 岡夫
 木村 誠一

1. ま え が き

道路整備の進展にともない地すべり地帯における道路築造が増してきており、地すべり対策として抑止あるいは抑制工として種々の対策工が実施されている。その対策工の1つに地すべり抑止杭工があって近年とみに採用実績が多くなってきている。

しかし、その設計法について種々提案されているが、各設計法と実測値との関係は、地形地質および地すべり形態が多様なためか、比較的かけ離れた計測結果を示すことが多く、適確さの点では確立されたとは云い難い面があり、設計精度の向上が必要である。

このため地すべり地の既設および新設の抑止杭を対象として挙動観測調査および室内実験などを通じて解析を行い、設計施工に関する基準化の可能性について検討を加えるとともに、あわせて地すべり地帯における重要構造物基礎の設計に資することを目的としている。

2. 計測調査個所の概要

2.1 A 個所

A 個所は国道239号の霧立峠付近に位置し、昭和51年度の道路改良工事の切土により、約幅100m、長さ200m、層厚18mの地すべりが発生したため、対策工として排土工、集水井工、しゃ木工などを先行し、昭和59年度に抑止杭工を実施している。

地質は中生代上部白亜紀の暗灰色泥岩が主体で、風化あるいは応力開放により粘土化しやすく、地層は $N=10\sim 28$ の風化部、 $N\geq 50$ の未風化部に分かれている。

設計としては、すべり面(Ⅱ)で現状安全率 $F_{so} = 0.95$ とし、計画安全率 $F_{sp} = 1.1$ で $P_R = 190\text{tf/m}$ が得られ、クサビ杭(曲げ杭)として設計されている(図-1)。

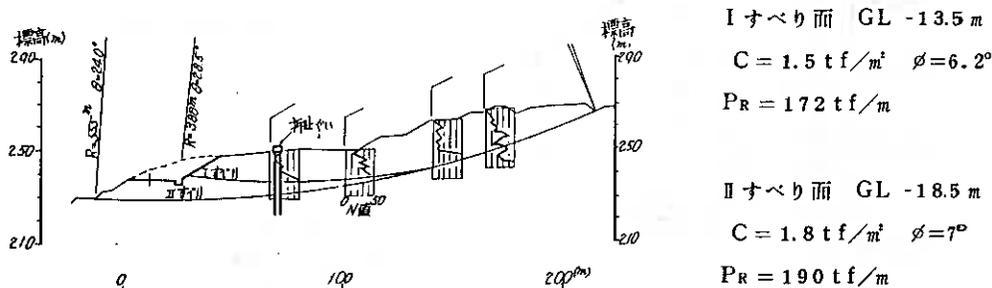


図-1 A 個所地すべり解析断面図

2. 2 B 個 所

B 個所は国道 237 号の平取町振内に位置し、過去に小規模地すべりを起している形跡が見られ、道路改良工事によって地すべりを誘発させる可能性が推定された。その対策工として集水井、シャ水工、抑止杭工を昭和58年度に実施している。

地質は新第三紀系の泥岩を基盤とし、その上に砂れき混じりシルトや粘土が不規則に堆積しており、堆積層は $N=10\sim30$ 、基盤は $N\geq 50$ の未風化層である。

設計は、複合円すべりで現状安全率 $F_{so} = 0.95$ とし、計画安全率 $F_{sp} = 1.2$ で $P_R = 202 \text{ tf/m}$ が得られセン断杭として設計されている (図-2)。

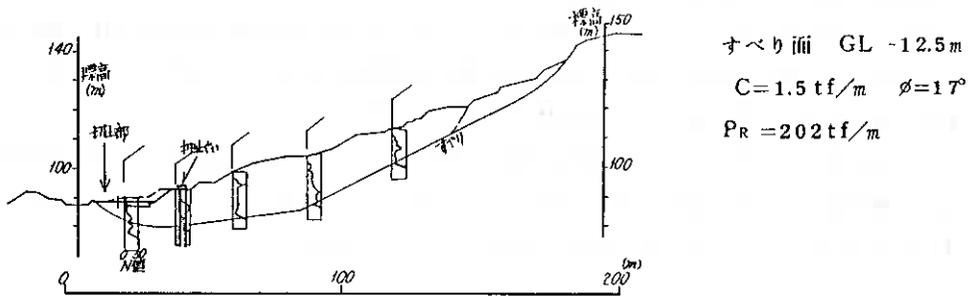


図-2 B 個所地すべり解析断面図

3. 抑止杭の構造及び計測装置の概要

3. 1 A 個 所

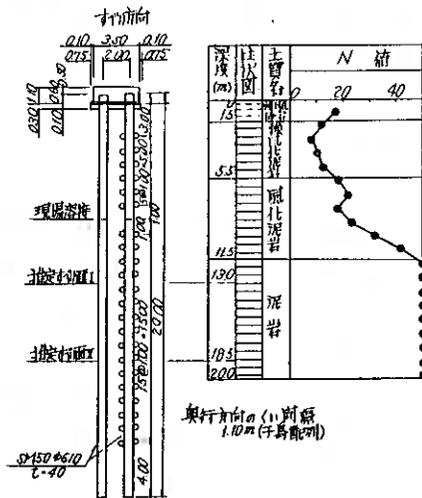
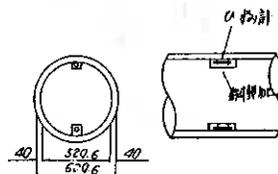


図-3

A 個所の構造及び計測器の取付詳細は

図-3 であり、計器の種類は

- ① ひずみ計
- ② ロードセル型土圧計
- ③ 水位計測用水圧計
- ④ 地中変位測定用パイプ (φ50.5 mm 地中、杭内) を用いている。



3. 2 B 個所

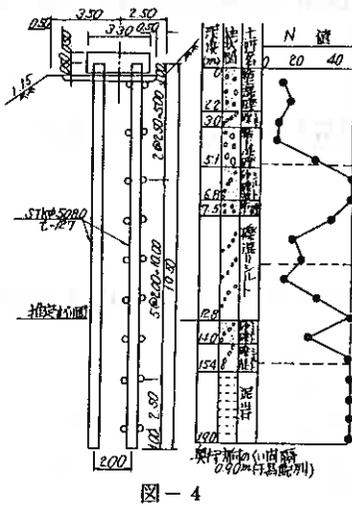


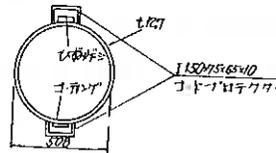
図-4

B 個所の構造及び計測器の取付詳細は

図-4 であり、計器の種類は

- ① ベーパー型歪ゲージ
- ② 土圧計

その他として、杭の断面性能に影響を与えるコードプロテクターが取付られている。



4. 施工方法の概要

施工方法は両者ともロックオーガーによる掘削を行い、発泡モルタル ($\sigma_{ck} = 40 \sim 80 \text{ kgf/cm}^2$) の先行あるいは同時充填によって杭の固定を行っている。留意すべき点として、掘削の過程で掘削層が粘土状となり、若干であるが孔壁に付着するため、解析において一考を要する点である。

5. 計測結果について

5. 1 A 個所

観測を始めてからの経過は2年である。計器の設置当時(工事中)は計測値の変動も大きかったがその後ほぼ安定し、昨年1年間では変位量に1cmの増加が見られたが、モーメントでは微増となっており、現在は(S.61.11)目立つ変動が無く落ち着いた状態で経過してきている。

5. 1. 1 抑止杭位置と変位パターンの関係

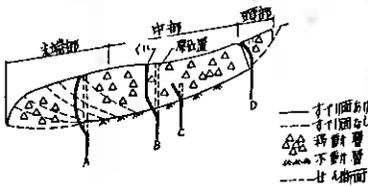


図-5 抑止杭位置と変位パターン概念図

抑止杭の施工位置は、工事着手前では土工指針に示される図-5の中部に位置し、施工後ではほぼ末端部に位置する結果となっている(図-1)。変位パターンとしては、ラーメン構造による杭頭拘束力の影響のためか図-5の概念でみると末端、中部、頭部の変位パターンを併せもつ複雑なパターンを示している(図-7)。

5. 1. 2 地すべり抑止力、変位量、モーメントについて

地すべり抑止力は、計画安全率 $F_{sp} = 1.10$ の $Pr = 208 \text{ tf/本}$ に対し、Iすべり面で計測結果の

逆算値は $Pr=50\sim 60$ tf/本で落着いており、モーメントは歪計から $M_{max}=63$ tm/本、変位量は鋼管杭内で $Y_{max}=5.8$ cm、地盤中（杭から山側に3 m）で $Y_{max}=6.1$ cmが計測されている（図-7, 8）。

5. 2 B 個所

観測を始めてからの経過は3年である。変位計測装置が設置されてないため応力だけになるが、計測値の変動形態は、A個所とほぼ同様である。

5. 2. 1 抑止杭位置と変位パターンの関係

抑止杭の施工位置は図-2で全体的に見ると末端部となるが、局部的に見ると杭位置付近のすべり面勾配及び末端部の状態から図-5の中部に近いと考えられる。

5. 2. 2 地すべり抑止力、変位量、モーメントについて

地すべり抑止力は、計画安全率 $F_{sp}=1.20$ の $Pr=208$ tf/本に対し、計測結果の逆算値は $Pr=11\sim 15$ tf/本で落着き、モーメントは歪ゲージから $M_{max}=12.5$ tm/本が計測されている（図-12）。

6. 解析について

杭変位及び応力状態から、地すべり推力及作用機構を解明する目的で、種々の計算法を用いて解析を試みてみた。特にその中であって、最も一般的な道路土工指針式（クサビ杭）を代表させ解析した結果を以下に述べる。

6. 1 A 個所

6. 1. 1 土工指針式（クサビ杭）による解析

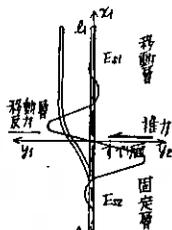


図-6 クサビ杭の計算モデル

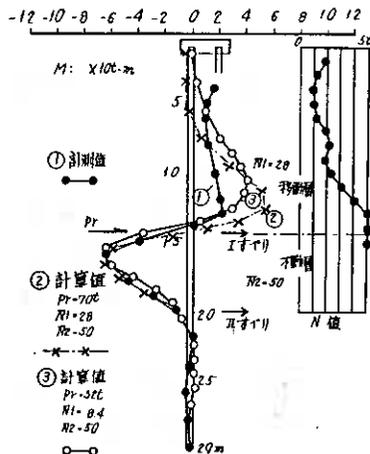


図-7 モーメント図（土工指針式）

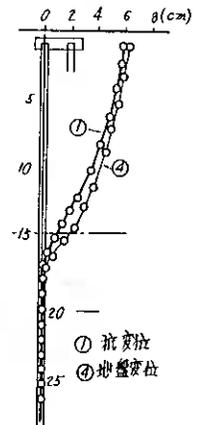


図-8 計測変位図

土工指針式は単杭を条件としてモーメントおよび変位形状は図-6が基本的モデルである。しかし、対象の構造は門形ラーメンであって、厳密にはラーメン構造の影響が生じるが、計算が繁雑と

なるため無視しうる程度の影響と考へて、解析を行うものとした。

モーメント屈を近似するように P_r を設定し計算したのが図-7である。この結果、移動層では計算値に対し計測値が小さい、このことは移動層の拘束力が弱いことを意味している。

このため移動層の拘束力を弱く評価する意味で、 $\bar{N}1$ 値の調整 ($28 \rightarrow 8.4$) を試みた。その結果も M_{max} は近似するが移動層のモーメントは依然として、約 $1/4$ の値が減少した程度で近似させることが出来ない(図-7③)。

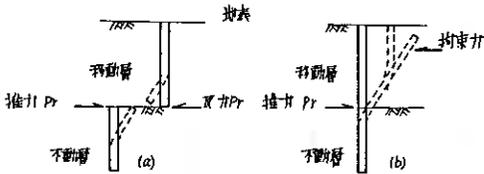


図-9 杭応力模式図

この点を考察すると、指針式は図-9(a)が計算モデルであつて、移動層は等速移動することが条件である。しかし、当ケースは地盤及び杭変位(図-8)で分るよに不等速移動であり図-9(b)の様な形で逆に拘束力を与える必要があつて土工指針式による解析には無理がある。

6. 1. 2 ラーメンフレーム(変位法)による解析

ここでは、非線形バネを考慮した解析法は複雑となるため、図-10に示す門型ラーメンの計算モデルを考え、計測値に近似させたシミュレーション計算の結果が図-11である。

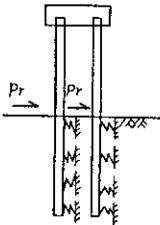


図-10 ラーメン計算モデル

図-11の①は計算値で、②は計測値の変位とモーメントに近似させた逆算結果である(ただし、厳密には荷重とバネは分布状態にあるが、逆算を容易にするため集中荷重及び点バネとした)。

結果は、不動層に若干の差異が認められるが移動層はほぼ一致している。

ただし、変位は約 1 cm 程度の開差が生じ一致させることが出来なかつた。また、このとき不動層のバネ (K_h) は $1/\beta$ 程度の範囲でかなり低減する必要が生じている。これらの原因を考察すると、①計測器の誤差、②4. の施工で述べた粘土壁による非線形バネ状態(2段バネ)、③軽微な塑性破壊、などが考えられる。また、非線形バネの観点で、極く簡易的であるが発泡モルタルの特性試験を行ったところ、発泡モルタルは非線形バネとして評価するほどの値は見出せなかつた。さらに

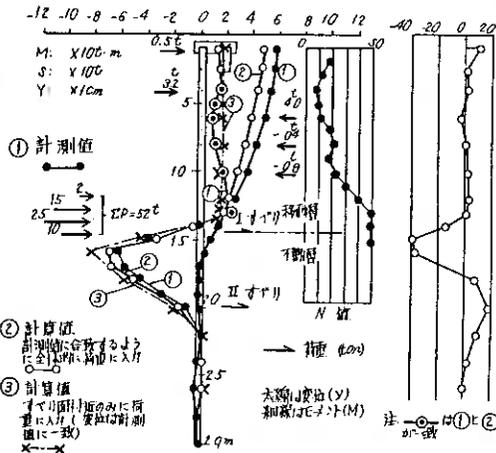


図-11 モーメントおよび変位図 セン断力図

参考として、フリーの状態（拘束反力を与えない）で同じ推力を与えたのが図-11の③である。この結果もモーメントおよび変位に大差がなく、やはり移動層の地盤反力が小さいことを示している。なお解析すべり面は、設計のⅡすべり面と異って、Ⅰすべり面でほぼ一致した結果となっている。

6. 2 B 個所

6. 2. 1 土工指針式による解析

A個所と同様の計算を行ったが、計測値ではすべり面下に弱い地層があるためMmaxが深い位置で発生しており、計算式が一層系の関係で逆に不動層を近似（図-12）させることができない。

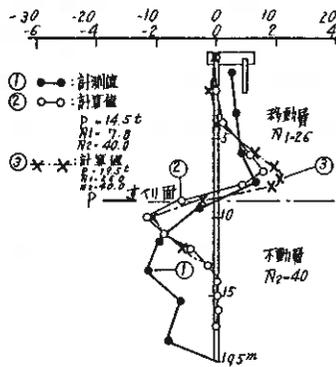


図-12 モーメント図（土工指針式）

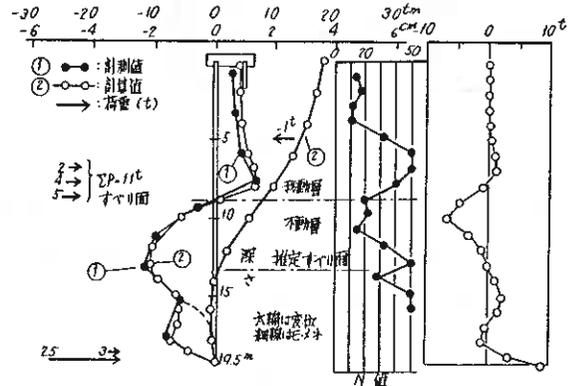


図-13 モーメントおよび変位図（ラーメン） セン断力图

6. 2. 2 ラーメンフレーム（変位法）による解析

A個所と同様に図-13の①が計測値であり、②は計測値に近似させた逆算結果である。ここで特異的なのが不動層の杭先端部に異常と見えるモーメントが発生しており、計算値は点線であって一致しない。しかし、計算変位から見ると杭先端付近に大きな反力が生じ、バネの状態（非線形）によっては計測モーメントと同じパターンが発生しそうである。したがって、逆に反力相当の荷重を与えると計測モーメントに一致し、非線形バネの存在を示唆しているとも考えられる。

一方、考え難いが、荷重を与えて一致したことは杭先端付近のすべり面の存在も否定出来ず、結果として杭先端付近の応力状態に関しては、変位の測定値が無いため推定の域を出ない。

なお、ここでも不動層では $1/\beta$ の範囲でバネ(Kh)を低減させる必要が生じており、さらに、すべり面は推定値と計算値に約4mもの開差があり、このため、推定地すべり力と計算値との大きな開きは当然の結果と考えられる。また、この開差の原因について考察をすると、推定すべり面の決定はひずみ計観測に基づくものであって比較的信頼出来ると考えられるが、A個所の「Ⅱすべり面」のこともあり、抑止杭設置によるすべり面の変化も考えておく必要があると思われる。

7. ま と め

7. 1 モーメントと変位量について

解析の結果を見ると兩個所とも、変位およびモーメントと荷重の作用状態は抑え杭の支持機構を

示しており、その理由として特に道路工事の場合、治山工事などの現状維持を主目的とする場合とは異なり、

① 末端部を切土などで現状に変化(図-14)を与えること。

② 杭背面部がのり面として斜面となり、地盤反力の期待が出来ない。

となる場合が多く、したがって抑え杭の挙動を示すものと考えられる。

抑え杭の特徴は移動層の地盤反力が期待出来ない場合のパターンであって、荷重に対し殆どが杭剛性だけによる対応となり、特に注目すべき点として片持ち梁は変位に対し意外に弱いことである。また、図-11の③の様にすべり面付近のみに荷重が集中しても大きな変位が生じ、この状態は不安定な背面土塊を杭の剛性に応じた力で押出すことを意味する。ちなみに、前年度(S60)に実施した

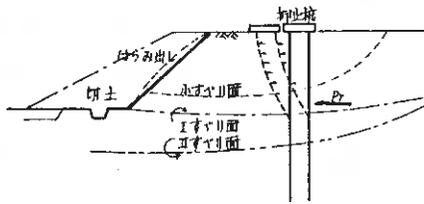


図-14 切土と抑え杭の挙動モデル

開発局所管工事の施工実態調査では24件の内4件+2件(その後の増)計6件が、抑え杭背面土塊の崩壊を起している報告がある。

「注、他の原因としては、①地下水の上昇に伴うパイピングに起因する土塊の押出し、②杭間の中抜けによる押出しなども考えられる(図-8の杭と地盤の変位に注目)。」

7.2 計画抑止力と実測抑止力について

両箇所とも計画抑止力と実測抑止力とに大きな開差が認められた。この点について考察をすると

- 1) 気象、地質、地層条件などが設計の設定条件までに達していない。
- 2) 集水井の施工によって、水位低下の効果が計算以上に発揮されている。
- 3) 地すべりに対する調査方法、密度及び解析法などに基づく精度の限界による誤差。

なども考えられるが、解析結果から得られた点としては

- A) すべり出そうとする時、抑え杭が先制的な効果を発揮した結果、すべり面上昇をもたらした(両箇所のすべり面に注目)、結果として地すべり力の低下となった。
- B) 杭が弾性体のため、図-15の模式図の関係で推力の分散が考えられ、計測結果としては、P2が主力となる地すべり力が得られた結果と考えられる。また、この場合のP1ゾーンは、背面土塊の地盤反力と杭剛性に関



図-15 杭と地盤変位に関する1モデル

わる相互作用のバランスで安定し、P1ゾーンの安全率には余裕がないものと考えられ、背面土塊は別途の対策工で安全率を高める必要があると考えられる。

以上の様に考えると、抑え杭の設計は、背面土塊対策が万全であれば(注、経済的にはやや難点となるが、杭変位量の減少を図ることはそれ以上の難点となる)杭の断面力としては、P2ゾーン

の推力に主力を置いて対応すれば良いものと考えられる。

さらにその反面としては、シャフト工などRC構造の剛度の高い深礎杭などは荷重分散現象が起り難くなり、逆に全地すべり推力を受止める必要になると考えられる。

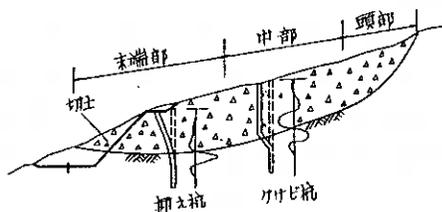


図-16 杭の施工位置に基づく概念図

8. あとがき

道路工事における抑止杭として、水平支持及び荷重の作用機構について、若干の例を基に解析と考察を行った。その結果抑え杭が中心的となったが、一方ではクサビ杭との関係もあり、抑え杭とクサビ杭との関係は、一概念として図-16が考えられる。しかし、両者の境界条件など定量的な面は不明であり、この点を解明する必要があるが難問でもある。

さらに、セン断杭（クサビ杭の約 $1/4$ の断面力）が圧倒的に用いられている実態⁶⁾がある。しかし、セン断杭の設計は、杭と地盤との相対的な強度差および計測応力状態などから考えると、セン断力が支配的となるのは稀なケースと考えられること、応力面ではセン断変形性能を考えたとき中詰材の強度によっては杭の全断面有効とは考え難いこと、背面土塊の変位を問題とする場合などは対処不能であることなどで、設計法の位置付けとしては一つの簡便法と考えられる。

一方、実態としては北海道内に限ると、近年において抑止杭の破壊や大害に至ったケースは報告されていない。このことは、結果的に設計推力が過大であることを示唆しているとも考えられる。

今後としては、抑え杭に着目した境界条件及び設計推力の設定などについて、データの集積を図り解明を進めていく考えである。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会 : 道路土工 のり面工・斜面安定工指針、昭和54年4月
- 2) 日本河川協会 : 建設省河川砂防技術指針(案)、山海堂、昭和60年10月
- 3) 中村 浩之 : 地すべりの三つの機能、土質工学会論文報告集、Vol.17, No.1, Mar. 1977
- 4) 地すべり研究会 : 地すべり斜面の調査・解析・防止工資料集 昭和52年10月
経営開発センター出版部
- 5) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説・共通・下部構造編
- 6) 道路計画課 : 地すべり地における抑止杭・構造物基礎に関する調査研究(新規)
道路建設課 第28回北海道開発局技術研究発表会論文集 昭和60年2月
各開発建設部、土木試験所
- 7) 道路計画課 : 地すべり地における抑止杭・構造物基礎に関する調査研究(継続)
道路建設課 第29回北海道開発局技術研究発表会論文集 昭和61年2月
各開発建設部、土木試験所

道央東幹線における 鋼管杭の水平載荷試験について

北海道電力 高八卦利光
基礎地盤コンサルタント 照井日出夫

1. まえがき

試験地は、札幌市街地の北東約1.8kmで、道央地方に広く分布する“石狩低地帯”と呼ばれる標高10m以下の低平地上に位置している。

ここに計画されている構造物は、高さ100m前後の送電鉄塔であり、基礎荷重が大きくなるため鋼管杭基礎とし、用地の関係から直杭を採用している。したがって、鉛直荷重に対しての支持力は問題ないが、水平荷重に対しては地表面付近の地盤が非常に軟弱であるため、地中梁を設置して対処することとしている。

しかし、横方向地盤反力係数(k値)は、N値および孔内水平載荷試験結果を用いた静力学公式による計算値と、杭の水平載荷試験より得られた値では、計算値が2～3倍程度安全側にあることが知られていることから、現地盤のk値を確認してより経済的な設計とするため、現在工事中の道央東幹線江別支線で水平載荷試験を実施したものであり、以下に試験結果を述べる。

2. 試験概要

- ・場 所：石狩郡当別町川下（江別支線、鉄塔番号 No 182, No 184）
- ・試験月日：昭和61年6月13日～6月26日
- ・試験内容：

Case - 1	φ 500mm	単杭水平載荷試験	(H _{max} = 15ton)
Case - 2	φ 600mm	単杭水平載荷試験	(H _{max} = 15ton)
Case - 3	φ 600mm × 4本	群杭水平載荷試験	(H _{max} = 60ton)

3. 地盤概要

試験対象となった送電線ルートは、石狩低地帯と呼ばれる地域であり、土層構成は図-1に示すように、後背湿地堆積物の泥炭および氾濫原堆積物の粘性土など、一般に軟弱地盤と呼ばれる沖積堆積物が約40mの層厚を持って分布し、以深は洪積堆積物の砂・礫となっており、基礎杭はこの砂礫を支持層としている。

また、表-1には地表面より深度10m間の地盤状況を示した。水平抵抗に関与する地盤は一般に杭頭部より1/β程度の深さ(約3～5m程度)までと言われており、表-1より試験はN=0回、通常の孔内水平載荷試験による変形係数がE_p = 7kgf/cm²の泥炭を対象としている。

表-1 地表面付近の地盤状況

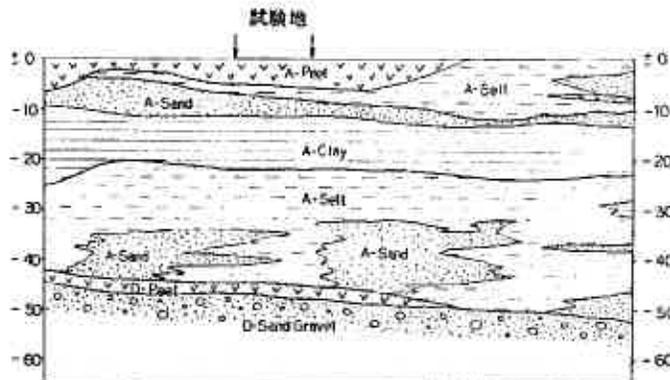


図-1 土層構成概略図

深度 (m)	柱状図	土質名	N 値 (回)	変形係数 (kgf/cm ²)
0	[Diagram showing soil texture]	泥炭	0~1 (N≠0)	6.8~ 7.6 (Ep≠7)
1.90			腐植物混りシルト 砂質シルト	0~2 (N≠0)
4.80	[Diagram showing soil texture]	細砂		5~12 (N≠6)
1.40				
3.60				
60				

なお、これまでの孔内水平載荷試験は、予めボーリングした孔内に測定管を挿入するという手法をとるため、閉孔時に生じる孔壁の乱れ、閉孔による地中応力の解放等の影響を受けやすい地盤の場合、地盤の強度が自然状態のそれに比べて過小評価されやすいことが指摘されている。そこで今回は、より正確な地盤定数を求めることを目的に、No. 184号でセルフボーリングプレシオメーター (SRP) を実施した。

SRPとは、上記諸問題を解決し、さらに地盤工学的諸問題の解決に貢献すべく開発されたもので、地中に静的に貫入し、先端に入ってきた土をピットによって砕き、掘留水によって測定管の内側を通して排出するものである。したがって、

- ・ 地盤の乱れを最小限におさえ、より自然状態に近い地盤の性質をとらえる。
- ・ 地中応力の解放を最小限におさえ、応力状態を維持したまま試験を行える。

等の特徴がある。

表-2に、SRPによる変形係数と、通常試験によるそれとの比較を示したが、これよりSRPによる値は通常試験の1.4~1.7倍となっているのがわかる。

表-2 変形係数の比較

土質名	SRPによる変形係数 E_p	通常試験による変形係数 E_p
泥炭	10 kgf/cm ²	7 kgf/cm ²
粘性土	11 kgf/cm ²	8 kgf/cm ²
砂質土	43 kgf/cm ²	25 kgf/cm ²

4. 試験装置および試験方法

1) 試験装置

試験装置の概略を図-2に示した。これに示すように単杭の試験装置は30tジャッキを用いてお互いを押す方法、群杭は鉄筋コンクリートで3.6×3.6×1.0mのフーチングを作成

し、フーチング間が約 9m 離れていることから、100t ジャッキおよび PC 鋼棒を用いてお互いを引っ張る方法とした。また、変位計は通常の試験のように荷重点および杭頭部付近にセットしたほか、単杭については変位の影響する範囲を確認する意味で、1・D 間隔で 5・D まで配置した。

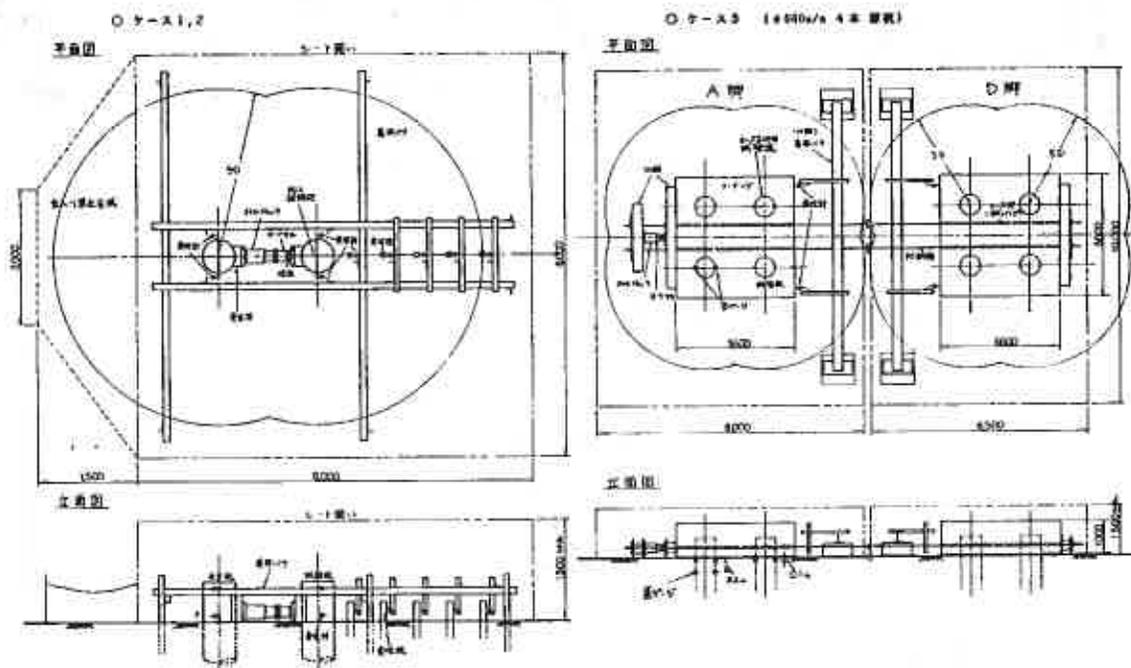


図-2 載荷装置図

2) 試験方法

試験方法は、土質工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」に準拠し、一方向載荷多サイクル試験とした。

3) 載荷方法

載荷サイクル数および載荷荷重段階数は、表-3に示すとおり 5 サイクル 10 段階とした。なお、図-3には荷重と時間の関係を表したサイクル例を示す。

表-3 載荷サイクルおよび荷重段階

	Case - 1, 2	Case - 3
サイクル数	5 サイクル	5 サイクル
荷重段階	10 段階	10 段階
荷重速度	1.5 t/分	6.0 t/分

各荷重段階における荷重保持時間は表-4に示すように定め、変位等の測定時間は表-5のとおりとした。

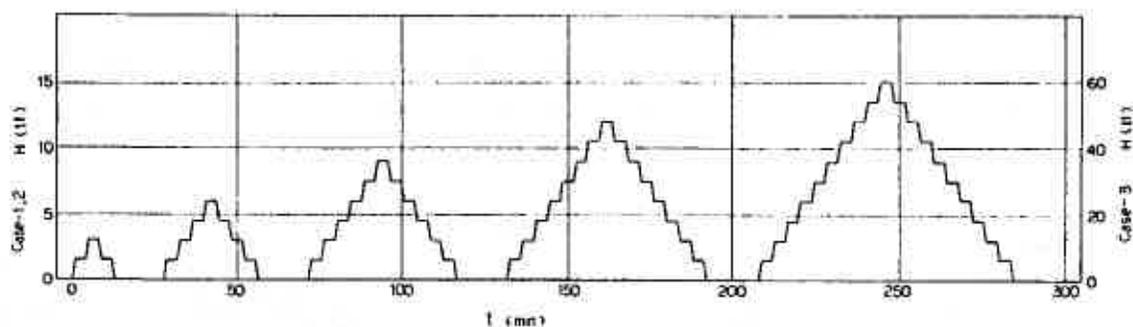


図-3 サイクル図

表-4 荷重保持時間

増荷時		減荷時
処女荷重・履歴荷重	3分	
0 荷重	15分	3分

表-5 測定時間

測定項目	増荷時測定時間		減荷時測定時間
	処女荷重・履歴荷重	0 荷重	
荷重点の変位	0, 1, 2, 3分	0, 1,	0分
杭頭部の変位		2, 3,	
反力杭の変位		5, 10,	
杭体重		15分	
変位杭の変位			

5. 試験結果

単杭試験の結果得られた処女荷重 (H) と地表面変位 (f) の関係およびこの H ~ f の関係から Chang 式によって求まる逆算 K 値を示すと図-4 のようになる。なお、ここで示した地表面変位は各荷重段階の 0 分時の値である。

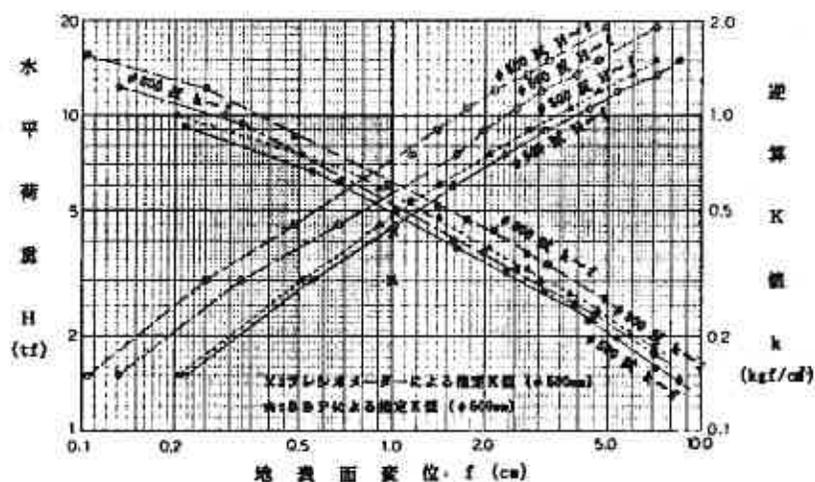


図-4 H ~ f, k ~ f

この逆算K値とfの関係を、 $k = a \cdot f^n$ と表わし、a, nを求めると次のようになる。

$$\phi 500\text{mm単杭} \quad k = 0.49 \sim 0.56 \cdot f^{-0.51 \sim -0.54}$$

$$\phi 600\text{mm単杭} \quad k = 0.52 \sim 0.61 \cdot f^{-0.41 \sim -0.52}$$

なお、道路橋示方書の規定に基づき孔内水平載荷試験結果の変形係数を利用してa, nを求めると、

$$\text{通常試験} \quad \phi 500\text{mm} \quad k = 0.30 \cdot f^{-0.5}, \quad \phi 600\text{mm} \quad k = 0.26 \cdot f^{-0.5}$$

$$\text{SBP} \quad \phi 500\text{mm} \quad k = 0.43 \cdot f^{-0.5}, \quad \phi 600\text{mm} \quad k = 0.37 \cdot f^{-0.5}$$

となり、この結果、示方書の規定に基づき求めたK値は、 $f^{-1/2}$ 項の指数 $m = -1/2$ は比較的近似するものの、aは通常試験で逆算K値の約1/2程度、SBPでは1/1.1~1.4程度となっている。

また、示方書の規定に基づくと杭径の変化によりK値は $m = k_{so} / k_{co} \approx 1.15$ 程度の差が生じることになるが、今回の試験では $m \approx 1.08 \sim 0.94$ と、ほとんど変化は認められていない。

石橋ら¹⁾によると示方書に規定される $k_o = \alpha E_o D^{-3/4}$ 式のうち、地盤の変形係数 E_o の求め方に対応する係数 $\alpha (= 0.8)$ と、杭径Dに対する寸法効果の影響について、水平載荷試験結果より見直しを行った結果、地盤調査手法の違いによる補正係数 α は、現行の2倍程度となり、 $D^{-3/4}$ 項の指数 $m = -3/4$ は $-1/4 \sim -3/4$ の範囲をとっているとされている。

今回の試験結果のうち、寸法効果の影響については、試験位置が約1km程度離れていることから地盤状況の微妙な変化等もあり明言出来ないが、補正係数については、逆算K値と推定K値(寸法効果式は $D^{-3/4}$ を採用)の比から α を求めれば、

$$\text{通常試験} \quad \alpha = 1.3 \sim 1.6 \quad \text{SBP試験} \quad \alpha = 1.0 \sim 1.1$$

となり、通常試験の場合は上記の関係と近似する結果が得られている。なお、SBP試験では現行算定式の1.2~1.4倍程度であり、当試験によった推定K値は載荷試験による逆算K値を比較的対応することが認められる。

一般に試験杭の変形に伴う周辺地盤の変形は、載荷方向の前面でかなりの範囲まで及ぶことが知られており、「杭の水平載荷試験方法・同解説」によればその範囲を $5 \cdot D$ としている。図-5には、 $\phi 600\text{mm}$ 単杭試験時の地表面変位図を示したが、これより $5 \cdot D$ の位置で杭地表面変位の約10%の変位が確認されている。

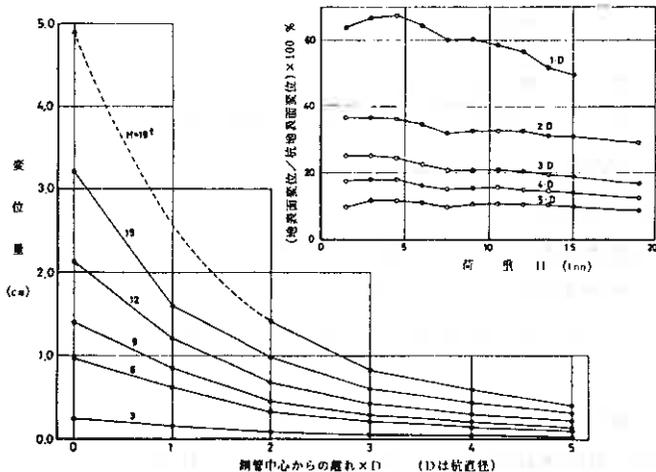


図-5 地表面変位図

次に、 $\phi = 0.0mm \times 4$ 本群杭試験の結果得られた H と f の関係、およびこの $H \sim f$ の関係からChang式で杭頭自由および固定の両条件で求めた逆算 K 値を同一に示す。なお、 K 値を逆算する際の荷重は単純に $H/4$ とした。

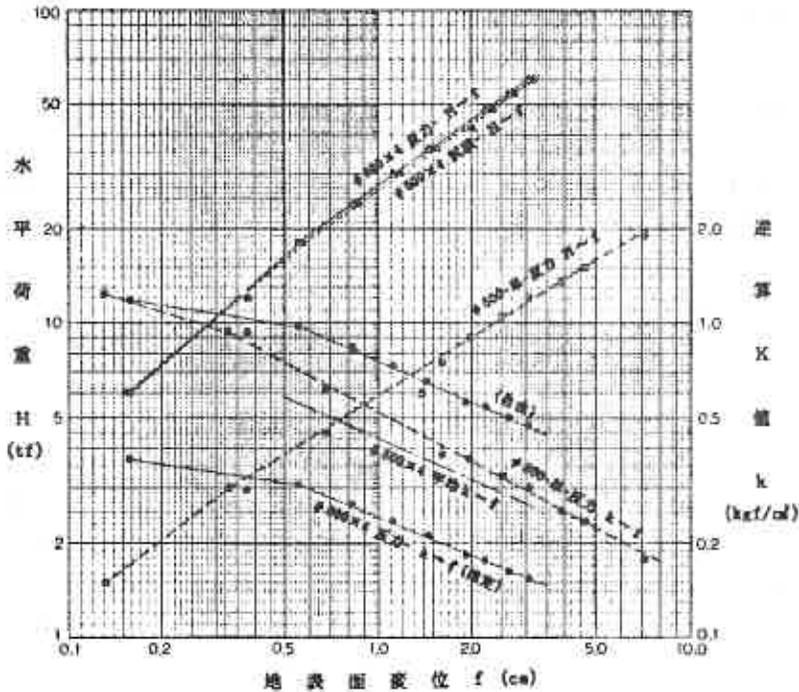


図-6 $H \sim f$ 、 $k \sim f$

この逆算 K 値と f の関係を、 $k = n \cdot f^n$ と表わし、 n 、 n を求めると次のようになる。

杭頭自由とした場合 $k = 0.75 \cdot f^{-0.44}$

杭頭固定とした場合 $k = 0.24 \cdot f^{-0.44}$

図-7には、杭頭自由とした時の逆算 K 値を用いて求めた計算傾斜角(θ')と、実測傾斜角(θ)の相関図を示し、図-8には杭頭固定とした時の逆算 K 値を用いて求めた計算曲げモーメントと、実測曲げモーメントの比較図、および計算 M_{max} と実測 M_{max} の比(α_m)を示した。

これらより、実測傾斜角と計算傾斜角の関係は、

$$\theta \approx 0.5 \cdot \theta'$$

となり、曲げモーメント比較図によれば、分布形状・最大曲げモーメント(M_{max})の発生位置は、

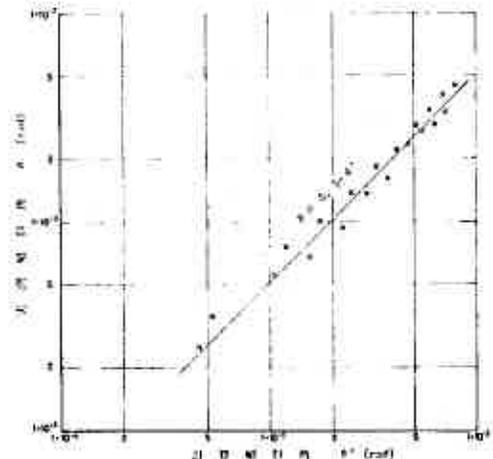


図-7 杭頭自由とした時の傾斜角相関図

比較的近似するようであるが、 M_{max} の比は、

$$c_m \approx 0.5$$

となっている。

したがって、今回の試験は杭頭固定と自由の中間領域に位置するものと考え、逆算K値は杭頭固定あるいは自由の条件で求めた値の、それぞれ2倍、1/2程度が妥当な値と考えられる。

$$\therefore k = 0.43 \cdot f^{-0.43}$$

群杭では地盤内応力を介して各杭が相互に干渉し合うため、単杭に比べて杭1本当りの水平支持力が小さくなる傾向があり、この現象を定量的に表わしたものが群杭効率(E_f)である。

群杭効率に関する実験式は種々提案されており、図-9に主要な提案式による群杭効率と杭間隔の関係を示すとともに、あわせて今回の試験結果より次式で求めた値も記載した。

$$E_{f1} = \frac{1}{2} \times \frac{\text{群杭の水平支持力}}{(\text{単杭の水平支持力}) \times (\text{杭本数})}$$

$$E_{f2} = \frac{\text{群杭のK値}}{\text{単杭のK値}}$$

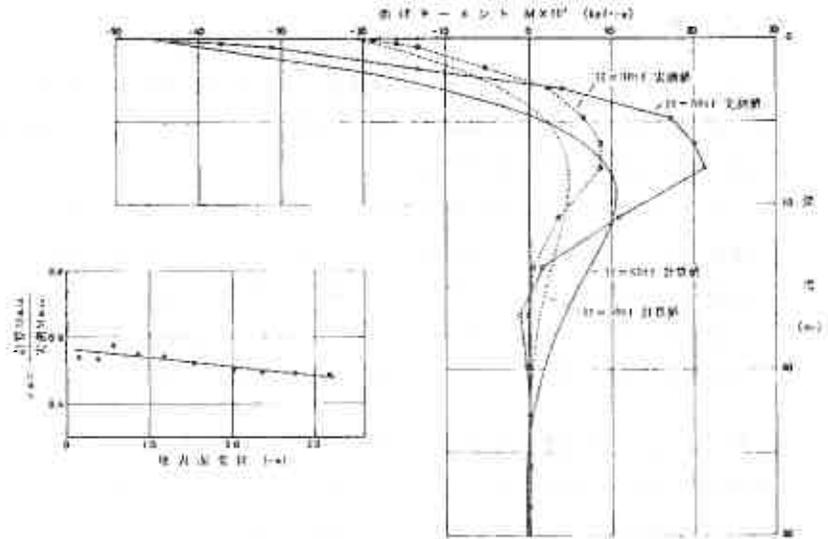


図-8 杭頭固定とした時の曲げモーメント比較図

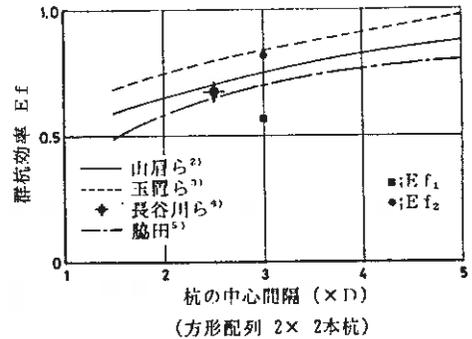


図-9 群杭効率と杭間隔

この結果、水平支持力より求めた E_{f1} は各提案値を下回っているが、これは算定式が“完全な杭頭固定で非回転”と見なしているのに対し、試験は杭頭固定と自由の中間領域の状態で行っていることに起因するものと考えられ、補正したK値を用いた E_{f2} がより現実に近いものと思われ、これは各提案式に近似している。

6. ま と め

以上、泥炭性軟弱地盤に打設された鋼管杭の水平載荷試験結果を紹介したが、これより

- ・ 通常の孔内水平載荷試験結果から、道路橋示方書により推定したK値 ($k_0 = \alpha E_0 D^{-2/3}$) は、逆算K値の1/2程度である。
- ・ 周辺地盤の変位は、2・D離れた位置で杭地表面変位の30%程度、5・Dの位置で10%程度発生することから、影響範囲は5・D以上となるが、設計上の杭地表面変位は一般に10%程度としていることから、2・D以上離れば影響は少ないものと考えられる。
- ・ 群杭効率については、今回大胆な仮定のもとに $E_f/E_0 = 0.83$ が得られ、これは玉置らの提案式と近似するが、実用的には各種提案式の間接値を示す山肩らの式の採用が妥当であろう。

一般に泥炭性軟弱地盤の場合、N値は有為な値が得られず、地盤の変形特性の把握には孔内水平載荷試験が数多く採用されているものと考えられるが、この値から現行示方書により推定した横方向地盤反力係数は、杭水平載荷試験から得られる値の1/2以下程度であることから、今後より正確な変形特性の調査法の確立が待たれ、今回実施したSRPがその一つの目安となれば幸いである。

また、今回、群杭効率等の検討は大胆な仮定のもとに実施したが、これについては今後とも研究を重ねるとともに、中間領域の試験整理法の確立を望むものである。

〔参考文献〕

- 1) 石橋 忠 他；杭の横方向地盤反力係数に関する寸法効果の影響，第20回土質工学研究発表会講演集，1986
- 2) 山肩 邦男 他；砂地盤中の模型グイの水平加力試験結果（グイ間隔との関係），第11回土質工学研究発表会講演集，1976
- 3) 玉置 修 他；水平抵抗における群杭効果の研究，土木学会論文集第192号，1971
- 4) 長谷川 明義 他；粘性土地盤の水平方向群杭模型試験，第7回土質工学研究発表会講演集，1972
- 5) 脇田 英治 ；水平力を受ける群杭基礎の二次元有限要素法による解析，土と基礎，Vol. 27, No. 9, 1979

基礎の水平抵抗における形状効果とバネ特性

開発局土木試験所 ○富 沢 幸 一
 根 岸 正 充

1. まえがき

近年、様々な断面形状を有する大規模基礎が利用されるケースが多い。しかし、それらの深い基礎は、その断面形状により水平抵抗が種々異なり不明な点も多い。

すでに筆者らは、深い基礎の水平地盤反力を前面地盤反力と側面地盤反力に分離することにより形状効果の解析結果を報告した。引き続き、室内および現場においてこれらの深い基礎の水平抵抗に関連した一連の試験調査・検討を行ってきたが、今回その一環として、載荷幅および側面幅を種々変化させた模型杭により水平載荷試験を実施した。当報告では、これらの実験に基づいた水平挙動および形状効果特にそのバネ特性について若干の考察を加えた。

2. 試験概要

2-1. 試験地盤 試験地盤は室内のテストピット (A = 4.5 m × 4.3 m, H = 2.5 m) 内で造成した砂地盤とした。
 q_c の代表値を図-1 に示したが、地盤は $q_c = 15 \sim 25$ (kg/cm²) 程度のゆるい状態の砂層で構成されている。また、地盤特性を把握するため種々の土質試験を実施したが、その結果を表-1 に示す。

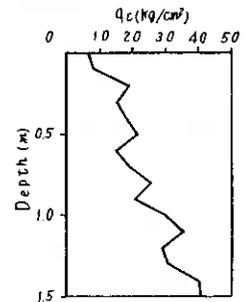


図-1 試験地盤 q_c 分布図

2-2. 試験杭 試験杭の載荷幅と側面幅は図-2 に示したように D, 1.5 D, 2 D に変化させた 11 CASE の断面形状とした。各試験杭には地盤反力分布を把握するため圧力センサーを設置し特に CASE-1・2・3 の杭にはストレインゲージも設置した。なお、 $\beta \cdot L$ は 1 以下であるため解析では剛体として扱うこととした。

2-3. 試験方法 載荷試験は 3 サイクルで緩速載荷試験に準拠して行った。また、試験杭の根入れは全て 100 cm とし解析の際底面地盤反力が無視できるように、杭の底面と地盤が接しないようにした。

表-1 地盤特性

湿潤強度 σ_c (kg/cm ²)	1.486
含水比 Wn (%)	9.01
比重 Gs	2.712
変形係数 E_s (kg/cm ²)	58.8
変形係数 E_b (kg/cm ²)	29.5
摩擦係数 FP (kg/cm ²)	83.1
ポアソン比 ν	0.4

3. 水平載荷試験結果および考察

3-1. 荷重 H ~ 変位 y 水平載荷試験の結果得られる荷重 H ~ 変位 y の関係を図-3 に示したが、図によれば各 CASE ごとに荷重 H ~ 変位 y の関係が明らかに異なっているのがわかる。また、図-4 には CASE-1 の荷重 H_1 を基準とした他の CASE の荷重 H_n との比率 $e_n = H_n / H_1$ を求め、変位との関係で示した。図によれば、 e_n は載荷幅、側面幅および断面形状により明らかに異なっており (

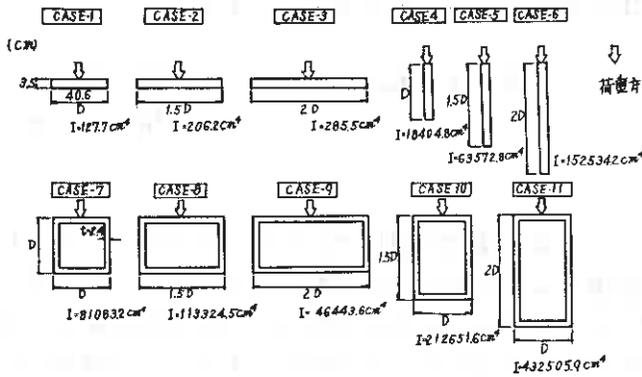


図-2 試験杭断面形状

形状効果)、水平抵抗の大きさはCASE-4 < 5 < 6 ≒ 1 < 2 < 3 ≦ 7 < 8 < 10 < 11 < 9 の傾向にあることがわかる。

3-2. 地盤反力分布 P ・変位分布 y 地盤反力および変位分布の測定例 (CASE-8, $H = 1600 \text{ kg}$) を図-6 に示す。図によれば、実測地盤反力は同一断面でみると箇所によってバラツキはあるが、深さ方向の分布では一定の傾向を有し、それは他の荷重・CASEでも同様で、 P_{\max} は深さ $30 \sim 40 \text{ cm}$ および最下端にある。杭の深さ方向の実測変位は、杭が剛体であるため直線分布となる。また、図-5 に各CASEごとの傾斜角 $\theta \sim$ 変位 y の関係を示したが杭種に関係なくほぼ一定の分布となっており、回転中心の深さは荷重・CASEに関係なく約 7.4 cm である。

図-6 には、荷重 $H \sim$ 変位 y の関係よりケーソン基礎として逆算した K_d 値 (三角形分布)^{2), 4)} を用いて求められる計算地盤反力を示した。なお、図中の実測地盤反力は圧力センサーを設置した前面の値であるため、後述する側面抵抗を除いた $P_{dh} = K_{dh} \cdot x \cdot y$ 式の計算地盤反力も示したが、地盤反力・変位とも実測値とかなりの精度で合致している。

また、 K_d 値と杭基礎として逆算した K_c 値^{2), 3)} (Chang式) は、荷重・CASEに関係なく $K_d \cdot L = 4.4 K_c$ となった。

3-3. バネ特性 形状効果特にそのバネ特性を検討するため、杭に作用する全地盤反力 P を次式

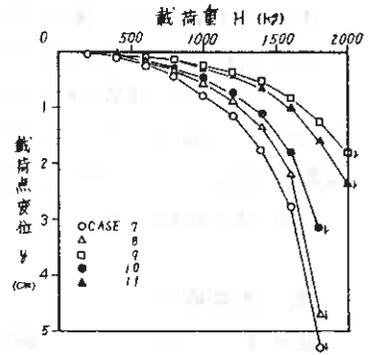
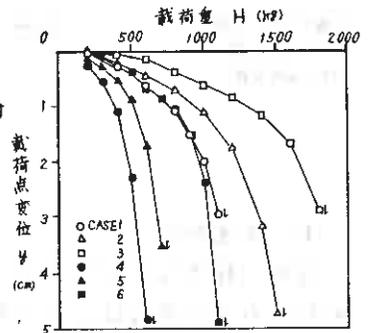


図-3 $H \sim y$

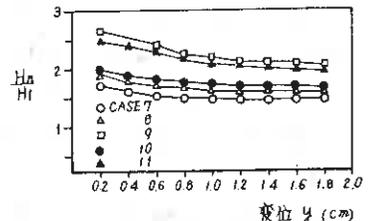
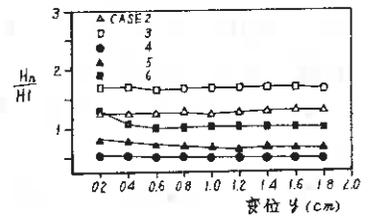


図-4 $H_h/H_1 \sim y$

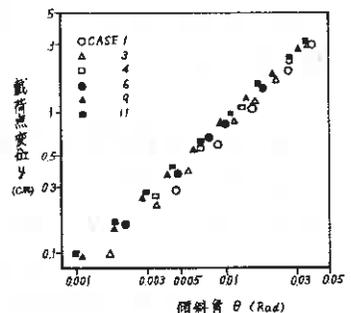


図-5 $\theta \sim y$

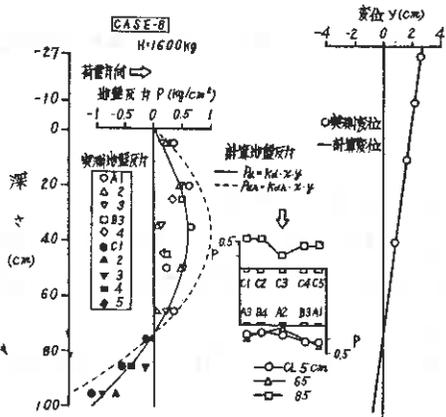


図-6 地盤反力分布P・変位分布y

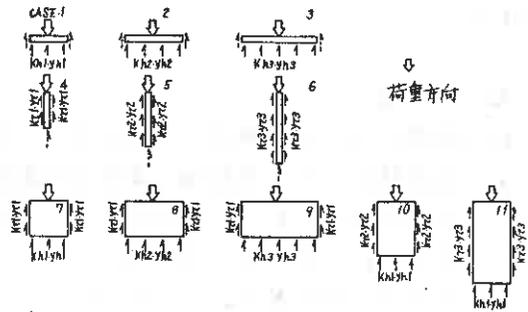


図-7 Kh・Kτモデル

表-2 形状効果

に示した前面地盤反力 P_h と側面地盤反力 P_τ に分けて扱うこととする。

$$P = P_h + P_\tau$$

$$= (K_h \cdot y_h + d \cdot K_\tau \cdot y_\tau)$$

図-7に、 $K_h \cdot K_\tau$ の検討モデルを示したが、CASE-1・2・3については $K_\tau = 0$ 、CASE-4・5・6については $K_h = 0$ と考えることとした。

その結果、各CASEの地盤反力はそれぞれ表-2に示すようになり、図-7でもわかるようにCASE-7~11についてはCASE-1~6の組み合わせで表わされる。

表中の K_h の計算値については、道路橋示方書におけるケーソン K_d 値の考え方より $P_h = K_d \cdot D \cdot L = \alpha \cdot (\sqrt{D \cdot L})^{3/4} \cdot D \cdot L$ とし $P_h \propto D^{5/8}$ の関係を用い、CASE-1を基準として示した。また、 K_τ の計算値は $G = E / 2(1 + \nu) \approx 0.35 E$ ($\nu \approx 0.4$) の関係より $K_\tau = 0.35 K_h$ として求めることとし、なお杭幅による補正は K_h と同様と考えた。また、回転角は小さいことから、今回回転による鉛直方向 K_τ については考慮しなかった。実験値については、 $\theta \sim y$ 図でも示したように各CASEにおいて回転中心の深さが一定(約74cm)であることから、地盤反力を同一変位の杭頭パネの比較によるものとして図-4に示した $H_h / H_1 \sim y$ の関係より求めた。

その結果、実験値のCASE-7~11はCASE-1~6の組み合わせで求めたものとよく合致している。CASE-1・2・3の計算値と実測値はある程度一致しており、 $P_h \propto D^{5/8}$ の考え方はほぼ妥当と思われる。しかし、CASE-4・5・6の計算値は実測値より大きくかつ、 $P_\tau \propto D$ の関係がみられる実測値とは一致しなかった。この原因は、計算値と異なる杭表面と地盤との間に生ずるせん断パネによるものと

CASE	変位	計算値	実験値 (H=1600kg)	
			$y = 0.5 \text{ cm}$	$y = 1 \text{ cm}$
1	$\rightarrow D$	$K_h 1 \cdot D$	1	1
2	$\rightarrow 1.5D$	$K_h 2 \cdot 1.5D$	1.288	1.247
3	$\rightarrow 2D$	$K_h 3 \cdot 2D$	1.542	1.688
4	\rightarrow	$K_\tau 1 \cdot 2D$	0.73	0.506
5	\rightarrow	$K_\tau 2 \cdot 3D$	0.940	0.688
6	\rightarrow	$K_\tau 3 \cdot 4D$	1.126	1.1976
7	$\rightarrow D$	$K_h 1 \cdot D + K_\tau 1 \cdot 2D$	1.73	1.494
8	$\rightarrow 1.5D$	$K_h 2 \cdot 1.5D + K_\tau 1 \cdot 2D$	2.018	1.623
9	$\rightarrow 2D$	$K_h 3 \cdot 2D + K_\tau 1 \cdot 2D$	2.272	2.208
10	\rightarrow	$K_h 1 \cdot D + K_\tau 2 \cdot 3D$	1.940	1.753
11	\rightarrow	$K_h 1 \cdot D + K_\tau 3 \cdot 4D$	2.126	2.078

考えられ、今回の場合杭表面と地盤との間のせん断バネは、 $K_r \doteq 0.24 K_h$ と推定される。

4. まとめ

検討結果について、その主なものをまとめると次のようになる。

- 1) 荷重Hおよび逆算K値と変位yの関係には、各CASEごとで明らかに形状効果が認められた。また、ケーソン基礎 (K_d) および杭基礎 (K_c) の逆算K値は $K_d \cdot L = 4.4 K_c$ の関係にある。
- 2) 各杭の水平挙動は、ケーソンにおける地盤反力の考え方^{2),4)} ($P_d = K_d \cdot x \cdot y$) を適用することによりかなりの精度できる。
- 3) 形状効果は、水平地盤反力を前面地盤反力と側面地盤反力に分離することにより説明でき、載荷幅・側面幅の違い ($D \cdot 1.5 D \cdot 2 D$) による K_h および K_r のバネ特性は $P_h \propto D^{5/8}$, $P_r \propto D$ の関係にある。また、 K_r は杭表面と地盤の間に生ずるせん断バネを用いた方が適切と思われ $K_r \doteq 0.24 K_h$ となる。

5. あとがき

今回の載荷試験結果より、水平挙動と形状効果特にそのバネ特性についてある程度明らかにすることができたと考えている。

今後は、現場での載荷試験等も取り入れ地盤特性の違いによる影響等も考慮しながら不明な点について究明していく考えである。

6. 参考文献

- 1) 富沢・森他著：「基礎の水平抵抗と形状効果」 土質工学会北海道支部
技術報告集 第26号 昭和61年
- 2) 日本道路協会：「道路橋示方書 同解説」 下部構造編 1980. 5
- 3) 横山幸満著：「くい構造物の計算法と計算例」 山海堂 昭和52年
- 4) 浅間他著：「くいおよびケーソン基礎の設計々算例」 山海堂 昭和48年
- 5) 松橋数保他：「道路橋における地下連壁井筒基礎の設計」 基礎工
Vol. 12 No. 12 1984
- 6) 高橋将徳他：「地下連続による井筒基礎の載荷試験」 基礎工
Vol. 12 No. 12 1984

白鳥大橋主塔基礎の設計手法について

室蘭開発建設部 室蘭道路事務所 ○渋谷 元
佐藤 謙二
大沼 秀次

1. まえがき

白鳥大橋は室蘭港に建設中の橋長1380m、中央径間720mの長大吊橋である。本橋の主塔基礎は橋梁基礎としては例をみない地中連続壁併用円形逆巻き基礎工法を予定しており、本報告ではこの工法の概要と設計手法について述べる。

2. 地質概要

白鳥大橋主塔地点は水深15m(3P)と19m(4P)の海上部である。海底から53m(3P)、31m(4P)の深さまで第4紀の洪積層、沖積層が堆積し、その下に新第3紀の凝灰質の岩盤が分布している。第4紀層はN値が0~30の砂層、シルト層が互層となっており、3P地点ではその下に最大礫径1.8m程度の転石混り砂礫層が5~10mの厚さで分布している。新第3紀層は上部5m程度が風化しており、それ以深の岩盤も比較的軟質である。

基礎の支持層は新第3紀の岩盤とし、常時の許容支持力を3Pで250t/m²、4Pで200t/m²とした。

3. 施工法概要

地中連続壁併用円形逆巻き基礎工法は海上に築島した地盤上に円形の地中連続壁を構築し、これを止水、土留め用の仮設壁とし、この内側をドライで掘削し順次地中連続壁の内側に支保工をかねる本体の側壁を逆巻きで構築する工法である。

本工法はオープンケーソン基礎、多柱式基礎、大口径鋼管杭基礎等の工法と比較検討した結果、下記に示す点で優れていることにより採用された。

- ・他の工法に比べ経済的である。
- ・ドライで掘削することにより陸上用機械を用いて比較的速く施工できる。
- ・地盤を直接確認しながら施工できる。
- ・周辺地盤と基礎とがよく密着し、乱れを最小限に抑えられる。
- ・LNG地下タンク等での施工実績が多数あり、地中連続壁工法も確立されている。

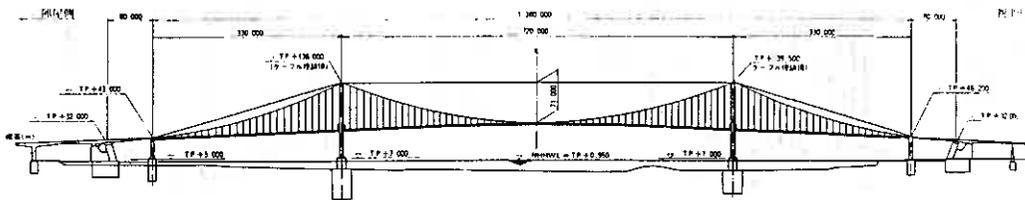


図-1 白鳥大橋一般図

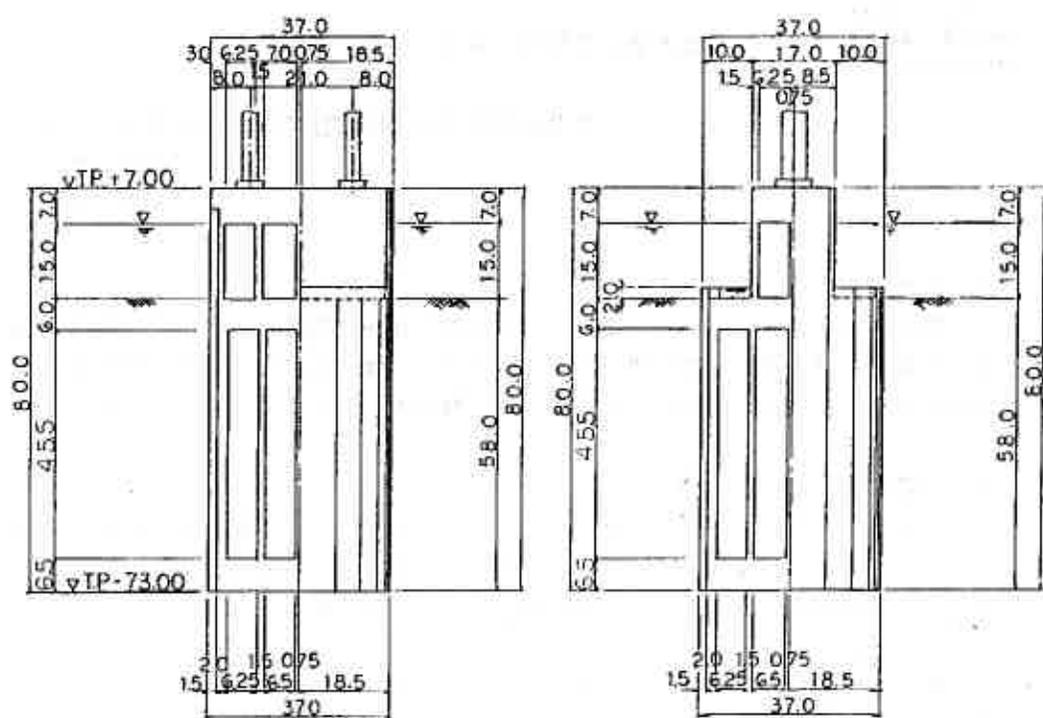


图-2 3P主塔断面图

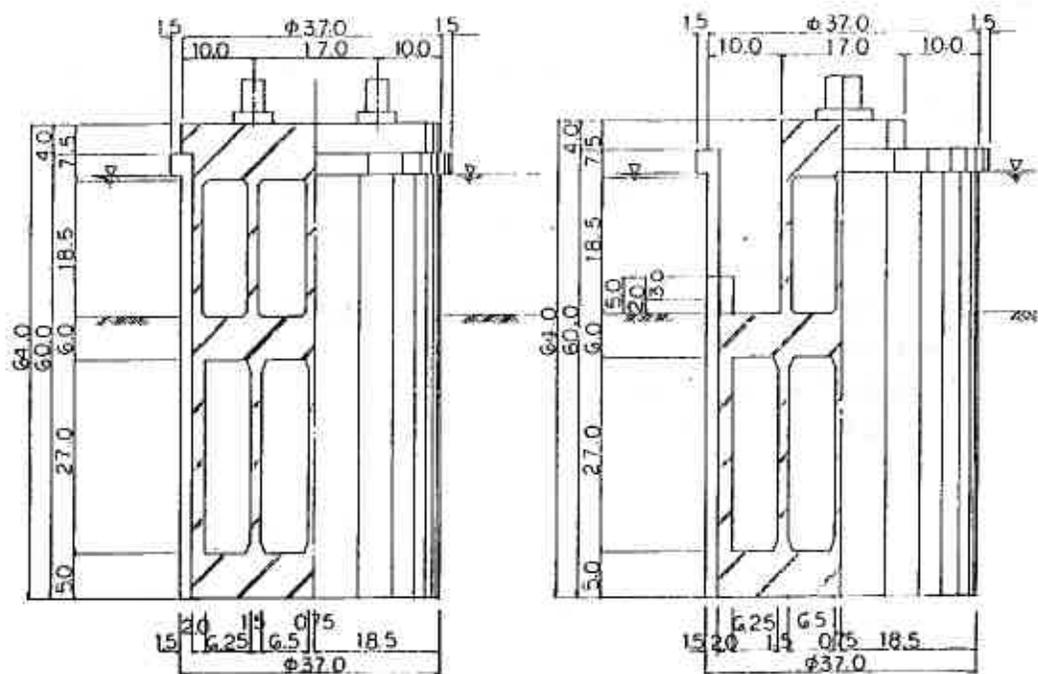


图-3 4P主塔断面图

図-4に施工要領図を示す。施工手順は次のとおりである。

- ①海上部を鋼管矢板で円形に締切り、中詰材（石炭灰スラリー）を投入し築島する（築島直径67m）。（図-4①②）
- ②厚さ1.5mの地中連続壁を円形に施工する（内径34m）。連続壁は止水性のある岩盤まで根入れする（3P:I.P.-103m、4P:I.P.-67m）。（図-4③）
- ③地中連続壁の内側を海底面下まで掘削する。（3P:I.P.-23m、4P:I.P.-22m）
- ④支保工となる厚さ2mの本体側壁を6mの高さでリング状に施工する。以後6m掘下げる毎に側壁を6m打設し、最終深度までこの作業を繰返す（最終掘削深度3P:I.P.-73m、4P:I.P.-57m）。（図-4④）

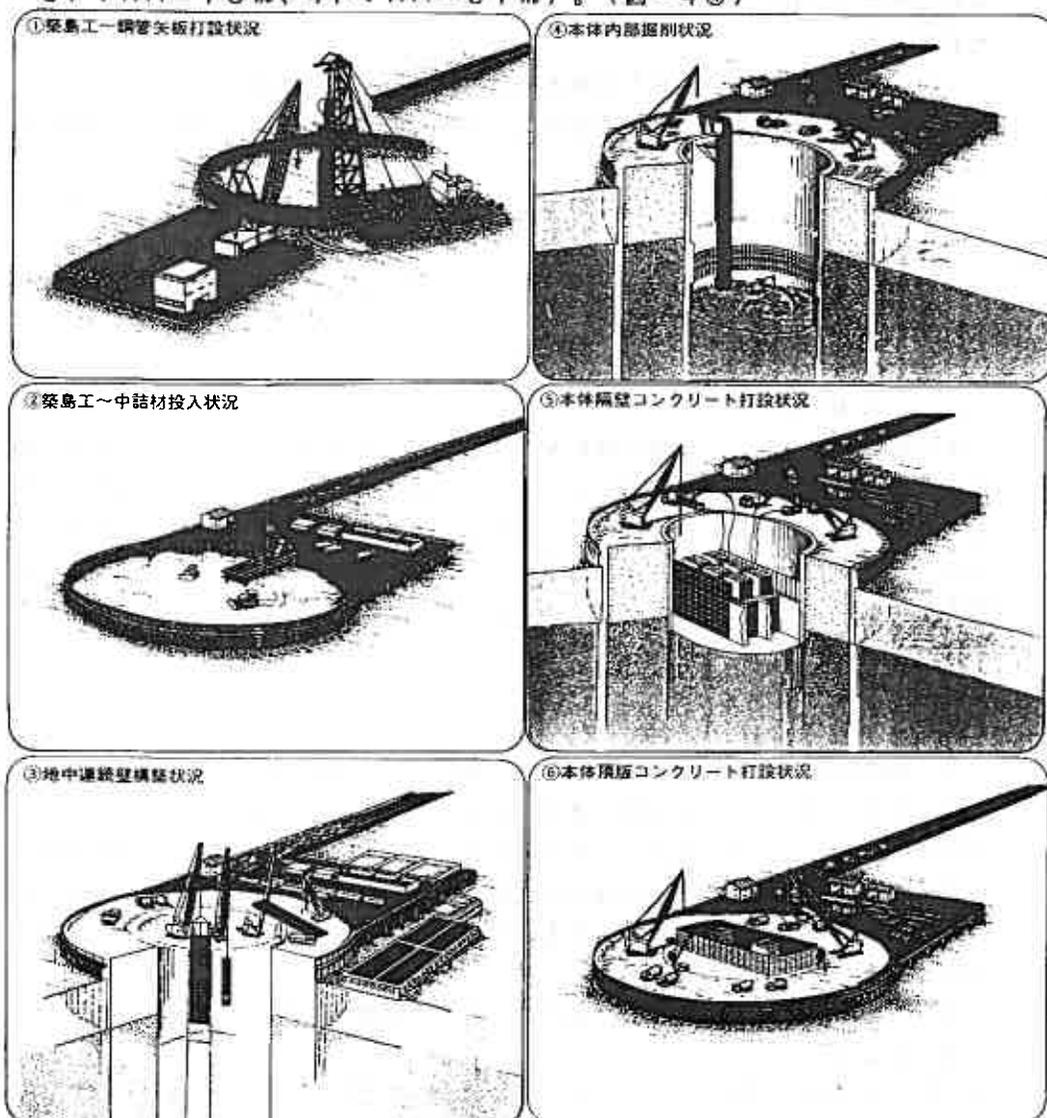


図-4 主塔基礎施工要領図

- ⑤ 底版コンクリートを打設する。
- ⑥ 隔壁コンクリートを順巻で打設する。(隔壁天端高 3P : T.P. - 21 m、4P : T.P. - 25 m)
- ⑦ 中間頂版コンクリートを打設する。
- ⑧ 中間頂版上から T.P. + 7 m まで小判形橋脚 (3.4 m × 1.7 m) を施工する。(図 - 4 ⑤⑥)
- ⑨ 築島と海底から上の地中連続壁を撤去する。

3. 主塔基礎の設計手法

本橋の主塔基礎は次のような特徴をもつ

- ・ 軟弱な第 4 紀層に深く根入れされていることにより、地盤中で増幅された地震外力を受ける。
- ・ 仮設の地中連続壁が完成後も地盤と基礎本体の間に残される。
- ・ 本体の一部である側壁を地中連続壁の支保工に兼用するため、側壁内に残留応力が生じる。

また基礎の施工中は地中連続壁の中に人が入り、T.P. - 7.3 m の深度で作業することから、施工中の構造物の安定に関しても詳細に検討する必要がある。

以上の点をふまえて、採用した設計手法及び概略設計による計算結果について以下に述べる。

3. 1 本体基礎の設計法

本体基礎の耐震設計は地盤の変位を考慮した修正震度法により行う。これは道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (以下道示) を基本とし、さらに地盤の応答変位を地盤バネを介して基礎に与えることで根入れ部分が地盤から受ける荷重を考慮した手法である。また上部工、基礎、地盤の固有周期によっては地震時に橋全体が共振現象を起こし各部に大きな力が作用する場合があるので、上部工反力は周期特性を考慮しやすい全体系応答解析により算出する。

3. 1. 1 入力地震動の設定

入力地震動は基礎 (岩盤)、基礎重心、地表の各位置における設計地震波と設計加速度応答スペクトルとして設定する。以下にその手順を示す。

- ① 室蘭で観測された 3 大地震 (十勝沖、日高支庁西部、浦河沖) の地表波を地盤の地震応答解析により基盤波に変換し最大加速度が 120 gal (設計基盤加速度) になるように振幅を拡大する。この拡大した波による加速度応答スペクトルを求め、それをもとに設計基盤加速度応答スペクトル (基盤-SA) を作成する。(図 - 5)
- ② 基盤-SA に適合する地震波を既存の地震波を調整して作成し、これを基盤-SA 適合波とする。
- ③ ①の 3 大地震の基盤波 (120 gal に拡大) を用いて地盤の地震応答解析を行い、各地地震の地表加速度応答スペクトルを求める。求めた応答スペクトルを地震

危険度解析プログラム (RISK-II、建設省土木研究所が開発) による室蘭4種地盤上での入力地震動スペクトル (L1) と比較すると実用域 (0.6~1.5sec) ではほぼ一致することからL1を設計地表加速度応答スペクトル (地表-SA) とする。(図-6)

④3大地震の基盤波 (120gal) と基盤-SA適合波の地震応答解析結果から地表と重心での地震波の増幅倍率を、地表:重心 = 1:0.8とする。(表-1)そして地表-SA × 0.8を設計重心加速度応答スペクトル (重心-SA) とする。⑤重心-SAに適合する地震波を既存の地震波を調整して作成し、これを重心-SA適合波とする。各深度での設計加速度応答スペクトルを図-7に示す。

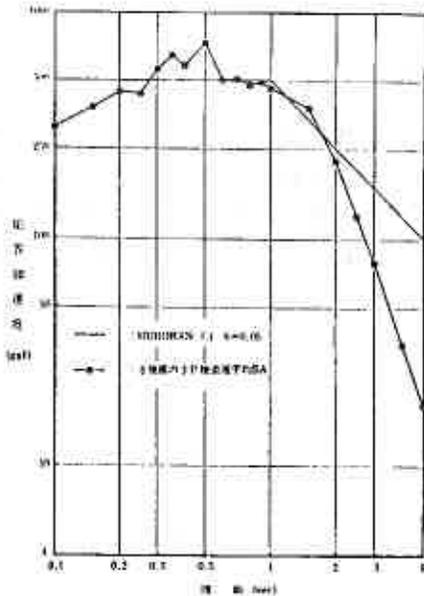


図-6 地表加速度応答スペクトル

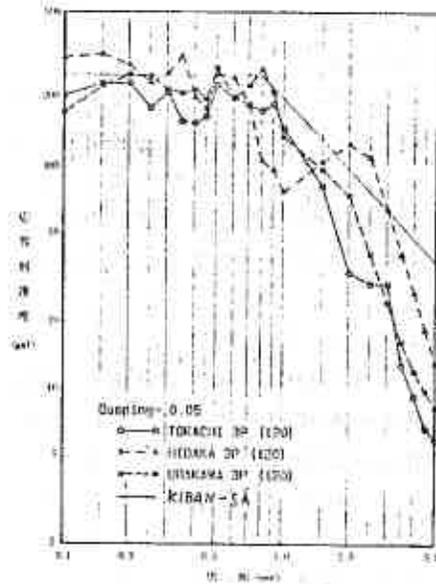


図-5 基盤加速度応答スペクトル

表-1 地震波増幅率の比較

	A: 地表	B: 重心	C: 地盤	A/A	B/B
地震-SA適合波	1.20gal	2.30gal	3.70gal	1.92	3.07
1: 津 波	1.20gal	2.00gal	2.50gal	1.67	3.33
2: 沖 波	1.20gal	1.70gal	3.10gal	1.52	3.63
3: 1964年2月西宮	1.20gal	1.50gal	2.30gal	1.25	3.64
4: 設計	-	-	-	1.00	3.64
				設計	0.80

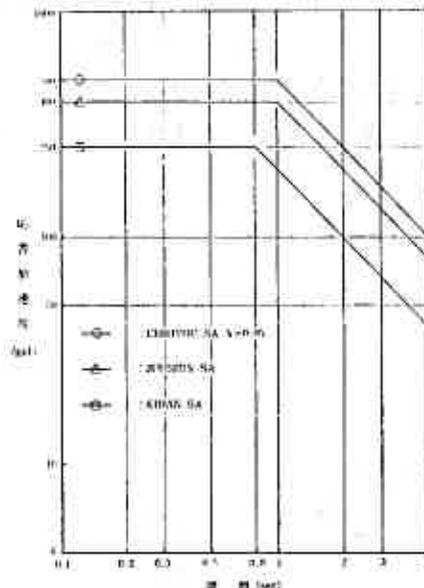


図-7 設計加速度応答スペクトル

3. 1. 2 上部工反力

全体系応答解析のモデルを図-8に示す。入力地震動は地盤による増幅効果を考慮するため、3.1.1~⑤の重心-SA適合波を基礎重心に入力する。設計条件のうち地盤のバネ定数は静的なバネ（孔内水平載荷試験等による）と動的なバネ（PS検層等による）の2種類が考えられる。本橋では地震時の地盤のバネ定数は静的なバネよりも動的なバネの方に近いという考え方に立ち、静的なバネ定数を下限値、動的なバネ定数を上限値として解析し、応答値の最大値を上部工反力とする。

3. 1. 3 安定計算

図-9に地盤の変位を考慮した修正震度法の概念図を示す。この手法は道示の修正震度法を基本とするが次の点で道示と異なる。

- ①道示では地中にある基礎は地盤と一体で挙動するとして慣性力を考慮しないが、ここでは基礎と地盤とが別個に挙動するとして地震時の地盤変位を算出し地盤バネ（静的バネ）を介して基礎に外力として加える。基礎に加わる外力は図-10に示すモデルに地盤の応答変位（図-11）を入力することにより算出する。
- ②上部工反力を全体系応答解析により算出する。
- ③設計地盤面より上にかかる修正震度は設計地表加速度応答スペクトルから求める。応答スペクトルは減衰定数 $\eta = 0.05$ で計算しているが主塔基礎の減衰定数は道示より $\eta = 0.2$ が見込める。よって次式により応答加速度を低減して修正震度を0.3とする。

$$\gamma(0.2) = \frac{1.5}{40\eta+1} + 0.5 = \frac{1.5}{40 \times 0.2+1} + 0.5 = 0.67$$

- ④地中連続壁は完成後も基礎周辺に残されるが、本体基礎と完全に一体とはなっていない。よって安定計算及び基礎の応力計算は、地中連続壁を無視した $\phi 34m$ の円柱形で行う。ただし地盤からの水平力に対しては地盤の圧縮力が地中連続壁をとおして確実に基礎に伝達されるので地中連続壁の全幅（ $\phi 37m$ ）を有効として計算する。

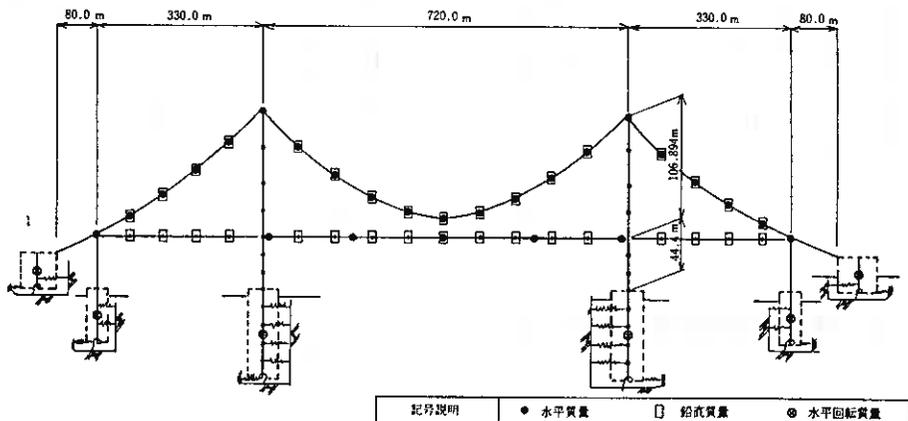


図-8 全体系応答解析モデル（橋軸方向）

⑤道示では側面せん断バネによる水平抵抗を前面の2割としているが、ここでは4割とする。これは国鉄や阪神高速公団で行っている地中連続壁剛体基礎の設計において側面のせん断バネを前面水平バネの60%としていることと、FEM解析において前面の45%、北海道開発局土木試験所の模型実験において50~115%となること等を考慮して決定した。

3.2 地中連続壁の設計法

地中連続壁の設計はFEM解析により行う。施工において6m掘下げる毎に支保工兼用の本体側壁を打設する工法であるため各掘削段階において地中連続壁の強度を照査する必要がある。

3.2.1 解析モデル

構造解析モデルは円筒シェルモデルと棒モデルを用いる。(図-12)このモデルを使い①~⑩の各掘削段階について安定を照査する。

3.2.2 荷重

荷重は次の6種類の荷重を考慮する。

①常時土圧

常時土圧は地中連続壁の変形が小さいことから固定壁とみなし、道示の静止土圧を採用する。

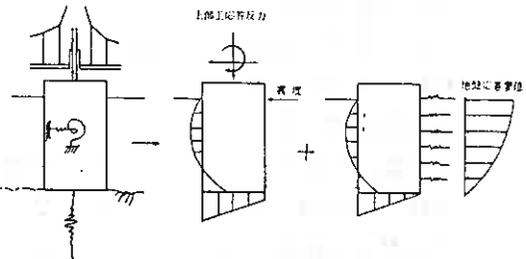


図-9 耐震設計概念図

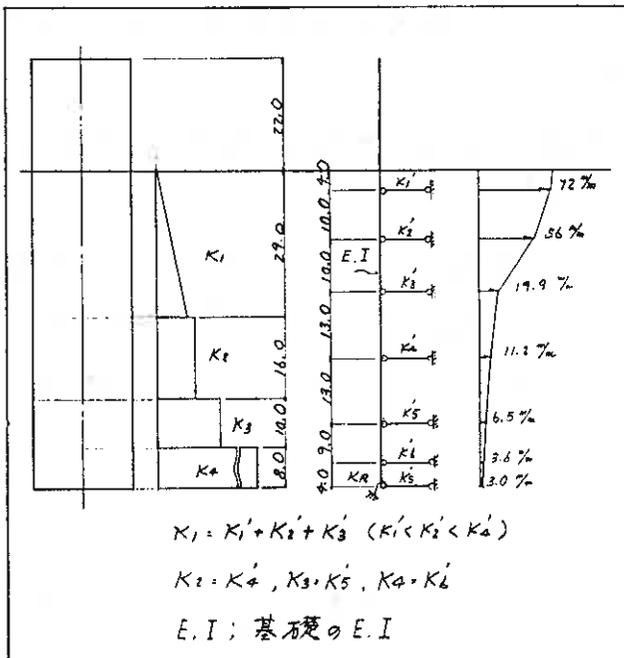


図-10 地盤からの外力算出モデル

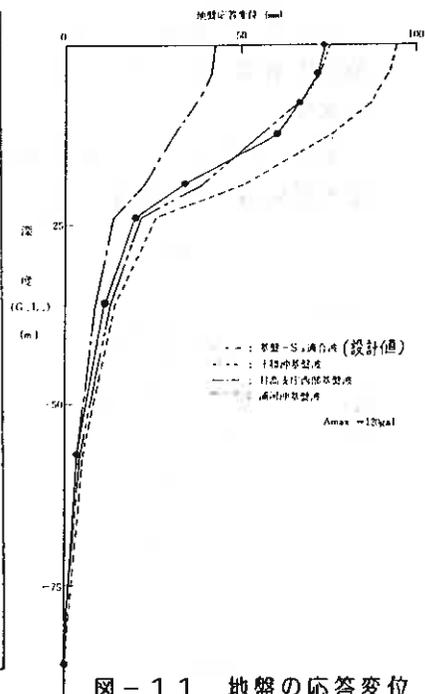


図-11 地盤の応答変位

②常時偏土圧

地層の傾斜および掘削順序による掘削面の不均一等により常時に偏土圧が作用するため常時土圧の20%を偏土圧として採用する。

③地震時偏土圧

主塔基礎は施工期間が比較的長期になることから施工時にも地震力を考慮することとし、完成時の1/2の $k=0.15$ を修正震度を用いる。地震時偏土圧は次の2種類について検討する。

(a) 偏土圧法による土圧

道示の地震時主動土圧から常時主動圧を引いた値を地震時偏土圧とする。

(b) 応答変位法

本体基礎と同様に地震応答解析から得られた地盤変位を地盤バネを介して地中連続壁に作用させる。

④常時築島土圧

築島土圧の考え方は常時土圧と同様である。ただし築島材の石炭灰スラリーは自硬性のある均一体であることから偏土圧は考慮しない。築島により地中に生ずる応力は等分布円形荷重として解析する。

⑤地震時築島外力

地震時の築島外力は築島の変位によって生ずる動土圧を基本に考え、その上限は築島の慣性力とする。(図-13)

⑥水圧

水圧は静水圧とし、掘削面以下の地下水をディープウェルで強制低下させることを前提に図-14に示す水圧分布とする。

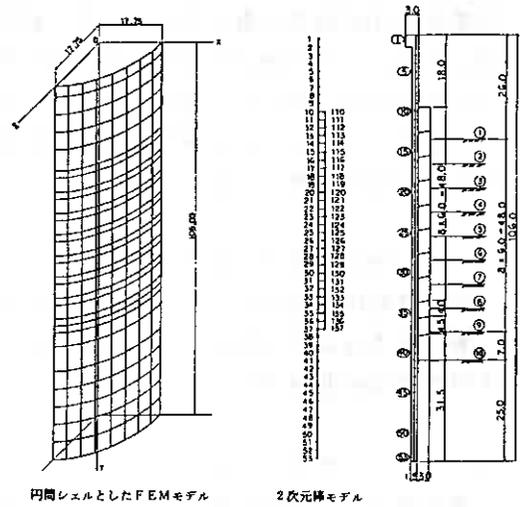


図-12 地中連続壁解析モデル

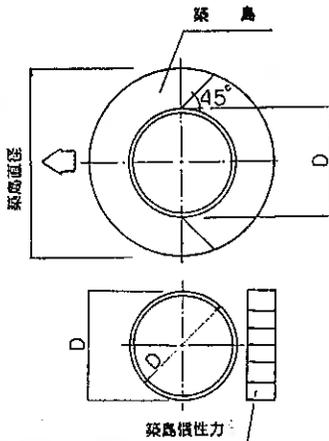


図-13 築島外力

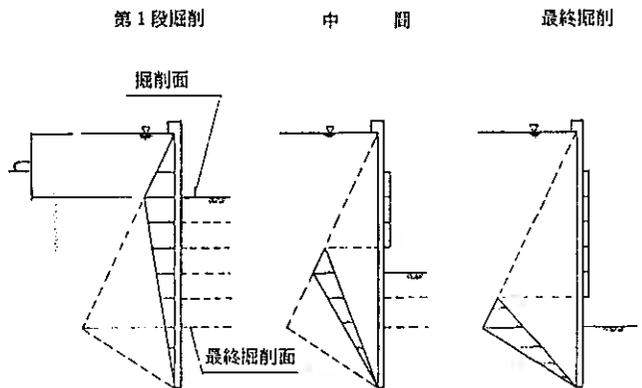


図-14 水圧分布図

各層別取除物の円周方向コンクリート圧縮応力度
常時 (水圧+土圧+常時橋土圧)

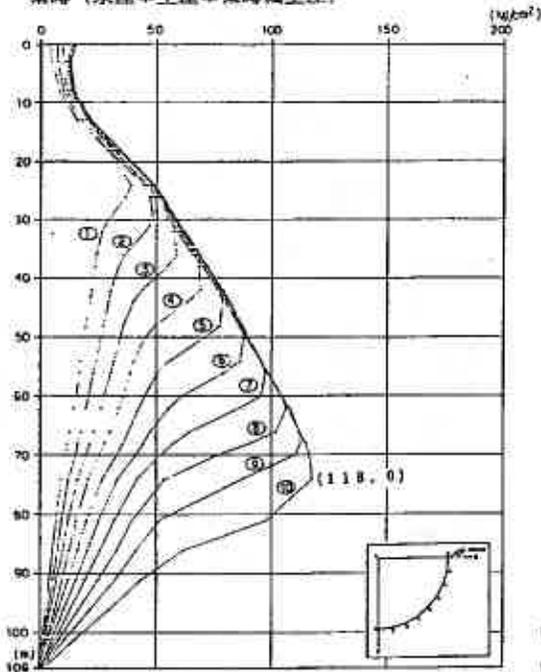


図-15 地中連続壁の圧縮応力度の変化
(常時)

各層別取除物の円周方向コンクリート圧縮応力度
地震時 (水圧+土圧+常時橋土圧+地震時橋土圧)

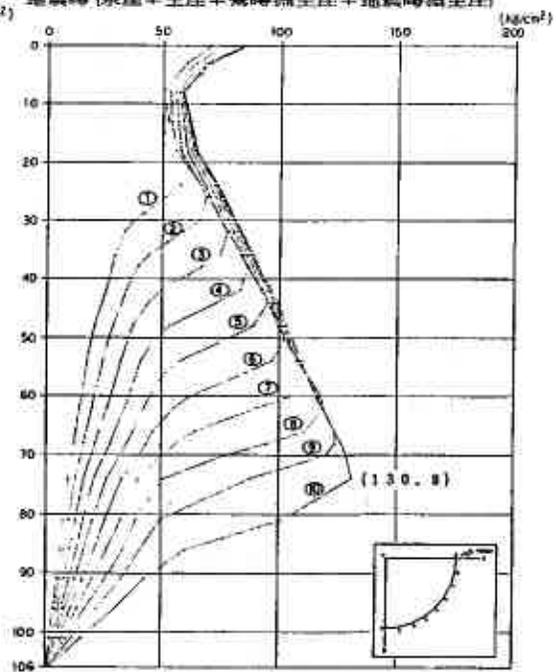


図-16 地中連続壁の圧縮応力度の変化
(地震時)

各層別取除物の円周方向コンクリート圧縮応力度
常時 (水圧+土圧+常時橋土圧)

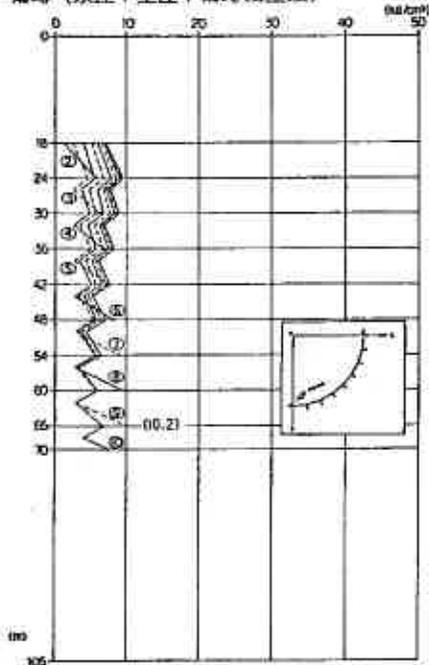


図-17 側壁の残留応力
(圧縮力)

各層別取除物の円周方向コンクリート圧縮応力度
常時 (水圧+土圧+常時橋土圧)

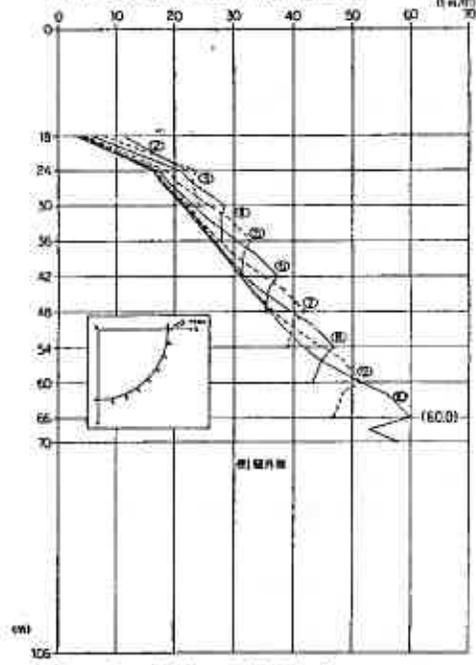


図-18 側壁の残留応力
(曲げモーメント)

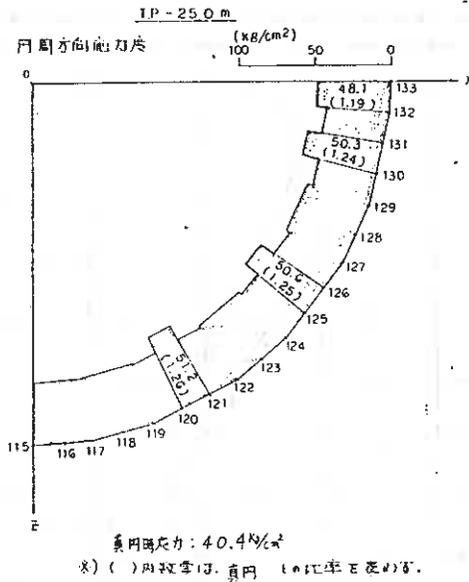


図-19 多角形状の検討

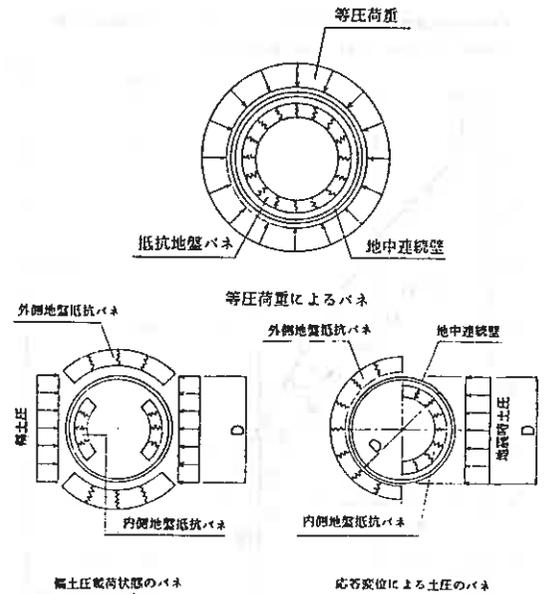


図-20 パネのモデル化

3. 2. 3 設計法

構造解析は、掘削毎に追加される逆巻壁を各段階でモデル化し、これに各掘削段階で生じる荷重を作用させ発生する応力を逐時累加して行う。ただし地震荷重により生ずる応力は一時的な荷重であるため累加しない。

また地中連続壁と本体側壁の完全な合成効果は期待できないため重ね梁として解析することを基本とするが、重ね梁として解析した場合に地中連続壁以外が危険側の設計とならないように合成梁とした場合についても応力の照査を行う。地中連続壁の平面形状は真円ではなく平面パネルで構成される多角形状となる。図-19のモデルで解析した結果より多角形状の影響は応力度において真円の1.3倍とする。解析に用いる地盤パネは等圧荷重に対しては地中連続壁内のパネ、偏圧荷重に対しては内側と外側のパネが抵抗することとする。(図-20)

3. 2. 4 計算結果

3. 2. 3の手法により求めた地中連続壁と掘削時の本体側壁の応力分布の例を図-15~18に示す。地中連続壁は地震時に最大 170 kg/cm^2 (130×1.3)の圧縮応力度が生ずる。また、本体側壁の応力はそのまま完成時の残留応力となるが、常時のコンクリート圧縮力で 10 kg/cm^2 、鉛直方向の曲げモーメントで $60 \text{ t} \cdot \text{m/m}$ が最大で残留する結果となった。

4. あとがき

白鳥大橋主塔基礎の設計は以上で終わりではなく今後もさらに詳細を詰め、精度を高めていく予定である。最後に白鳥大橋の事業に御協力いただいている皆様に感謝申し上げますとともに今後ともよろしく御協力をお願い致します。

北海道電力㈱ 湯浅 健二
○坂本 容
岩佐 英昭

1. まえがき

泊発電所（加圧水型、最大出力57.9万kw×2基）は、図1.1に示すように北海道西側の日本海に面した積丹半島の基部にあたる古宇郡泊村に位置しており、電力の安定供給と電源の多様化を目指して現在鋭意建設中の北海道初の原子力発電所である。なお、運転開始は、1号機昭和64年6月、2号機昭和66年6月の予定である。

発電所の敷地は、標高50m程度の丘陵地を総量約390万 m^3 切取り、陸域部約11万 m^2 を造成するとともに、切取岩砕によって前面海域（水深0～15mの海蝕台）を埋立、約21万 m^2 を造成した。



図1.1 位置図

構内配置計画は、安全性、経済性、機能性等を考慮に入れた総合検討の結果図1.2に示すように、主要建屋（原子炉建屋、補助建屋、タービン建屋等）は強固な岩盤上に設置させることとし、放水路等は埋立地盤に設置することとした。放水路は復水器冷却用海水を放水するための内空断面4.0m×3.4m、2～4連の鉄筋コンクリート造蓋渠であり、その基礎は、埋立後間もない若令地盤で、しかも直径1～2mの岩塊を含んでいることから、既製杭の打込みは実質的に不可能である。そこで、コンクリート場所打杭工法、薬液注入工法等種々の工法について比較検討の結果、施工性、経済性、信頼性の面から動圧密工法を採用することとした。

しかし、岩砕埋立地盤に対する動圧密工法を大断面水路構造物の基礎に採用した実績がなく未解明の事項も多いため、その適用に当っては慎重な配慮が必要であった。

以下本報告は、動圧密工法の適用に当たっての調査、検討並びに実際の放水路基礎地盤の改良実績に基づく検証結果について述べるものである。

2. 試験工事

動圧密工法（Dynamic Consolidation Method）は、1970年、フランスのルイ・メナール研究所で開発された工法で、鋼製あるいはコンクリート製の重錘（10～40t）を10～30mの高さから落下させ、その衝撃力により地盤を締固める工法である。したがって、その改良効果は、対象地盤の土質、地下水位等の条件が支配的である。このため現地で以下のような試験工事を実施し、本工法の適用性、改良効果の確認

を行った。

(1) 改良前の地盤

試験範囲の地盤は、水深13~15mの海域を、発電所整地工事で切取られた岩砕をダンプで水中投下して標高2mに造成した地盤で、造成後1年未満のため相当ルーズな状態にある。

改良前の地盤の密度は、水置換法により5m³の試料について測定した結果、 $\gamma_d \approx 1.6g/cm^3$ であった。また、このビットから採取した粒径100mm以下の試料による粒度試験の結果は、図2.1のとおりである。

(2) 試験内容

試験工事の位置、仕様を図1.2に、改良効果の確認と施工管理のための基礎資料を得るため実施した諸試験の内容を表2.1に示す。また、試験工事の作業フローを図2.3に示す。重錘落下(タンピング)の配置は、表層のみが締固まり、打撃エネルギーが深部に到達しにくくなることを防ぐため、3つのシリーズに分け打撃点間隔をせばめてゆくこととした。打撃エネルギーは、既往の施工例をもとに検討の結果、475tf・m/m²(約30tf・m/m³)と計画した。(詳細後述)

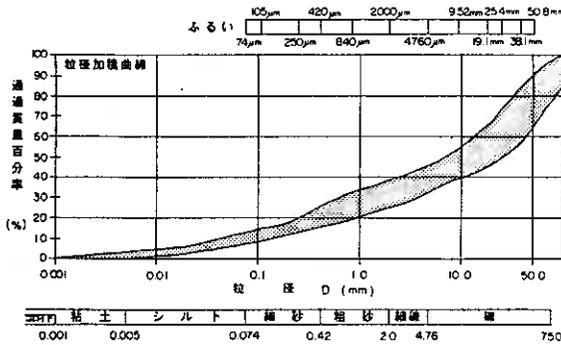


図2.1 粒度試験結果

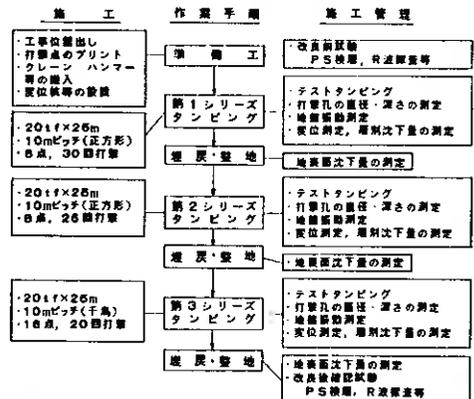


図2.2 試験工事フロー図

表2.1 確認試験一覧

試験項目	目的	仕様	試験実施時期
P S検査	埋立地盤の弾性波速度測定	深度1m毎、起振方法は板たたき法による	改良前・後
R波検査	埋立地盤のレイヤー波速度測定	深度0.5m毎に実施	〃
平板載荷試験	埋立地盤の支持力・変形特性	載荷板3種類 (□175cm, □75cm, □30cm)	〃
現場密度試験	埋立地盤の締固め度把握	水置換法(5m ³)による	〃
孔内密度検査	埋立地盤の密度分布測定	RIによる連続測定	〃
孔内載荷試験	埋立地盤の変形特性	深度2m毎に実施	〃
層別沈下量測定	埋立地盤の層別沈下量の測定	3深度 (EL. -7, -10, -13m)	各シリーズ終了後
大型貫入試験	埋立地盤の締固め度把握	深度1m毎に実施	改良前・後
ホール径、深さ測定	沈下体積の分布図作成	巻尺及びレベル測量	各孔タンピング終了時
加速度測定	周辺地盤の加速度測定	試験境界より3, 6, 10, 25, 50m地点で測定	各シリーズ毎
沈下量測定	締固め状態の把握	レベル測量	各シリーズ終了後
変位測定	周辺構造物の変位測定	変位測定杖の測量	施工前及び各シリーズ終了後

(3) 試験結果

1) 沈下量

タンピングによる地表面の平均沈下量と深度9m、12m、15mに設置した層別沈下計より得られた沈下量を図2.3に示す。

- ① 地表面の沈下量は、最終的には1.16mにも達し、改良層厚の6.8%となる。
- ② 沈下傾向は、シリーズの進行に伴い減少している。これは、打撃エネルギーEと地表面沈下量Sとの比S/Eの変化で見ると明らかである。(図2.4)
- ③ 深度別圧縮率は、図2.5に示すとおりで、沈下の大部分は深度9mまでの間で生じており圧縮率は約10%である。また、深度9~17mの間においても3%程度の圧縮を示し、改良効果が明らかである。

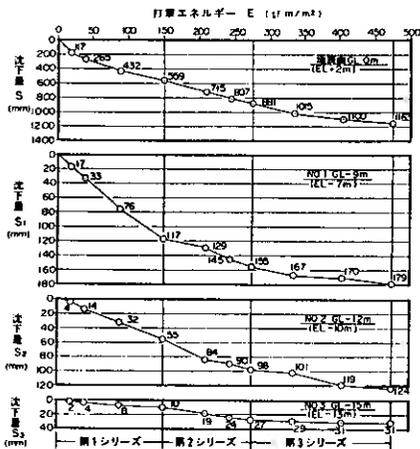


図2.3 沈下量測定結果

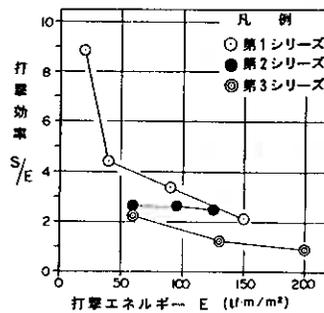


図2.4 打撃効率S/E

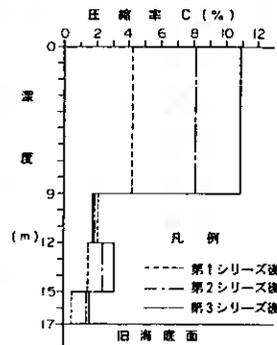


図2.5 層別圧縮率

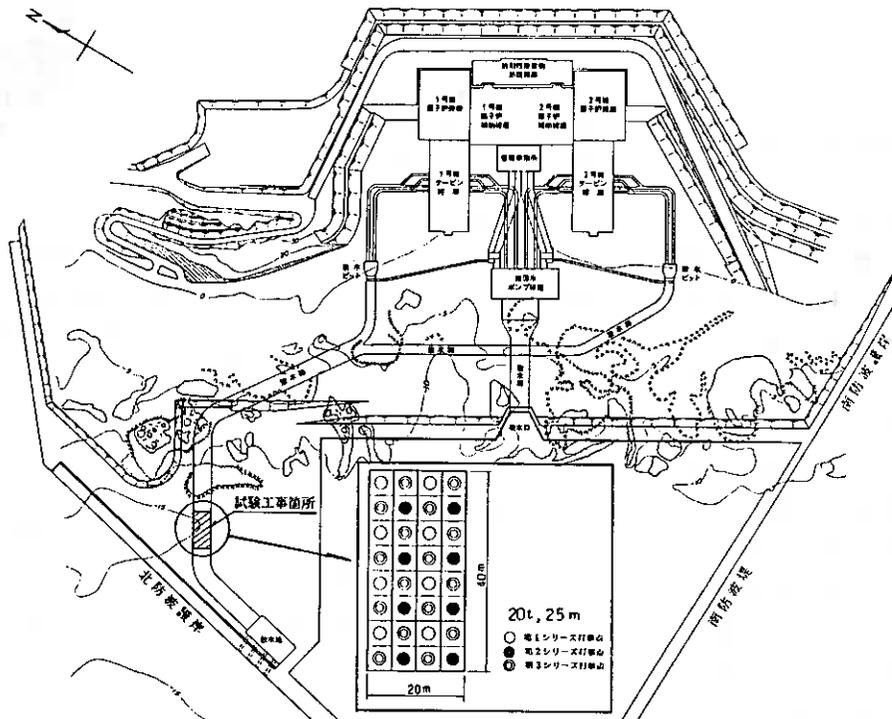


図1.2 試験工事概要図

2) 地表面変位測定

タンピングによる周辺地盤、近接構造物への影響を把握する目的で地表面の変位測定を実施した。この結果は、図 2.6及び以下に示す通りである。

- ① 水平方向の変位は、第1シリーズでほぼ終了し、以降鉛直変位のみ増加する傾向にある。
- ② 水平変位量は、打撃点から5m地点で最大約12cmであるが、8m地点ではほとんど無視できる程度となる。
- ③ 鉛直変位は、打撃点から20m程度の範囲までおよんでいる。

3) 振動測定

変位測定と併行して実施した加速度計を用いた振動測定の結果は、図 2.7及び以下のとおりである。

- ① 地盤のピーク加速度は、打撃点から10mの点で500gal、20mの点で100gal程度となる。
- ② 変位及び振動測定の結果を総合すると、タンピングによる既設構造物への影響は打撃点から20m、ピーク加速度100gal程度の範囲と考えられる。

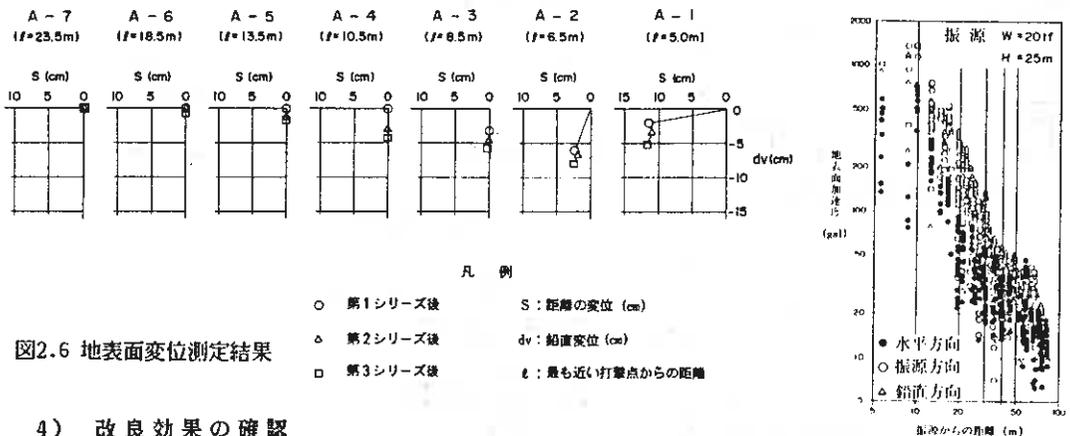


図2.6 地表面変位測定結果

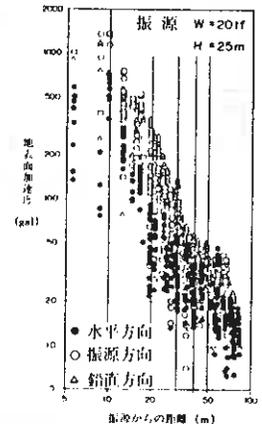


図2.7 振動測定結果

4) 改良効果の確認

従来、動圧密工法の改良効果の確認は、標準貫入試験、ボーリング孔内載荷試験によっていたが、当地点では岩砕地盤であることを考慮して表 2.1に示すような諸試験を実施し総合的に判断することとした。試験結果を図 2.8に示す。

① 大型貫入試験 (表 2.2参照)

大型貫入試験によるNd値は、改良前の平均値8に対し、平均16に改良されている。なお、室内試験結果によると、砂地盤で $N = 1.5Nd$ 、礫分が多くなると $N = 2Nd$ に近づくことが報告されている。¹⁾ また、深度方向にみても最低Nd=10以上に改良されていることが確認された。

表2.2 大型貫入試験仕様

		標準貫入試験	大型貫入試験
サン プ ラ イ	全 長	81 cm	77 cm
	外 径	5.1 cm	7.1 cm
	内 径	3.5 cm	5.0 cm
ハンマー重量		63.5 kgf	100 kgf
落下高		75 cm	100 cm
貫入量		30 cm	

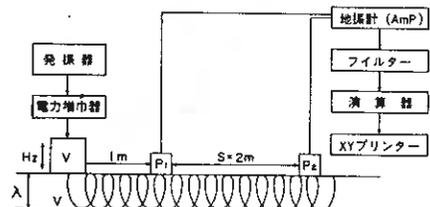


図2.9 レイリー波探査概要

② レイリー波探査

レイリー波探査は、図2.9に示すように加振器（V）、受振器（P1、P2）を直線的に配置し、レイリー波がその波長に等しい深度までの領域を伝播する特性を利用し、振動数を変化させながら深度方向のレイリー波速度VRを測定するものである。

探査結果によるとVRは平均250m/sから370m/sへと50%程度改良されその範囲も深部におよんでいることが確認された。また、PS検層結果と比較してもVsと良い対応を見せており、改良効果を確認する有効な方法と考える。

③ 孔内密度検層

密度検層結果によると、平均的な密度 γ_t は、 $1.8g/cm^3$ から $2.1g/cm^3$ へと改良されている。

④ 孔内水平載荷試験

変形係数 E_p は、平均で $240kgf/cm^2$ 程度まで改良されていることが確認された。

⑤ 平板載荷試験

変形係数 E は、 $190kgf/cm^2$ から $620kgf/cm^2$ へ改良されていることが判明した。

支持力については、 $10kgf/cm^2$ まで載荷したが降伏あるいは破壊に至る傾向は認められず、仮に $10kgf/cm^2$ を極限支持力としても、 $30tf/m^2$ 以上の許容支持力が期待できることが確認された。

⑥ 現場密度試験

水置換法による $5m^3$ の現場密度試験の結果、乾燥密度は、改良前 $1.6g/cm^3$ に対し、 $1.7g/cm^3$ に改良されており、突固め試験より得られた最大乾燥密度 $\gamma_{dmax} = 1.72/cm^3$ 程度まで改良されている。

以上の試験結果を総合して考えると、

① 動圧密工法は、当地点のような岩砕埋立地盤の改良にも有効であり、その仕様は図1.2に示す配置が効果的である。また、打撃エネルギーは、 $30tf \cdot m/m^3$ が必要である。

② 改良効果は、深度17mまでおよび、地盤は平均 $N_d = 16$ （標準貫入試験値 $N = 24$ 相当）、変形係数 $E = 600kgf/cm^2$ 、許容支持力 $30tf/m^2$ 程度には十分改良されることが確認された。

③ 既設構造物への近接施工に対する影響予測が可能である。

などの点が明らかとなった。

従って動圧密工法は、当発電所放水路のような大断面水路構造物の支持地盤としても、ある程度の不同沈

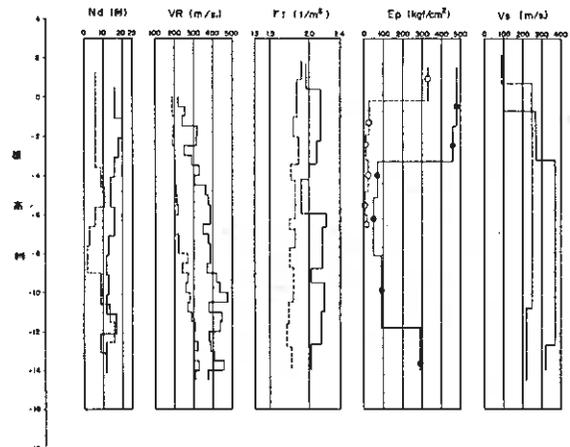


図2.8 改良効果確認試験結果

下に対する適切な設計上の配慮をすることにより、十分な安全性の確保が可能であり、実際の放水路工事の全区間に亘り採用することとした。

3. 放水路の設計と地盤改良

放水路は、復水器冷却用の海水（最大 $80\text{m}^3/\text{s}$ ）を放水する鉄筋コンクリート造蓋渠（総高さ 4.9m 、総幅 $10.0\sim 19.2\text{m}$ ）で総延長は、約 850m である。

放水路の代表的な断面、荷重条件、構造解析結果は、図 3.1のとおりである。

基礎地盤の改良目標値は、前述の動圧密試験結果に基づき構造体の刚性、安全性、経済性等を考慮し、変形係数 $E = 500\text{kgf}/\text{cm}^2$ と設定した。

構造物完成後の沈下量は、前記の荷重条件と物性値を用いて、平面ひずみ条件の FEM 解析結果によると 2.9cm （図 3.2参照）、半無限弾性体内の発生応力を用いた変形量は、 4.3cm となった。

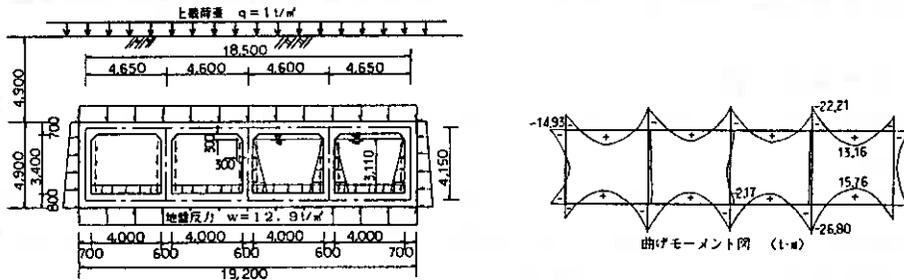


図3.1 放水路概要図

(1) 動圧密工法の管理方法

従来、動圧密工法の施工管理は、標準貫入試験あるいは孔内載荷試験等により行なわれてきたが、当地盤は、 $1\sim 2\text{m}$ の岩塊を含んでおり、これらの方法の信頼性には疑問点も見受けられる上、広範囲な改良工事の途中で多数のボーリングを実施することは、工程、経済性の両面からも現実に即さない難点がある。

そこで、既往の岩砕系地盤における打撃効率 S/E と N 値、孔内載荷試験より得られた変形係数 E_p の関係を調査した。その結果を図 3.3に示す。本図は、単位

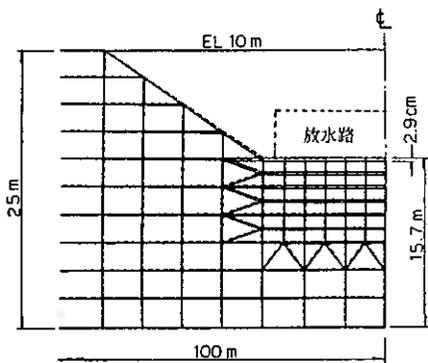


図3.2 沈下量計算結果(FEM)

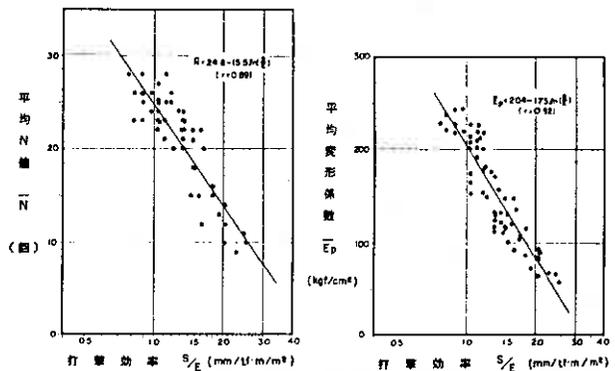


図3.3 打撃効率 S/E 相関図

体積当り打撃エネルギー $E_v = 7.5 \sim 30 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}^3$ 、打撃エネルギー $E = 38 \sim 329 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ 、改良深度 $5 \sim 15 \text{ m}$ と広範囲にわたる施工実績をとりまとめたものである²⁾。これによると、 S/E と E_p 、 N の間には、良い相関が認められ、改良目標値である変形係数 $E = 500 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ ($E_p = E/4 = 125 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ 、 $N = E/28 \approx 18$ に相当)まで改良するためには、 $S/E \leq 1.5$ を満足しなければならないことがわかった。したがって、当地点では、日常の施工管理は $S/E \leq 1.5$ により、改良工事施工後確認試験として、 3000 m^2 程度に1回、大型貫入試験、孔内載荷試験、平板載荷試験 ($\square 75 \text{ cm}$)、レイリー波探査を実施することとした。

(2) 動圧密工法の設計と施工

放水路地盤改良工事範囲は、図 3.4に示す約 $16,000 \text{ m}^2$ であり、改良層厚は、 $0 \sim 17 \text{ m}$ の間にある。タンピング仕様のうち、ハンマー重量 W と落下高さ H との関係は、工事实績より得られた経験式である式 3.1により改良深度に応じ決定した。

$$D = \alpha \sqrt{W \times H} \quad (\text{式 3.1})$$

D : 改良深度 (m)

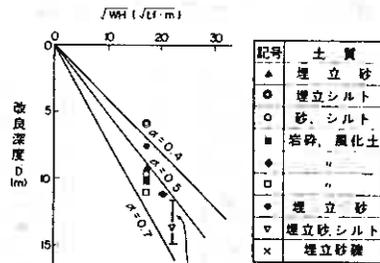
α : 効率 (図 3.5参照)

図 3.5によれば、 $\alpha = 0.5 \sim 0.7$ となり

$$D1 = 0.5 \sim 0.7 \times \sqrt{12 \text{ tf} \times 20 \text{ m}} = 7.7 \sim 10.8 \text{ (m)}$$

$$D2 = 0.5 \sim 0.7 \times \sqrt{20 \text{ tf} \times 25 \text{ m}} = 11.1 \sim 15.7 \text{ (m)}$$

となり、改良深度 8 m 以浅では、 $12 \text{ tf} \times 20 \text{ m}$ を、以深では $20 \text{ tf} \times 25 \text{ m}$ を採用することとした。



今回試験結果

図3.5 改良深度実績

凡 例

記号	仕様	ハンマー重量 (t)	ハンマー落下高さ (m)	打撃エネルギー (tf·m/m ³)
▨	A	2.0	2.6	5.40
▩	B	2.0	2.6	3.60
▧	C	1.2	2.0	2.40
▦	D	1.2	2.0	1.80
▤	E	1.2	1.0	6.0

▨ 指定岩盤
(4) 埋立層厚 (m)
施工は 0.2 m としている

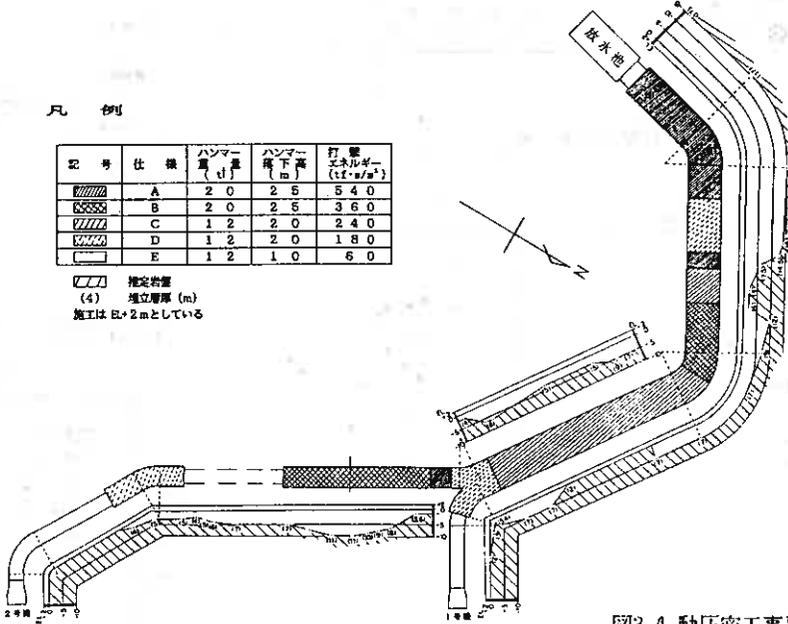


図3.4 動圧密工事平面図

(注) $E_v = 30 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}^3$ は、標準締固め試験第1法の締固めエネルギー $56 \text{ tf} \cdot \text{m}/\text{m}^3$ の 53.6% にあたるものである。

また、打撃エネルギーEは、試験工事の結果 $E_v = 30tf \cdot m/m^3$ ^(注)を必要とするのでこれを用い式3.2により決定した。

$$E = E_v \times D \quad (\text{式 3.2})$$

以上の検討結果からタンピング仕様は、改良深度に応じてA～Eの5段階に打撃エネルギーを分け、図3.4に示す範囲で施工することとした。

施工は、昭和60年4月より、放水路躯体の進捗と全体工程にあわせ適当な区間ごとに実施し、昭和61年10月終了した。打撃点の基本配置を図3.6に、施工フローを図3.7に示す。

施工の結果、管理基準であるS/Eの値は、0.6～1.1の間にあり、平均で0.9程度であった。また、確認試験のNd値、変形係数Epを深度別に示すと、図3.8、図3.9のとおりである。Nd値は、10～40の範囲にあり平均17程度、Epは平均210kgf/cm²程度に改良されている。平板載荷試験結果、変形係数Eは、平均530kgf/cm²程度に改良されている。レイリー波探査結果を図3.10に示す。改良後のレイリー波速度VRは、深部まで250m/s以上に改良されている。

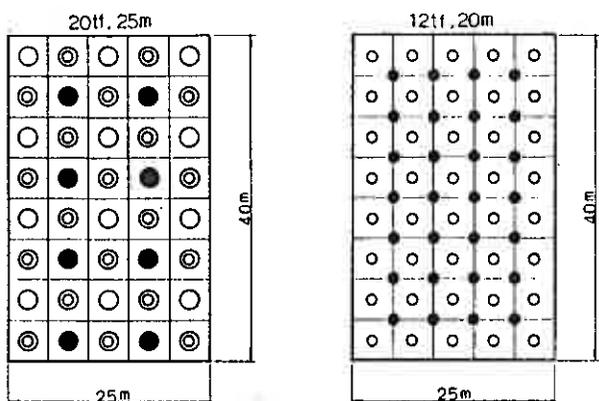


図3.6 打撃点配置

- 第1シリーズ打撃点
- 第2シリーズ打撃点
- ◎ 第3シリーズ打撃点

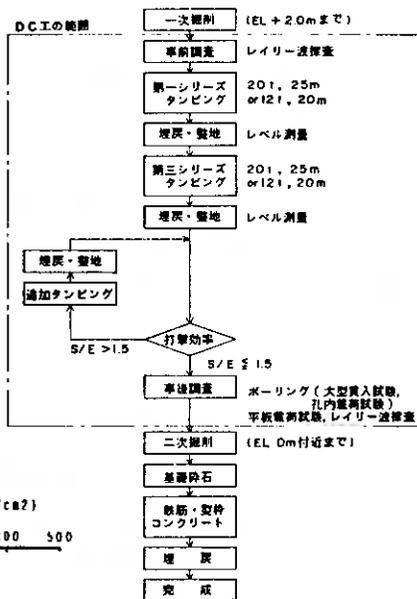


図3.7 改良工事フロー図

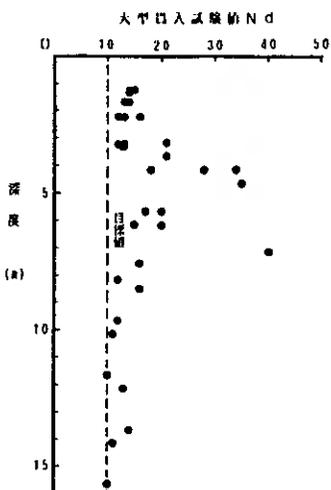


図3.8 大型貫入試験結果

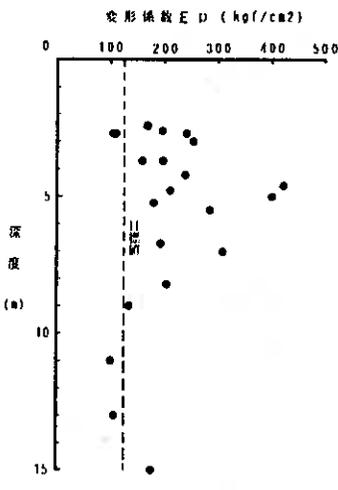


図3.9 孔内載荷試験結果

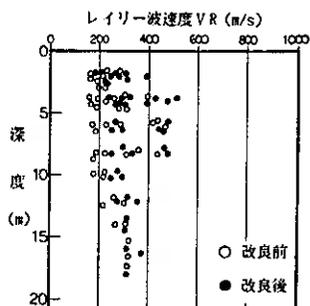


図3.10 レイリー波探査結果

以上のように、当放水路基礎地盤は、各種の試験方法を採用してその改良効果を調査したが、いずれの方法による値も当初の設計どおり改良されていることが確認された。

(3) 構造物近接箇所に対する検討

放水路末端の約80mは、既設の北防波護岸のケーソン ($b=14m, l=19.9m, h=13m$) に水平距離約8.5mで平行して計画している。

試験工事の結果、8.5mの間隔があれば水平方向の変位の影響をほとんど受けずに動圧密工事が施工できると考えられたが、地盤のピーク加速度は、500galに達することから、さらに検討を加えた。

当該範囲は、最も大きな打撃エネルギーのA仕様 ($E = 540tf \cdot m/m^2$) で計画しており、20tfハンマーを25mから落下させた場合で検討した。検討は、① 常時土圧に衝撃力を加えた場合のケーソンの安定性、② 同様の外力を加えた場合のケーソン基礎地盤の安定性、③ 打撃により生じた振動がケーソンに伝わった場合の躯体コンクリートの安全性の3項目につき実施した。

検討の結果、いずれの項目においても、既設構造物の安全性は保たれるものと判断されたが、ケーソンの振動測定、変位測定等の挙動観測を行い慎重な配慮のもとに施工した。

この結果、ケーソンには変位やひび割れは、見られず当初の予定通り施工することができ、十分な改良効果を得ることができた。

4. 完成後の動態観測

動圧密工法で地盤改良を実施した後、放水路躯体を施工、埋戻しを行っている。完成後の沈下量測定結果を図4.1に示す。沈下量は、最大で35mm、平均約7mm、1ブロックの不同沈下は、最大で31mm、平均約4mmであった。また、となり合うブロック間の不同沈下は、最大で18mmであった。なお、沈下量は、現在のところほとんど変化せずほぼ収束したものと考えられる。

これらの動態観測結果ならびに水路構造物に有害なひび割れが発生していないことからみて、当初計画した動圧密工法による改良目標値や管理方法ならびに1ブロックの延長、伸縮継手の構造仕様等設計上の配慮は、適切であったものと考えられる。

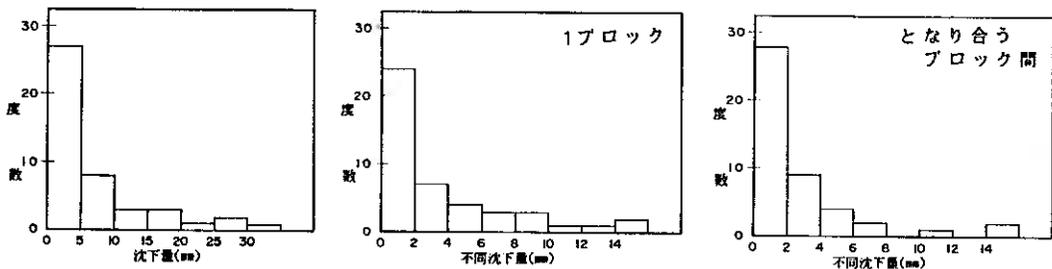


図4.1 動態観測結果

6. あとがき

岩砕埋立地盤に対する動圧密工法の適用に当たっての調査、検討並びに実際の放水路基礎地盤の改良実績と動態観測結果より以下にあげる点が特筆される。

- (1) 動圧密工法は、岩砕埋立地の地盤改良には有効かつ経済的な工法であり、改良深度は、17m程度まで可能と考えられる。また、改良効果は、深度10m程度までが顕著であり $N_d = 10$ 以上は期待できる。
- (2) 当発電所放水路のような大断面の水路構造物に対しても採用可能であり、適切な措置を講ずることにより直接基礎型式とすることができる。当放水路の建設費は、従来の場所打杭工法に比較し、約8.7億円という大幅なコストダウンが図られた。
- (3) 従来の施工管理は、標準貫入試験や孔内載荷試験によっていたが、打撃エネルギーと地表面沈下量の比 S/E に着目して施工することにより、効果的で経済的な施工管理が可能となった。
- (4) 動圧密工法の既設構造物への近接施工は、距離にして約20m、地盤加速度で約100galがめやすとなる。十分な検討と挙動観測を行えば、構造物によってはさらに近接施工の可能性がある。
- (5) 放水路基礎地盤の一部には、細粒分が多く、改良効果が得られないため碎石で置換を行った箇所がある。本工法は、地盤材料の特性を十分に把握したうえで計画することが肝要であろう。

最後に、試験工事の計画、実施にあたり多大な御協力を得た電力中央研究所駒田室長ほか土質基礎研究室の関係各位、工事施工、調査にあたられた海洋工業㈱、基礎地盤コンサルタント㈱の関係各位に深く感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 吉田、国生ら：密な砂および砂礫の貫入試験、第19回土質工学研究発表会、pp123 ~ 126、1984
- 2) 海洋工業㈱社内資料

土 質 工 学 懇 話 会 要 旨

昭 和 6 1 年 3 月 1 4 日
於 札 幌 石 狩 会 館

土 質 工 学 会 北 海 道 支 部
30 周 年 記 念 行 事 実 行 委 員 会
懇 話 会 担 当 小 委 員 会

2. 話題提供

参加者による話題提供は、大学関係・官公庁・コンサルタント関係・一般建設業関係の順に行われたが、内容別に整理し、話題の要点をあげると以下ようになる。

(1) 判別分類と土工との関係

* 細粒火山灰土は、乾燥処理によって土質が変化し、LL, PLの値が変わる結果、塑性図上の位置が変化する。また、一般に自然含水比が高く、概して鋭敏比が大きいため、練返しによるトラフィカビリティーの低下を生じる。また、締固め曲線は乾燥過程と湿潤過程で異なり、乾燥過程では明瞭なピークを生じない。このような場合には、締固め密度と粗充填密度の差を施工管理の指標として用いることが考えられる。

* 道内には火山灰土が広く分布している関係もあって、フィルダムのコア材料として火山灰土を使わなければならない場合が多いが、これまでの経験によれば十勝岳付近の火山灰はあまり問題がなかった。函館地区のローム質火山灰では、一般に自然含水比が50%ぐらいから時に100%と高く扱いにくいので、施工性をよくするために礫を混ぜるなどの方法がとられている。また、網走地方の火山灰は自然含水比は低いが透水係数が大きく 10^{-6} cm/sを維持するのが困難である。このように、地域によって特性に違いがあるので施工に関連した分類が必要である。

* 昭和52年有珠山噴火後の泥流発生条件の調査から、昭和53年の泥流発生時の降雨パターンを上回る量の降雨があったにもかかわらず、昭和55,56年には泥流が発生しなかったことが分かっている。これは対象として考えている火山噴出物が昭和53年の時と昭和55,56年のそれとで異なっていることによると考えられる。このような経験から、火山噴出物を“火山灰”の一言でかたずけるのではなしに、きめ細かく分類する必要があると考えられる。

* 火山灰質土を成因により、大まかに 1) 降下堆積物 2) 軽石流堆積物 3) 凝灰岩 4) 二次堆積物 5) 人工的堆積物 のように分類し、さらに、これらを粒子形状や風化の度合、産地などを考慮して細分類することを提案する。

* 土工上の言葉でいうところの火山灰の風化、未風化の工学的判定方法として、コン支持力、塑性限界、強熱減量および最適含水比を指標とすることを提案する。

* S Vに分類されるような砂質火山灰の場合、タイヤローラーで十分に締固めても所要の締固め度が得られないことが多い。室内締固め試験では粒子破砕の効果により密度が大きくなると考えられるが、現場ではそれがほとんどないので締固め度が低くなると考えられる。このような場合には現場CBR値や、たわみの測定値と規準値との比較などから判断して規準締固め度を緩和する方法がとられる。

* 空港の滑走路の施工に関連して、火山灰土の路盤・路床としての適否が問題となり、対象地盤内の火山灰層の厚さとその性質の違いを細かく調べ、通常の工事では不良土として扱われる土でも、その前後の層の土とある割合で混合して用いることにより、それぞれの土の特性を生かし経済的に施工された工事例がある。

* 路床・路盤材としての検討例として樽前A層は路床材として適、旭川付近の火砕流堆積物は安定処理をしても不適で凍上性に問題があり、屈斜路系の火山灰は統一分類ではSVで、安定処理をして路盤材として使用することが検討されている。しかし、細粒分10%以下の含有率の場合とそれ以上の場合とで強度に及ぼす影響が極端に違うのか否かについて疑問を抱いている。

* 登別地区の高速道路建設に当たって経済性の面から橋梁や高架を避けて、盛土（支笏火山灰）で施工する方針をとった。この地方は、7～10月に降雨量が多く年間雨量1800mmの60%がこの時期に降る。このような多雨期における高盛土の施工法として5%勾配で道路中心部に水を集めて盛土下部から排水するセンタードレーン方式を採用し、のり面崩壊防止対策工法として成功している。

(2) 凍結・融解と斜面の崩壊

* 粗粒火山灰土が凍結作用を受けると周辺の土層から吸水するが、それは風化の進んだ土で顕著であって、この吸水された水分が土粒子を固結する水となる。春先にこれが融解すると過剰な自由水が存在することになるので、流動化が生じる。地山の深い所に堆積し、凍結履歴を持たない未風化の粗粒火山灰土でも、凍結融解作用のくり返しを受けると、毛管上昇能が増大する。

* 苫小牧一登別間の高速道路工事において、凍上抑制層として現地発生の火山灰土の使用を検討した結果、排水工指針による規準（0.074mm以下の細粒分が10%以下、強熱減量4%以下）を満足しない場合が多い。そこで、凍上性の判定および凍結融解後の支持力を調べるために、CBRモールドを用いて凍結融解試験を行った。その結果、排水工指針を満足しない場合でも凍上をほとんど起こさず、CBR>10を得るので凍上抑制層として使用している。

* 白老地区の高速道路工事において火山灰土の切り土のり面の崩壊があった。崩壊ヶ所は全て北向き斜面であって、凍結深さは約1mである。春先の融解期に表面の20～30cmが融解し、この時期に降雨が多いこともあって崩壊につながったものと考えられる。対策として、盲排水を設けることによって一応成功している。

* 発電所の建設に関連する構内排水の設計において、街きよの中に融雪期に氷がつまり、開きよから水があふれて擁壁の基礎がえぐられた。また、用地外から流入する水により火山灰のり面が崩壊したという経験がある。

* 昭和58年における登別の火山灰層の崩落泥流化に関連して降雨により浸透した火山灰層中の水の流れ、斜面崩壊のメカニズム、火山灰層中の樹木が斜面の安定にどの程度効くかといった点について現在検討中である。

(3) N値とコーン指数との関係および基礎工関連

* 支笏の火山灰層でN値が7~8という値から、この層は”ゆるい”と判断していたところ、載荷試験では支持力 $15t/m^2$ というような結果が出た例がある。また、これとは逆に、N値=10~15の値が20m位続く層において杭打ちを行った際、ある地点では15mで打ち止まりになったのにすぐ隣の地点では20mまで入ったというように、打ち止まりにかなりのバラツキがあった。また、十勝地方での例であるが、N=50の地層にベノト杭を施工した際、自重で沈下するといった例にぶつかり、施工時の強度の見積についての難しさを痛感した。

* 恵庭火山灰層の透水係数が予想よりかなり大きく $k=10^3 cm/s$ のオーダーで、水道管理設工事の際に600m先まで井戸枯れを起こした例がある。また、支笏火山灰でN値が小さい層でも杭が入らないといった例が多い。

* N値があてにならない例として、N=40~50で3~4m厚の層でも、杭がどんどん貫入する例がある。粒子破砕とか、杭先端のゆるみの問題かと考えている。

* 火山灰土についてのN値と $2t$ のグッチコーン試験との関係を調べた結果、 $N=q_c/6$ が成立するようである。

* 火山灰地における宅地造成、工場用地造成、タンク基礎施工例から施工上の管理項目として沈下量、支持力、液状化の判定等が挙げられる。また、水道管推進工事等の施工経験から凍結・融解期におけるのり面表層火山灰の流出について注意する必要があり、火山灰土の熔結力の見積り方が設計に大きく効いてくる等の教訓を得ている。

* 相対密度の低い火山灰土についての液状化実験の経験があるが、実験条件をかなり厳しく制限したにもかかわらず液状化は起こらなかった。北海道の火山灰土では液状化したという例を聞いていないが、本当に自然堆積火山灰土は液状化しないものかどうか知りたいところである。

* 火山灰土を扱う工事の経験として、漁川ダムの施工において、カーテングラウトの施工に苦勞した経験がある。また、切り土のり面の植生に関連して、のり面における凍結深度の判定方法の確立が望まれる。また、アースアンカーの施工において、1年経過後に腹起しに変状を起こした例がある。付着強度の算定法について知りたいところである。

3. 討 論

前半の話題提供は前項の3項目に区分されたが、これらについて各項目30分程度の討論を行った。それぞれの討論内容を要約すると以下ようになる。

(1) 判別分類と土工との関係

当項目に対しては火山灰土の分類、土工における管理基準が要点であるが、討論よりも考え方の発言が主体であり、次のような意見がだされた。

- * 黒ボクと呼ばれる有機質な土は、火山灰中の粘土鉱物と植物が反応して黒色を呈するもので、粒度分析を行うと鉱物質が認められ、火山灰土である。
- * 火山灰土の名称は特定地方に通用するものと一般的に通用するものがあるが、分類は関連するどこの学会でも通用する分類とすべきである。分類の方法として、細粒土は粒度試験が分散剤の問題などで非常に難しく、コンシステンシー試験を、また、粗粒土は土粒子の風化程度によって統一的に分類したほうが良い。
- * 火山灰質粘性土はねり返しによって水分特性が非常に変わる。すなわち、ねり返しによる土の軟化作用と硬化作用がある。土は一般に土粒子として扱われるが、実際の土中においては土粒子として存在するのは砂を除いてはなく、集合体として存在する。集合化している土には水が含まれているが、この水は自由水と非自由水とに大別される。土の軟化はこね返しによって集合体が壊され、より小さな集合体となるが、このとき土に閉じ込められていた非自由水は外に出て自由水となり、全体的に自由水が多くなるために生ずる。土の硬化は集合体の表面活発が大きい場合、こね返しによって細粒化する過程で系としての比表面積が増大し、増えた比表面積に周囲の自由水を吸着して非自由水化させ、結果として自由水を減少させることによって生ずる。これらの現象は火山灰土中に含まれている粘土鉱物の種類によって決定されるもので、有機質なものは軟化が顕著である。
- * 盛土材料として火山灰質土を用いる場合、締固め試験において乾燥密度のピークが出ない場合が多いが、管理基準としての密度や含水比は次のように扱っている。
 - ◎ S Vに分類されるような粗粒土に対しては、締固め試験で γ_d のピークが2つ出る場合もあるが、大きいほうの γ_{dmax} の85~90%の締固め度で規定。
 - ◎ V Hに分類されるような細粒土には締固め試験でピークが出ない場合が多いことや、ピークが出ても含水比が100~150%と高いため、乾燥密度での管理は難しく、飽和度で管理する。
- * 試験的にタイヤローラー(28t級)などの重畳転圧機で50~100回の転圧(巻出し厚10~20cm)を行ったが、締固め度は80~90%でしかなかった。しかし、ゆるい状態ではなく、CBRや表面沈下などから非常によく締っており、締固め度管理では難しい面がある。

これについては締固めによる粒子破砕の状況が室内と現場で異なることも一因としてあげられた。
- * 凍上抑制材として火山灰土の細粒分含有率が規定されているが、細粒分として粘土、シルトと異なる性質が一緒にされている。しかし、表面活性のあるものとな

いものが一緒にされているため、細粒分と一括して扱いを定めることは不適當であり、産地や産状によって区分されるべきであろう。火山灰質粘性土はコンシステンシー試験から統一土質分類でVH₁、VH₂と表面活性を示す分類がなされており、これを用いることが統一的手法と考えられる。

(2) 凍結・融解と斜面の崩壊

当項目に対しては斜面崩壊の機構と斜面の向きによる崩壊の多少が討論された。また、浸透水による崩壊についても意見が出された。

(a) 斜面の向きと崩壊

* 追分地区においては北向き斜面は融解が遅いため、雨が降っても崩壊が生じない。逆に南向き斜面では融解が早いため降雨によって崩壊が斜面全体に生じた事例がある。

* 鳥松沢付近の国道切割りでは高速道路の場合とは逆で、南向き斜面の浸食が大きい。この斜面は急であるため冬期にほとんど積雪がなく、北向き斜面では凍結して融解がほとんどないのに対し、南向き斜面では凍結・融解がくり返されるため表面がゆるみ、夏期に浸食が進行している。ただし、この地区の場合には地下水が低く、凍結しても下方からアイスレンズを作るような水の供給はない。

* 高速道路白老の場合、「火山灰地帯である。雪が少ない。春先に雨が多い」等の条件で切土の北向き斜面において崩壊が発生したと考えられる。崩壊は4月末頃であって、張芝工の法の埴～埴より下方で生じ、法全体は少ない。崩壊を生ずるのは当然降雨期であるが、台風による大雨では生じない。このことから降雨水は透水性の良い火山灰中を下方に浸透するが、春先には氷盤でこの下方浸透が妨げられ、このため表層の凍結していない層が飽和する。この水は飽和帯の下方に集水されて過飽和となった状態で崩壊を生ずると考えられる。このため盲暗渠を下方に設置して対策を行った。ただし、全く暗渠を行わなかった所でも崩壊していないところもあり、判断に迷う点もある。このような現象は火山灰特有のもので、水の浸透の少ない粘性土的な所では生じないと考えられる。

盛土の例では、3月頃は北向き斜面は雪があり、南向き斜面ではほとんど雪がない状態であり、この時期南向き斜面が崩壊した例がある。掘削してみると30cmぐらい下に氷盤があり、この上が崩壊していた。4～5月頃は南向き斜面は氷がなくなっており、北向き斜面でも雪がなくなるが、降雨によって北向き斜面のみが崩壊する。これについても原因は水の層の存在が考えられる。従って、切土でも盛土でも同じ現象が生じており、崩壊は季節的問題である。なお、盲暗渠は凍結層にくい込むように0.4m程度の深さに埋設し、凍結層に沿って流れると予想される浸透水を集水出来るように配置した。

(b) 浸透水と崩壊

* 40°近くの急斜面に井戸を掘って調べた結果によると、火山灰の下に黒ボクがあり、この境いから水が少し流れ出しているが、大雨の時にはここから水が

噴き出して崩壊させると考えられる。また登別近くでは軽石の下にロームが分布し、この境いからも同様に水が出ていて、大雨が降るとここから水が噴き出て人が入れるような穴があくが、これらはどのような条件で作られるのか。

*切土部の全体が支筋の火山灰で上部に薄く軽石が分布している場合には浸透水による崩壊はない。6～7mの盛土においては、法面には植生で水が入らないようにしてあるが、舗装前の路盤工段階では水が浸透し易く、この段階で大雨が降るとあふれない場合でも浸透水が法の途中から出ることが良くある。この場合、円弧すべり～表層すべりとか、中にはキリであけたような穴が盛土の真ん中まで続くことが良く見られる。盛土全体が火山灰で表面も浸透性の良い砂利であるから、多量の水が浸透した場合、水みちを生じて法面から水が噴き出たと考えられる。従って、有殊の場合も同様な現象と考えられる。

*軽石は透水性が良いのに対し、その下の黒ボクは透水性が小さく、大雨時には黒ボクを境いとして水が溜まり、この多量の水をさばききれず軽い軽石が押し流されてしまう。

(3) N値とコーン指数との関係および基礎工関連

調査で得られたN値などから設計した場合、実際の施工においては一般の土の場合と大きく異なることが多く、次のような意見が出された。

*支筋の流下火山灰の場合、 $N \approx 10$ のものでも顕微鏡で見ると流理構造をもつガラス板状で、明らかに熔結しているが、これを締固めなどで壊すと粒状に砕けてしまう。この熔結が流下火山灰の力学的性質に大きく関与し、孔内水平載荷試験での弾性係数とN値の関係は、砂の $E = 7N$ に対して流下火山灰は $N < 20$ で、 $E = 11N$ 、 $N > 20$ では $E = 5N$ となっている。すなわち $N \approx 20 \sim 30$ 付近で火山灰の力学的性質がN値と対比する場合には異なる。また許容支持力は平板載荷試験との対比で、砂の場合 $1 \sim 1.2N$ であるが、 $N \approx 5 \sim 10$ の流下火山灰では $2.2 \sim 2.7N$ と同一N値に対して2倍以上である。

*一次堆積の火山灰ではN値に対して杭が入らない場合が多いが、二次堆積の火山灰ではN値が大きくても杭が入ることが多い。これらの事から火山灰においては従来の支持力公式の適用をどのようにするかを考える必要がある。

*火山灰はN値などの動的試験では砂などに比べて弱めに評価され、コーン指数など静的試験では強めに評価されるようである。なお、一般に火山灰に杭を打設した場合、杭が不ぞろいの事が多いが、原因は不明のことが多い。1つの例として酸化鉄の固いバンドがある場合に杭が打止ったことがある。

*流下火山灰の場合、堆積して冷却する過程において熔結の状況が異なり、場所によるN値のバラツキが生ずる。また、貫入試験はスライム除去などを非常に注意しなければN値に大きな差異を生ずる可能性がある。

*千歳あたりの流下火山灰では、地下水位面でN値が急激にさがる。このような特徴は地下水流によって火山灰の細粒分が溶脱されているためと思われる。

*火山灰は砂質土のN値と支持力、E値などの関係をそのまま適用することは不適

当で、N値から単純に力学的性質を判断出来ない。

*竹浦で約400本の鋼管杭(2×20m)の打込みを行ったが、同様な地盤条件にもかかわらず、杭の打止まりにバラツキが生じた。河川部の二次堆積と思われるところでは転石の影響も考えられたが、山側の一次火山灰でも同様であった。原因として鋼管杭先端の補強バンドが内側の場合には杭が入らず、外側の場合には入るという資料もある。すなわち、火山灰では砂と異なる施工上の問題もあるように思われる。

*グッチコーンを行うと、ロッド引抜き時にはほとんど抵抗なく引抜け、砂の場合とは全く異なる。これはマントルコーン先端のくびれが火山灰において摩擦力を低減させているためと考えられる。

*タンク基礎の改良例では、改良後標準貫入試験とコーン指数の測定を行った。N値では改良の効果(N値の増加)は見られなかったが、qc値は増加した。また、沈下はN値から推定した場合には実測沈下よりもかなり多い値であったが、qc値からの推定値は実測値に近い値である。従って管理としてはqc値で管理したほうが良く、N値管理は不経済である。

この他に火山灰の液状化の問題、アースアンカーの問題についても討論されたがテープレコーダーから十分に意をくみ取ることが出来ず、この要旨からは割愛させて頂いた。

以上のような懇話会の討論は非常に活発に行われたが、時間上の制約から5時に閉会した。このあと行われた懇親会には大部分の人が出席され、懇話会で出された話題やその他の事等について数人ずつでの意見交換があり、盛況のうちに散会した。

当懇話会は62年度以降は北海道支部の公式行事として実施される予定であり、広く支部会員の皆様の参加を希望しております。次回以降の参加を希望されるならば、その旨を担当幹事または支部事務局にお知らせ下さるようお願い致します。

昭和60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	松尾徹郎	北海道開発局土木試験所長
〃	岡添保	北海道電力(株)土木部長
〃	佐々木敏雄	北海道開発コンサルタント(株)代表取締役社長
〃	諸岡薫	日本国有鉄道北海道総局札幌工事事務所長
〃	持田潤	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和61年2月21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1編を授賞論文として選考した。

論文名	泥炭性軟弱地盤上の盛土対策工実施例 一とくに押え盛土のプレロード効果について一
著者	江崎国夫, 高安隆郎, 今井淳一
受賞者	今井淳一

選考理由

軟弱地盤上の盛土のすべり破壊対策工法として、押え盛土工法は、その効果が確実であること、施工が容易であること、一般的に工事費が少ないことなど、設計・施工上最も標準的な工法として定着してきた。しかし、近年押え盛土のための用地取得が次第に困難となり、本工法の利用機会も少なくなってきた。

このような状況の下で、著者らは押え盛土によるプレロード効果を取り入れた工法の設計と施工方法を提案するとともに、その施工事例を報告している。すなわち、本工法では、押え盛土のための用地借用を前提として、盛土施工初期の安定は押え盛土効果に期待し、盛土の終期では、押え盛土材を本体盛土に転用して、その安定を押え盛土のプレロード効果に期待している。

このような考え方は、プレロードによる泥炭性軟弱地盤の強度増加が通常の粘性土地盤よりはるかに大きいこと、また、それに要する時間経過も短いことなどに立脚している。しかし、このような発想は、土質工学的には容易であるが、従来あまり採用されていない。

著者らは、本工法を泥炭地盤における河川堤防の施工中に発生したすべり破壊箇所の対策工として採用し、十分にその目的を達している。特に、この実施例は、不明確な点の多い泥炭地盤に対し、ダッチコーンおよび含水量試験など汎用性の大きい簡易な調査手法で設計するとともに、調査精度および安定性の不足分を施工過程での動態観測で補うなど、その一連の考察と得られた成果は、今後の同種地盤に対する本工法の適用に有用な指針を与えるも

のである。

以上、押え盛土をブロードとする本工法は、用地事情の悪化が予想される今後の状況に対し、効果的かつ経済的な工法となり得ることを示唆しているなど、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

(五十音順)

土木・建設 (総合建設)

く	株式会社熊谷組	1
さ	札幌工業株式会社	2
と	飛島建設株式会社	2
な	株式会社中山組	4
に	日本道路株式会社	4
ふ	富士建設株式会社	3

ボーリング・調査・測量・設計・施工

き	株式会社北日本ソイル研究所	1
ほ	北海道土質コンサルタント株式会社	3

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



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
取締役社長 対 馬 美 和
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

未来をみつめて前進する……

総合建設の熊谷組



熊谷組
KUMAGAI GUMI CO., LTD.

取締役社長 熊 谷 太一郎
取締役 小 池 孝 之
札幌支店長

本 社 東京都新宿区津久戸町17番1
電話 03(260)2111大代表
札幌支店 札幌市中央区北2条西13丁目1
電話011(261)7271 代表

総合建設業



札建工業株式会社

代表取締役社長 山田 照一

札幌市中央区北3条西2丁目8番地 (郵便番号 060)

電話 代表 (231) 7181番

支店 札幌・函館・旭川・釧路



技術。歴史への約束。

飛島建設株式会社

代表取締役社長 飛島 章

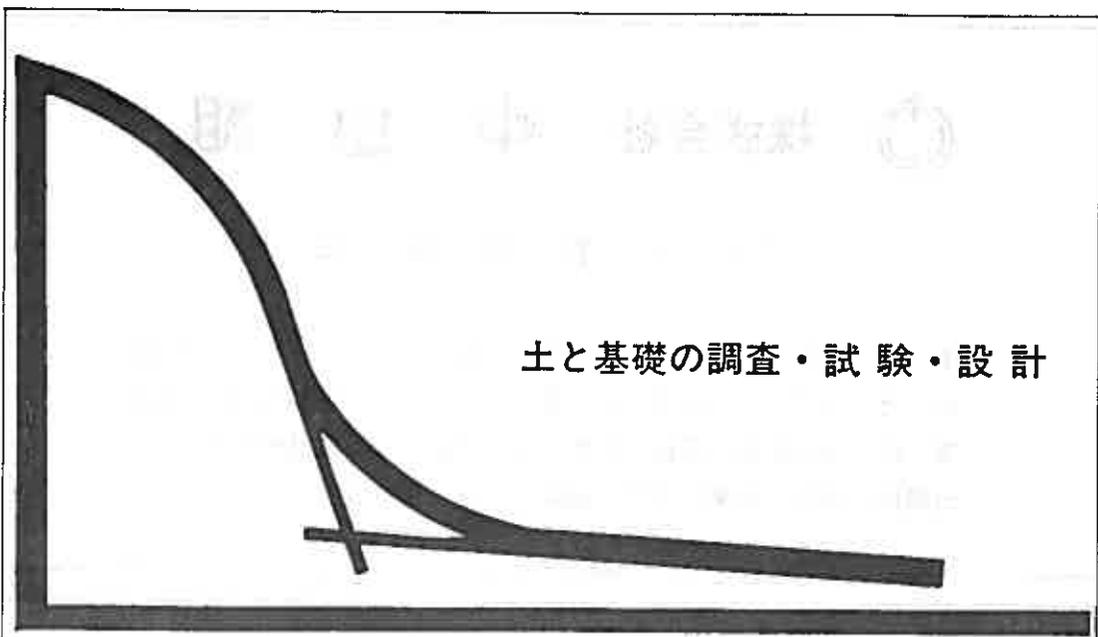
取締役支店長 小林 裕幸

本社 東京都千代田区三番町2番地

TEL(代) 03(263)3151

札幌支店 札幌市中央区北1条西19丁目1番地

TEL(代)011(642)3111



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 電話(011)841-1466

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



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(大峯ビル) 電話(代)551-3442

出張所 / 旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧

土木一式工事



舗装工事

日本道路株式会社北海道支店

取締役社長 清 水 弘

代表取締役 卷 下 乙四郎

副社 長

取締役支店長 川 上 忠 男

本 社 〒105 東京都港区新橋1-6-5 ☎03(571)4891(大代)

北海道支店 〒062 札幌市豊平区水車町2丁目2番4号 ☎011(811)2231(代)

東京・横浜・大阪・名古屋・仙台・九州・北陸・四国・広島