

土  
質

# 技 術 報 告 資 料

第 15 号

昭和 50 年 2 月

社 団  
法 人 土 質 工 学 会 北 海 道 支 部

道  
支  
部

## 目 次

(1) 9:30~	泥炭地盤の沈下予測に対する圧密試験の適用性について……………	開発局土木試験所	佐々木晴美 ○能登 繁幸	木元 喬之…… 1 東海林邦夫	1
(2) 9:55~	乱された粘性土の圧密性状について……………	苫小牧高専	池浦 勲		9
(3) 10:20~	グラスビーズと粘土の混合土の強度特性……	北大工学部 間 組 熊 谷 組	北郷 繁 貞貝 次郎 横塚 享	○奈良 憲昭……13	13
(4) 10:45~	コーン貫入量とセン断強度に関する実験的研究……………	函 館 高 専	佐野 侖房 ○清水 誠一		23
(5) 11:10~	圧密、膨張による飽和粘土の非排水強度特性について……………	北大工学部 佐藤工業(株) 北大工学部	○三田地利之 川島 崇則 武田 寛	北郷 繁 ……33	33
(6) 11:35~	透水性基礎の浸透流に対する境界の影響について……………	北 見 工 大	佐渡 公明		43
(7) 13:00~	凍結指数と道路の凍結深さに関する研究……	開発局土木試験所	久保 宏 ○豊島 真樹	美馬 孝 ……51	51
(8) 13:25~	凍結融解土の強さ特性について (Ⅲ)……………	北大農学部	長沢 徹明		59
(9) 13:50~	清田火山灰に関する工学的性質 (その3)……	北 海 学 園 東 洋 技 研 コ ン サ ル	坂上 孝幸 久滝 侑市	○早川 寛志……63	63
(10) 14:15~	火山灰の強度に関する実験的研究……………	北 見 工 大	鈴木 輝之		69
(11) 14:40~	室蘭本線礼文浜トンネル入口付近の設計施工について 一斜面地帯崩壊抑止工一……………	国 鉄 札 幌 工 事 局	森国 史朗		75
(12) 15:05~	基礎ぐいの鉛直支持力と載荷試験結果……………	開発局土木試験所	野口 義教 加賀屋誠一	森 康夫 ……85 ○逢坂 秀俊	85
(13) 15:30~	現地液化化試験について……………	北海道電力技術研究所	○宮前 繁也 塩谷 常吉	小谷 清 ……95	95

# 泥炭地盤の次下予測に対する圧密試験の適用性について

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

## 1. まえがき

泥炭地盤上に道路盛土や河川堤防などの土構造物を築造する際には、極めて大きな次下が生じ、しかもそれが長期にわたって継続する場合が多い。地盤の次下量および次下の時間的経過を設計の段階で求めることは盛土量や施工盛土厚さを予想し、舗装工事の時期を決定するうえに必要なであるが、泥炭は、ほとんど圧縮性の高い有機物質と多量の水で構成されているため、理想的な骨格構造について立てられた Terzaghi の圧密理論とはさぶる異なった次下性状を呈することは周知のとおりであり、現在となお、現場工事担当者を困惑させている実情である。

一般に、次下量の計算を複雑にしている要因としては次のことが挙げられよう。すなわち、JIS に定められた一次元圧密について、試料の大きさ、載荷方法、側面摩擦、載荷時間などの根本的問題を含んでいるうえ、現地においては、二次元、三次元の問題、地盤内応力分布の推定方法などの問題がある。とくに泥炭地盤の場合には、これらの基本的な問題に加えて異方性や不均一性などのほか、泥炭層は鉛直に圧縮されるだけでなく、側方に押し出されるように変形したり、二次圧密と思われる次下が徐々にしかも長期にわたって継続するという特性を有する。

これらの種々の要因について、理論にとどらず研究が Terzaghi の圧密理論発表以来、数多く報告されており、Gibson や Lo<sup>(1)</sup> などもまた種々の圧密モデルを想定して新しい圧密機構の解明にあたってはいるが、泥炭地盤の実用上の適切な次下量ならびに次下の経時変化の計算方法は確立していない。一方、経験や実験に基づく計算方法と、宮川<sup>(2)</sup> や MacFarlane<sup>(3)</sup> によって提案されており、現場技術者が概略的な値を得る際に有用なものとある。

本報告は、これらの多くの問題を含む泥炭地盤の次下の予測について、JIS 圧密試験結果の適用性を改めて検討するとともに、新たに設計荷重を一挙に載荷した圧密試験法の適用性を比較検討しながら、最終次下量の計算法と次下の経時変化を推定するための実地的かつ十分な信頼度をもつ方法の確立を指向した研究の第一報である。

## 2. 検討の方法

現地における盛土荷重による次下量の時間的推移の観測値およびそれに基づく最終次下量と次下の経時変化の推定値を基準とし、JIS の圧密試験と今回新たに実施する設計荷重載荷方式の圧密試験の結果を用いて算出した最終次下量および次下の時間経過を比較検討することによって、それらの方式の圧密試験の得失ならびに適用性を明らかにすることを試みる。

このような検討を行なうために実施した現地試験および圧密試験は次のような要領で行なった。

(1) 現地試験

現地の次下量については、江別市豊幌の幌向川堤内地に表-1に示す規模の3種類の盛土荷重による正方形の試験盛土を行ない、

盛土中心の泥炭地表面、地表から5mなうびに8mの深さに次下板を埋設し、盛土荷重による次下量の時間的推移を観測した。当該カ所の平均的な土質柱状図なうびにオランダ式静的貫入試験によるコーン支持力は図-1に示すとおりであり、この図より、被圧縮層を深さ0~3mの上部泥炭層(第1層)、3~5mの下部泥炭層(第2層)、5~8mの粘土層(第3層)にモデル化し、以後の計算に供した。また上記3層に対して、それぞれこの層のほぼ中間位置で3インチ固定ピストン式シンワールサンプラーによる試料採取を行ない、物理試験を行ったが、その結果は表-2に示すとおりである。

(2) 圧密試験

使用した圧密試験機はマレイ製3連式MIS 232型であり、圧密量は圧紙送りで自記々録した。圧密容器は中60×h20mmの固定環型であり、試料の成形に際しては試料の面を極力乱さないよう注意深く包丁で成形した。

圧密荷重の載荷方法は2種類で、一つはJISに定められた方法(以後、JIS載荷法と称ぶ)であり、他の一つは、正方形盛土荷重による地盤内増加応力を、長方形分割法で各モデル層の中間点について求め、対応する試料に直接24時間載荷する方法(以後、設計荷重載荷法と称ぶ)である。設計荷重載荷法における圧密荷重は、各盛土荷重に応じて表-3のように決定した。

3. 結果と考察

(1) 次下量~時間曲線について

圧密試験結果の整理方法には、圧密試験における初期の次下量~時間曲線が  $T_v \leq 0.2$  ( $U \leq 52.6\%$ ) では  $\sqrt{t}$  時間軸で直線に近似できることを利用した Taylor の  $\sqrt{t}$  法、同曲線が二次圧密のため後半の部分では  $\log t$  に対して直線的傾向を有する事実を用いた Casagrande の  $\log t$  法などがあり、また、土質工学会センサ試験法委員会改訂案では、Terzaghi の圧密理論値を片対数目盛りのトレーシング用紙にプロットしておいて、実験曲線と重ね合わせる曲線定規法が提案されている。

表-1 現地試験盛土の規模

記号	NO.1	NO.2	NO.3
盛土形状			
盛高 h(m)	1.17	1.08 + 1.15	1.09 + 2.25
盛土密度( $\rho_{cm}$ )	1.67	1.67 + 1.55	1.67 + 1.55

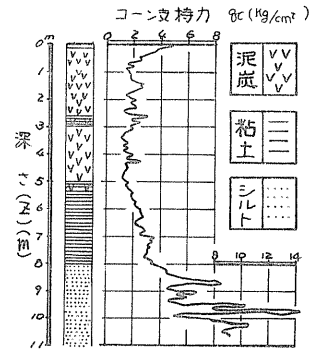


図-1 現地の工質柱状図と強度

表-2 泥炭の物理試験結果

調査地点	深さ(m)	密度( $\rho_{cm}$ )	含水比(%)	有機含量率(%)
NO.1	1~2	1.055	838.51	79.44
	3~4	1.064	371.99	34.18
	5~6	1.370	99.90	6.62
NO.2	1~2	1.004	1017.83	95.72
	3~4	0.997	742.87	65.64
	5~6	1.274	174.18	14.66
NO.3	1~2	0.939	738.22	65.48
	3~4	1.011	860.23	72.56
	5~6	1.063	136.99	11.26

表-3 長方形分割法による地盤内増加応力値

( $\text{kg/cm}^2$ )	NO.1	NO.2	NO.3	
上載荷重	0.195	0.359	0.531	
長方形分割法	1層	0.194	0.353	0.518
	2層	0.176	0.305	0.426
	3層	0.143	0.233	0.309

今回得られた泥炭の次下量～時間曲線は1例を図-2・3に示すとおり、圧密初期において $\sqrt{t}$  時間軸での直線部分を求めるのは極めて困難な場合が多く、また二次圧密領域と思われる後半部分については $\log t$  時間軸で直線的傾向を示しながらも直線の決定に戸惑う場合が多い。したがって、結果を整理する者の判断で大きな個人誤差が介入し易く、圧密係数 $c_v$ などの圧密常数の算定値に対して信頼を持ってないことになる。

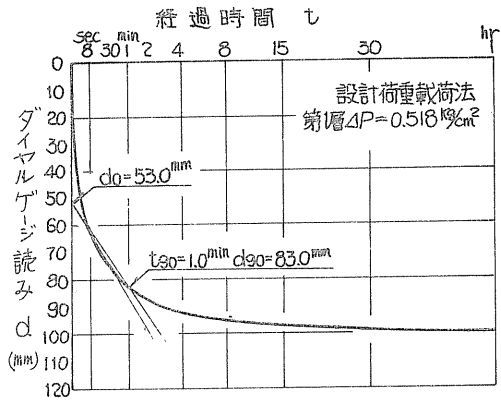


図-2  $\sqrt{t}$ 法による次下量～時間曲線の整理

さらに重要な点として初期補正の問題がある。

初期補正值 $d_0$ に相当する圧密量は圧密理論の適用されないもので、供試体自体の即時次下に加えて、気泡の圧縮、口紙の圧縮などがあり、とくに繊維質泥炭の場合には、試料両面の

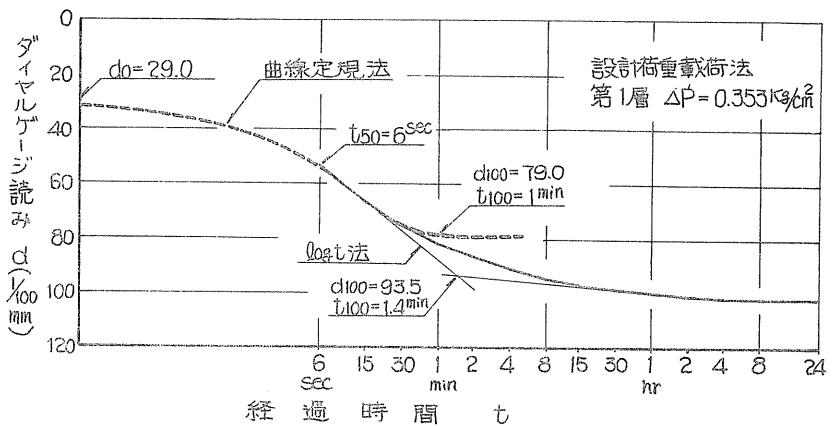


図-3  $\log t$ 法および曲線定規法による次下量～時間曲線の整理

成形をいかに注意深く行なっても完全な平面とすることは困難であり、供試体に加圧板のなじみ水次下量測定上に大きな値を示すであろうことが予想される。JIS載荷法の場合には各荷重段階で明らかに即時次下量とわかる部分が存在し、全圧密量の約5%程度であったが、設計荷重載荷法の場合には $\sqrt{t}$ 法や $\log t$ 法の適用の問題とあるが、全圧密量の50%ほどに達するものもある。この $d_0$ の決定の仕方によって、現地の最終次下量および次下の経時変化の推定が大きく異なることになり、適切な方法を検討する必要がある。本報告における $d_0$ の取扱い方は、JIS載荷法は $\sqrt{t}$ 法に従い、設計荷重載荷法は $\sqrt{t}$ 法を便宜的に適用し、後述の(3)式の算定に際しては曲線定規法によって $d_0$ を求めて使用した。

(2) 最終次下量の推定について

現地の次下量観測の結果から最終次下量を推定する方法には種々の提案式があるが、従来から、いわゆる双曲線式がとととよく適合することが報告されている<sup>(4)</sup>。今回と双曲線式を適用したところ、次下の初期の部分で必ずしも双曲線式に一致しないが、これは現地観測では、通常、日単位で次下観測結果を整理するために、初期の時間軸の精度が悪いことに起因すると考えられる。次下の長期にわたる部分

では比較的よく一致していることから、双曲線式を信頼し、その最終沈下量  $\gamma/b$  を求めた。ところで、実際の盛土荷重の載荷の仕方は漸増であり、また工事の都合上や1段階盛土後数日してや2段階盛土を開始するなど、盛土築造速度が一定ではなく、沈下の検討を困難にしている。一般には瞬間載荷である圧密試験の結果を、現地の漸増載荷に修正して用いているが、本報告では比較検討を容易にするため、現地の沈下量～時間曲線に Terzaghi, Frölich の近似解および Lumb の重ね合せ方法<sup>(5)</sup>を応用して、瞬間載荷の場合の沈下量を逆算した。

圧密試験結果から最終沈下量を推定する方法は、一般的には JIS 載荷法から得られた固ゲキ比と圧密圧力の関係である  $e \sim \log P$  曲線を用いる  $e$  法 ( $S = \frac{e_0 + e_1}{1 + e_0} H$ )、 $C_c$  法 ( $S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$ ) と体積圧縮係数  $M_v$  と平均圧密圧力  $\bar{P}$  の関係である  $\log M_v \sim \log \bar{P}$  のグラフを用いる  $M_v$  法 ( $S = m_v \cdot \Delta P \cdot H$ ) がある。このうち  $C_c$  法については典型的な正規圧密粘土以外には用いることができないし、図-4 に今回求められた  $e \sim \log P$  曲線を示すように、泥炭の場合は正規圧密部分で  $e \sim \log P$  の関係が直線とならず、 $C_c$  を決定することが困難なため、まったく適用外とみなした。 $e$  法については泥炭の比重、ひいては初期固ゲキ比  $e_0$  の値の決定に問題があるが、有効土被り圧  $P_0$  が最小圧密荷重より小さい場合は圧密開始前の固ゲキ比を  $e_0$  とし、そうでない場合は  $e \sim \log P$  曲線上で有効土被り圧に相当する固ゲキ比を  $e_0$  として以後の計算を行うこととした。 $M_v$  法については  $\log M_v \sim \log \bar{P}$  のグラフにおいて  $\bar{P} = P_0 + \Delta P/2$  に対応する  $M_v$  を読むこととした。

$e$  法において  $e_1$  の値を決定するための地盤内各層増加応力  $\Delta P$ 、および  $M_v$  法における  $\Delta P$  は、各盛土荷重を長方形割法を適用して計算したものをを用いることとした。すなわち、表-3 と同様の値である。

設計荷重載荷法から最終沈下量を求める方法は MacFarlane が一次圧密量と二次圧密<sup>(6)</sup>に分けて計算する式を提案しているが、このうち、二次圧密量の式 ( $S_s = C_s H \log \frac{t}{t_0}$ ) は  $t = \infty$  で  $S_s = \infty$  となり、実際と合合わないため、次式のように、後述の(3)式による室内最終圧密量から現地の層厚を考慮した比例計算で単純に求める方法を採用した。これは、MacFarlane の一次圧密沈下量を求める式と同一である。

$$S_{field} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{H_{oi} \text{ field}}{H_{o lab}} \right) \times S_{slab} \quad \text{----- (1)}$$

ここに  $H_{oi} \text{ field}$  : 現地の泥炭層厚,  $H_{o lab}$  : 圧密供試体の厚さ,  $S_{slab}$  : 圧密量である。

以上の各方法による現地の最終沈下量の計算結果の一覧を各層別に求めて表-4 に示す。同表より明らかかなように、(6)の設計荷重載荷法で  $e_0$  を全圧密量から引いて計算した値が比較的現地の沈下量と近似する以外は、計算値が実測値の1.5~3.0倍の値を示していて、理論計算によって沈下量の推定を行うことは実際には不可能

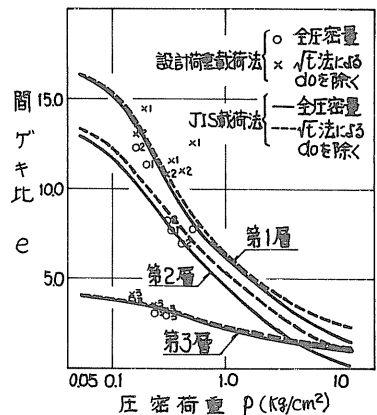


図-4 JIS載荷法による  $e \sim \log P$  曲線と設計荷重載荷法の  $e \sim P$  の関係

にすら思われる。また(=)の場合について既述のとおり $d_0$ の決定に問題が残されているところから、偶然の近似値であるといえよう。

仮に圧密試験結果を利用して、最終沈下量を推定する方法がなまめと実用的であるとするならば、このように大きな差が生ずる原因として考えられるもののうち最大の要因は、地盤内応力の計算値であろう。いま現地における第3層の実測沈下量に基づいて、これを生じさせる地盤内の増加応力をe法を用いて逆算し、影響係数 $I_g$ （地盤内応力/上載荷重）で表わし、 $I_g$ が地表面から直線的に変化すると仮定した応力分布を長方形分割法と比較してみると図-5のようになる。このようにして得られた地盤内応力から、今一度e法、mv法で最終沈下量を計算すると表-1のとおりとなり、実測値にやや近い値となる。過去の報告においてと厚6mの泥炭層の上部3mの沈下が全体の60%以上を占めること<sup>(6)</sup>や、3mを境にして上層と下層では増加応力の理論値と実測値がかなりの差異を示している<sup>(7)</sup>ことが指摘されているが、本来、理想的半無限弾性体について立てられた地盤内応力分布の理論式を水と有機物質を主体とする泥炭地盤に適用することが間違っているかと思われる。

どう一つ地盤内応力分布を不明確にしていくと、サーフェイスマツがある。これは、地下水位々上の泥炭が比較的未分解の状態に堆積しているとので、その構成物としての繊維質部分が極めて強じんな引張り抵抗を發揮する場合が考えられることである。過去に泥炭の引張り抵抗を測定した例は若干あるが、ここでは一応、石狩泥炭についての試験結果を考慮し、引張り抵抗力として $\sigma_{te} = 0.13 \text{ kg/cm}^2$ が有効に作用するとして上載荷重からこの抵抗力を差引き、地盤内応力を長方形分割法で再計算し、それととも最終沈下量を求めると、表-6に示すとおり、かなり実測値に近似す

表-4 各方法による最終沈下量の比較 (単位: cm)

	実測値から 双曲線式による	JIS載荷法による		設計荷重載荷法による	
		e 法	Mv 法	長方形分割法	dot法
NO1	第1層	67.7	78.6	42.7	95.2
	第2層	61.7	59.1	16.8	25.8
	第3層	1.2	29.4	9.0	15.0
	総量	53.0	168.8	68.5	136.0
NO2	第1層	122.1	158.8	90.0	153.0
	第2層	88.2	89.7	46.2	77.7
	第3層	6.5	42.8	40.1	61.0
	総量	129.8	253.1	176.3	291.7
NO3	第1層	149.7	209.8	75.0	154.5
	第2層	98.7	109.0	65.2	93.0
	第3層	14.9	50.2	58.7	70.6
	総量	209.8	298.6	198.9	318.1

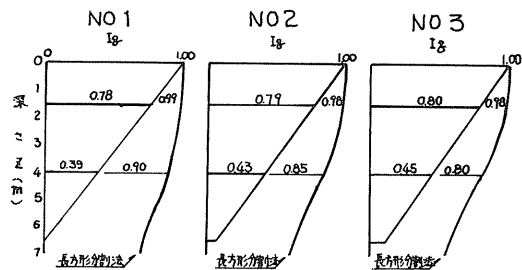


図-5 第3層の逆算 $\Delta p$ より求めた各層の影響係数  $I_g$

表-5 第3層の実測沈下量からe~logP曲線を用いて、地盤内応力を逆算した場合

	e 法	Mv 法	
NO1	第1層	41.49	61.56
	第2層	36.56	27.66
	第3層	1.18	0.85
	総量	79.23	90.07
NO2	第1層	110.65	136.32
	第2層	51.42	52.05
	第3層	6.48	6.54
	総量	168.55	194.91
NO3	第1層	137.82	178.08
	第2層	74.68	77.10
	第3層	14.92	14.58
	総量	227.42	269.76

表-6 引張り抵抗を考慮して長方形分割法で応力を計算した場合

	e 法	Mv 法	
NO1	第1層	23.38	21.50
	第2層	18.75	22.18
	第3層	12.24	11.38
	総量	54.37	55.06
NO2	第1層	90.56	100.80
	第2層	53.75	62.04
	第3層	28.16	29.18
	総量	172.47	192.02
NO3	第1層	133.37	172.72
	第2層	77.08	90.55
	第3層	38.57	42.37
	総量	249.02	305.64

ることがわかる。

いずれにしても、地盤内応力の決定が直接次下量計算に影響することになり、今回の逆算応力分布や引張り抵抗を考慮した応力分布による次下量計算値が、偶然の近似である可能性とあるが、その妥当性の真偽を今後検討する必要がある。

ところで、設計荷重載荷法による  $e \sim P$  の関係は、図-4 にプロットしてあるように、 $d_0$  の決定に向題があるとしてと JIS 載荷法の  $e \sim \log P$  曲線の間に位置する。圧密試験で求める  $e \sim \log P$  曲線のうち間ゲキ比の測定精度はあまりよくないことを考慮すると、設計荷重載荷法の  $e \sim P$  の関係は、ほとんど JIS 載荷法と一致するとしてと向題はない。すなわち、最終次下量の計算についてのめいえは、JIS 載荷法と設計荷重載荷法とほぼ等しい値を与えると考えてよいようである。

なお、道内の泥炭地盤で道路盛土や河川堤防などの帯状荷重が載荷されたときの次下量について、理論値と実測値を比較した多くの発表文では、本報告と幾分異なっていて、実測値が理論値より大きいかまたは  $M_v$  法による値が実測値とほぼ一致していて、 $e$  はやや小さい値を与えることが述べられている。

### (3) 次下の経時変化の推定について

現地の次下の経時変化は、前述のごとく、双曲線式を用いると比較的よく一致する。圧密試験の結果から次下の経時変化を求める場合は、圧密係数  $C_v$  を用いるが、泥炭の圧密試験では既述の如き、圧法、 $\log t$  法による結果の整理がかなり不正確であるため、 $C_v$  の算定と信頼のあてない値を得るようである。泥炭はとくに荷重による有機質部分の圧縮性と間ゲキの減少に伴う透水性の減少効果が顕著であるため、Terzaghi の圧密理論と根本的に異なっており、圧密係数を用いた次下の経時変化の推定は、まったく適用できないと考えられる。

過去に報告されているように、泥炭の  $C_v$  は、室内試験値が極めて小さく、 $C_v$  を 5~40 倍にあげないと実際と一致しないとわかっている。今回改訂された「土質試験法」の圧密の項で、一次圧密比を考慮した手法が述べられ、また、山内<sup>(9)</sup>は透水係数の変化を考慮した修正案を提案しているが、いずれも現在得られている圧密係数をさらに小さい値に補正するものであり、現地の次下の経時変化を推定することはできない。

MacFarlane は設計荷重載荷法から、次下の経時変化を求める方法として、まったく経験的に次式を提案している。

$$t_{\text{field}} = \left( \frac{H_0 \text{ field}}{H_0 \text{ lab}} \right)^\lambda \times t_{\text{lab}} \text{ ----- (2)}$$

ここに  $\lambda$  は一般に 1.5 であり、少なくとも 2.0 以下であるとしている。

(2) 式は、室内の圧密時間から現地の次下の経時変化を推定するもので、次下量もしくは圧密度は (1) 式を併用しなければならぬわけであり、提案者自身が言うように、圧密初期では経験式が大きい値を与え、圧密の後期では実測値が大きくなる。また我國の泥炭の場合に適合するかどうかは、確かめられていない。

著者等は、まったく理論を離れて経験的に、圧密試験の次下量～時間曲線を現地の次下量～時間曲線にあてはめる方法を検討した。現地の次下が双曲線式に従うこ



とから、圧密試験の沈下量～時間曲線と双曲線式で整理できることが期待される。

数種の試体の末、設計荷重載荷法における沈下量と圧時間軸の曲線が、双曲線式に従うことを確かめた。すなわち、双曲線式を変形して、 $\sqrt{t}/S \sim \sqrt{t}$  のグラフを描くと図-6のように直線的变化を示すことを見出した。このよう結果から次式が成り立つとのと考えられる。

$$S_{lab} = \frac{\sqrt{t}}{a_{lab} + b_{lab} \sqrt{t}} \quad (3)$$

但し  $S_{lab}$  (mm),  $t$  (min)

(3)式を現地に適用させるには(1)式のように層厚の比例常数( $H_{o,field}/H_{o,lab}$ )を乗じ、また、現地の沈下量が  $S \sim t$  で双曲線となることから、(3)式の  $\sqrt{t}$  を  $t$  に変えて次式を得る

$$S_{field} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{H_{o,field}}{H_{o,lab}} \right) \frac{t}{a_{lab} + b_{lab} t} \quad (4)$$

但し  $S_{field}$  (mm),  $t$  (day) 厚

ところが、室内の供試体は通常2cmであり、現地は数mであることから、泥炭といふほど現地の圧密初期においては、圧密排水の時間遅延が生ずると考えられるから、(4)式をそのまま適用できない。ここに  $1/a$  は初期沈下速度を表わすとのであるがある係数  $m$  を考えて、(4)式を次のように修正した。

$$S_{field} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{H_{o,field}}{H_{o,lab}} \right) \frac{t}{m a_{lab} + b_{lab} t} \quad (5)$$

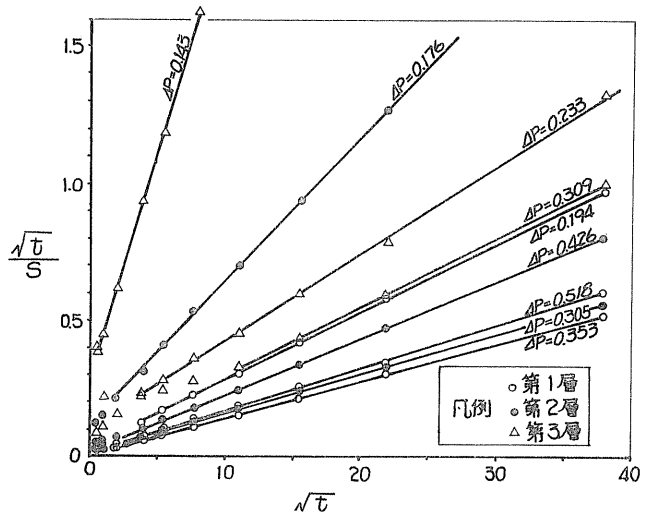


図-6 設計荷重載荷法の  $\sqrt{t}/S \sim \sqrt{t}$

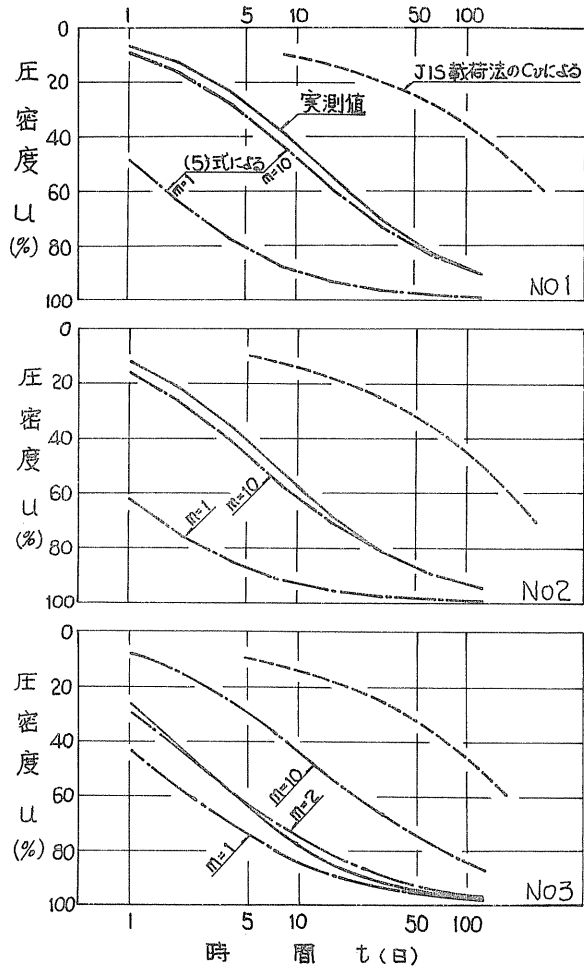


図-7 各方法による経時曲線推定の比較

図-7に圧密度～時間曲線を示す。JIS載荷法から不正確な $C_u$ を求めて、現地の被圧縮層が面排水と考へて計算した経時曲線は、実測値と大きく離れていて、10~40倍の $C_u$ を用いなければ実測値に一致しない。(5)式に基づく経時曲線は、 $m=1$ では一致するが、NO.1およびNO.2では $m=10$ で近似し、NO.3では $m=2$ で近似する。

ここに用いた $m$ の値が、必ずしも一定でないことは、別な要素を含んでいるか、載荷重の大きさや単に試験の不正確さによるものかは不明であり、より多くのデータの収集を待たうでの検討を経なければならぬが、いずかにして(5)式の有用性に大いに注目する必要がある。

#### 4. 結論

以上、述べたことを要約すると次のとおりである。

(1) 最終沈下量の推定については、設計荷重載荷法とJIS載荷法と、 $e \sim \log P$ の関係がほぼ等しいと判断され、最終沈下量の推定値とほとんど差がないと考えられる。むしろ地盤内増加応力の計算に疑問な点があり、実際は理論値よりもかなり小さい応力分布を示していると考えられる。また、サフェイス・マットの引張り抵抗を考慮した場合の最終沈下量が実測値に近似することから、この方面の検討も必要と考えられる。いずかにして実用的な泥炭地盤の沈下量の計算方法は、今のところないようであり、従来の方を使用的に使用する以外にない。

(2) 沈下の経時変化の推定については、JIS載荷法で得られる $C_u$ の値が小さく、10~40倍の値にしなければ実測値に合わない。これに対し、設計荷重載荷法の沈下量～時間曲線の $S \sim t$ の関係を双曲線式にあてはめて、その係数 $A$ 、 $B$ を求め、本文中(5)式を用いて計算した場合は、無名係数 $m$ を適当に選定することにより、比較的よく一致する経時曲線を得ることが出来る。

#### 参考文献

- (1) K.Y. Lo; Secondary Compression of Clays, Pro.A.S.C.E., SM4-61, 1961
- (2) 宮川 勇; 泥炭地における土質工学的2・3の問題
- (3) I.C. MacFarlane; Muskeg Engineering Handbook, the Muskeg Subcom. of the NRC, 1969
- (4) 北海道庁総合土木試験所年報, 1959
- (5) 最上武雄編著; 土質工学, 技報堂, PP387, 1969
- (6) 金子 林; 軟弱地盤(望月寒川)築堤盛土のサドロー基礎処理試験について; 第3回北海道庁総合技術研究会発表会, 1969
- (7) 河野, 佐々木 血介; 天塩泥炭地における盛土基礎地盤の安定と沈下について; 第11回北海道庁総合技術研究会発表会, 1967
- (8) 真州耕象; 石狩地域泥炭地盤の安定性について, 北海道大学工学部彙報, NO.6, 1952
- (9) 網井, 堂町 幸也; 土と基礎, vol.20, NO.8, 軟弱地盤小特集, 1972
- (10) 山内, 安原; 有機質土の二次圧密とその取扱について, 第5回土質工学会研究会発表会, 1970

# 乱された粘性土の圧密性状について

苫小牧工業高専

池浦 勲

## 1. まえがき

乱さない飽和粘土の力学特性の研究では、練り返し後に再圧密した試料を用いることが多い。この練り返しがスラリー状態で行なわれるなら圧密圧力と含水比の関係などは一義的に決まり得ようが、そうでないならば練り返し時の含水比によって後の力学特性に差を生じることが予想される<sup>1)</sup>。今回、練り返し含水比(手でこね返すときの含水比)を変えた試料で圧密試験(Oedometer Test)を行なったので報告する。併せて現行の圧密試験方法(JISA2/7)のうち載荷時間と荷重増加率を変えた<sup>2)</sup>若干の実験結果も報告する。

## 2. 試料および実験方法

(1) 試料 オホーツク海沿岸の重粘土地帯(湧別町)から採取したもので、その諸性質は表-1に示すようである。

### (2) 圧密試験方法

1) 風乾後に含水比を調整して1週間以上密閉放置した適当量の粘土を銚枝上に打ちつけて気泡を排出した。その土塊に圧密容器(直径60mm, 厚さ20mm, 固定リング式)と同じ内径のカッターを押し込み、このカッターから圧密リングに試料を移し変えて端面を整形し重量を測定した。この方法によって得られる供試体飽和度は95%から100%に分布した。

比重 $G_s$	2.72
液性限界 $w_L$	82.4%
塑性指数 $I_p$	51.9%
活活性度	0.9
一軸強度 $q_u^*$	0.5 $\text{kg/cm}^2$
統一分類	CH
砂分	0%
シルト分	32%
粘土分以下	68%

\*  $w = 40\%$

表-1 試料

2) 練り返し含水比(初期含水比, 以下  $w_0$  と略記する)は  $w_0 = 62, 50, 39\%$  (液性指数  $I_L = 0.61, 0.38, 0.07$ , 記号 H, M, L) とした。

3) 載荷方法は 1) 荷重増加率  $\Delta P/P = 1$ , 各段階24時間載荷というJIS法によるもの(以下標準載荷法と呼ぶ)と 2) 1)のうち荷重増加率を2, 4としたもの 3) 1)のうち各段階の載荷を1時間としたもの の3種類とした。以上の実験は2ヶおきに行ないその平均値で整理した。

## 3. 実験結果と考察

### (1) 標準載荷法による圧密諸係数について

1) 図-1は圧密圧力(以下  $P$  と略記する)と向ヶキ比(以下  $e$  と略記する)の関係プロットしたものである。今回の試料は練り返しを受けているのであるから  $e \sim \log P$  関係は直線と与るべきなのであるが、図-1では圧密降伏応力に類似の応力  $P'_y$  が現われ、その応力は  $w_0$  の小さいほど大きい。これらの現象は、練り返し時に形成された粘土の初期構造が圧密圧力  $P'_y$  によって配向構造に変化するため生じたものと考えられる。 $w_0$  の大きさに応じて結合力を異にする初期構造が形成されるために  $P'_y$  の大きさも  $w_0$  によって変化するものであろう。 $P'_y$  より大きい  $P$  においてもこのような初期構造の影響が残るためか、 $e \sim \log P$  曲線は今回の圧力範

図内 ( $P=0.2 \sim 12.8 \text{ kg/cm}^2$ )では1本に収束するには至らなかった。

2) 図-2は体積圧縮係数(以下 $m_v$ と略記する)と平均圧密圧力(以下 $\bar{P}$ と略記)の関係を示したものである。 $\bar{P}$ としては最初の $\bar{P} = P^{1/2} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ を除いては $\sqrt{P_{n-1}(P_{n-1} + \Delta P)}$ をとった。図にみられるようにある圧力以上では次式が成立するようである。 $m_v = A\bar{P}^{-B}$  ... (1)  
 $w_0$ の増加につれて係数Aは0.06から0.1まで、係数Bは0.84から0.90まで増加する。すなわち $m_v$ は $\bar{P}$ にほぼ逆比例する。1)で述べたようにPが小さな間はeの変化が少なく、したがって圧縮性も大きな値を保つが、Pが大きくなるとeが減少するにつれて圧縮抵抗も大きくなり、図-2の折れ曲り点が現れると解される。

3) 圧密の速度を支配する圧密係数(以下 $C_v$ と略記する)の計算法としては $\sqrt{t}$ 法、曲線定規法、 $\log \sim \log$ 曲線定規法がある<sup>3)</sup>。実験で得られる圧密曲線(時間 $\sim$ 沈下曲線)がTerzaghiの圧密理論に完全に合致する場合ほどの方法による $C_v$ も同じ値をとるべきであるが、実際にはfittingに際しての圧密曲線初期と終期のTerzaghi理論から外れ部分の扱い方により、異なる値が得られる。図-3はそれら3方法による $C_v$ 値に1次圧密比を乗じたものをそれぞれ $C_v(\sqrt{t})$ 、 $C_v(\text{曲})$ 、 $C_v(\log)$ と略記して大小を比較したものである。

これによると $C_v(\sqrt{t})$ はやや小さい目の値をとる場合が多いが、 $C_v(\text{曲})$ と $C_v(\log)$ の間には明確な差は認められず点群のバラツキを考慮すれば計算法による一定の差はないといえよう。しかしながら次の点を考慮すれば $\log \sim \log$ 曲線定規法が最も客観的な $C_v$ 値を与えると考えられる。1)  $\sqrt{t}$ 法は圧密曲線の初期部分( $0 \leq U \leq 0.5$ )のみをfittingさせるからTerzaghi理論の成立範囲を知ることができない。2) 曲線定規法は、実験曲線と最も長区間合致する曲線を選ぶ際に手間がかかり主観が入り易い。3)  $\log \sim \log$ 曲線定規法は実験曲線を1本の曲線定規に合致させるのであるから

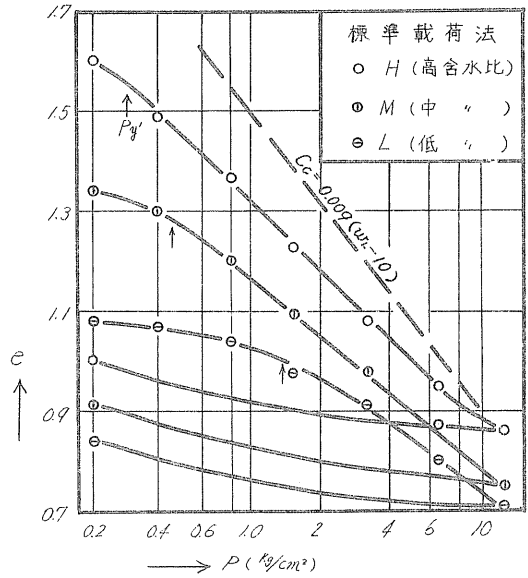


図-1 e ~ log P 曲線

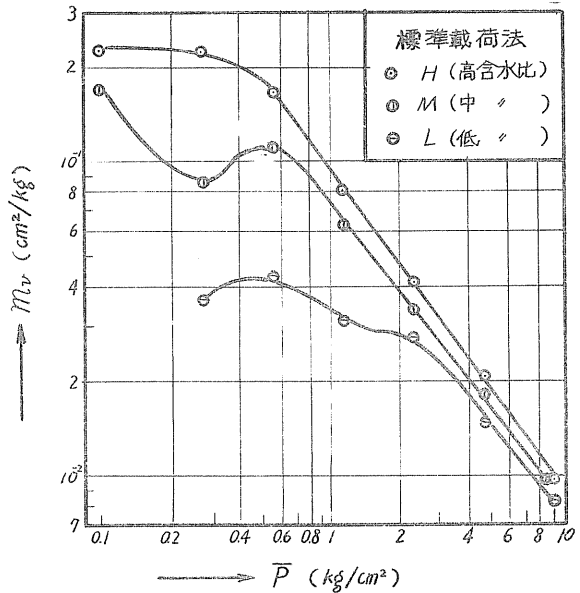


図-2  $m_v$  と圧密圧力の関係

ら作業は簡単であり、さらに実験曲線が Terzaghi 理論に合致する範囲を知ることができる。たとえば図-1 で小さな圧縮しか示さない、すなわち  $P < P'_y$  であるような圧密曲線 (L 試料では 0.2, 0.4, 0.8 kg/cm<sup>2</sup> M, H 試料では 0.2, 0.4 kg/cm の P) は Terzaghi 理論に従わない圧縮特性を示し、強い fitting させても 1 次圧密比は 0.5 以下の値しか示さない。これに対し M, H 試料の  $P > P'_y$  であるような圧密曲線は初期から終期にいたる長区間において Terzaghi 理論と良く合致し、1 次圧密比は 0.95 から 1.0 であった。

4) 図-3 に見るように M, H 試料はほぼ同一の、L 試料はそれらよりやや大きい  $C_v$  をとるようであるが、前述のように L 試料は Terzaghi 理論に従わない場合が多いことを考慮すると、 $W_0$  によらず  $C_v$  は変化しないとして良いであろう。そこで H 試料についてのみ、 $\bar{P}$  による  $C_v$  の変化を示したものが図-4 である。図の  $C_v$  は前記の方法 (最低圧方法) による  $C_v$  を算術平均したが  $\bar{P} < 0.3$  の場合はかなり信頼性が低い。 $\bar{P} > 0.3$  kg/cm<sup>2</sup> では  $C_v$  は  $\bar{P}$  と共に増加する。この増加の程度は図-2 に示された  $m_v$  の減少の程度より小さく、したがって透水係数 ( $C_v m_v$ , cm<sup>2</sup>/min) は  $\bar{P}$  の増加につれて減少する。

(2) 荷重増加率および載荷時間が圧密諸係数に及ぼす影響について

1) 図-4 には荷重増加率 (以下  $\Delta P/P$  と略記する) や載荷時間を変えた場合の  $C_v$  も併記した。これによると  $C_v$  は載荷時間や  $\Delta P/P$  を変えると低い  $\bar{P}$  においてやや大きい値をとり、 $\bar{P}$  が大きくなるにつれて標準載荷法と等しい値となる。しかしながら、標準載荷法の 2 個の供試体におけるバラツキ程度を考えると、載荷時間や  $\Delta P/P$  ( $\geq 1$ ) が  $C_v$  に及ぼす影響は実質的には見られないといえよう。このことは網干らの報告と同じである。<sup>2)</sup>

2) 図-5, 図-6 は  $\Delta P/P$  や載荷時間を変えた場合の  $e \sim \log P$  曲線と  $m_v \sim \bar{P}$  曲線である。Leonard<sup>4)</sup> は  $\Delta P/P$  が大きな場合の  $e \sim \log P$  曲線は標準法によるものより下側に位置するとした。図-5 も同様の傾向を示している。しかしながら 1 時間載荷の場合には  $e \sim \log P$  曲線は右側に移動することが予想されたにもかかわらず図-5 では逆の傾向になっている。今回の試料の  $C_v$  の値からいうと 1 時間ではまだ 1 次圧密も終了していないばかりであり

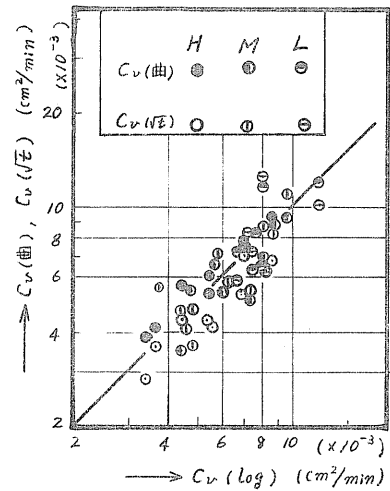


図-3  $C_v$  と計算法

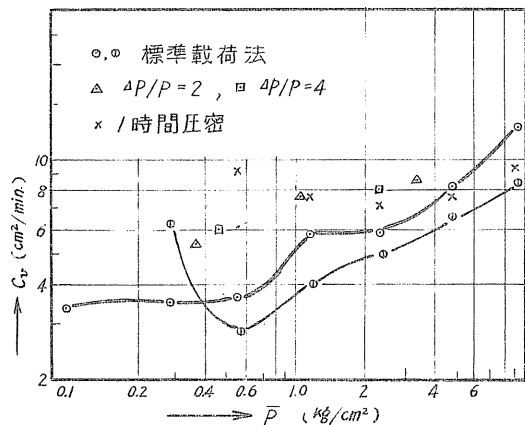


図-4  $C_v$  と圧密圧力の関係

理解に苦しむ。いかにせよ網干らの報告と同様に、今回の試験程度の載荷条件の変更では圧縮指数  $C_c$  は変化ないとみま良いであろう。  $C_c$  と同じく圧密量の計算に用いられる  $M_v$  も図-6に示すように載荷条件の影響を受けないようである。

(3) まとめ

以上を要約すると次のとおりである。

1) 繰り返しを多めるときの含水比によつて以後の圧縮特性は大きく変化する。このことは圧密中の土の構造変化の影響と考えられた。圧密速度については繰り返し含水比の影響は見られない。

2) 載荷時間を1時間に短縮しても、荷重増加率を4まで増大しても得られる圧密諸係数には顕著な差が認められなかった。

3) 圧密係数を求める方法としては、 $\log \sim \log$  曲線定規法が最も良い。

おわりに、今回の試料の入手に多大の便宜を計り、いただいた鈴木輝之氏(北見工大)、実験とデータ整理に助力された本校卒業生 浦弘、菅原篤、高木敏雄君に心から謝意を表すものである。

参考文献

- 1) 八木, 西田, 大島 ; 繰り返し粘土の力学特性, 第28回土木学会年次学術講演会概要, 昭和48年
- 2) 網干, 吉国, 丸山 ; 圧密試験法に関する研究, 第4回土質工学研究発表会講演集, 昭和44年
- 3) 大平, 小谷, 加登 ;  $\log \sim \log$  曲線定規法による圧密状下～時間関係の整理法, 土と基礎 17-9, 昭和44年
- 4) 最上武雄編 ; 土質力学(才4章), 技報堂, 昭和44年

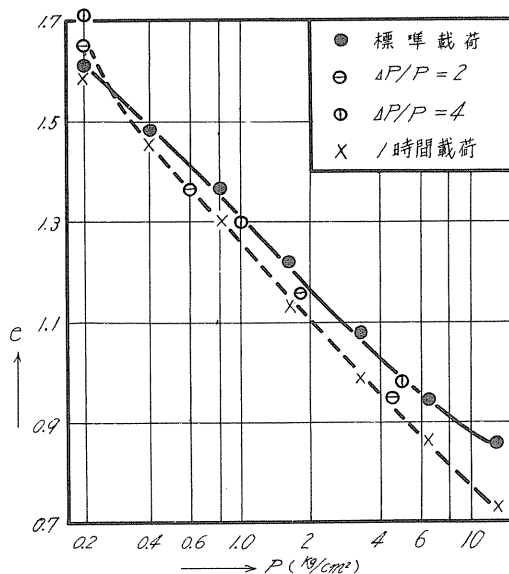


図-5  $e \sim \log P$  曲線

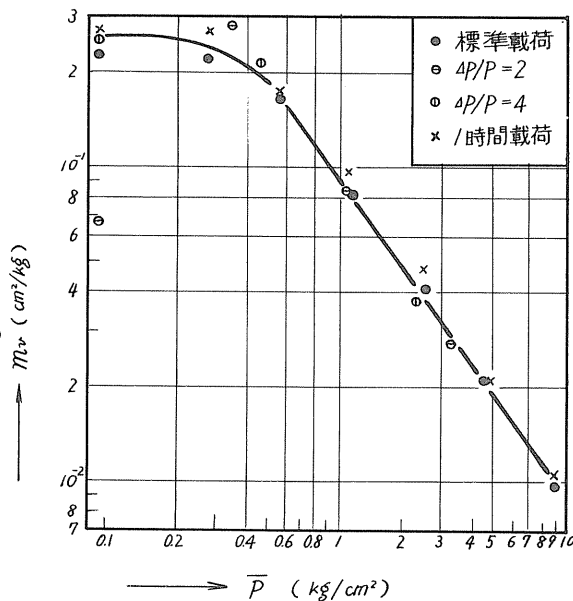


図-6  $M_v$  と圧密圧力の関係

## グラスビーズと粘土の混合土の強度特性

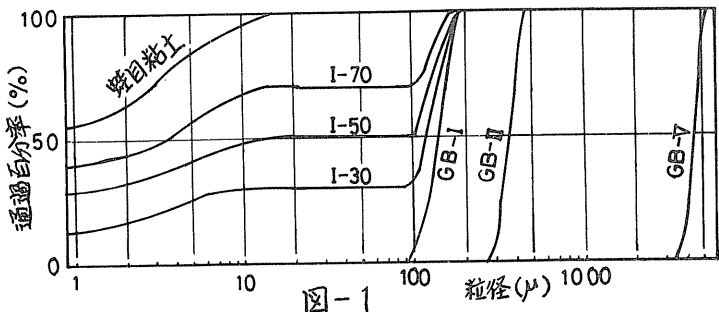
北大工学部(正) 北郷 繁  
 " (正) ○奈良憲昭  
 間組 真貝次郎  
 熊谷組 横塚 亨

### [1] まえがき

筆者らは、粘性土、砂質土およびそのいずれにも属さぬ土の土質工学的特性の変化に着目し、豊浦砂と蛙目粘土との混合土（以下、豊浦混合土という）の土質工学的特性を調べ、この混合土は、粘土含有率によって、粘性土、中間土、砂質土の3領域に分類できる事を報告した<sup>1)</sup>。今、粘性土領域の限界および砂質土領域の限界を粘土含有率で表わし、各々 $R_c$ 、 $R_s$ とすると、この $R_c$ および $R_s$ の値は、混合土の中の砂分の粒径、粒子表面状態（粒子表面の粗さ）、粒子形状、粒度配合等により変化すると考えられる（粘土の性質は不変と考えた場合）。これらの要素の個々の影響を明らかにするためには、膨大な数の実験が必要である。そこで、他の要素をすべて一定とし、純粋に粒径の影響を調べべく実験を行っている。この実験は現在も継続中であり、本報告の一部は土木学会で発表している<sup>2)</sup>。本報告は前報に新たな実験結果を加え、さらに考察を進めたものである。

### [2] 試料および実験

砂分としては、図-1に示すグラスビーズ（GB-I( $G_s=244$ ), GB-II( $G_s=252$ ), GB-V( $G_s=249$ ))を用いた。これらのグラスビーズは均等係数が等しく( $U_s=1.3$ )なるように調整したものである。



グラスビーズを用いた理由は、①実際の砂では、粒径が異なり、かつ粒子表面状態、粒子形状が類似しているという二つの条件を満足することが困難であること、②グラスビーズは入手容易であること、の2点である。なお、GB-Vの最大粒径は5.66mmとかなり大きいですが、これによる供試体寸法の影響は無視できるものとする。また、これらのグラスビーズは、以下では砂分として取扱う。粘土分としては、入手が容易である市販の蛙目粘土( $G_s=265$ , 18%のシルト分を含む、図-1参照)を用いた。これらの粘土と砂とを混合してつくられる混合土は、図-1に見られるように不自然な粒径加積曲線となり、現実の砂と粘土の面成分を含む土のそれとは著しく異なるが、ここではその点を無視する。

混合土の粒度配合は、粘土含有率 $R$ (%)（前報<sup>2)</sup>参照）で表現し、混合土-I (GB-Iと粘土の混合土、以下試料の表現はこれに準ずる)、混合土-II、混合土-Vの各々にたいし $R=100\sim30\%$ の試料を用意した。図-1で I-30とは  $R=30\%$

の混合土-Iの意味である(以下試料の表現はこれに準ずる)。

混合土-I, IIのアッターベルグ限界, 試料調整および供試体作製については前報<sup>2)</sup>を参照されたい。混合土-Vのアッターベルグ限界は姪目粘土と等しく( $G_B - V > 420\mu$ )、ワイヤソーによる成形が不可能であるため、供試体作製は止むを得ずビート法<sup>1)</sup>によった。すべての試料について、Skemptonの間ゲキ圧係数は0.95以上(圧密開始前)であり、試料はほぼ飽和していると考えられる。

実験法については前報<sup>2)</sup>を参照されたい。なお、圧密圧は1.0~8.0 kg/cm<sup>2</sup>の4~5点であり、軸差応力最大或いはヒズミ15%時の軸差応力をもって破壊とした。

### [3] 実験結果とその考察

#### (1) 応力~ヒズミ曲線

本実験で現れた応力~ヒズミ曲線は、図-2に示す4つの形に大別される(図で、 $\sigma$ : 軸差応力,  $P_0$ : 有効圧密圧力,  $\epsilon$ : ヒズミ)。各々の型に属する試料を下に示す。

- 曲線-I: R-100, I-80, II-80, V-80~40
- 曲線-II: I-70~40, II-70~40
- 曲線-III: I-30, II-30
- 曲線-IV: V-30, (豊浦混合土 $R \approx 30\%$ )

混合土-I, IIは同じ傾向を示

しているの、まず混合土-I, IIについて考察する。曲線-Iは、粘性土に一般にみられる形で、粘土分の多い試料がこれに属することは直観的に首肯できる。これらの試料は、せん断初期の変形係数が他の試料に較べて小さく、ヒズミ7~13%で破壊する。R=70~40%に現れた曲線-IIは、粘土分が少なくなるにつれて、せん断初期の変形係数の値が大きくなり、かつ破壊時のヒズミ $\epsilon_f$ は小さくなる傾向にある(図-3参照)。

これらの試料は、粘性土から砂質土へと移行する中間的な性質を持った土(以下中間土と呼ぶ)であると思われる。曲線-IIIは、図から分るように、初期の変形係数の値がかなり大きく、ヒズミ1%前後で破壊し、この時の $\sigma$ の値は $R \geq 60\%$ のそれと較べてかなり小さい。半沢は、非常にゆるい砂は液状化型破壊を起すことを報告し、その特徴として次の5項目を挙げて<sup>3)</sup>いる。①有効応力表示による内部摩擦角 $\phi$ が小さい(20°前後)。②破壊時のSkemptonの間ゲキ圧係数 $A_f$ が大きい(1.0前後)。③ $\epsilon_f$ が小さい(0.4~4%)。④ $\sigma$ の値が小さく、強度増加率は正規圧密粘土と同じか、それ以下である。⑤非常にゆるい砂の応力~ヒズミ曲線には二つの形がある。— I-30, II-30の試料はこれらの性質を悉く満足しており、これらの試料は非常にゆるい砂とみることができる。

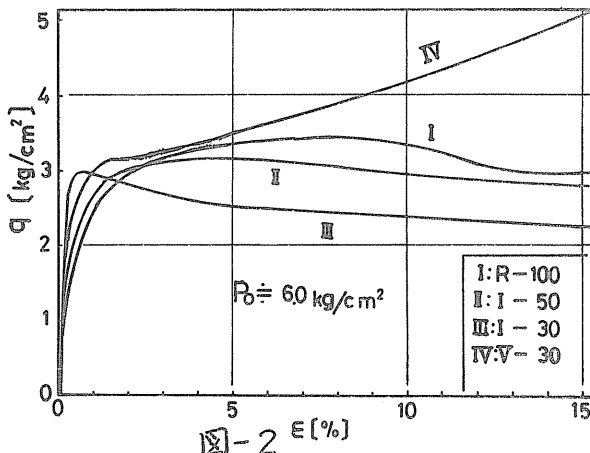


図-2  $\epsilon$  [%]

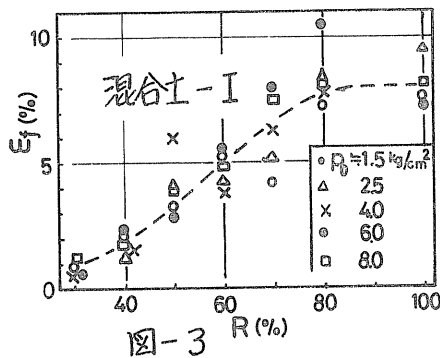


図-3 R (%)



次に、混合土-Vについて考察する。図-4は、応力~ヒズミ曲線を有効圧密圧力 $P_0$ によって正規化し最小自乗法により求めた曲線( $Q = \sigma/P_0$ , (2)参照)である。V-80, V-50の曲線は、R-100(予圧密法)のそれと形状は似ているが、セリ断初期の変形係数および $\sigma_f/P_0$ の値は大きく異なっている。図の破線は、ビート法によるR-100の応力~ヒズミ曲線であるが、曲線の初期部分に注目した場合、V-80およびV-50はこの曲線とほとんど同じと見做し得る( $\sigma_f/P_0$ の値の差については後に触れる)。したがって、ビート法により供試体を作製した場合、砂分があまり多くない試料(V-80~40)の応力~ヒズミ曲線は、ビート法によるR-100のそれとほとんど同じであり、粘土含有率の影響をほとんど受けないと考えられる。これはビート法の大きな欠点であり、後に触れるようにセリ断中の応力経路および $S_u/P_0$ の値( $S_u$ :非排水セリ断強度)にもビート法の影響が大きく現れており、ビート法に代る供試体作製法の開発が望まれる。なお、混合土-Vの $\epsilon_f$ は、Rに無関係にほぼ15%であった。

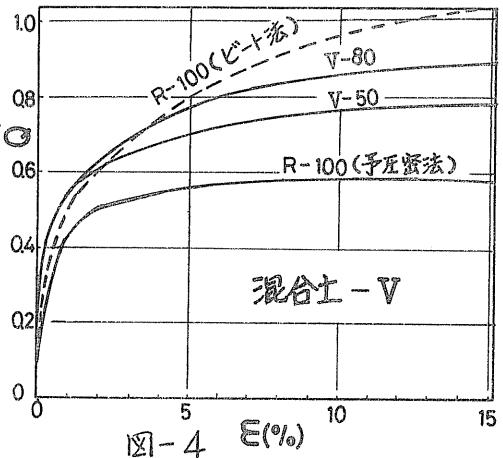


図-4  $\epsilon$ (%)

図-2曲線-IVは、V-30の応力~ヒズミ曲線である。この形は豊浦混合土の $R \leq 30\%$ の試料のそれと類似している。つまり、ヒズミ1~2%で $\sigma$ の初期ピークが現れ、その後 $\sigma$ は一旦低下し、ヒズミの増加につれて $\sigma$ は再び増加する。これは(3)に示すように間げき水圧 $\Delta u$ の減少に対応した現象で、初期ピーク以後の挙動はゆるい砂の非排水セリ断の特性と見做す事ができる。つまり、砂質土では有効拘束圧の変化( $\Delta u$ の変化)の影響を直接受けている。なお、この曲線の初期ピーク時の $\sigma$ の値が、R-100の $\sigma_f$ とほぼ同じ大きさであることは興味深く、初期ピークは粘土分の破壊を示していると考えられる。

(2) 応力~ヒズミ曲線の正規化と双曲線表示

(2) 応力~ヒズミ曲線の正規化と双曲線表示

応力~ヒズミの関係を定量的に把握するためには、応力~ヒズミ曲線の数式化が不可欠と思われる。そこで、 $\sigma \sim \epsilon$ の関係を有効圧密圧力 $P_0$ で正規化し、 $Q (= \sigma/P_0) \sim \epsilon$ でとらえた応力~ヒズミ関係を図-5に示す。正規化した場合、本実験の範囲では、R-100の試料のバラツキが最も大きかった点を考慮に入れると、 $Q \sim \epsilon$ は一本の曲線により表現できると考えられる。Kondnerは、 $\sigma \sim \epsilon$ 関係を双曲線に表現したが、ここではこの双曲線を $P_0$ により正規化した(1)式が成立すると仮定する(仮定1)。

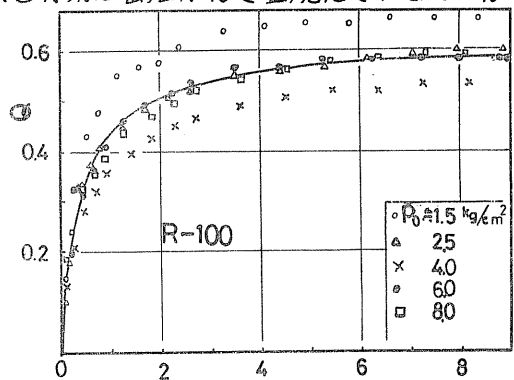


図-5  $\epsilon$ (%)

$$Q = \sigma/P_0 = \epsilon / (a + b\epsilon) \quad a, b: \text{定数} \dots (1)$$

図-5の実線は、この仮定に従い最小自乗法により求めた双曲線である。(但し  $\delta \leq \delta_f$  とする。) 他の試料についても、同様にして、(1)式中の係数  $a$ ,  $b$  を求めた。但し混合土-Vの試料は、ビート法の影響のため、曲線の初期勾配が極端に大きき(図-4参照)、一本の双曲線で表現すると近似が悪いので、初期部分( $\varepsilon \leq 2\%$ )とそれ以外の部分とに二分し、二本の双曲線を合成した。なお、V-30の試料(図-2の曲線-IV)は、双曲線では表現できないので、ここでは除いてある。図-6に、係数  $a$ ,  $b$  の値を示す。図で  $\alpha$  とは、 $\delta \sim \varepsilon$  曲線を二分した場合の初期部分における(1)式中の係数  $a$  の意味である。

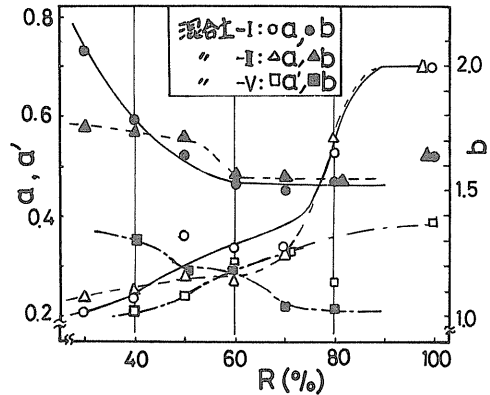


図-6

係数  $a$  は、セン断初期の変形係数を示す指標 ( $1/a = \varepsilon_i / \rho_0$ ) である。混合土-I, IIの場合、係数  $a$  の値は  $R$  の減少につれて減少する傾向にあり、砂分が多くなるにつれて  $\delta \sim \varepsilon$  曲線の初期勾配が大きくなっていくことが分る。したがって変形特性から言えば、砂分20%(I-80, II-80)の試料で砂分混入の影響がすでに現れ、砂分が増加するにつれて徐々に非常にゆるい砂へと移行する(4)参照)と考えられる。混合土-Vの  $a$  係数は、混合土-I, IIと同様に、 $R$  の減少につれて減少する傾向にあるが、 $a$  値の変化の幅は他の2試料に較べて小さい。これは、(1)で触れたように(図-4参照)、ビート法による影響と考えられる。なお、係数  $b$  については後に(5)で考察する。

(3) セン断時の発生間ゲキ水圧とヒズミの関係

セン断時に発生する間ゲキ水圧  $\Delta u$  は、粘性土では一般に双曲線的挙動をする。(2)で用いた手法と全く同様にして、(2)式が成立すると仮定する。即ち、セン断時の発生間ゲキ水圧  $\Delta u$  を有効圧密圧力  $\rho_0$  で正規化した値  $U (= \Delta u / \rho_0)$  は、ヒズミ  $\varepsilon$  と(2)式で双曲線で表現できる関係にあると仮定する(仮定2)。

$$U = \frac{\Delta u}{\rho_0} = \frac{\varepsilon}{c + d\varepsilon} \quad c, d: \text{定数} \quad \dots (2)$$

この仮定に従い、最小自乗法により求めた双曲線が図-7の実線である(但し、 $\Delta u \leq \Delta u_f$ ,  $\Delta u_f: \delta = \delta_f$  の時の  $\Delta u$ )。Q ~ Eの図に較べバラツキは大きい、 $\Delta u$  測定(本実験ではナル・インジゲーターによる)の精度を考慮に入れた場合、 $\Delta u$  は(2)式によって近似できると考えられる。図-8に、最小自乗法により求めた(2)式中の係数  $c$ ,  $d$  を示す。但し、V-30の試料では、

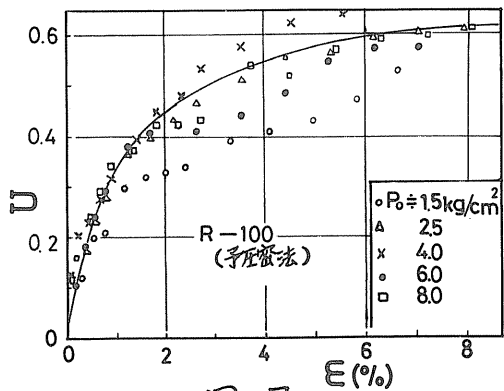


図-7

$\Delta U$ が減少する傾向にあり(ゆるい砂と  
考えられるため)、ここでは除いてある。  
また、混合土-Vにおいては若干で  
はあるが $\Delta U$ の減少傾向がみられたが、  
 $\Delta U$ が減少している場合は、 $\Delta U$ 減少の  
手前までの実験データで最小自乗法を行  
った。これは、正規圧密粘土では $\Delta U$ の  
減少は起らない筈であり、 $\Delta U$ の減少は実  
験誤差が原因であると考えたにためである。  
しかし最近の実験の結果、ビート法に  
よるR-100の試料においても $\Delta U$ に減少  
傾向がみられ、ビート法による試料には  
何らかの過圧密的効果があると考えて良いと思われる。

係数Cは 初期の $\Delta U$ の発生状況を示す指標( $1/C = (dU/d\varepsilon)_{\varepsilon=0}$ )である。図-8をみると、混合土-I, IIについては、係数CはRの減少につれて小さくなる傾向にある。これは 砂分が多くなるにつれて小さなヒズミで比較的大きな $\Delta U$ が発生するためである。混合土-Vの係数Cの値は、他の2試料に較べて小さく、かつRによる変化量も小さい。この原因もビート法にあると考えられる。即ち、C係数の値が小さいのは、予圧密法による試料に較べてビート法による試料では、セン断初期の $\varepsilon$ の発生が大ききく(図-4参照)、これに対応して初期の $\Delta U$ の発生も大きくなるためである。

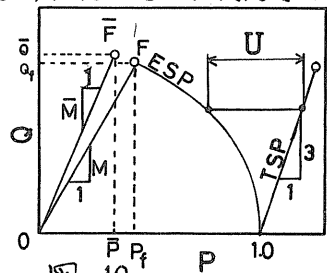
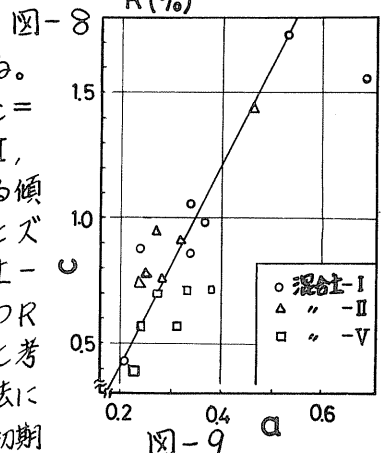
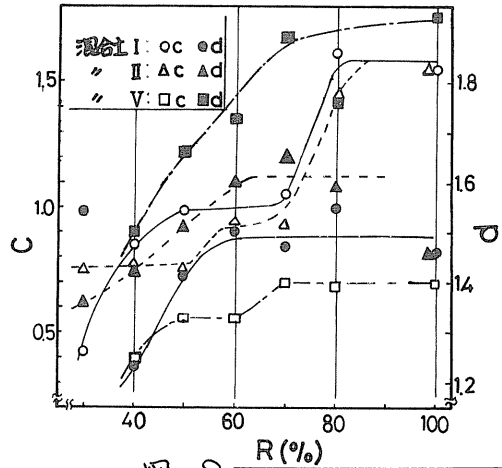
V-30の試料では、ヒズミ2~4%で $\Delta U$ のピークが現れ、それ以後はヒズミの進行とともに $\Delta U$ は減少する。これは ゆるい砂の非排水セン断に対応する現象である。なお、係数dについては 後に(5)で考察する。

係数Cはセン断初期の $\Delta U$ の発生状況を示す指標であり、係数a(11式)は初期の $\varepsilon$ の発生状況を示す指標である。したがって、係数aと係数Cとは何らかの関係があると思われる。図-9に、係数aと係数Cの関係を示す。図で 係数aと係数Cとは、ほぼ比例関係にあり、この関係は 大雑把に言えば(3)式(図-9実線)で近似できるとと思われる。(3)式は、 $\varepsilon$ の初期発生が大きければ それに対応して $\Delta U$ の発生も大きいことを示す。

$$C = 4(a - 0.1) \dots\dots (3)$$

(4) セン断時の応力経路

セン断時の応力経路の表現には 幾つかの方法があるが以下では $Q \sim P$ ( $P = P'/\rho$ ,  $P'$ :平均有効主応力)の応力空間を考える。極限応力状態を $\bar{P}$ ,  $\bar{U}$ ,  $\bar{Q}$ で表わすと前記の仮定1および仮定2より (4), (5)式を得る。



$$\bar{Q} = 1/b, \quad \bar{U} = 1/d \quad \dots\dots (4)$$

$$\bar{P} = 1 + 1/3b - 1/d \quad \dots\dots (5)$$

もし、 $\Delta u$ および $\delta$ が完全に双曲線で表現されるなら、試料は極限状態即ち図-10の点 $\bar{F}$ で破壊する。しかし、実際の試料は同図点 $\bar{F}$ で破壊する。この点については(5)で考察する。なお、図-10で T S Pは全応力経路、E S Pは有効応力経路を示し、Mは  $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$  で表わされる。E S Pは Roscoeの言う降伏曲面<sup>6)</sup>に対応する曲面 — 本実験は 限界状態(タイレイトンソーがゼロで変形が進行する状態)までセン断していないので、限界状態線は決定できない — であり、 $P \sim \delta$ 図で等比直線が原点を通る直線となるという Roscoeの主張は 前記仮定1および仮定2により自動的に満足されていることを付言しておく。

図-11に I-50の試料の応力経路を示す。図の実線は (1)および(2)式より求めた曲線である。点 $\bar{F}$ は (4)および(5)式より求めた点、点 $F$ は実際の破壊点である。図に見られるように、混合土-I, IIに対しては、仮定1および仮定2に基づいて計算した曲線は 実際のデータとかなり良く一致した。

混合土-Vの応力経路は、図-11とは異なりS字状となった。この傾向は、図-12に示すようにビート法によるR-100の試料においても現れることから、ビート法の影響と考えられ、ビート法による試料の応力経路は、過圧密粘土の応力経路に類似していると言える。図-12の実線は、仮定1および仮定2に基づいて計算した応力経路である。この試料は比較的近似が良い方であり、混合土-Vの他の試料では近似が悪かった。これは 次の2点が原因であると考えられる。

①  $S_u$ と $R$ とが原点を通る直線とならず  $S_u$ 軸と切片を持つため、 $\delta_f/R_0$ 値と  $2S_u/R_0$ 値とが異なる。この傾向は、ビート法による試料の場合特に顕著であり、三田地の報告<sup>7)</sup>でもこの切片が出ている。正規化した場合 この切片の影響が大きいことは仮定1の欠点であり、今後の問題点として残る。

② ビート法による試料の場合、 $\Delta u$ に減少の傾向がある(3参照)が、この減少は仮定2の双曲線式によつては近似できない。— 仮定2の問題点。

以上の問題点は、ここでは問題点として挙げるに止める。

### (5) 強度定数

双曲線近似の仮定(仮定1, 仮定2)から 極限応力状態は (4), (5)式に示したように  $\bar{Q}$ ,  $\bar{P}$ ,  $\bar{U}$ で与えられる。この状態は図-10の点 $\bar{F}$ に対応するが、実験結果は同図点 $F$ で破壊を示す。Kondner は 実際の破壊応力 $\delta_f$ と極限応力 $\delta_{ult}$ との比を破壊比と定義した。彼に倣い、 $R_f$ および $R_{f0}$ を(6), (7)式により定義する。

$$R_f = \delta_f / \delta_{ult} \quad (\delta_{ult} = \delta_{E=0}) \quad \dots\dots (6)$$

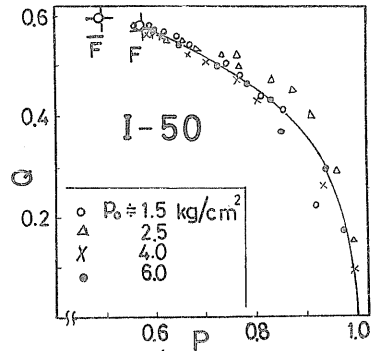


図-11

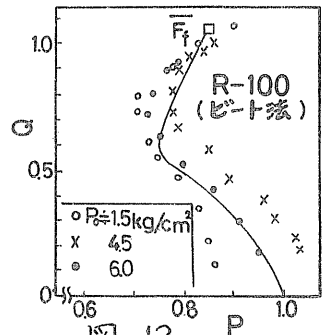


図-12

$$R_f = \Delta U_f / \Delta U_{ult} \quad (\Delta U_{ult} = \Delta U_{E=60}) \quad \dots\dots (7)$$

$R_f$ の値は、混合土-I, IIの $R = 80 \sim 40\%$ で0.95, I-30で0.85, II-30で0.80,  $R_f$ の値は $R_f$ より小さく $R_f = (0.9 \sim 1.0)R_f$ の範囲にあったが、ここでは $R_f = 0.9R_f$ を採用した。混合土-Vの $R_f, R_f$ は $R$ に無関係に0.85~0.95であったので、簡単のため $R_f = R_f = 0.9$ を採用した(以上仮定3)。

一般に $A_f$ は土により一定値をとることが知られている。そこで、係数 $b$ と係数 $d$ (④)(②式)の関係を図-13に示す。図より、 $b$ が増加するにつれ、つまり砂分が多くなるにつれ(図-6参照)、 $d$ は減少する( $\Delta U_f$ が増加する)傾向にある。この傾向は、非常にゆるい砂の $A_f$ が大きい(④参照)事実と対応している。図-13より(⑧)式(図の実線)が成立すると仮定する(仮定4)。

$$d = 0.6(4 - b) \quad \dots\dots (8)$$

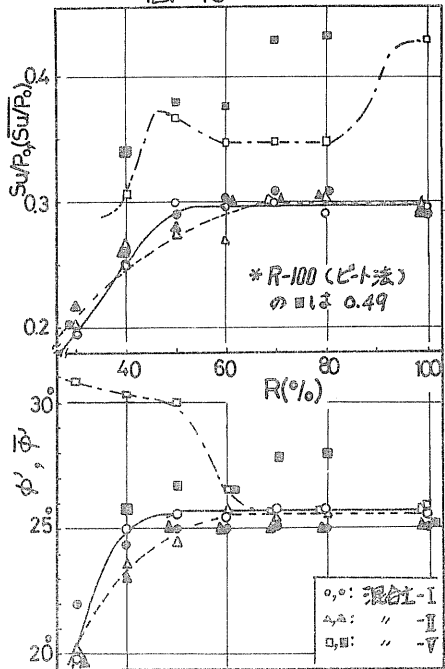
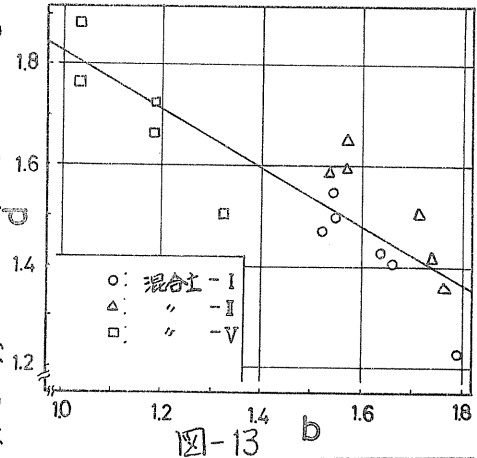
今、(仮定1)~(仮定4)を用い計算によって得た破壊時の応力状態を点 $\bar{P}_f = (\bar{P}_f, \bar{Q}_f)$ とすると、(④)~(⑧)式より(⑨)式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \bar{Q}_f &= R_f/b \\ \bar{P}_f &= 1 + R_f/b - 1.5 R_f/(4-b) \end{aligned} \right\} \dots\dots (9)$$

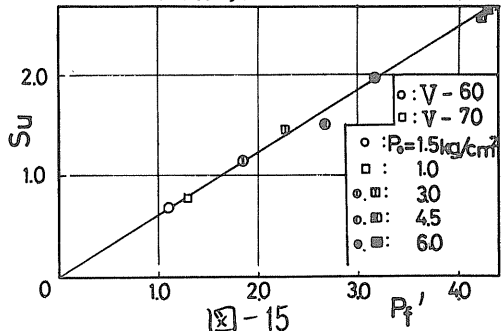
図-14は、(⑨)式より算出した $\phi$ および $(\bar{S}_u/R)$ ( $\sin \phi = 3(\bar{Q}_f/\bar{P}_f) / \{6 + (\bar{Q}_f/\bar{P}_f)\}$ ),  $(\bar{S}_u/R) = \bar{Q}_f/2$ , 図の○, △, □印)と、実験結果から得た $\phi$ および $S_u/R$ (図の○, △, □印)とを示したものである。なお前報<sup>2)</sup>では有効圧密圧力の取り

方に誤りがあったので、ここで御詫びして、図-14のように訂正する。図で計算値と実験結果とは混合土-I, IIについてはかなり良く一致しており、(仮定1)~(仮定4)の妥当性が証明できる。しかし、混合土-Vについては近似が悪く、これは仮定4および(④)の①に原因があるためと思われるが、この点については今後の課題としたい。また、I-30の $\phi$ が $\phi$ より大きめに示しているのは、 $\Delta U$ の算定が大きすぎるためであり、仮定4についてはさらに詳細な検討が必要と思われる。

混合土-I, IIの強度定数についての考察は前報<sup>2)</sup>を参照されたい。ここでは混合土-Vについて考察する。混合土-Vの $S_u/R$ はR-100(ビート法による試料)で0.43であり、V-80~60で0.35と値が小さくなり、V-50で0.37, V-60で0.31と奇妙な変化を示している。一方 $\phi$ の方は、R-100, V-80~70で25.5°, V-60で26.5°, V-50~30で30~31°と、砂分が多くなるにつれて $\phi$ は増加し、 $S_u/R$



の変化とφの変化とは対応していない。これは、次の理由によるものと解釈した。例えば、V-80は、粘土の中に砂が浮いている状態であると考えられ、この砂(グラスビーズ)は粘土粒子間の結合力を弱める作用をし、したがって、R-100(ビート法による試料)の $S_u/P_0$ 値に較べてV-80の $S_u/P_0$ 値は小さくなる。砂分が多くなるにつれて、粘土粒子間の結合力を弱める作用も大きくなるが、一方砂粒子は互いに接触し始め、 $S_u/P_0$ 値は粘土粒子間の結合力と砂粒子間の摩擦力の和で表現されるので、結果として、V-70, 60の $S_u/P_0$ 値はV-80のそれと大差ない値を示すと推察した。V-50の試料になると、砂粒子間の摩擦力のほうが粘土粒子間の結合力に較べ大きくなるので $S_u/P_0$ 値は大きくなる。V-40の試料になると砂粒子間の摩擦力がかなり卓越してきて粘土粒子間の結合力はほとんど無視できるようになる。このような状態では、 $S_u$ は $P_0$ により一義的に決定できず、むしろ破壊時のせん断面上の有効鉛直応力に支配されると考えられる(砂では $\Delta u_f$ は $P_0$ とはほとんど無関係であり、粘土とは異なり、 $\Delta u_f$ と $P_0$ とは比例関係にないと考えられる)。今、V-40の $S_u$ と $P_0$ (破壊時の平均有効主応力)との関係を調べてみるとこれは原点を通る直線となり(図-15参照)、この試料の強度は $P_0$ とは無関係に $P_0$ により支配されていることが分る。V-40の試料では $S_u$ と $P_0$ もある程度は直線となり、 $S_u/P_0$ の値も算出できるが、V-30の試料になると $S_u$ は $P_0$ と全く無関係となり $S_u/P_0$ 値は決定できない。しかし、 $S_u$ と $P_0$ とは原点を通る直線となり(図-15参照)、V-30の試料は完全に砂質土と考えられる。このように、砂質土に近づくにつれ $S_u/P_0$ を定義すること自体が無意味になってくることから、 $S_u/P_0$ 値の不連続な挙動が説明できると思われる。



一方、φは、粘性土と砂質土との区別なく決定できる土質定数であるので、この値はRにより連続的に変化しており、上で述べた解釈はある程度妥当性を持つと思われる。

混合土-I, IIについては、上記のような $S_u/P_0$ 値の不連続な変化は現れていない。この理由は、予圧密法とビート法とでは供試体の構造が異なる(R-100の試料で、前者による含水比は36~47%, 後者によるそれは30~34%)ことにあると思われるが、この点については詳細な検証が必要であり、今後の問題点として残る。

次に、混合土-I, IIでは砂分が多くなるにつれてφは減少するが、混合土-Vでは砂分が多くなるにつれてφが増加している点について考察する。(1)で述べたように、I-30, II-30の試料のφ~ε曲線は図-2曲線-IIIであり、V-30の試料のそれは同図曲線-IVであった。現在、混合土-III(砂分粒径590~1000μ, 供試体作製は予圧密法による)について実験中であるが、この実験によると、III-30の試料のφ~ε曲線は図-2曲線-IIIで表わされるが、ヒズミ10%前後からごく僅かではあるが再びφが増加する傾向(図-2曲線-IV)があり—この傾向は

$R_0$ の大きい試料ほど明らかである —  $\phi$ の増加或いは減少の傾向は、供試体作製方法の違いによるものではないことが分る。I-30, II-30は半沢<sup>2)</sup>の言う構造-II(全体が蜂の巣構造よりなる非常にゆるい砂の構造)の状態にあると考えられる(①参照)。この構造は僅かな $\phi$ が加わっただけで粒子接点が切れ液状化が発生しこのような液状化域は瞬間的に供試体全体に広がる(半沢)。これに対し、III-30は半沢の言う構造I(大きな空洞を有する蜂の巣構造部と比較的密な部分との面構造を有する不均質な構造)の状態にあると考えられる。構造Iのセン断過程はヒズミの小さい間は構造IIと同様であるが、あるヒズミ以上になると比較的密な部分での $\Delta U$ の減少の影響で供試体内の全体的な $\Delta U$ も減少し始め(つまり、有効応力が増加し始め)、 $\phi$ の再上昇が起ると考えられる(半沢)。V-30については、構造Iの蜂の巣構造部がほとんど無視できるほど少なく、かなり小さなヒズミ(0.5~2%)で、比較的密な部分の影響が現れてくると解釈できる。R=30%の試料において砂分の粒径が大きくなるにつれて供試体全体の間ゲキ比が小さくなっていく事実はこの解釈に対する一つの証左と考えられる。上記の解釈がもし妥当であるなら、砂分の粒径が大きくなるにつれて砂分の多い混合土の構造は(構造II)→(構造I)→(ゆるい砂の構造)へと連続的に変化し、 $\phi \sim \epsilon$ 曲線も曲線-IIIから曲線-IV(図-2参照)へと連続的に変化することになる。しかし、これにはさらに綿密な検証が必要であり、今後の実験結果に俟たねばならぬ。

#### (6) 混合土の砂分粒径の影響について

以下では、①~⑤の考察を砂分の粒径によって整理する。但し、現段階では三種類の混合土の結果が出ているだけなので、この整理はかなり限定されている。今、粘性土限界 $R_c$ (これ以下のRでは粘性土とは言えない限界のR)、砂質土限界 $R_s$ (これ以下のRでは間違いなく砂質土と言えるR)を定義し、かつ混合土-Iの $R_c$ ,  $R_s$ を各々I- $R_c$ , I- $R_s$ と表わし、他の混合土についてもこの表記に従うものとする。

表-1に、 $\phi \sim \epsilon$ 曲線,  $\Delta U \sim \epsilon$ 曲線,  $S_u/p_0$ , および $\phi$ の値から判断した $R_c$ ,  $R_s$ の値を示す。なお、V- $R_c$ の値は判断できなかった。これは、次の理由によると思われる。即ち、ビート法による試料では、 $\phi \sim \epsilon$ 曲線はすべて同様の形状となり(①参照)、かつR=100の試料においても $\Delta U$ の減少の傾向があった(③参照)ため、Rの変化による $\phi \sim \epsilon$ , および $\Delta U \sim \epsilon$ の変化が把握できなかった。表-1で、変形特性および間ゲキ水圧特性から判断した $R_c$ の値と強度定数から判断した $R_c$ の値とはかなり異なる(混合土-I, II)。これは、強度には影響を与えない程度の砂分の混入でも変形特性および間ゲキ水圧特性は影響を受けるにためであり、これらの特性が非常に微妙な要因であることが推察され興味深い。しかし、この点を確実にするためには、①間ゲキ水圧測定精度の向上、②セン断初期のヒズミと応力のより正確な測定、の二点が不可欠であり、実験精度の向上が望まれる。なお、V-

表-1

判断要素	混合土-I		混合土-II		混合土-V	
	$R_c$	$R_s$	$R_c$	$R_s$	$R_c$	$R_s$
Q~E	80	30	80	30	-	30
$\Delta U \sim \epsilon$	80	30	80	30	-	30
$\phi'$	50	30	60	30	70	50
$S_u/p_0$	50	30	70	30	80	50

$R_d$ は、 $S_u/p_0$ から判断した値と、 $\phi$ から判断した値とが異なるが、この点については、(5)を参照されたい。

次に $R_0$ について考察する。I- $R_0$ 、II- $R_0$ の値はともに30%であり、変化は見られない。しかし、例えばII-40の試料が非常にゆるい砂でないとは確言できない( $\phi \approx 24^\circ$ ,  $S_u/p_0 \approx 0.26$ ,  $E_f \approx 2\%$ ,  $A_f \approx 1.2$ )。 $\phi \sim \varepsilon$ 曲線、 $du \sim \varepsilon$ 曲線さらに $S_u/p_0$ ,  $\phi$ などの値は、 $R$ の変化につれて連続的に変化する要因であり、この連続的に変化する要因のどの点をもって、非常にゆるい砂と中間土の境界とするかの量的基準が曖昧であり、また、非常にゆるい砂の判断の際に重要な要素となる間ゲキ水圧の測定精度が低いことの二点が問題点として挙げられる。同様のことがV- $R_0$ に対しても指摘できる。つまり、もし間ゲキ水圧の減少をもってゆるい砂の指標とするのであれば、ビート法によるR-100の試料もゆるい砂と判定される。したがって、ゆるい砂の判定基準を量的に与える必要がある。

混合土-I, IIは砂分の増加につれて非常にゆるい砂へ移行し、混合土-Vは砂分が多くなるにつれてゆるい砂へと移行するが、この点については(5)で触れたのと同じく省略する。

#### [4] むすび

応力 $\sim$ ヒズミ曲線、間ゲキ水圧 $\sim$ ヒズミ曲線は、一応双曲線で近似できるが、この近似式には、これまで述べてきたような問題点があり、これからの課題としたい。また、間ゲキ水圧の測定精度の向上、セン断初期の応力 $\sim$ ヒズミの測定精度の向上などの実験技術上の問題点も今後の課題である。さらにビート法による過圧密的效果をどのように処理するかも未解決の点として残されている。

おわりに、東亜建設工業株式会社土質研究室の半沢秀郎・島正憲の両氏には、非常にゆるい砂に関する文献を送って頂いたことを感謝するとともに、考察にあたっては、この文献から引用したことを記し、深謝の意を表す。また、データ整理ならびに混合土-Vの実験にあたっては、本学日野慎介・保田勝滋両君の多大なる協力を得た。記して 謝意を表す。

#### (参考文献)

- 1) 北郷・鈴木他：“砂と粘土の混合土の土質工学的特性”，土質工学会北海道支部技術報告資料第12号，S47.2. pp29~38
- 2) 北郷・奈良：“グラスビーズと粘土の混合土の強度特性”，土木学会第29会議要綱第3部，S49.10.，pp400~401
- 3) 半沢・島：“非常にゆるい砂の非排水セン断特性についての一考察”，土質工学会論文報告集1974年12月号掲載予定
- 4) 北郷・三田地他：“粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響(第3報)”，第8回土質工学会研究発表会，S48.6. pp299~302
- 5) Kendrick R.L.：“Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils”，A S C E vol.89. S.M.I. Feb.1963, pp115~143
- 6) Roscoe & Burland：“On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay”，Cambridge Conference March 1968. pp535~609
- 7) 三田地・北郷：“粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響(第2報)”，土質工学会北海道支部技術報告資料第13号 S48.2. pp13~18



# コーン貫入量とせん断強度に関する実験的研究

函館高等 正員

佐野 佑 彦

同 同

○ 清 水 誠 一

## 1. まえがき

フォールコーン法は粘性土の重要な指標の1つである液性限界(LL)を求める方法として開発され、北政においては実際に利用されている。わが国においては本法の有用性に着目して各種の問題点について研究されつつある。さらには $P_L$ 、クリープの測定に利用しようとする試みもある(11, 12)。筆者はこれまでコーン法の種々の問題点について実験的に説明を迫ってきた。すなわち含水比( $w$ )と貫入量( $P$ )の関係、容器の大きさ $P$ 、LLを決定する基準貫入量の大きさ、LL時のせん断強度 $\tau_f$ についてであり、その他落下重量( $W$ )、コーン先端角( $\theta$ )の変化による貫入特性の違いなどを調べている(4, 6, 7, 8, 9, 10)。

コーン貫入終了時の応力平衡を考えると貫入量の測定によりせん断強度 $\tau_f$ の推定が可能であると予見され、 $w \sim \log \tau_f$ 、 $w \sim \log P$ の曲線がほぼ直線を示すことからこのことを認められる。土質調査などにおいて个々の試料を採取することは容易ではなく、貫入の少量の試料を有効に利用して調査・設計・施工に必要な土質係数を得ることが肝要である。コーン法は測定に要する土量が大量少量をすみ、かつ非常に簡便であり熟練を要しないで $P \sim \tau_f$ の精度の良い関係式を達成することは意義深いことである。

測定する土の柔らかさ、試料の大きさ、etc. のためコーンの重さや先端角を変えて測定する必要性も生ずる。本報告はコーン先端角の違いによる $P \sim \tau_f$ 関係を調べたものである。

## 2. 既成の研究

フォールコーン法を強度推定法として利用しようとする研究はそれほど多くは行われていないようであり、文献(2)による以下のようである。

スウェーデンピストンサンプラー委員会  $\tau_f = \frac{0.9 H_s}{36 + 0.064 H_s} \dots \dots \dots (1)$

S. Hansbo  $\tau_f = K \frac{W}{P^2} \dots \dots \dots (2)$

J. Olsson  $\tau_f = \frac{H_s}{C} \dots \dots \dots (3)$

$\tau_f$ : 原位置ベーン強度(t/cm<sup>2</sup>)  $H_s$ : 相対強度数  
 $K$ : 係数(コーン角度、試料の性質による)  
 $C$ : 係数(fineness number,  $H_s$ による)

筆者の1人も100gr, 90°コーンを用いて次式を得ている(5)。但しこれは繰返レバー

ノ強度である。

$$\tau = \frac{1}{1.2\pi(\pi+2)d^2\beta^2} \frac{W}{P^2} \dots\dots\dots (4)$$

$d^2$ : 動的係数(0.64)  $\beta^2$ : フサビクによる係数(0.41)

Kallsteniusは貫入時の動力学、貫入後の土の塑性平衡状態から

$$W \cdot Cd = \Delta Q + R \dots\dots\dots (5)$$

$W$ : コーンの重さ  $\Delta Q$ : コーンの浮力

$C$ : 動的係数  $R$ : 土の抵抗

が成立すると考え、実験より次の関係を提案している。

$$Cd = 1 + 1.63(P)^{0.23} \dots\dots\dots (6)$$

$$\Delta Q = \gamma \frac{P}{3} (P)^3 (\tan \frac{\theta}{2})^2 \dots\dots\dots (7)$$

$$R = 0.37(P)^3 (\tan \frac{\theta}{2})^{\frac{4}{3}} N^{\frac{1}{3}} C_1 C_2 \dots\dots\dots (8)$$

ここに  $N$ : コーン表面に働く応力と強度の係数

$C_1$ : 時間による係数  $C_2$ : 試料の乱れによる係数

これから

$$\tau_0 = \frac{Q \{1 + 1.63(P)^{0.23}\} - \gamma \frac{P}{3} (P)^3 (\tan \frac{\theta}{2})^2}{0.37(P)^3 (\tan \frac{\theta}{2})^{\frac{4}{3}} N^{\frac{1}{3}} C_1 C_2} \dots\dots\dots (9)$$

さらに 100gr 30° コーンの場合の簡略式として

$$\tau_0 = \frac{3.9 + 0.34 Q \gamma}{(K) P} \dots\dots\dots (10)$$

$Q$ は有効カブリ圧、 $K$ は液性指数 $IL$ によって決まる係数としていた。これによって求めた強度は実測値と大変よく一致すると報告している。

### 3. 応力のつり合い式

土中にコーンが貫入した段階でのコーンに作用している力を考えると図-1のよう応力状態を想定することおできよう。 $Q$ はコーンの支持力、 $C_a$ はコーン表面と土との付着力、 $E_p$ はコーン表面に作用する受働土圧である。貫入終了時には平衡条件より鉛直方向力の総和は零であるから

$$Q - (E_p + C_a) = 0 \dots\dots\dots (11)$$

$Q$ は落下重量 $W$ と動的係数 $C_d$ との積と考えるべきである。付着力はほぼ粘着力に等しい。それゆえ

$$Q = C_d \cdot W \dots\dots\dots (12)$$

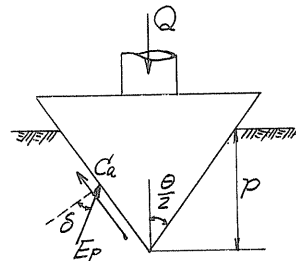


図-1 コーンに作用する応力

$$C_{av} = C_a \cos \frac{\theta}{2} = C_0 \cdot S \cdot \cos \frac{\theta}{2} = C \pi P^2 \tan \frac{\theta}{2} \quad (13)$$

S: コーン上の接触表面積 ( $\pi P^2 \tan \frac{\theta}{2} \times \cos \frac{\theta}{2}$ )

$E_p$ に關してはすべり線を直線とする Rankine 法を用いて

$$e_p = \sqrt{z} \tan^2 (45^\circ + \frac{\theta}{2}) + 2C \tan (45^\circ + \frac{\theta}{2})$$

粘性土では  $\phi = 0$  と考えられるので

$$e_p = \sqrt{z} + 2C \quad (14)$$

したがってコーン表面には次の  $e_p$  が働き、コーン周囲について総計すると  $E'_p$  を得る

$$E_p = \frac{e_p'}{\cos \frac{\theta}{2}} \quad (15)$$

$$E'_p = \int_0^P \frac{1}{\cos \frac{\theta}{2}} (\sqrt{z} + 2C) 2\pi (P - z) \tan \frac{\theta}{2} dz$$

$$= \frac{2\pi \tan \frac{\theta}{2}}{\cos \frac{\theta}{2}} \left( \frac{1}{6} P^3 + CP^2 \right) \quad (16)$$

一方  $E_p = E'_p / \cos \delta \quad (17)$

$$E_{pv} = E_p \sin (\frac{\theta}{2} + \delta) \quad (18)$$

$$\therefore E_{pv} = \frac{2\pi \sin (\frac{\theta}{2} + \delta) \tan \frac{\theta}{2}}{\cos \frac{\theta}{2} \cos \delta} \left\{ \frac{1}{6} P^3 + CP^2 \right\} \quad (19)$$

(12)(13)(19)式を(17)式に代入しC'について解くと

$$C' = \frac{C_0 W - \frac{1}{6} \pi P^3 C_0 \tan \frac{\theta}{2}}{\pi (2C_0 + 1) \tan \frac{\theta}{2} \cdot P^2} \quad (20)$$

$$K' \leq C' = \tan \frac{\theta}{2} + \tan \delta \quad (21)$$

粘性土の掘削壁面マサツ角 $\delta$ は $\delta = 0$ として考えられるので(22)式を得る。

$$C' = \frac{C_0 W - \frac{1}{6} \pi P^3 \tan^2 \frac{\theta}{2}}{\pi (2 \tan \frac{\theta}{2} + 1) \tan \frac{\theta}{2} P^2} \quad (22)$$

(22)式はkallsteniusの(9)式とよく似ている。相違点としては(9)式においては土の種類もコーンの種類により各係数を決定するのに対し、(22)式はどのようなことは表現されていないこととあげられる。しかし後述のように土の種類の影響がかわけられるので係数 $\mu$ を導入することになる。この式の検討のため以下のような実験を行った。

#### 4. 試料付らびに試験方法

4.1 市販粘土4種類とその物理的性質を表-1に示す。粒径はすべて0.42mm以下、Xは湿潤状態であり、その他は乾燥粉末状態であった。貫入量の大小をみるのから小なるものまで幅広く検討するため、層氷比を大きく変化させ液性指数 $LI = 0.5, 0.7, 0.9, 1.1$ に作るよう調整し1週間以上の

表-1 試料土の物理的性質

試料記号	Gs	LL	PL	PI
M	2.580	52.4	35.5	16.9
S	2.575	64.0	27.3	36.7
X	2.555	96.4	40.6	55.8
D	2.529	330.4	36.2	294.2

養生期間を設けた。

4.2 コーン貫入試験 本報告の主題であるコーン先端角( $\theta$ )は60°, 90°, 120°, 150°の4種とした。容器は深さ40mm内径100mmの大きさのものを用いた。これまでの研究によればこの容器の場合にはおよそ表-2に示す値までの貫入を側面・底面の拘束なしに測定できることとなる(4, 8)。なお落下重量は100gr, 200grの2種であって、その他の点については従来と同様である。

表-2 許容最大貫入量  
(深さ40mm内径100mm  
容器)

$\theta$	許容最大貫入量
60°	13.3~20mm
90°	13.3
120°	10
150°	5.0~5.7

4.3 ベーンセン断試験 供試体は深さ120mm径100mmのコーン貫入試験と同層水比で試験した。セン断速度は0.1/secである。非常に柔らかい状態の試料についてはトルクドライバーを利用して良好の結果を得た。

表-3  $I_p$ の比

W	試料	$\theta=60^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=120^\circ$	$\theta=150^\circ$
100gr	M	0.93	1.00	1.20	1.54
	S	1.13	"	1.05	1.04
	X	1.05	"	0.96	1.05
	D	0.86	"	0.87	0.96
200gr	M	1.04	"	1.29	1.97
	S	0.99	"	0.89	1.27
	X	0.77	"	0.88	0.93
	D	1.06	"	0.98	1.06

### 5 実験結果と考察

5.1  $W \sim \log P$ の直線性 従来の研究によれば先端角90°の場合層水比の広範囲にわたっては $W \sim \log P$ 一直線とは行かない(6)。しかしながら狭い範囲に限って

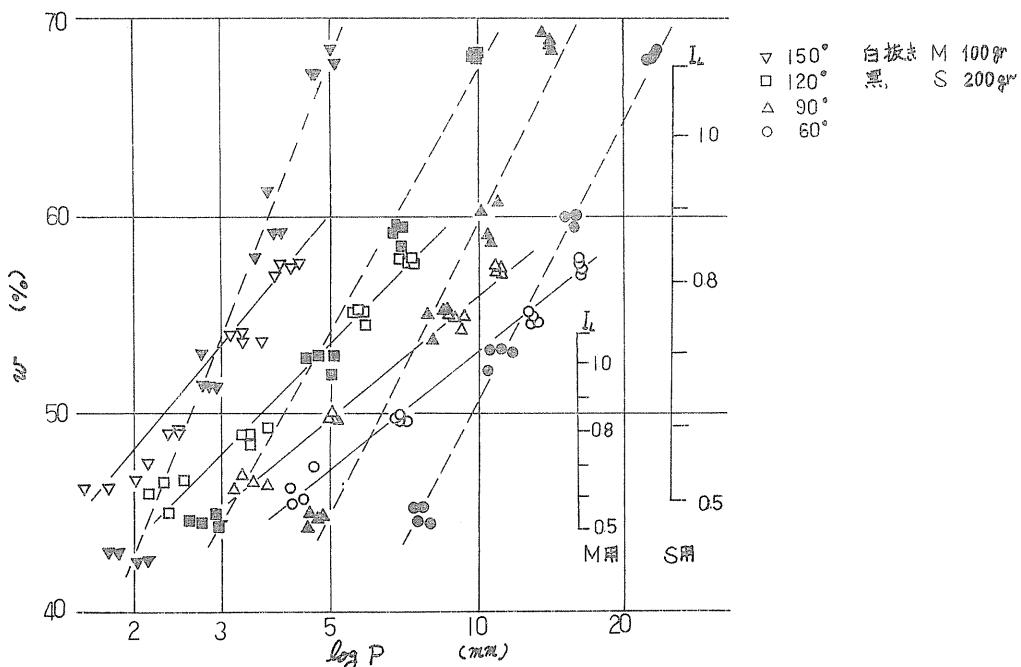


図-2  $W \sim \log P$  関係

とみなし直線とみられることとできる(4頁目)。北緯は30°, 60°, 90°, 120°, 150°コーンをを用いた場合  $W \sim \log P$  は直線と見ると報告している(3)。スウェーデンのフォールコーン法は60°コーンを用いてアインズナンバーを求めているが  $W \sim \log P$  がやはり直線であることによるものである。

本実験結果の一部を図-2に示す。含氷比幅を広くとっているので既報(6)のようにフン曲しているものもあるがほぼ直線と考えられる。直線とみられるものの標準偏差を求めてみたところ0.04~0.006平均で0.033であった。

5.2  $W \sim \log P$  直線の傾き

$W \sim \log P$  直線の傾きを  $I_p$  で表わし貫入指数と呼んでいる。  $I_p$  はLL試験における流動指数  $I_f$  に相当する指標である。先端角  $\theta$  による影響を検討する。  $\theta = 90^\circ$  に対する  $I_p$  を  $I_{90}$  とし他の  $\theta$  の  $I_p$  を計算すると表-3のようになる。図-2をみると分かるように  $\theta$  が変化しても平行のように思われる。文献(3)の図-2においてももっと明らか平行と見えている。しかしながら表-3によると明らかでない場合  $I_p$  が同一でないことが分かる。このことは文献(6)に示したように  $I_p$  の幅が広くあると  $W \sim \log P$  は直線とみられるものではなく、測定点の  $I_p$  のばらつきにより  $I_p$  が左右されてしまうことによるものと考えられる。しかしながら  $I_p$  により一括して検討することは不都合であるので、直接的に貫入量比を比較することが妥当と認められる。なお  $W \sim \log P$  を曲線として見た場合形状はやはり似通っているので  $\theta$  は  $W \sim \log P$  曲線の形状には大きな影響を与えないとみられることとできる。

5.3 貫入量と  $\theta$  の関係

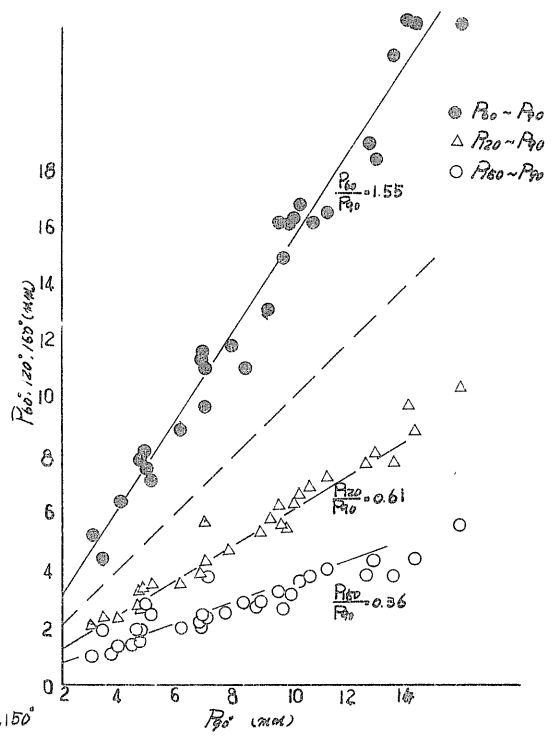
同一含氷比における  $\theta = 90^\circ$  のときの貫入量  $P_{90}$  と他の  $\theta$  の場合の貫入量  $P_\theta$  とは図-3のような関係にある。

図中の直線は各貫入量比の平均でありバラッキがあるが大体の傾向からみれば、  $P_\theta / P_{90}$   $P_\theta$  の大に小に変わりはなく一定値をとるものと考えられる。

前述のように Kallstenius の式によれば  $C_d$  の復元  $F$  によりその大きさが変化すると考えているから貫入量比は一定とは限らない。

一般的傾向として見ると同じ  $P$  (例  $P_{90} \sim P_{90}, P_{120} \sim P_{90}$ ) は相関が良く、遠い  $\theta$  の場合例  $P_{150} \sim P_{90}$  にはバラッキが大きい

図-3



いよであり、同一層氷化でありはから量入量に大なる差のあるときは相違が大きい。この一因として(9)式及び(10)式の $\Delta Q$ の大きさの差が大きくなること、 $C_d$ の値に差が注目することなどが想定される(注:後述するが $\Delta Q$ は無視、 $C_d$ は用一定としてでの計算を行なうこととしている)

5. 4 量入量レシオン断強さ

実測値( $R_1, R_2$ )の同時の $\tau$ を $W \sim \log P$ の関係から求め( $R_1, R_2$ )について整理したものの一部を図-4, 5, 6に示す。 $\log P \sim \log \tau$ は直線を示すデータが多数みられる(図-5)或図-4をみるとゆるいカーブとみやすことが妥当であると考えられる。

$$\tau = a \cdot P^b \quad \dots (23)$$

これにて計算してみるに $b$ の値は-1.5 ~ -3.00, 平均では-1.87程度であった。簡単なため $b = -2$ とみやす(2)式と一致する。(2)式の $a$ を求めてみると図-7が得られる。 $a$ は $\theta$ によって左右されるが、そのみによつては決まらず試料によってその値は変わることは図より分る。このことは図-6及びが予想される。

5. 5 (22)式の検討

(22)式の分子オ2項は(7)式の $\Delta Q$ と一致し、いろいろの $P$ について $\frac{\Delta Q}{W} \times 100$ を計算してみると表-4のようになる。各コーンについて本実験の場合大部分は1%以下であり2%を越えるのはほんの一部である。それゆえ $\Delta Q$ を無視することが可能である。それによつて

$$\tau = \frac{C_d W}{\pi (2 \tan \frac{\theta}{2} + 1)} \quad \dots (24)$$

であり $C_d$ を計算してみると100grのとき0.36 ~ 1.57, 200grのとき0.47 ~ 1.37.

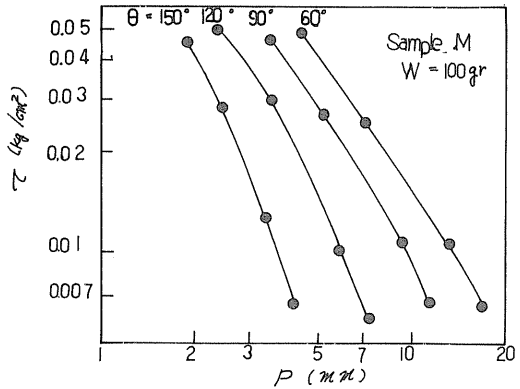


図-4 P ~ τ (θの影響)

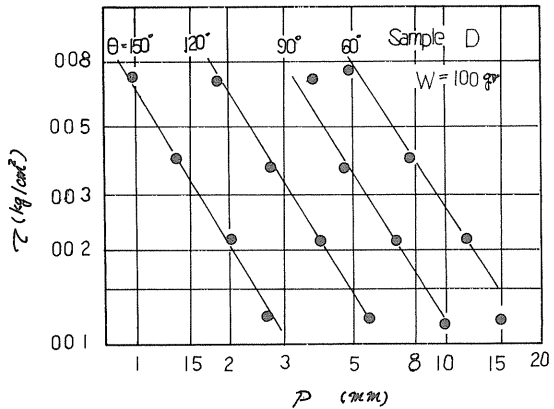


図-5 P ~ τ (θの影響)

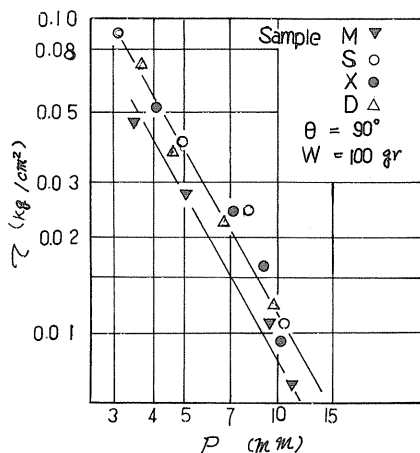


図-6 P ~ τ (試料の影響)

という値が得られた。試料別に見ると $P$ に比例して大きくなる傾向のものもあるが変化しない場合、逆に小さくなる場合などもあり、Kallsteniusの $C_d$ (6)式(表-4)とはその値が大きく異なり、傾向もちがっている。しかし(24)式の $C_d$ が1以下になることは理屈に合っていない。図-6に示したように $\mu$ が決まっても $\theta$ は決定できず、土の種類を考慮に入らなければならない。

$C_d$ の値などの程度であるかをみることは $P$ より $A$ を推測する際重要な因子の一つである。動的自由落下貫入と静的低速度貫入の比をとてみると $C_d$ の値に近似できよう。文献(5)において検討したところによると動的因子 $\alpha^2=0.64$ であった。 $C_d = 1/\alpha^2 = 1.56$ の関係となる。前述のように土の種類による $\mu$ の係数を $\mu$ として(24)式に入れると

$$\mu = \frac{\mu C_d W}{\pi(2 \tan \frac{\theta}{2} + 1) \tan \frac{\theta}{2} P} \dots (25)$$

が導かれる。試料別に $\mu$ を計算してみると表-5のようになり0.46~0.67である。

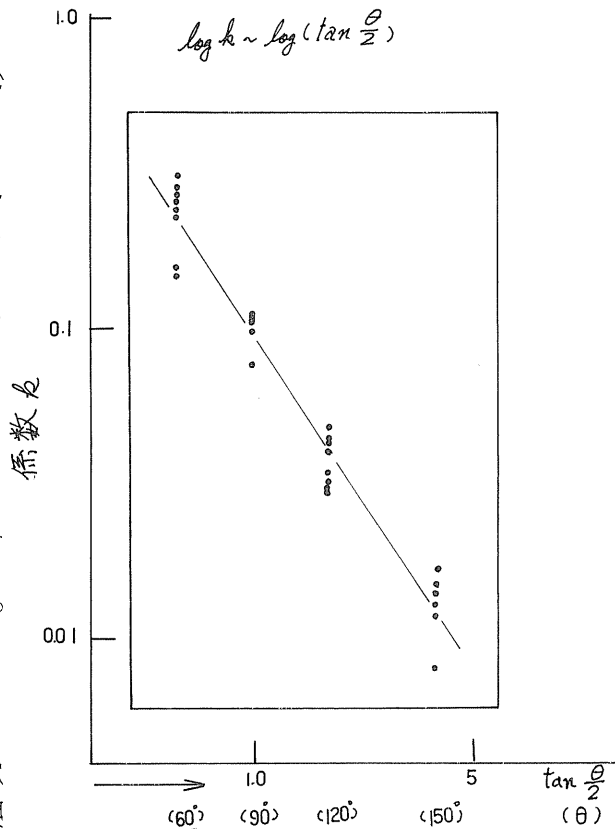


図-7 係数 $\mu$ と $\theta$ の関係

表-4  $P$ の大きさによる $\Delta Q$ の最大値

$\frac{W}{P(\text{cm})}$	$\frac{\Delta Q}{W} \times 100$								(6)式の $C_d$
	100gr				200gr				
	60°	90°	120°	150°	60°	90°	120°	150°	
0.3		0.1	0.0	0.6			0.02	0.30	2.24
0.5	0.1	0.2	0.2	(3.0)		0.11	0.10	1.42	2.39
1.0	0.5	1.5			0.27	0.79	0.78		2.63
1.5	1.7	(5.7)			0.89	2.75			2.79
2.0					2.05				2.91

このμを用いて(25)式により推定したせん断強さを $\tau_c$ とし、パン試験によるせん断強さを $\tau_v$ の差で $-\tau_v$ をプロットして図-8が得られた。 $\tau_c - \tau_v$ は大層小さい値ではあるが $\tau_v$ の値が小さいと相対誤差は20%前後であり、 $P$ の小さい場合にはむしろ大きい誤差が生じている。そのため $P$ を適当な範囲に制約することで推定値の精度を高めることができよう。測定すべき試料は硬軟いろいろありコーン種類を変更しただけでは $P$ を所定範囲に収められない。さらに適切なコーンを選ぶためにはあるコーンの $P$ と別のコーンの $P$ との関係を知らなければならない。

表-5 μ

	90°		平均
	100mm	200mm	
M	0.461	0.459	0.460
S	0.658	0.673	0.666
X	0.643	0.644	0.644
D	0.593	0.581	0.587

落下重量 $W$ を変更した場合に(25)式により

$$P_1/P_2 = \sqrt{W_1}/\sqrt{W_2} \quad \dots\dots(26)$$

が得られ、これは文献(7)などで報告した結果と全く同一である。

失効角 $\theta$ を変更した場合に(25)式から同様にして

$$P_1/P_2 = \sqrt{(2 \tan \frac{\theta_1}{2} + 1) \tan \frac{\theta_1}{2}} / \sqrt{(2 \tan \frac{\theta_2}{2} + 1) \tan \frac{\theta_2}{2}} \quad \dots\dots(27)$$

が得られる。(27)式の右辺を計算すると表-6のようになり、実験結果と大変よい一致を示している。この場合にも貫入量が小さすぎる150°コーンとの関係は他のコーンの場合に比し相関が弱いことが観察される。

表-6 貫入量 $P$ と失効角 $\theta$ の関係

	実験値	(27)式の右辺
$P_{90}/P_{90}$	1.55	1.55
$P_{90}/P_{90}$	0.61	0.62
$P_{150}/P_{90}$	0.36	0.31
$P_{90}/P_{150}$	2.49	2.49
$P_{90}/P_{150}$	4.46	5.04
$P_{200}/P_{150}$	1.78	2.02

(26)(27)式を利用して適度の貫入量 $P(5 \sim 10 \text{ mm})$ にはるよりに $W, \theta$ を選ぶことができる。 $\mu$ の値が土の種類によりどのような値をとるべきかについてはLL, PLが大きい要因であることが推定されるから本実験からは決定できずはった。

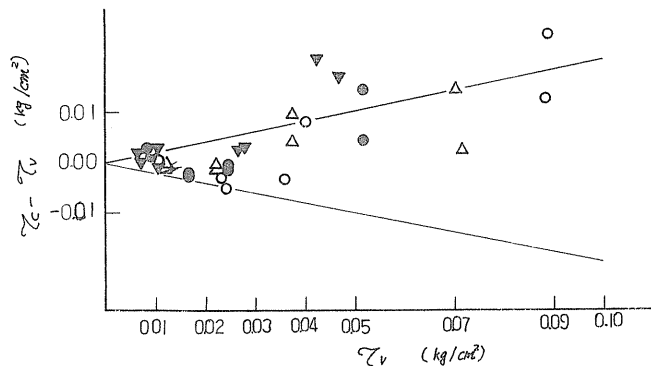


図-8 実験値と推定値の比較



## 6. まとめ

1. 先端角 $\theta$ が変化しても $W \sim \log P$ 関係は大きい変化をうけない。
2.  $\log P \sim \log \tau$ は直線なゆるい曲線であり本実験の場合 $P$ より $\tau$ を推定する際の誤りは少ない。
3. Kallsteniusの式と相似の $P \sim \tau$ 関係式がコーン貫入時の塑性平衡状態から導かれ、本実験データとは良く一致した。しかしながら係数 $M$ については更に詳細な検討を要する。
4.  $R/R_2$ は $\sqrt{(\tan^2 \frac{\theta}{2} + 1) \tan \frac{\theta}{2} / (\tan^2 \frac{\theta_2}{2} + 1) \tan \frac{\theta_2}{2}}$  にほぼ一致すること。
5.  $P$ から $\tau$ を推定するには $P$ の大きいもの、 $P$ の小さいものは精度が落ちるので中間値(5~10 mm)を利用することをお勧めする。そのためには(26)(27)式を利用することができる。

本報告に使用したデータは宇野壽博、高山成水両氏が昭和48年度卒業研究として筆者らの指導のもとに行ったものである。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

1. Hansbo, S., 1957. A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test. SGI N.14
2. Kallstenius, T., 1963. Studies on clay samples taken with standard piston sampler. SGI No 21
3. 北郷 繁, 1966. 液性限界測定法に関する実験. 土と基礎 Vol. 14 No. 19
4. 北郷 益田 佐野, 1967. 液性限界測定法に関する実験的研究. 土と基礎 Vol. 15 No. 12
5. 佐野: 北郷, 1969. コーンによる土の破壊機構. 技術報告資料 No. 9
6. 佐野, 1970. フォールコーンの貫入量と含水比との関係について. 技術報告資料 No. 10
7. 佐野, 1971. フォールコーン重量とコーン貫入量との関係について  
才6回土質工学研究発表会
8. 佐野 清水, 1971. フォールコーンにおける貫入深さの影響  
才26回土木学会講演会
9. 佐野 清水, 1972. フォールコーン法における先端角の影響  
才27回土木学会講演会
10. 佐野 清水, 1973. フォールコーン法における先端角、落下重量の影響  
才28回土木学会講演会
11. 鈴木輝久, 1974. フォールコーン法による液性塑性限界の同時測定(才2報)  
才29回土木学会講演会
12. 箭内寛治, 1974. 円錐貫入法による乱れた土の流動性の推定(才2回)  
才9回土質工学研究発表会



## 圧密・膨張による飽和粘土の非排水強度特性について

北大工学部 ○三田地利之  
" " 北郷 繁  
佐藤工業(株) 川島 崇則  
北大工学部 武田 覚

### [1] はしがき

飽和した正規圧密粘土地盤に掘削を行なうような場合、土かぶり圧の減少によって粘土は膨張し、せん断強度は時間とともに減少していく。このような場合の安定計算は $\phi_u = 0$ 法では危険であって、いわゆる長期安定問題として $c'-\phi'$ 法を用いるべきであるとされてきた。 $c'-\phi'$ 法による場合、破壊時の間ゲキ水圧が既知でなければならぬが、せん断破壊は非常にゆっくりした速度で起こるものと考へて、間ゲキ水圧として静水圧あるいは定常透水による圧力を用いるのが普通である。

しかし、実際の粘土地盤の破壊が排水試験の際のようにせん断による過剰間ゲキ水圧が常に消散しているというような遅い速度で起こっているとは考へられない。また、過圧密粘土の強度常数、特に $c'$ の値を精度よく求めることは困難であるとされている。著者らの経験でも、 $K_0$ 条件下で圧密および膨張させた試料についての非排水三軸圧縮試験の結果から、データに忠実に強度常数を求めると $c'$ の値が負になることがあった<sup>1)</sup>。もちろんこれには試験実施上の技術的な問題がからんで来ることではあるが、過圧密粘土の $c'$ 、 $\phi'$ を求めることの困難さを示す一つの例証となるであろう。

以上のことから、安全側を考へるならば吸水膨張による粘土の非排水強度 $S_u$ の減少率を求めておいて、これを用いて $\phi_u = 0$ 法で計算するのが実用的であろう。

本研究は、乱した飽和粘土を用いて、三軸セル内で $K_0$ 条件および等方応力条件下で圧密・膨張させた試料についての非排水せん断強度の変化を調べ、正規圧密状態の試験結果を用いて過圧密状態の粘土の非排水強度を推定する手法を示したものである。なお、本研究の実験結果の一部は第9回土質工学研究発表会において発表している<sup>2)</sup>。

### [2] 過圧密状態における $S_u/p$ 値

過圧密状態の粘性土の非排水強度 $S_{un}$ と膨張時の鉛直有効主応力 $P_2$ との比 $S_{un}/P_2$ 値と正規圧密粘土の強度増加率 $S_{u1}/p_1$ 値との関係を導くために、つぎのような仮定を設ける(四-1参照)。

仮定: 1) 正規圧密状態での圧密終了時の含水比と鉛直圧密圧力の関係 $w \sim \log p$ は直線関係を示し、しかもその傾きすなわち圧縮指数 $C_c$ は応力系に関係なく一つの土について固有のものとする。

2) 過圧密状態での膨張終了時含水比と鉛直膨張圧力との関係 $w \sim \log P_2$ は直線とみなすことができ、かつその傾度すなわち膨張指数 $C_e$ は応力系の違いにかかわらず一つの土に固有のものとする。

3) 正規圧密状態の圧密終了時含水比と破壊時の有効応力  $P_f (= (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2)$  との関係、 $w \sim \log P_f$  は直線関係を示し、その勾配は圧密時の応力系に無関係に一定で  $C_c$  に等しいとする。

4) 過圧密状態の膨張終了時含水比と破壊時の有効応力  $P_{fs} (= (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2)$  の関係  $w \sim \log P_{fs}$  は過圧密比10程度までの範囲で直線とみることができ、この勾配を  $C_f$  とする。

上記の仮定にもとづいて  $S_{un}/p_n$  と  $S_{u1}/p_1$  の関係を導いてみよう。

まず、Hvorslevの破壊規準により、図-2のモールの応力円から次の関係が得られる。

$$S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = C_e \cdot \cos \phi_e + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \phi_e$$

$$= \kappa \cdot \sigma'_e \cos \phi_e + P_f \cdot \sin \phi_e \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 $\kappa$  は粘着力係数、 $\phi_e$  は有効マサツ角、 $\sigma'_e$  は等価圧密圧であるが、等価圧密圧としては鉛直有効主応力を採用する。

図-3は前記の仮定による  $w \sim \log p$  (&  $P_s$ )、 $w \sim \log P_f$  (&  $P_{fs}$ ) の関係を示したものであるが、この図からつぎの関係が得られる。

$$w_a - w_b = C_c \log P_b/p_a = C_s \log P_b/p_c = C_f \log P_{fb}/P_{fc}$$

ここで

$$\lambda = C_s/C_c, \quad \mu = C_f/C_c, \quad n = P_b/P_c \quad (n: \text{過圧密比}) \quad \text{----- (2)}$$

とおけば次式を得る。

$$P_b/p_a = n^\lambda, \quad P_{fb}/P_{fc} = n^\mu \quad \text{----- (3)}$$

C点における膨張圧力  $P_e$  と非排水強度  $S_{uc}$  との比  $S_{uc}/P_e$  は、C点に対応する等価圧密圧が  $p_a$  であることを考慮して、(1)式からつぎのように表わすことができる。

$$S_{uc}/P_e = \kappa \cdot P_a/p_c \cdot \cos \phi_e + P_{fc}/P_c \cdot \sin \phi_e \quad \text{----- (4)}$$

一方、(2)、(3)式から

$$P_a/p_c = n^{1-\lambda}, \quad P_{fc}/P_c = P_{fb}/P_b \cdot n^{1-\mu} \quad \text{----- (5)}$$

これを(4)式に代入すると

$$S_{uc}/P_e = \kappa \cdot n^{1-\lambda} \cos \phi_e + P_{fb}/P_b \cdot n^{1-\mu} \sin \phi_e \quad \text{----- (6)}$$

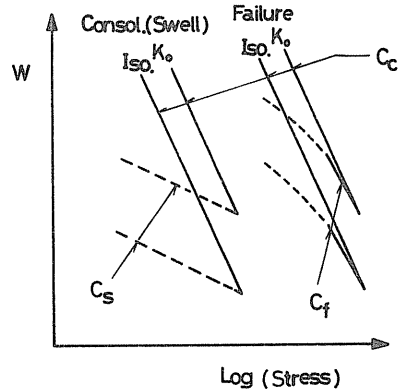


図-1 含水比～有効応力関係の仮定

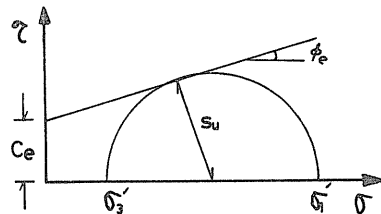


図-2 Hvorslevの破壊規準

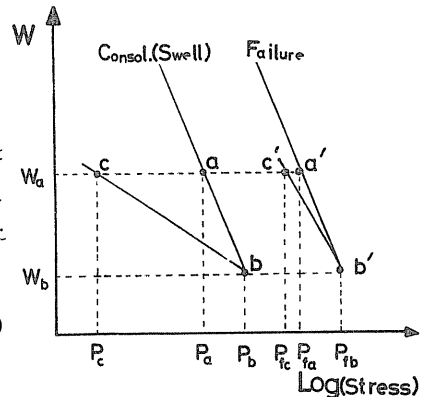


図-3 含水比と有効応力関係

また、正規圧密状態にある土の  $S_u/p$  値は

$$S_{u/p_0} = k \cdot \cos \phi_e + p_{b_0}/p_0 \cdot \sin \phi_e \quad \text{----- (7)}$$

(6) 式で  $n \leq 10$  の範囲で  $\lambda \doteq \mu$  とすれば

$$S_{u/p_0} \doteq (k \cdot \cos \phi_e + p_{b_0}/p_0 \cdot \sin \phi_e) n^{1-\lambda} \quad \text{----- (8)}$$

となる。よって (7), (8) 式から、一般に

$$S_{u/p_n} = S_{u/p_1} \cdot n^{1-\lambda} \quad \left( \begin{array}{l} \text{サファイックス } n, 1 \text{ はそれぞれ} \\ \text{過圧密・正規圧密状態を表わす} \end{array} \right) \text{---- (9)}$$

(9) 式は前記の 1) ~ 4) の仮定と  $\lambda \doteq \mu$  の条件が満足されれば、圧密および膨張時の応力系に無関係に成立する。

### [3] 実験

#### 3-1 実験の種類

本研究では、乱した飽和粘土を用いて下記の 4 種の非排水三軸圧縮試験を行なった。

- 1) 等方圧密非排水試験 (CIU 試験): 2, 4, 6  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の 3 種類の側圧で等方的に圧密し、非排水試験を行なう。
- 2) 等方圧密等方膨張非排水試験 (CIRIU 試験): 6  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の側圧で等方的に圧密したあと、3 ~ 4 種類の過圧密比で等方的に膨張させ、非排水試験を行なう。
- 3)  $k_0$  圧密非排水試験 (CK<sub>0</sub>U 試験): 0.8, 1.5, 3, 4  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の 4 種類の側圧で  $k_0$  圧密した後非排水試験を行なう。
- 4)  $k_0$  圧密  $k_0$  膨張非排水試験 (CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験): 4  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の側圧で  $k_0$  圧密した後、側圧を 3 ~ 4 種類に下げて  $k_0$  条件のもとで膨張させて非排水試験を行なう。

上記 3), 4) の  $k_0$  条件での圧密・膨張には自動  $k_0$  圧密装置<sup>3)</sup>を用いて、側方変位のないように軸圧を調整した。また、すべての試験について 1  $\text{kg}/\text{cm}^2$  のバックプレッションを圧密過程から適用した。CK<sub>0</sub>U, CK<sub>0</sub>RK<sub>0</sub>U 試験の圧密過程では側圧を最初 0.05  $\text{kg}/\text{cm}^2$  ずつ段階的に増加させ、その後徐々に側圧増分を大きくして圧密を行なった。したがって、例えば最終側圧 4  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の  $k_0$  圧密終了までに約 6 日間を要した。CIU, CIRIU 試験の圧密過程では、 $k_0$  圧密の際の側圧の上げ方に近づける意味で段階的に載荷することとし、例えば最終側圧 6  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の場合の等方圧密に要する時間は 3 日間である。なお、 $k_0$  圧密、等方圧密ともに、最終圧密圧に到達してから圧縮試験開始までの時間は 24 時間とした。

等方膨張過程では側圧を一挙に所定圧まで下げる方式をとり、 $k_0$  膨張過程では 3 ~ 4 段階に分けて所定圧まで下げた。ただし、膨張に要する時間は側圧の段階数に無関係に 24 時間とした。

非排水圧縮過程でのヒズミ速度はすべての供試体について 0.05 %/min とし、供試体下端で間ゲキ水圧の測定を行なった。

### 3-2 試料および供試体

本実験に用いた試料は表-1に示す3種の乱した自然粘土である。試料の調整および供試体の作製法はつぎのようである。まず自然含水比状態の試料をときほぐし、蒸留水に浸して泥水状にし、420 $\mu$  フリイを通

過させる。これを約1ヶ月放置したのち、ソイルミキサーに投入し、泥水を攪拌脱気する。これを真空で $\phi 165\text{mm}$ 、高さ350mmの圧密容器にひき入れ、 $0.8\text{kg/cm}^2$ の圧力で予圧密する。圧密時間はおよそ4日間。これから $\phi 50\text{mm}$ 、高さ120mmの内筒供試体を切り出す。供試体のセットは水中で行ない、供試体上下端におけるマサツを軽減するためにシリコングリースを塗布したメンブレンを用いた。また、圧密中の排水は放射方向に強制した。

#### [4] 実験結果

##### 4-1 圧密圧力と含水比の関係

Henkel<sup>4)</sup>は正規圧密状態での圧密圧力と含水比の関係について、同一平均主応力での含水比は応力の異方性に無関係に一義的に決まるという結果を得た。著者らの過去の研究においても同様の結果が得られている。<sup>5), 6)</sup>

図-4は本実験から得られた圧密(膨張)圧力と含水比の関係の一例を試料No.1について示したものである。正規圧密状態の試験結果についてみると、同一平均主応力 $\sigma_{mc}'$ での含水比はCIUの方がCKoUよりも高い。この傾向は他の2試料についても同じである。

ここで、著者らの従来の試験法と本研究における方法との相違点をあげると、

- 1) 供試体作製法：以前の方法はボーテイングおよび真空押出法<sup>7)</sup>と呼ばれるもので、締固めに近い方法で作製した。
  - 2) K<sub>0</sub>圧密法：従来は側方ヒズミ指示器<sup>5)</sup>を用いて側方変位を許さないように手動で軸圧を調整した。側圧は一挙に所定圧まで上げ、圧密時間は24時間とした。
- 以上の2点を考慮すると、供試体の初期状態、圧密条件とともに本実験法の方がより自然状態に近いと考えられるから、実験結果の信頼性が高いと言えよう。

ちなみに、赤井<sup>8)</sup>は同一平均主応力における体積ヒズミはK<sub>0</sub>圧密の方が等方圧密よりも大きいとしており、Kaera<sup>9)</sup>は同一平均主応力における含水比は主応力比 $\sigma_{ic}'/\sigma_{sc}'$ の増大とともに減少するとしている。このことは、含水比が圧密時の平均主応力のみの関数ではなく、主応力比にも依存することを意味する。このほか

試料	W <sub>L</sub> (%)	L <sub>p</sub> (%)	G <sub>s</sub>	採取地
NO.1	52	21	2.70	空知郡北村字大頓(下層)
2	51	21	2.72	夕張郡栗山町鶴山
3	72	32	2.69	札幌市苗穂豊平川右岸

表-1 試料の物理的性質

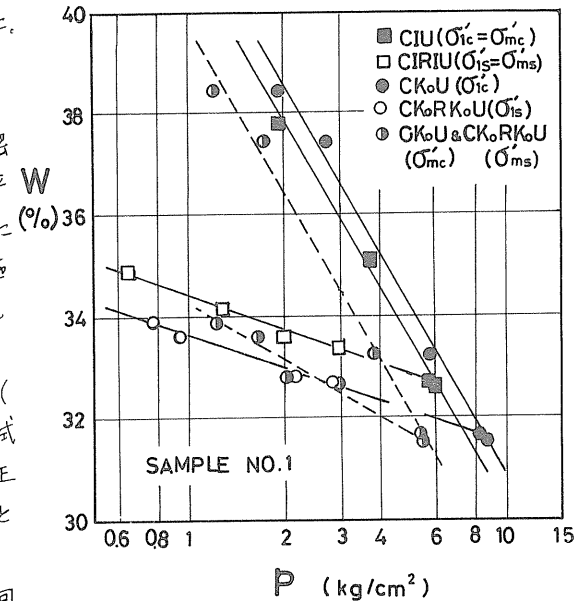


図-4 圧密(膨張)圧力と含水比の関係

Lewinら<sup>10)</sup>, Campanellaら<sup>11)</sup>も本実験のデータと同様の結果を得ている。  
 なお、蛇足ながら、Henkelら<sup>4)</sup>は自らの実験結果について“このような結果が得られたのは、むしろ偶然のこととみなすべきであろう”と述べている。

以上の議論はさておいて、四-4の正規圧密状態の圧密圧力～含水比の直線はすべて平行とみなすことができ、直線の傾きすなわち圧縮指数  $C_c$  は応力条件に無関係に一定とみることができ、これは、前記の1)の仮定の妥当性を示すものである。

つぎに膨張時の圧力  $\sigma'_s$  と含水比の関係に注目すると、今回の実験範囲 ( $n \leq 10$ ) では  $w \sim \log \sigma'_s$  の関係はほぼ直線とみなすことができ、膨張時の圧力として鉛直有効主応力  $\sigma'_s$  を考えた場合の CIRIU と  $CK_oRK_oU$  の直線は平行となっている。したがって膨張指数  $C_s$  が一定となり、仮定2)を満足する。さらに、圧縮指数  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  との比  $\lambda$  は、圧密(膨張)圧力として鉛直有効主応力をとれば応力条件に無関係にほぼ一定値となる。本実験結果から  $\lambda$  の値を計算すると、試料NO. 1, 2, 3 に対してそれぞれ 0.20, 0.16, 0.11 となる。

4-2 静止土圧係数  $K_o$

静止土圧係数  $K_o$  は  $K_o$  条件による圧密または膨張終了時の有効主応力の比である。表-2 に本実験から得られた正規圧密状態の  $K_o$  の平均値と有効応力によるせん断抵抗角  $\phi'$  を示した。

Sample	$K_o$			$\phi'$ (°)	
	Observ.	Eq.(10)	Eq.(12)	CIRIU	$CK_oU$
NO. 1	0.45	0.40	0.43	37.2	35.1
2	0.45	0.43	0.45	35.1	34.9
3	0.47	0.41	0.44	36.1	34.0

表-2 静止土圧係数  $K_o$  とせん断抵抗角  $\phi'$

Jaky は  $K_o$  値と有効応力によるせん断抵抗角  $\phi'$  との関係として

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad \text{----- (10)}$$

の式を提案し、Brookerら<sup>13)</sup> は正規圧密粘土に対しては

$$K_o = 0.95 - \sin \phi' \quad \text{----- (11)}$$

の方がよく合うとしている。しかし、両提案式とも圧密終了時の  $K_o$  値と破壊時の有効せん断抵抗角  $\phi'$  とを関係づける点において疑問の余地があるとされている。<sup>8)</sup>

山口<sup>14)</sup> は  $K_o$  値を平衡状態における土粒子間の真のマツウ角  $\phi_u$  で表現する式を導き、 $\phi_u$  と  $\phi'$  を Casaguet の式<sup>15)</sup> で関連づけることにより、次式を得た。

$$K_o = \frac{1 - 0.404 \tan \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad \text{----- (12)}$$

表-2 には CIRIU 試験から得ら

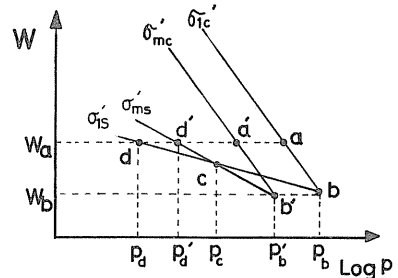


図-5 圧密(膨張)圧力と含水比の関係

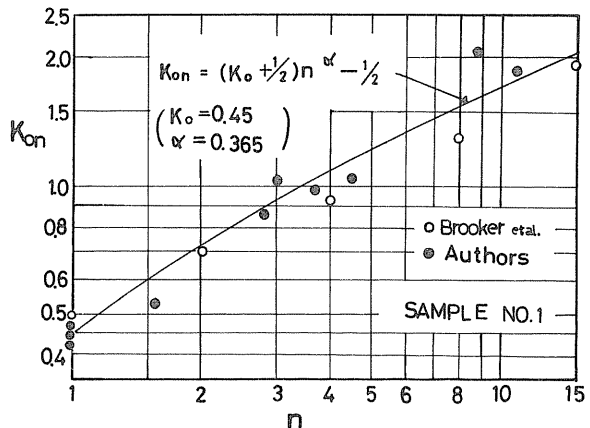


図-6 過圧密比による  $K_o$  値の変化

れた  $\phi$  を用いて (10), (12) 式により計算した  $K_0$  値を示してある。これらと実測値を比較すると、山口の提案式にやや近いといえよう。

過圧密状態での  $K_0$  値に関する研究では Brooker らのものが有名であるが、彼らは過圧密比  $n$  と塑性指数  $I_p$  の関数として  $K_0$  値を表わすことができるという実験結果を得ている。

ここでは正規圧密状態の  $K_0$  値が既知のものとして、過圧密状態の静止土圧係数  $K_{on}$  値を過圧密比  $n$  の関数で表わすことを考えてみよう。  
 図-5は前出の図-4を模式的に表わしたものである。この図から

$$w_a - w_b = C_{s1} \log \frac{P_b}{p_d} = C_{sm} \log \frac{P'_b}{p'_d} \quad \text{----- (13)}$$

ただし、 $C_{s1}$ 、 $C_{sm}$  はそれぞれ、膨張時の圧力を鉛直有効主応力、平均有効主応力で表わした場合の膨張曲線  $\bar{b}d$ 、 $\bar{b}'d'$  の傾きである。また、

$$p'_b = \frac{P_b(1+2K_0)}{3}, \quad p'_d = \frac{P_d(1+2K_{on})}{3}, \quad \frac{P_b}{P_d} = n \quad \text{----- (14)}$$

の関係があるから、(14) 式を (13) 式に代入して整理すると、

$$K_{on} = (K_0 + \frac{1}{2}) \cdot n^{(1 - C_{s1}/C_{sm})} - \frac{1}{2} \quad \text{----- (15)}$$

一方、C点で  $\bar{b}d$ 、 $\bar{b}'d'$  線が交差することから、

$$C_{s1} \log \frac{P_b}{p_c} = C_{sm} \log \frac{P'_b}{p'_c} \quad \text{----- (16)}$$

ここで、 $\frac{P_b}{p_c} = n_1$  ( $n_1$  は  $\bar{b}d$ 、 $\bar{b}'d'$  が交差する点における過圧密比) --- (17)

とおけば、(14)、(16)、(17) 式から

$$C_{s1}/C_{sm} = 1 + \frac{\log \frac{1+2K_0}{3}}{\log n_1} \quad \text{----- (18)}$$

これを (15) 式に代入すると

$$K_{on} = (K_0 + \frac{1}{2}) n^\alpha - \frac{1}{2} \quad \text{----- (19)}$$

ただし、

$$\alpha = - \frac{\log \frac{1+2K_0}{3}}{\log n_1} \quad \text{----- (20)}$$

一例として、試料 No.1 について (19) 式による  $K_{on}$  の計算値と実測値を比較したものが図-6である。ただし、正規圧密状態の  $K_0$  値は表-2から 0.45、 $n_1$  の値は図-4から 3.5と読み取り (20) 式に代入して  $\alpha = 0.365$  を得て  $K_{on}$  を算出した。図中の白丸は、Brookerらの実験値から  $I_p = 21$  に対する  $K_0$  値をプロットしたものである。

このように過圧密状態の  $K_0$  値を  $n$  の関数で表わすことができるが、 $K_0$  膨張試験を行わずに  $n_1$  の値を得る方法を見出すことが今後の課題である。

#### 4-3 破壊時の間ゲキ圧係数 $A_f$ について

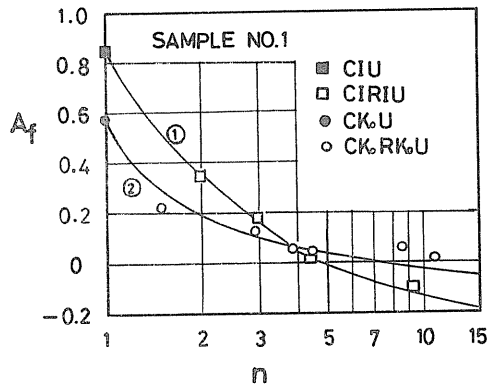


図-7 過圧密比と破壊時間ゲキ圧係数



Skempton の間ゲキ係数  $A$  の値は過圧密比の増加とともに減少する傾向があり、また、正規圧密状態においても圧密時の応力条件が等方的か異方的かによってその値が異なることが知られている。図-7 は本実験から得られた破壊時の間ゲキ係数  $A_f$  と過圧密比  $n$  の関係を試料 No. 1 について示したものである。この図から  $A_f$  の値は圧密圧力の異方性と過圧密比の両者の組合せで大きく変化することがわかる。なお、正規圧密状態の  $A_f$  の値は圧密圧力の異なる試験から得られた  $A_f$  の平均値である。等方圧密の場合は比較的  $A_f$  値の分散が少なく、0.72 から 0.98 の値を示し、平均値 0.86 である。一方、 $K_0$  圧密の場合は  $A_f$  値のバラツキが大きくて最小値が 0.41 から最大値 0.81 まで変化する。これは主応力差のピークを生ずるとズミが一定でない<sup>16)</sup> ことによるものである。すなわち、主応力差のピークが初期に発生した場合には、間ゲキ水圧の発生が少ないため、 $A_f$  の値が小さく計算されるわけである。このように破壊ヒズミの異なることを無視して  $A_f$  の平均値をとると 0.58 となる。

図-7 の中の曲線はつぎのようにして求めたものである。[2] で仮定したように  $\lambda \doteq M$  の近似が成り立つとすれば  $C_c \doteq C_f$  であるから、図-2 で  $P_a = P_{fc}$  となる。 $K_0$  条件での試験を考えると、 $P_a$ ,  $P_{fc}$  は鉛直圧密(膨張)圧力  $P_a$ ,  $P_c$  と  $K_0$ ,  $A_f$  値および非排水せん断強度  $S_u$  を用いて次式のように表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} P_a &= P_a \{ K_0 + A_{fa} (1 - K_0) \} + S_{ua} (1 - 2A_{fa}) \\ P_{fc} &= P_c \{ K_{0c} + A_{fc} (1 - K_{0c}) \} + S_{uc} (1 - 2A_{fc}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

Hvorslev の規準から考えて、同一含水比で同一有効応力 ( $P_a = P_{fc}$ ) ならば、 $S_{ua} = S_{uc}$  となる。これと、(9) 式の関係を (21) 式に代入すれば、一般式として  $n \leq 10$  の範囲で

$$A_{fn} = \frac{A_{f1} \{ 1 - P/2S_{u1} (1 - K_0) \} - P/2S_{u1} (K_0 - K_{0n} \cdot n^{\lambda-1})}{1 - P/2S_{u1} (1 - K_{0n}) \cdot n^{\lambda-1}} \dots\dots\dots (22)$$

を得る。等方条件の場合は、 $K_0 = K_{0n} = 1$  とおけば

$$A_{fn} = A_{f1} - \frac{P}{2S_{u1}} (1 - n^{\lambda-1}) \dots\dots\dots (23)$$

(23) 式に  $A_{f1} = 0.86$ ,  $S_{u1}/P_1 = 0.42$ ,  $\lambda = 0.20$  を代入して計算した結果が図中の曲線①である。 $K_0$  条件の場合は (19)(20)(22) 式を組合せ、 $A_{f1} = 0.58$ ,  $S_{u1}/P_1 = 0.40$ ,  $\lambda = 0.20$ ,  $K_0 = 0.45$ ,  $n_1 = 3.5$  とし計算すると曲線②が得られる。

CIRIU 試験の結果に比して、CKoRkoU 試験の実験値と計算値のずれが大きいのは、 $A_{f1}$  の値にかなりバラツキがみられるのに平均値を用いて計算したからである。

#### 4-4 破壊時の有効応力

図-8 は破壊時の含水比(非排水試験であるので、圧密終了時もしくは膨張終了時含水比と同じ)と破壊時有効応力  $P_f$  (or  $P_{fs}$ ) の関係の一例を示したものである。この図から、正規圧密状態の破壊時有効応力と含水比の関係は直線と示され、しかもその勾配は圧密圧力-含水比線の勾配  $C_c$  に等しいことがわかる。これは [2] で設けた仮定の 3) を満足するものである。なお、 $K_0$  条件での  $A_{f1}$  の値にバラツキ

があるのに、破壊時有効応力 $\sigma'_c$ ～含水比関係が直線と表わされるのは、矛盾しているように見える。しかし図-9に示すように、CKoUの場合せん断中に発生する間げき水圧はCIUの場合の約40%である。したがって $A_f$ 値のバラツキは破壊時の有効応力 $\sigma'_c$ にそれほど影響しないことになる。

一方、過圧密状態の有効応力 $\sigma'_c$ ～含水比関係は $n=10$ 程度まではほぼ直線関係とみなすことができ、しかもその勾配 $C_f$ は近似的に $C_c$ に等しいとよいようである。このことは $\lambda$ と $\mu$ の仮定が許されることを意味する。

#### 4-5 非排水強度 $S_u$ と鉛直圧密(膨張)圧力 $p$ の関係

図-10は $S_u$ と $p$ ( $\sigma'_{ic}$  or  $\sigma'_{is}$ )の関係の一例を示したものである。正規圧密状態での $S_u/p$ の値は3試料ともCIUの方が大きく、その差は5~12%であって(表-3参照)、既往の実験結果と一致している。(4)5)17)

図-11は膨張時の鉛直有効主応力 $p_n$ ( $\sigma'_{is}$ )に対する非排水強度の比 $S_u/p_n$ と過圧密比 $n$ との関係を両対数紙上にプロットしたものである。图中的破線はLadd<sup>(18)</sup>による $S_u/p_n \sim \log n$ の関係を本図中にプロットし直したものである。このデータは本実験のCKoRKoU試験に相当するものである。この図から $\log S_u/p_n \sim \log n$ は直線関係を示し(試料NO.2のデータはNO.1と重なるため省略した)、しかもCKoRKoUとCIRIUの直線は平行とみてよい。したがって、 $n \leq 10$ の範囲では $S_u/p_n$ と $n$ の関係は次式で表わすことができる。

$$\left(\frac{S_u}{p_n}\right)_I = \left(\frac{S_u}{p_1}\right)_I \cdot n^\beta$$

---- (24)

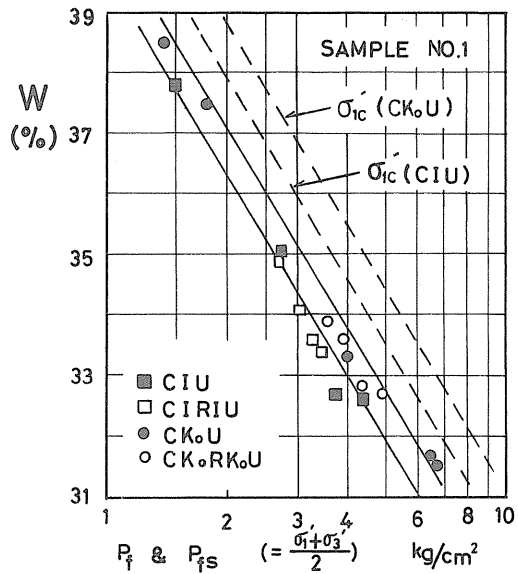


図-8 含水比と破壊時有効応力の関係

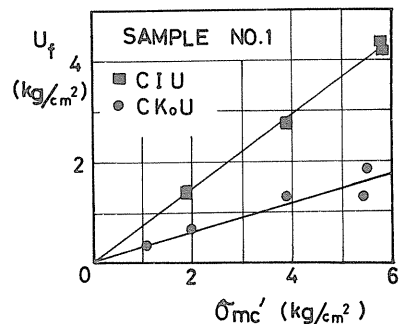


図-9 平均圧密圧力と破壊時間げき水圧

TEST	SAMPLE NO.		
	1	2	3
CIU	0.42	0.36	0.41
CKoU	0.40	0.34	0.36

表-3 圧密による強度増加率 $S_u/p$

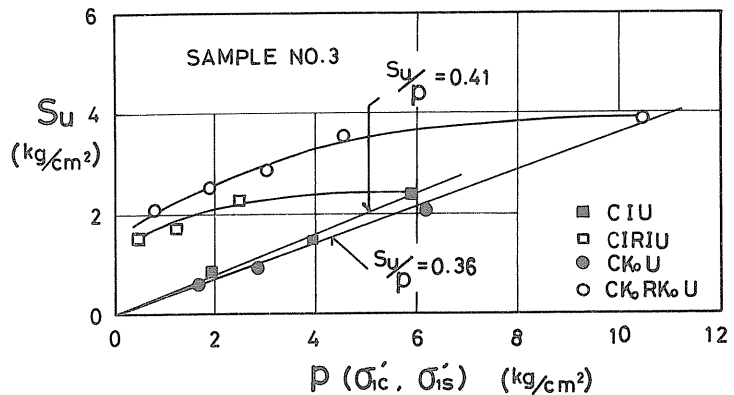


図-10 圧密(膨張)圧力と非排水強度の関係

$$\left(\frac{S_{un}}{p_n}\right)_{k_0} = \left(\frac{S_{u1}}{p_1}\right)_{k_0} \cdot n^\beta \quad (25)$$

ただし、サフィックス I,  $k_0$  は等方条件、 $k_0$  条件を表わし、 $\beta$  は  $\log S_{un}/p_n \sim \log n$  直線の勾配である。

(24), (25) 式は (9) 式と全く同形であって  $\beta$  は  $(1-\lambda)$  に相当する。ちなみに、これらの値を比較したものが、表-4 である。この表から  $\beta$  と  $(1-\lambda)$  がかなりよい対応を示していることがわかる。したがって、 $(S_{u1}/p_1)_E$  と  $(S_{u1}/p_1)_{k_0}$  の関係が確立されれば、正規圧密状態の等方圧密非排水試験から得られる  $(S_{u1}/p_1)_E$  と標準圧密試験によって得られる  $n$  の値を用いて、 $n \leq 10$  までの任意の過圧密比を持つ粘土の原位置非排水強度  $S_{un}$  を計算することができるといえる。

著者は以前に  $(S_{u1}/p_1)_E$  の値から  $(S_{u1}/p_1)_{k_0}$  を推定する方法を提案した<sup>6)</sup>。これは、圧密時の平均主応力と含水比の関係が応力の異方性に無関係に一義的に決まるという過去の実験結果に基づいたものである。しかし、本実験によって上記の関係が必ずしも満足されないということがわかった。このため、以前の推定法はその根拠を失ったことになる。

そこで、従来の実験結果をもとにして、 $(S_{u1}/p_1)_E$  と  $(S_{u1}/p_1)_{k_0}$  との関係を大まかに簡単な形で表わすことを考えよう。従来の内外の研究結果から<sup>4) 5) 11) 19)</sup>、 $(S_{u1}/p_1)_E$  と  $(S_{u1}/p_1)_{k_0}$  の差は大きい場合で 20% であるから、安全側をとって  $(S_{u1}/p_1)_{k_0} \doteq 0.8 (S_{u1}/p_1)_E$  とするとうまの関係が得られる。

$$\left(\frac{S_{un}}{p_n}\right)_{k_0} \doteq 0.8 \left(\frac{S_{u1}}{p_1}\right)_E \cdot n^{1-\lambda} \quad (26)$$

#### [5] 過圧密粘土の原位置強度推定法

(26) 式を用いることにより、比較的実施の容易な試験から、過圧密状態の粘土

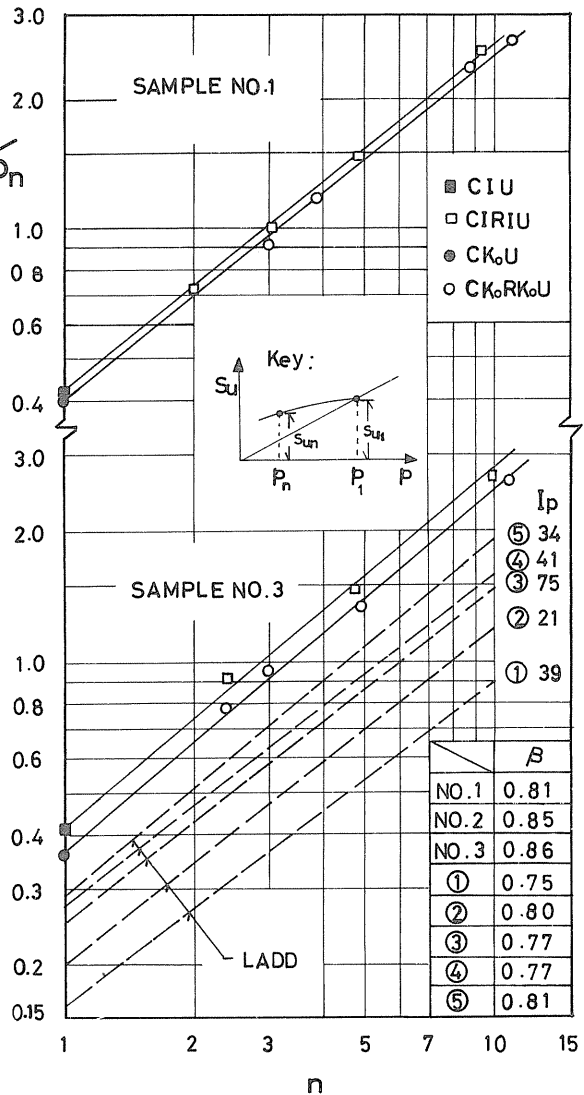


図-11 膨張による非排水強度の変化

Sample	1-λ	β
NO.1	0.80	0.81
2	0.84	0.85
3	0.89	0.86

の原位置強度を推定することができ。その手順は以下のようである。

- 1) 現場から採取した試料を先行圧密以上の数段階の圧力で等方的に圧密し、非排水せん断試験をすることによって正規圧密状態の強度増加率  $(S_{u1}/p_1)_E$  を求める。
- 2) 採取試料について標準圧密試験を行ない、圧縮指数  $C_c$ 、膨張指数  $C_s$  を求め、入値を計算する。
- 3) 1), 2) によって求められた  $(S_{u1}/p_1)_E$ ,  $\lambda$  および強度を推定しようとする地盤の過圧密比  $n$  を (26) 式に代入することによって原位置強度の推定値と有効土かぶり圧の比  $(S_{u1}/p_n)_{k0}$  が得られる。

以上は、三軸圧縮試験と標準圧密試験を行なうことにより比較的精度よく原位置強度を推定しようとする場合に用いるべき手順である。しかし、これらの試験がいつでも手軽に行なえるというものではない。そこで、さらに簡単かつ短期間でできる試験から大きっぱに推定する方法を考えてみよう。

- 1) 正規圧密状態とみなされる試料についての一軸強度と土かぶり圧とから  $0.8 \cdot (S_{u1}/p_1)_E$  に相当する値を求める。すなわち、 $\frac{8u}{2p_1} \doteq (S_{u1}/p_1)_{k0}$  とみるわけである。これは、従来の安定解析と実績のあったものが  $S_u = \frac{8u}{2}$  と仮定した場合が正しい<sup>1)</sup> ことによる。
- 2)  $(1-\lambda)$  の値を試料の塑性指数に関係なくおおよそ  $0.8$  とする。これは、本実験の結果および Ladd の実験結果によれば、 $(1-\lambda)$  の値が  $0.75 \sim 0.86$  の間にあって、塑性指数が  $20 \sim 70\%$  の土では  $1-\lambda \doteq 0.8$  としてもさほど大きな誤差を生じないと考えられるからである。(例えば、 $1-\lambda$  を  $0.8$  とし、 $n=10$  の時算出した  $S_{u1}/p_n$  の違いは  $\pm 10\%$  程度)
- 3)  $(S_{u1}/p_n)_{k0} \doteq \frac{8u}{2p_1} \cdot n^{0.8}$  として過圧密比に応じて  $(S_{u1}/p_n)_{k0}$  を算出する。

[6] あとがき 本文は川島の修士論文ならびに武田の卒業論文のために行なわれた実験結果の一部をとりまとめたものである。粘土試料の採取に際しては道内の各機関に御協力頂いた。記して謝意を表する。

(参考文献)

- 1) 三田地・上田; 異方圧密粘土の強度特性について、土木学会第24回年次学術講演会概要集第3部, 1969
- 2) 三田地・北郷・川島; 過圧密粘土の非排水せん断強度について、土質工学会第9回研究発表会講演集, 1974
- 3) 三田地・北郷・唐平; 粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響(第3報)、土木学会第8回研究発表会講演集, 1973
- 4) Henkel, D.J. & T.A. Sousa; The Influence of Stress History on Stress-Strain Behavior in Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP 361, 1963
- 5) 三田地・能登・上田; 飽和粘土の強度におよぼす圧密の影響について、土質工学会北海道支部技術報告資料第10号, 1970
- 6) 北郷・三田地・吉沢・唐平; 粘性土のせん断力に伴う応力変化について、" " " " 第12号, 1972
- 7) 北郷・三田地・上田; 未圧密飽和粘土の供試体作製法、" " " " 第9号, 1969
- 8) 赤井・足立; 有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密について、土木学会論文集 113号, 1965
- 9) Khara, R.P. & R.J. Krizek; Strength Behavior of an Anisotropically Consolidated Clay, High. Res. Rec. No. 190, 1967
- 10) Lewin, P.I. & J.B. Burland; Stress-Strain Experiments on Clay, Geotechnique Vol. 20, No. 1, 1970
- 11) Campanella, R.G. & Y.P. David; A Simple Triaxial Cell, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 3, 1972
- 12) 最上武雄編; 土質力学, 第5章 土のせん断, 技報堂, 1969
- 13) Brooker, E.W. & H.O. Ireland; Earth Pressures at Rest, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 3, 1965
- 14) 山口栢樹; 粘土圧縮に関する二・三の考察, 第27回土木学会年次学術講演会概要集 第3部, 1972
- 15) 最上武雄編; 土質力学, 第8章 粒状体の力学, 技報堂, 1969
- 16) 北郷・三田地・前川; 平面ひずみ条件下での粘性土のせん断力, 土木学会第29回年次学術講演会概要集 第3部, 1974
- 17) 中瀬・小林・勝野; 圧密および膨張による飽和粘土のせん断力, 港湾技術研究所報告 Vol. 8, No. 4, 1979
- 18) Ladd, C.C. & F. Roger; New Design Procedure for Stability, Proc. ASCE, Vol. 100, GT7, 1974
- 19) Ladd, C.C.; Stress-Strain Behavior of Anisotropically Consolidated Clay, Proc. 6th Int. Conf. on SMFE, Canada, Vol. 1, 1965

# 透水性基礎の浸透流に対する境界の影響について

北見工業大学 佐渡公明

## 1. まえがき

構造物の基礎を穿る浸透流は、自由水面の現われない被圧流となる場合が多く、各種の境界条件に対し、Muskat<sup>(1)</sup>, Polubarimova-Kochina<sup>(2)</sup>, Weaver<sup>(3)</sup>等が等角写像を用いて解いている。しかしこれらは、下図、図-1(a)の $z$ 平面に於る構造物より上流側透水面AF及び下流側透水面BMが無限大の場合に限られている。本論文では水路ライニングとか不透透物質により図-1(a)のFG, MJのような不透透面がある場合を扱い、カットオフの深さや位置、透水層の厚さ、透水面AF及びBMの長さ等各種の境界条件による、揚圧力、構造物下流端B点での動水勾配(クイックサンド現象を支配する)への影響をSchwartz-Christoffel変換を用いて解析しようとするものである。尚この問題はカットオフ1本の場合についてChawla<sup>(4)</sup>により取扱われている。

## 2. Schwartz-Christoffel変換の適用

図-1(a)の物理平面( $z = x + iy$ )は、透水性地盤上のダムを表わしており、図中の記号は次の通りである。

- H; ダム上下流の水位差
- T; 透水層の厚さ
- e; 2本のカットオフ間の距離
- b<sub>1</sub>; カットオフd<sub>1</sub>より上流側不透透面EAの長さ
- b<sub>2</sub>; カットオフd<sub>2</sub>より下流側不透透面CBの長さ
- f<sub>1</sub>; ダム上流側の透水面AFの長さ(更に上流に不透透面FGがある)
- f<sub>2</sub>; ダム下流側の透水面BMの長さ(更に下流に不透透面MJがある)
- d<sub>1</sub>; カットオフCDの深さ
- d<sub>2</sub>; カットオフPQの深さ
- G; -∞
- J; +∞

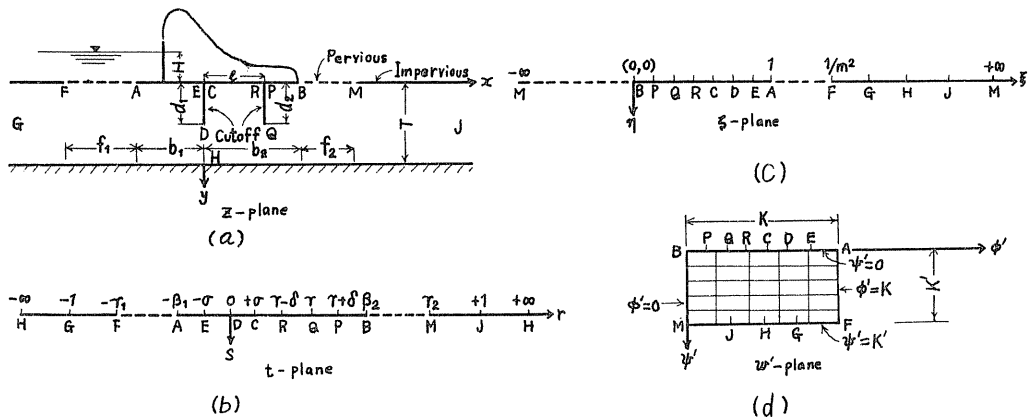


図-1 Schwartz-Christoffel変換

z-plane の等方性透水層内の流れは、次のラプラスの方程式で表わされる。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{----- (1)}$$

$\phi$ ; 速度ポテンシャル =  $kh$   
 $k$ ; 透水係数  $h$ ; ピエゾ水頭

本論文では上式を直接解く代わりに、等角写像を用いて解くのである。

即ち図-1に於て、(a)の z-plane の透水層は、Schwarz-Christoffel変換により(b)の t-plane ( $t = r + is$ ) の実軸より下の半平面 ( $s \geq 0$ ) に写像されこの半平面 ( $s \geq 0$ ) は一次変換により(c)の  $\zeta$ -plane ( $\zeta = \xi + i\eta$ ) の半平面 ( $\eta \geq 0$ ) に写像される。一方(d)の w-plane ( $w = \phi + i\psi$ ) の長方形は Schwarz-Christoffel変換により(c)の半平面 ( $\eta \geq 0$ ) に写像される。かくして z-plane の透水層領域を w-plane の長方形に写像する関数が見出される。

ここで  $\phi, \psi$  は  $w = \phi + i\psi$  を複素ポテンシャルとして次の変換をしたものである。

$$\phi' = \frac{\phi}{kH} K \quad \text{----- (2)}$$

$q$ ; 透水層単位幅当りの浸透流量  
 $K$ ; 母数  $m$  に対する第1種完全楕円積分

$$\psi' = \frac{\psi}{q} K' \quad \text{----- (3)}$$

$K'$ ; 補母数  $m$  に対する第1種完全楕円積分  
 $m = \sqrt{1 - m^2}$

これより w-plane の長方形の流水場が透水層内の流れを表わすことになり、直線 AF, BM が夫々  $\phi = kH, 0$  の等ポテンシャル線を、直線 AEDCRQPB 及び FGHJM が夫々  $\psi = 0, q$  なる流線を示す。

次に写像関数を見出す方法を略述する。まず図-1(a)の z-plane の透水層領域を t-plane の下半平面に写像する関数は Schwarz-Christoffel 変換により

$$z = C_1 \int_0^t \frac{\lambda(\lambda - \delta) d\lambda}{(\lambda^2 - 1)\sqrt{(\lambda^2 - \sigma^2)\{\lambda - (\delta - \delta)\}\{\lambda - (\delta + \delta)\}}} + C_2 \quad \text{----- (4)}$$

ここで両平面の対応は

点	A	B	C	D	E	F	G	H	J	M	P	Q	R
z-plane	$-b_1$	$b_2$	0	$id_1$	0	$-(b_1 + fi)$	$-\infty$	$iT$	$+\infty$	$(b_2 + f_2)$	$e$	$(etid_2)$	$e$
t-plane	$-\beta_1$	$\beta_2$	0	0	$-\sigma$	$-\gamma_1$	-1	$\pm\infty$	+1	$\gamma_2$	$(\delta + \delta)$	$\delta$	$(\delta - \delta)$

(4)式は楕円積分であるが、これを計算に便利なように母数  $k$  が  $0 \leq k \leq 1$  になるルジャンドル・ヤコビの標準形で表わすと

$$z = C_1 \frac{2\alpha(\sigma - \gamma + \delta)}{A} \left\{ \left[ 1 + \frac{(1-\gamma)(1-\alpha)}{2e_1} - \frac{(1-\gamma)(1-\alpha)}{2e_3} \right] (u_2 - u_1) \right. \\ \left. + \frac{(1-\gamma)\{(1+\alpha) - \frac{e_2(1-\alpha)}{e_1^2}\}}{2} \left\{ f(S_2^2, e_1, e_2) - f(S_1^2, e_1, e_2) + \frac{e_1}{e_2} \left[ \Pi(amu_2, \left(\frac{e_1}{e_2}\right)^2, k) - \Pi(amu_1, \left(\frac{e_1}{e_2}\right)^2, k) \right] \right\} \right. \\ \left. - \frac{(1+\gamma)\{(1+\alpha) - \frac{e_4(1-\alpha)}{e_3^2}\}}{2} \left\{ f(S_2^2, e_3, e_4) - f(S_4^2, e_3, e_4) + \frac{e_3}{e_4} \left[ \Pi(amu_2, \left(\frac{e_3}{e_4}\right)^2, k) - \Pi(amu_1, \left(\frac{e_3}{e_4}\right)^2, k) \right] \right\} \right\} + id_1 \quad \text{----- (5)}$$

ここで

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sigma(\delta - \sigma + \delta)}{\delta(\delta + \sigma - \delta)}} \quad k = \frac{1 - \sqrt{\delta^2(\sigma - \delta)^2}}{1 + \sqrt{\delta^2(\sigma - \delta)^2}} \quad A = \frac{2\{(\delta - \sigma)^2 - \delta^2\}}{(1+k)} \sqrt{\frac{\sigma}{\delta}}$$

$$\zeta_1 = \frac{a + \alpha(\gamma - \delta)}{-a + \alpha(\gamma - \delta)} \quad \zeta_2 = \frac{-(1 + \alpha)t + a + \alpha(\gamma - \delta)}{(1 - \alpha)t - a + \alpha(\gamma - \delta)}$$

$$f(\zeta, e_1, e_2) = \frac{1}{2\sqrt{\{k^2(\frac{e_2}{e_1})^2 - 1\} \{(\frac{e_2}{e_1})^2 - 1\}}} \log_e \left\{ \left[ 2k^2\left(\frac{e_2}{e_1}\right)^2 - (1 + k^2) \right] \frac{[2\{k^2(\frac{e_2}{e_1})^2 - 1\} \{(\frac{e_2}{e_1})^2 - 1\} - 2\sqrt{\{k^2(\frac{e_2}{e_1})^2 - 1\} \{(\frac{e_2}{e_1})^2 - 1\} \{k^2\zeta^2 - (1 + k^2)\zeta + 1\}}]}{\{\zeta^2 - (\frac{e_2}{e_1})^2\}} \right\}$$

$$e_1 = a - \alpha(\gamma - \delta) - (1 - \alpha) \quad e_3 = a - \alpha(\gamma - \delta) + (1 - \alpha)$$

$$e_2 = a + \alpha(\gamma - \delta) - (1 + \alpha) \quad e_4 = a + \alpha(\gamma - \delta) + (1 + \alpha)$$

$U_1 = \text{Sn}^{-1}(\zeta_1, k)$        $\text{Sn}$  ; ヤコビのイス・I 又 関数  
 $U_2 = \text{Sn}^{-1}(\zeta_2, k)$        $\text{am}$  ; 振幅関数  
 $C_1 = \text{定数}$        $\Pi$  ; ルジャンドル・ヤコビのオノ種楕円積分

$a, \gamma, \delta, C_1$  は次の4条件を(5)式に代入して決まる。

$$t = \pm \infty \text{ で } z = i\tau \quad t = \pm \infty \text{ で } z = 0$$

$$t = \gamma \pm \delta \text{ で } z = b \quad t = \gamma \text{ で } z = b + id_2$$

同じく  $\beta_1, \beta_2, \gamma_1, \gamma_2$  は次の条件で決まる。

$$t = \beta_2 \text{ で } z = b_2 \quad t = \gamma_2 \text{ で } z = (b_2 + f_2)$$

$$t = -\beta_1 \text{ で } z = -b_1 \quad t = -\gamma_1 \text{ で } z = -(b_1 + f_1)$$

さて(5)式は複雑な式であるが、右の図-2に示すカットオフ1本の場合について  $z$ -plane と  $t$ -plane (P, Q, R 点を省く) の写像関数を全く同様に求めると次式となる。

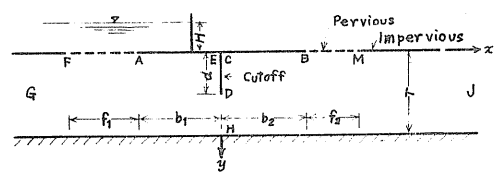


図-2 カットオフ1本の  $z$ -plane

$$t = \text{Cos} \left( \frac{\pi d}{2T} \right) \sqrt{\tan^2 \frac{\pi d}{2T} + \tanh^2 \frac{\pi z}{2T}}$$

..... (6)

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \text{Cos} \frac{\pi d}{2T} \sqrt{\tan^2 \frac{\pi d}{2T} + \tanh^2 \frac{\pi b_1}{2T}} \\ \beta_2 &= \text{Cos} \frac{\pi d}{2T} \sqrt{\tan^2 \frac{\pi d}{2T} + \tanh^2 \frac{\pi b_2}{2T}} \\ \gamma_1 &= \text{Cos} \frac{\pi d}{2T} \sqrt{\tan^2 \frac{\pi d}{2T} + \tanh^2 \frac{(b_1 + f_1)\pi}{2T}} \\ \gamma_2 &= \text{Cos} \frac{\pi d}{2T} \sqrt{\tan^2 \frac{\pi d}{2T} + \tanh^2 \frac{(b_2 + f_2)\pi}{2T}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

この写像関数(6)式は、文献(4)にあるものと一致する。次に図-1(b), (c)に示す  $t$ -plane と  $z$ -plane の対応関係に於て、両平面の下半平面の写像関数は次の一次変換で表わされる。

$$\zeta = \frac{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - t)}{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - t)} \dots\dots (8) \quad m^2 = \frac{(\gamma_1 + \gamma_2)(\beta_1 + \beta_2)}{(\gamma_1 + \beta_2)(\beta_1 + \beta_2)} \dots\dots (9)$$

最後に図-1(d)の $w'$ -Planeと(c)の $\zeta$ -Planeの写像関数であるが、対応関係は

点	F	A	B	M
$w'$ -Plane	$K + iK'$	$K$	0	$iK'$
$\zeta$ -Plane	$1/m^2$	1	0	$\pm\infty$

Schwartz-Christoffel変換を使うと

$$w' = C_1 \int_0^\zeta \frac{d\lambda}{\sqrt{(\lambda - \frac{1}{m^2})(\lambda - 1)\lambda}} + C_2 \dots\dots (10)$$

構造物底に沿う $\psi = 0$ なるAB区間のみを考えると $\zeta$ は $0 \leq \zeta \leq 1$ となり(10)式は

$$\sqrt{\zeta} = \text{Sh}(w', m) \dots\dots (11)$$

結局 $w'$ -Planeを $t$ -Planeに写像する関数は

$$\text{Sh}(w', m) = \sqrt{\frac{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - t)}{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - t)}} \dots\dots (12)$$

図-1(a)の不浸透面FGと $w$ MJが透水面の場合には、夫々(9),(12)式に於て $\gamma_1 \rightarrow \infty, \gamma_2 \rightarrow \infty$ とすればよい。又(12)式は構造物底辺に沿うAB区間に適用できる式であって、これ以外の点で揚圧力、動水勾配、 $\phi, \psi$ を求める場合には、(10)式の積分範囲を変えた別の式を用いなければならない。

### 3. 揚圧力、動水勾配の算定

構造物底辺やカットオフ( $\psi' = 0$ )に沿っての揚圧力を求めるには $w = \phi$ を(12)式に代入して

$$\text{Sh}(\phi', m) = \sqrt{\frac{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - t)}{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - t)}} \dots\dots (13)$$

上式の $t$ にカットオフ1本の場合は(6)式を、カットオフ2本の場合には(5)式より求める $t$ を代入して $\phi$ を求め、 $\phi$ は次式より求める。

$$\phi = \frac{\phi'}{K} RH \dots\dots (14)$$

構造物先端A点での $\phi_A = RH$ に対する百分率で表わすと

$$\frac{\phi}{\phi_A} = \frac{\phi'}{K} \times 100 \dots\dots (15)$$

次に構造物底辺やカットオフに沿っての動水勾配を求める。(2)式より水頭 $h$ は $h = \phi H / K$ となるので $\zeta$ を $\psi = 0$ の流線に沿う距離とすれば、動水勾配 $I$ は

$$I = \frac{dh}{ds} = \frac{H}{K} \frac{d\phi'}{ds} = \frac{H}{K} \frac{d\phi'}{d\zeta} \frac{d\zeta}{dt} \frac{dt}{dz} \frac{dz}{ds} \dots\dots (16)$$

$$(10) \text{式より} \quad \frac{d\phi}{ds} = \frac{(\beta_1 + \beta_2)(t - \gamma_2)}{2(\beta_2 - \gamma_2)} \sqrt{\frac{(\gamma_1 + \beta_2)(t - \gamma_2)}{(\beta_1 + \beta_2)(t + \gamma_1)(t + \beta_1)(t - \beta_2)}} \dots\dots (17)$$

カットオフ1本の場合には(6)式を微分して



$$\frac{dt}{dz} = \frac{\pi}{2L} \frac{(1-t^2)\sqrt{\sin^2 \frac{\pi\alpha}{2T} - t^2}}{tT\sqrt{1 - \sin^2 \frac{\pi\alpha}{2T}}} \quad \text{----- (18)}$$

(8)式を微分して

$$\frac{dS}{dt} = \frac{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - \beta_1)}{(\beta_1 + \beta_2)(t - \beta_2)^2} \quad \text{----- (19)}$$

$\frac{dz}{dS}$ は最も問題となるダム下流端Bで考えると

$$\left. \frac{dz}{dS} \right|_B = \frac{\partial z}{\partial y} = i \quad \text{----- (20)}$$

結局B点での動水勾配 $I_B$ は(17)~(20)式を(16)式に代入して

$$I_B = \frac{\pi H (1-t^2)}{4KTt} \sqrt{\frac{(\beta_1 + \beta_2)(\beta_2 - \beta_1)(t^2 + \sin^2 \frac{\pi\alpha}{2T})}{(\beta_2 + t)(t + \beta_1)(t + \beta_2)(t - \beta_2)(1 - \sin^2 \frac{\pi\alpha}{2T})}} \quad \text{----- (21)}$$

#### 4. 計算例と考察

以下カットオフ1本の場合についての計算例を示し、境界の影響を考察する。図-3は、構造物より上下流側の透水面の長さが揚圧力に及ぼす影響を示すもので  $b_1/T = 0.5$ ,  $b_2/T = 1.5$ ,  $\alpha/T = 0.6$  と一定にしたとき  $f_1$ ,  $f_2$  の変化による  $\phi$ ,  $\phi_e$  の値  $\phi$  は  $H$  に対する百分率で示した図である。

図-3より明白なことは、他の条件が同一で、 $f_1$  が減少すれば揚圧力は減少し、 $f_2$  が増加すれば揚圧力は減少するということである。これは当然な事であるが、定量的にどうかというと、例えば  $f_2/T = 0.5$  で  $f_1/T$  が 1.0 から 0.5 に半分に減ると  $\phi$ ,  $\phi_e$  共約 1.2% 減少する。逆に  $f_1/T = 0.5$  と一定にし  $f_2/T$  が 0.5 から 1.0 に2倍に増えると  $\phi$ ,  $\phi_e$  共に約 0.6% 減少する。

従って透水面の長さによる揚圧力への影響は、上流側透水面の方が下流側透水面の効果より倍になることが分かる。このことは、勿論  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $\alpha$  を種々変えた結果を見てからでないと断言できない。講演当日には、 $I_B$  への影響も含めて発表する予定である。

次に図-4は、カットオフの位置による  $\phi_e$  の影響を調べたものですが、目新しいものではなく参考文献にも同様の事が載っている。只この場合、次の図-5と関連するのであるが、 $I_B$  はどうなるかといふことは興味あることである。

最後に図-5は、カットオフが構造物下流端にあるときの  $\psi = 0$  の出口B点での動水勾配  $I_B$  への影響を示したものである。即ち図-5中の図にある透水面の長さ  $f_1$ ,  $f_2$ , 構造物底辺長  $b$ , カットオフの深さ  $\alpha$  による影響を共軸図に表現したものである。図中の点線の如く、 $b/T$  の値より出発して、 $f_1/T$  線に交点を求め、垂直に延ばし、 $f_2/T$  線にぶっつけ、水平に延ばし  $\alpha/T$  線にぶっつけ、垂直に降ろして  $I_B$  が求められる。クイックサンドを防ぐ為には、 $I_B$  を小さくしなければならぬのであるが、この為には、図-5より  $b$ ,  $f_2$ ,  $\alpha$  を増加し、 $f_1$  を減少すれば良いことが分かる。即ち上流側透水面の長さを小さくして浸透流量を減らし、逆に下流側透水面の長さを大きくして浸透流が排出され易しくし、底辺長やカットオフの深さを大き

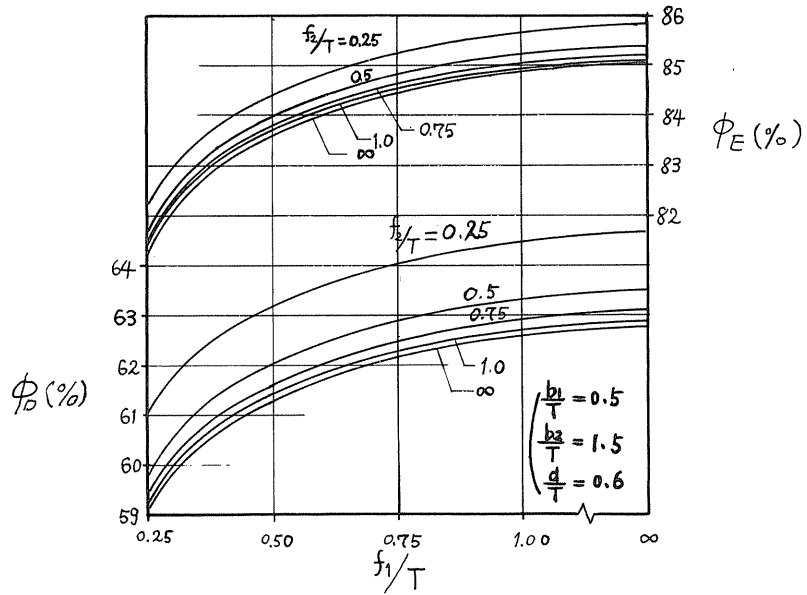


図-3  $f_1, f_2$  の変化が  $\phi$ ,  $\phi_E$  に及ぼす影響

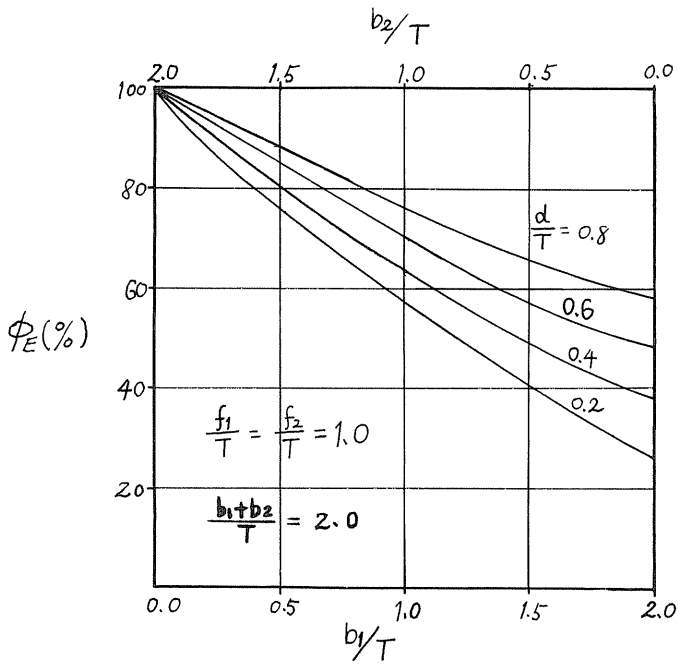


図-4 カットオフの位置による  $\phi_E$  への影響

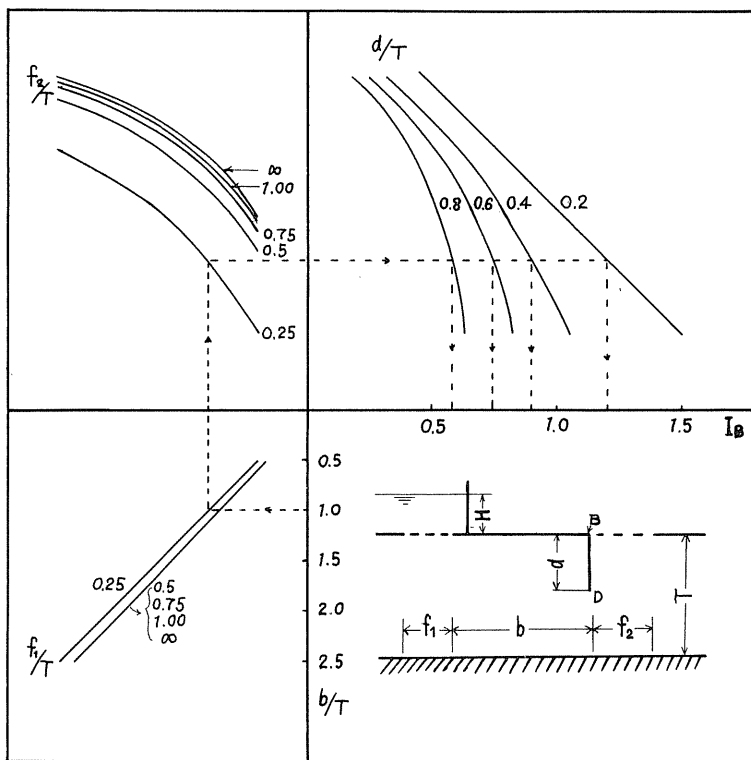


図-5  $b, f_1, f_2, d$  による  $I_B$  への影響

くしてフリーブ長を大きくすることが  $I_B$  を減少させるという当然の事が確認できる。図中の実線は  $b/T = 1.0, f_1/T = f_2/T = 0.25$  と一定のとき  $d/T = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$  と増したとき  $I_B = 1.2, 0.9, 0.73, 0.58$  と約20%位ずつ減少することを示す。 $f_1/T = f_2/T = 0.25, d/T = 0.2$  で  $b/T = 1.0$  から2.0になると  $I_B = 1.2$  から0.87へ減少する。 $f_1/T$  については0.5以上になるとその影響は殆んどない。 $f_2/T$  についても0.75以上になるとその影響は極く少くなる。

## 5. あとがき

Schwartz-Christoffel 変換を用いて、カットオフ1本の場合について、カットオフの深さ、上下流透水面の長さ、構造物底辺長の場圧力、重水勾配への影響を調べたが、今後はカットオフ2本の場合の計算例、非等方性の場合(例えば  $k_y$  と  $k_x$  が異なる場合  $k_y$  を基準にして、 $Z' = (k_y/k_x) Z$  なる一次変換により図形を  $x$  方向に伸縮させれば等方性としての取扱いが可能となる)へと発展させ、水理構造物の安定性というテーマでまとめる考えである。

最後に本研究に対し、御協力頂いた岡田技官、学生員の酒谷理、名知隆之、増田浩泰の諸氏に深く感謝する次第です。

参考文献

- (1) Muskat, M.: The Flow of Homogeneous Fluid through Porous Media, Edwards, 1946
- (2) Polubarinova-Kochina, P.Ya.: Theory of Ground Water Movement, Princeton Univ. Press, 1962
- (3) Weaver, W.: Uplift pressure on Dams, J. Math. Phys., Vol. 11, No. 114, 1932
- (4) Chawla A.S.: Boundary Effects on Stability of Structures, J. A. S. C. E. HY9, 1972
- (5) 石津武彦, 香藤修: 関数論とその応用, コロナ社, 1969
- (6) 佐々木達治郎: 等角写像の応用, 現代工学社, 1974
- (7) Verruijt A.: Theory of Groundwater Flow, Macmillan, 1970

# 凍結指数と道路の凍結深さに関する研究

北海道開発局土木試験所舗装研究室長 正員 久保 宏  
同室副室長 美馬 孝  
同室主任研究員 ○豊島 真樹

## まえがき

北海道のような寒冷地域の道路の築造にあたっては凍上対策が必要となる。凍上対策工法として一般に置換工法が採用されているが、最近では押し出し発泡ポリスチレンを用いた断熱工法も徐々に採用されてきている。置換工法を行なう場合、その場所の凍結深さがどの程度であるかを知ることが肝要となるが、凍結深さの実測値は限られたごく一部の地域でしか得られていない現状である。このため、「アスファルト舗装要綱<sup>(1)</sup>」および「道路排水工指針<sup>(2)</sup>」では、実測凍結深さがわかっていない場合には、計算によって凍結深さを推定することとしている。

凍結深さを熱伝導論に基づく計算によって求める方法は、いくつか提案されている。凍結深さに影響を与える要因としては、寒さの度合を示す凍結指数以外にも、土質・排水条件・日照条件などがあり、それらの全てが計算に盛り込まれてはいないので、計算値を実際の設計に使う場合には、計算値の実測値に対する近似度を検討することが必要である。またその際に用いる凍結指数はどのような方法で求めたものが適切であるかについての考察も必要である。最近では押し出し発泡ポリスチレンを用いた断熱工法が普及し始めているが、その場合の凍結深さも計算によって求め得るかどうかについても知っておく必要がある。

本研究では、以上述べた点について2, 3の考察を加えてみた。

## 1. 平均気温のとり方と凍結指数の関係

凍結指数を求める方法としては、①月平均気温②旬平均気温③日平均気温による3つが考えられる。この場合、月平均気温よりは旬平均気温、旬平均気温よりは日平均気温によって求めた方が、より正確な凍結指数が求められると考えられる。

また日平均気温については、最高最低気温の平均値から求める2点法、3時間ごとに気温を平均して求める8点法などがあるが、2点法よりは8点法による方が、より精度の高い日平均気温が求められると考えられる。

### 1-1 日平均気温の求め方の違いによる凍結指数の比較

図-1は2点法ならびに8点法によって求めた日平均気温による北海道内24地点の昭和45, 46年度の凍結指数48例についてまとめたものである。これによると、その差が10%以内であるのは、48例中37例で約8割となっている。

このことと、日気温の8点観測が行なわれている地点は数少ないことを考え合わせれば、最高最低気温の平均から求める、いわゆる2点法による日平均気温を用いることで実用上は十分であると考えられる。

図-1

8点法と2点法の差

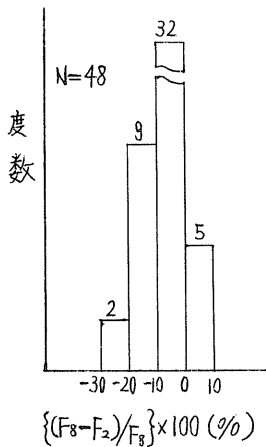


図-2

日平均気温と  
旬平均気温による差

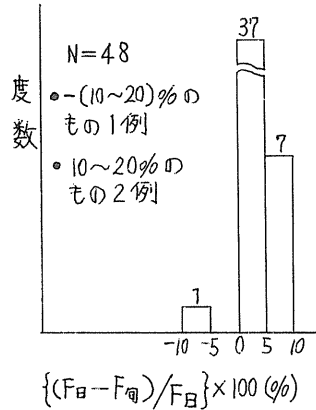
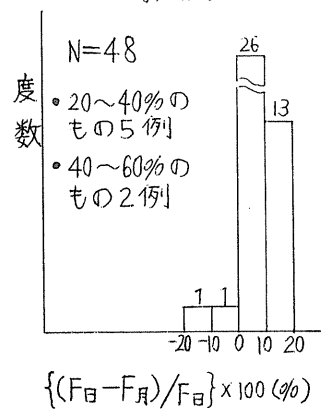


図-3

日平均気温と  
月平均気温による差



### 1-2 2点法による日・旬・月平均気温から求めた凍結指数の比較

図-2, 図-3は2点法によって求めた日・旬・月平均気温による北海道内24地点の昭和45, 46年度の凍結指数48例についてまとめたものであるが, この場合, より精度が高いと考えられる日平均気温による凍結指数を基準値とした。

図-2によると, その差が5%以内であるのは48例中37例で約8割, 10%以内であるのは48例中44例で約9割であって, 旬平均気温で求めた凍結指数が日平均気温で求めたものになりに近いことがわかる。しかしながら旬平均気温によって求めた凍結指数は, 日平均気温によって求めた場合よりも幾分小さな値となり, 実際の凍結深さの計算において危険側になるので多少の不安がある。

図-3についてみると, その差が10%以内であるのは, 48例中27例と約6割で, アスファルト舗装要綱で示すような月平均気温によって凍結指数を求める方法は簡便ではあるが, 日平均気温から求めたものとの差が比較的大きくなることがわかる。

## 2. 凍結深さの計算に用いる凍結指数の決定

設計最大凍結深さを計算によって求める際に用いる凍結指数としては, 「道路排水工指針」にしたがって, 最近10年間の最大凍結指数を考えることにする。この場合, 過去10年間について日平均気温から凍結指数を求めるということになる。その作業量は相当なものとなる。そこで北海道内の23地点について, 昭和37年から46年までの10年間を対象として, 月平均気温ならびに日平均気温によって求めた凍結指数を算出し, それぞれについて凍結指数の大きかった上位3つの年度を取出してまとめた結果, 次のようなことがわかった。すなわち, 最大凍結指数の出現年度は, 23地点の全てにおいて西方法ともに昭和44年であった。また日平均気温によって求めた凍結指数が2番目に大きな値を示す年度は, 1番目の44年のように, 道内23地点において必ずしも同一ではないが, 23地点中

20 地点と約9割の地点において、月平均気温によって求めた場合にも、大きい方から3番目以内の値となっていることがわかった。以上述べてきたことから判断して、過去10年間に於ける最大凍結指数は、月平均気温によって求めた凍結指数が最も大きい方から3番目までの年度について、改めて日平均気温を用いて求めることによって決定することができると考えられる。

### 3. 凍結深さの計算

凍結深さを熱伝導論的に扱って計算しようとする式は、これまでにいくつか提案されている。その中でAldrichによるNeumann式の簡易式による計算値が、砂利道の凍結深さの実測値と良く一致することを、伊福部宗夫<sup>(3)</sup>が数多くの計算例から実証している。また神崎紘郎<sup>(4)</sup>によれば、含水性の材料に対して導かれたAldrich式を、アスファルト混合物、セメントコンクリート、断熱材などの非含水性の材料を含む一般道路の凍結深さの計算に適用することは理論上問題はあるが、実用的には利用できるとしている。そこで本研究では、そのような断面に対するAldrich式による計算結果が実測値に十分近似したものであるかどうかを、更に多くの事例について検討を加えてみた。

#### 3-1 Aldrich式による凍結深さの求め方

##### (1) 一様地盤に対するAldrich式

静水における氷層生成過程についてのNeumannの解を利用した、一様地盤に対するAldrich式は次のとおりである。

$$Z = \lambda \sqrt{\frac{172,800 \text{ kF}}{L}} \quad \text{--- (1)}$$

ここに

Z: 凍結深さ (cm)

F: 凍結指数 ( $^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ )

k: 凍結時と未凍結時の平均熱伝導率 ( $\text{cal}/\text{cm} \cdot \text{sec} \cdot ^{\circ}\text{C}$ )

L  $\doteq$   $0.8 w \cdot \gamma_d$ : 融解潜熱 ( $\text{cal}/\text{cm}^3$ )

w: 含水比 (%)

$\gamma_d$ : 乾燥密度 ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )

$\lambda$ :  $\mu$  および  $\tau$  の関数として表わされる補正係数

$\mu = 1/c_1 \times (c \cdot \gamma_d) / L = Q \cdot F / L \cdot t$ : 融解パラメーター

$c_1 = F/t$ : 凍結期間中の平均気温 ( $^{\circ}\text{C}$ )

t: 凍結日数 (days)

c =  $(0.17 + 0.0075 w)$ : 比熱 ( $\text{cal}/\text{gr} \cdot ^{\circ}\text{C}$ )

Q =  $c \cdot \gamma_d$ : 熱容量 ( $\text{cal}/\text{cm}^3 \cdot ^{\circ}\text{C}$ )

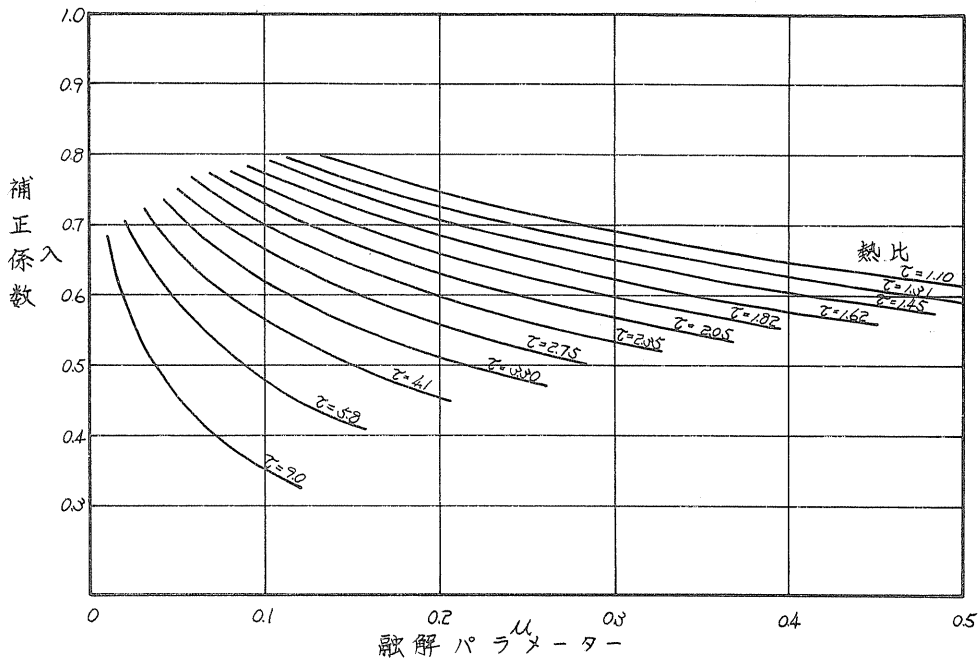
$\tau = c_2 / c_1 = c_2 \cdot t / F$ : 熱比

$c_2$ : 年平均気温 ( $^{\circ}\text{C}$ )

##### (2) 多層系に対するAldrich式

実際の道路の場合のような多層系に対する厳密解はなく、Aldrichは(1)式を利用

図-4  $\tau$ と $\mu$ と $\lambda$ の関係



用して、次式のような近似解法を提案している。

$$\bar{X} = \lambda \sqrt{\frac{172,800 F}{(L/k)_{\text{eff}}}} \quad \text{--- (2)}$$

ここに

$$(L/k)_{\text{eff}} = \frac{2}{X^2} \left\{ \frac{d_1}{k_1} \left( \frac{L_1 d_1}{2} + L_2 d_2 + \dots + L_n d_n \right) + \frac{d_2}{k_2} \left( \frac{L_2 d_2}{2} + L_3 d_3 + \dots + L_n d_n \right) + \dots + \frac{d_n}{k_n} \left( \frac{L_n d_n}{2} \right) \right\} \quad \text{--- (3)}$$

(3)式において

$X = d_1 + d_2 + \dots + d_n$ : 予想凍結深さ (cm)

$d_n$ : 予想凍結深さ内の各層の厚さで、 $d_1$ は最上層の厚さ (cm)

$k_n$ : 各層の熱伝導率 (cal/cm·sec·°C)

$L_n$ : 各層の融解潜熱 (cal/cm<sup>3</sup>)

また予想凍結深さ $X$ 内の $Q$ および $L$ の加重平均は、

$$Q_{wt} = (c \cdot \gamma d)_{wt} = \{ (c_1 \cdot \gamma d_1) d_1 + (c_2 \cdot \gamma d_2) d_2 + \dots + (c_n \cdot \gamma d_n) d_n \} / X \quad \text{--- (4)}$$

$$L_{wt} = (L_1 d_1 + L_2 d_2 + \dots + L_n d_n) / X \quad \text{--- (5)}$$

(4)式において

$c_n$ : 各層の比熱 (cal/gr·°C) ,  $\gamma d_n$ : 各層の乾燥密度 (gr/cm<sup>3</sup>)

(4),(5)式から、(2)式における $\tau$ と $\mu$ は、 $\tau = c_2 t / F$  ,  $\mu = Q_{wt} \cdot F / L_{wt} \cdot t$ となる。

$\tau$ と $\mu$ から、図-4によって $\lambda$ を決定し、(1)式および(2)式から凍結深さ $\bar{X}$ を求めるが、 $\bar{X}$ と予想凍結深さ $X$ がほぼ一致するまで繰返し計算を行なって $\bar{X}$ を決定する。



### 3-2 Aldrich式の適用

Aldrich式を含めた熱伝導論に基づく計算式では、路面が常に寒気にさらされている状態、すなわち積雪がない状態での凍結深さを求めている。したがって今回の検討では、比較的除雪が励行された一般国道および美々試験道路において得られた一般的な断面34例について計算を行なった。また断熱材を埋設した断面についても12例について計算を行なった。計算結果の考察を行なう前に、計算を行なうに当たって必要となる2, 3の事項について述べる。

#### (1) 舗装構成各層の熱的定数の決定

今回の計算に取上げた各地域の舗装構成材料の熱的諸元を取出して1つにまとめたのが表-1である。表-1において、アスファルトコンクリートとセメントコンクリートの熱伝導率と熱容量は、伊福部家夫<sup>(3)</sup>が用いている数値とし、また融解潜熱は含水比を0と考え、 $L=0$ とした。

表-1 舗装構成材料の熱的諸元

材 料 名		熱伝導率(k)	熱容量(Q)	融解潜熱(L)
		(cal/cm.sec.°C)	(cal/cm <sup>3</sup> .°C)	(cal/cm <sup>3</sup> )
断熱材(スタイロフォームRM)※		0.00008	0.0003	0
アスファルトコンクリート		0.00346	0.448	0
セメントコンクリート		0.00224	0.480	0
一 般 道 路 に 対 し	切込碎石 Yd=2.0 gr/cm <sup>3</sup> W=5%	0.00509	0.415	8.0
	切込砂利 Yd=2.0 gr/cm <sup>3</sup> W=7%	0.00600	0.445	11.2
	石少 Yd=1.65 gr/cm <sup>3</sup> W=15%	0.00470	0.466	19.8
	土 Yd=1.15 gr/cm <sup>3</sup> W=50%	0.00343	0.627	46.0
美 々 試 験 道 路	粒度調整 切込砂利 Yd=2.1 gr/cm <sup>3</sup> W=5%	0.00618	0.436	8.4
	切込砂利 Yd=2.1 gr/cm <sup>3</sup> W=8%	0.00779	0.483	5.3
	石少 Yd=1.75 gr/cm <sup>3</sup> W=7%	0.00376	0.389	9.8
	火山灰 Yd=0.95 gr/cm <sup>3</sup> W=50%	0.00275	0.518	38.0
	土 Yd=0.9 gr/cm <sup>3</sup> W=70%	0.00279	0.626	50.4

※断熱材の熱的定数は、製品仕様書に示されている値である。

切込砂利や砂などの含水性の材料についての熱容量と融解潜熱は、既述した次式によって求めた。

$$Q = c \cdot \gamma_d = (0.17 + 0.0075w) \cdot \gamma_d$$

$$L = 0.8w \cdot \gamma_d$$

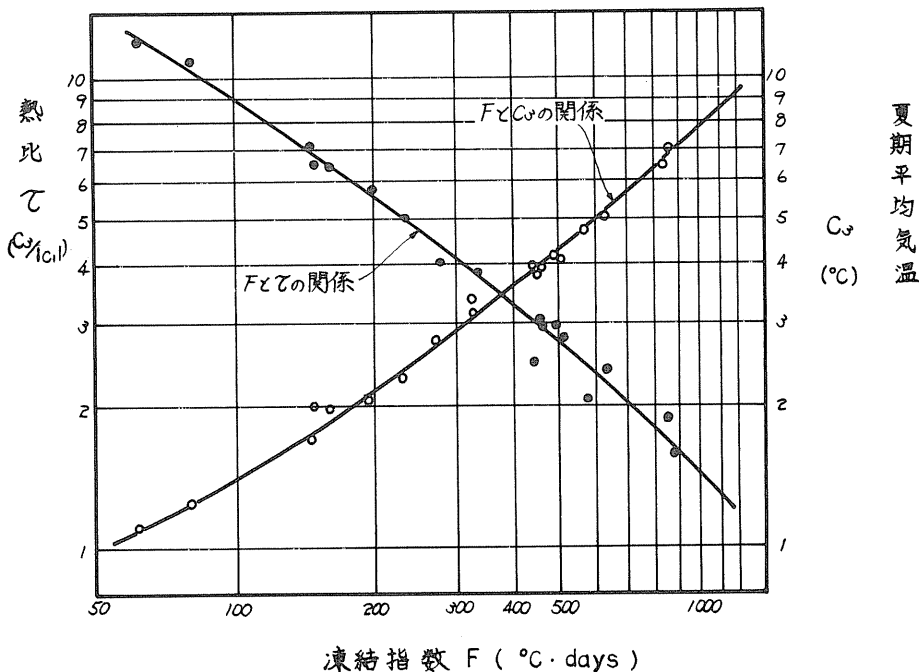
この場合、各材料の含水比と乾燥密度は、表一に示すとおりとしたが、一般国道における断面については、土木試験所舗装研究室で行なった最近10年間の道内産道路用材料の室内試験結果の平均値を用い、また美々試験道路の断面については実測値によった。切込砂利や砂などの熱伝導率については、Kerstenの式<sup>(5)</sup>によって求めた。

## (2) 凍結指数と熱比および夏期平均気温の関係

夏期平均気温とは、年間の0℃以上の日気温の平均値と考えることにして、それをC<sub>3</sub>という記号で表わすことにする。Aldrichは年平均地表温度の近似値として年平均気温C<sub>2</sub>をあてはめているが、神崎紘郎は美々試験道路の地温測定結果などから、夏期平均気温の方が年平均地表温度に、より近似していると報告している。

さらに同氏は、凍結指数Fと熱比 $c/\gamma_d$ および夏期平均気温C<sub>3</sub>との間には、図-5に示すような一定の関係があることを、北海道を主にした日本各地のデータから検討している。図-5を利用することによって、凍結指数がわかれば、それに対応する熱比と夏期平均気温が簡単に求められる。

図-5 F と  $c/\gamma_d$  および C<sub>3</sub> の関係



### 3-3 Aldrich 式による凍結深さと実測凍結深さとの比較

図-6 をみると、34 例中 28 例と約 8 割については、実測値と計算値との差が 10 cm 以内に収まっていることがわかる。また図-7 の断熱材を埋設した断面においても、12 例中 9 例と約 8 割近くが 10 cm 以内の差に収まるといふ結果が得られた。このような事実から、舗装構成材料の熱的諸元に大きな影響をおよぼす含水比と乾燥密度を正確に把握することによって、実測値にかなり近似した計算値が得られるものと推測される。

#### あとがき

道路の凍結深さを実測によって求める方法の中で最も簡便であるのは、現在のところ、マルチングル-凍結深度計によって測定する方法である。しかしこの方法に依ったとしても、計器の設置、設置場所付近の除雪、そして凍結深さの観測というように、多くの労力と経費を要する。以上の様な状況から、もっと簡便に計算式によって凍結深さを推定しようとしたのが本研究である。今回の考察によって、計算による凍結深さが実測による凍結深さに、実用上十分な程度に近似していることを確かめることができたので、今後の道路設計に反映して行きたいと考えている。

#### (参考文献)

- (1) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱；昭和 42 年
- (2) 日本道路協会：道路排水工指針；昭和 48 年 6 月
- (3) 伊福部 泉夫：北海道における道路の凍上、凍結深さおよび置換率に関する研究；土木試験所報告第 26 号，昭和 37 年 3 月

図-6 一般道路における実測凍結深さと計算凍結深さの差

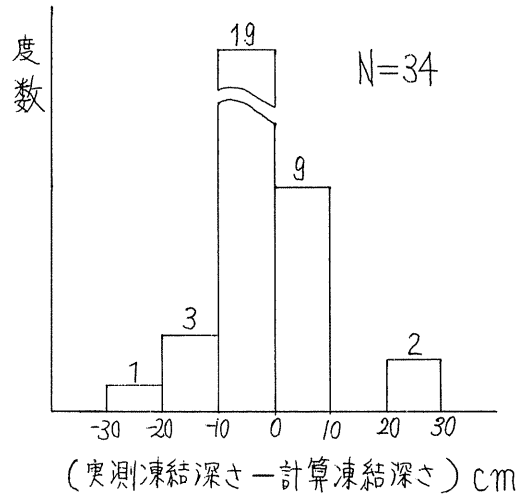
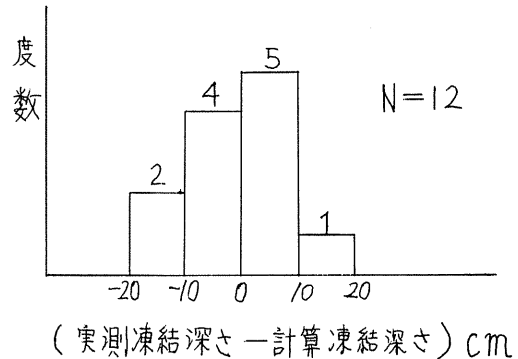


図-7 断熱材埋設道路における実測凍結深さと計算凍結深さの差



- (4) 神崎紘郎：道路の凍結深さの近似計算について；第11回日本道路会議一般  
論文集，昭和48年
- (5) M. S. Kersten：The Thermal Conductivity of Soils；  
Highway Research Board Proceedings，1948

# 凍結融解土の強さ特性について (Ⅲ)

北海道大学 農学部

長澤 徹明

## I. はじめに

土壌が凍結・融解作用を受けることによって生じる種々の問題について、従来よりいろいろな方面から研究が進められてきている。すなわち凍結にともなう地表面の上昇(凍上現象)および融解にともなう沈下、凍結土のフリーズ現象、凍結深などについて理論的、実験的に研究がなされ、また土壌物理学的観点からは、不凍結間ゲキ水分、凍結にともなう土中水の移動、団粒の生成・破壊、熱移動、あるいは凍結地盤の電気的性質などについて多くの知見が得られている。さらには冬期間地盤が凍結凍上することによる多年生作物根への影響とか、作物収量との関係などについても検討されている。特に北海道東部のごとき積雪の少ない地方において、種々の生産活動、自然災害などを考えるうえで、凍結融解作用は極めて重要な因子と考えることができる。

Fig. 1は、十勝地方における未装工水路ノリ面を水路延長方向に対して直角にカットし、地表面より深さ100cmのところを水平に山中式硬度計を用いて硬度を測定した結果である。各点は7回の測定による平均値である。図によると冬期間凍結作用を受けたと考えられるノリ面近くの値が小さく

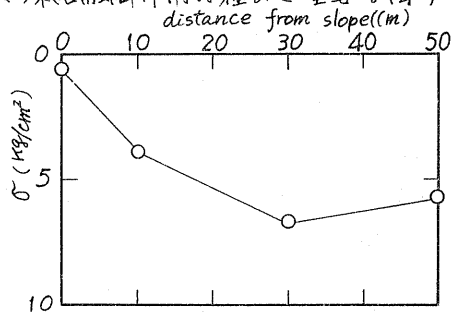


Fig. 1 Tokachi '74.9.6

あらわれている。もちろんこれは他のいろいろな作用による結果であり、一概に凍結融解作用が原因とは言えないが、少なくとも主要な因子であると考えられる。このような水路ノリ面の脆弱化は、ノリ面崩壊による水路断面の変形、あるいは水路底部がコンクリートブロック張りの場合には流土土砂の堆積によって植物が繁茂し流水障害を引き起こすなどの悪影響をもたらす。

本報告は、凍結融解作用による土の強さの変化特性を実験的に検討することによって、非常に複雑な凍結融解現象を解明するための手摺りを得ようとするものである。

## II. 実験方法

実験に供した試料は、北海道十勝地方に分布するアロフェン系の火山性土壌である。比重は2.72であり、Fig. 2に粒径加積曲線を示す。この試料を現場において過去に凍結融解の履歴を受けていないと思われる下層部より採取した。供試体としては4760μフルイ通過分を用い、初期含水比を40%、

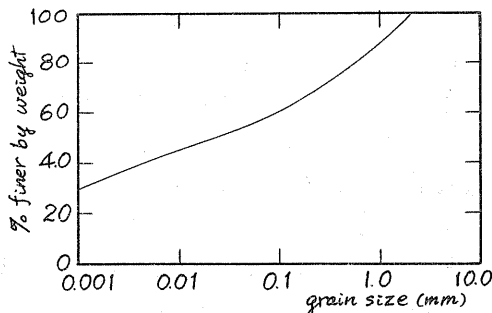


Fig. 2 Grain size composition of sample

47%, 50% の3種に調整した(突固め試験結果によると、この試料の最適含水比は40.8%である)。3日間養生した後、締固めて高さ8.80 cm, 直径3.55 cmの一軸圧縮試験用供試体を作製したが、この場合一連の実験において比較検討を容易ならしめるため、乾燥密度を全て同一(1.10 g/cm<sup>3</sup>)とした。この供試体を密封し、水分の出入りを遮断した状態で凍結・融解させ一軸圧縮試験を行なった。凍結は-2, -5, -10, -30℃の4段階とし、凍結～融解の繰り返しをそれぞれ1, 2, 4サイクルとした。なおこの場合、1サイクルは凍結24時間～融解48時間(恒温恒湿槽使用)をもって完了するものとした。一軸圧縮試験はヒズミ速度1%/min. のヒズミ制御方式で行なった。つぎに、これと同一試料を強制的に乾燥させて再び蒸留水を加え、上述の供試体と同一含水比, 同一乾燥密度になるように調整したものと、初期含水比33%, 乾燥密度1.24 g/cm<sup>3</sup>の供試体を作製して実験を行なった。凍結・融解処理および一軸圧縮方法は上述の場合と同じである。

### III. 実験結果および考察

土壌が凍結するということは、固相の水が凍結することに他ならず、凍結上の性質を考える上では固相の水が温度低下にともなう液相から固相へと変換していくことを主要な念頭に置かなければならない。まず第一に、相変換にともなう容積の変化と氷核の発生・成長にともなう固相の水が移動することである。これは土粒子の配列を変化させたり、土壌団粒を破壊するなど構造面で影響を及ぼす。第二に固相の水の凍結にともなう[土～水]系の状態変化が考えられる。つまり温度低下により氷核を中心として氷相が形成されていく過程で、固相の水中に含まれている溶質が不凍吸着水中に析出される。融解してもこの状態は容易に元の[土～水]系には復元し得ず、疎水的な状態となるため土粒子と固相の水の相互作用は相対的に低下する。

Fig. 3は凍結時の温度と一軸圧縮強さの関係を示すものである。各初期含水比の供試体とも、凍結融解作用を受けることにより一軸圧縮強さは著しく低下しており、不凍結土の場合の約1/2程度となっている。また低下の割合からみると、凍結温度が-10℃位までが著しく-30℃のデータはそれほど変化していない。このことは土の物理化学的性質に及ぼす温度の影響は0～-10℃の範囲で著しく、それ以下では大きな差がないとする他の研究結果と一致するものである。このように凍結融解作用を受けることにより、また凍結温度が低いほど強さが低下するのには、上述した凍結融解にともなう土壌構造の変化、土粒子と固相の水の相互作用の弱体化が、ある程度温度に依存することを示すものであると考えられる。

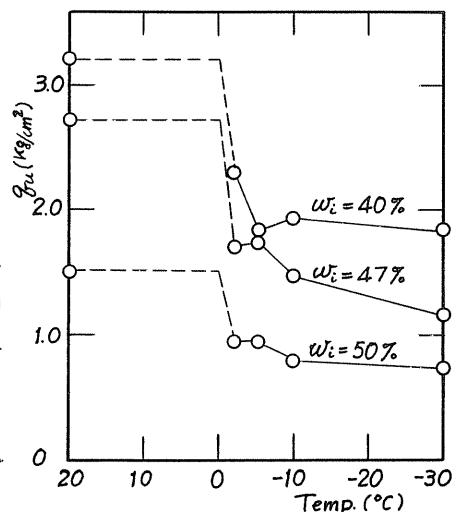


Fig. 3 Temperature ~  $q_u$

Fig. 4~6は、初期含水比が異なる場合における一軸圧縮強さと凍結~融解の繰り返しサイクル数の関係を示すものであり、各々凍結温度を4段階に設定したものである。横軸のサイクルの値は、不凍結供試体の一軸圧縮強さを表わしている。各図より明らかに、一軸圧縮強さは凍結~融解の繰り返しにより低下

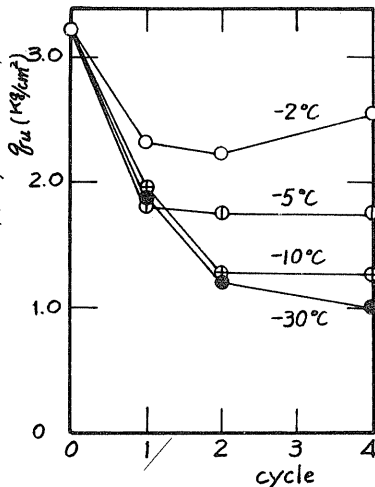


Fig. 4  $w_i=40\%$ ,  $\delta_d=1.10\%/cm^3$

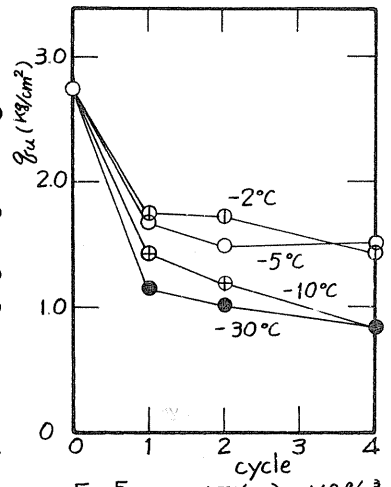


Fig. 5  $w_i=47\%$ ,  $\delta_d=1.10\%/cm^3$

していく傾向がみられる。しかしながらその低下率は、最初の凍結~融解によるものが最大であり、2サイクル以降ではそれほど変化していない。またFig. 3でみられた結果と同様、凍結時の温度が低い供試体ほど強さの低下が著しい傾向にある。この凍結~融解の繰り返しによる効果は、土壌中に生成される氷相の形状・分布に大きく支配されるものと考えられる。つまり最初の凍結に際して間ゲキ中のある場所に氷核が形成され成長していくことは前述したが、この場合周囲の間ゲキ水を補足して発達していくことになる。そして融解に際しても、間ゲキ水は元の場所には戻り得ないため、凍結作用を受けるため、氷相はさらに拡大し土壌構造の劣化を招く結果となる。しかし本実験は外部より水分の供給が全くない、いわゆる closed system であるためこの効果には限界が

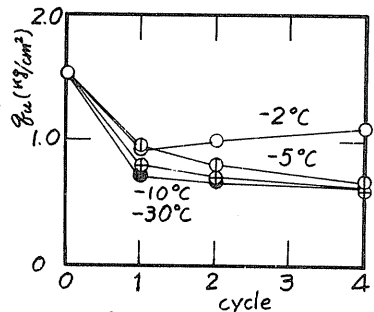


Fig. 6  $w_i=50\%$ ,  $\delta_d=1.10\%/cm^3$

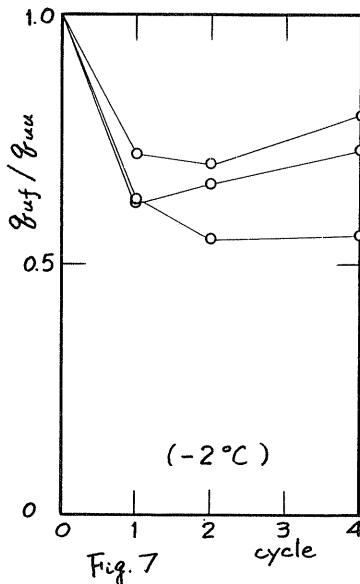


Fig. 7

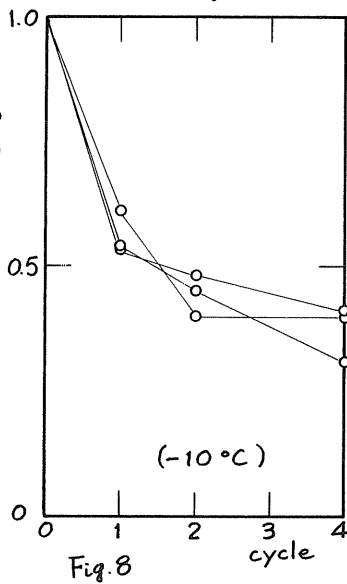


Fig. 8

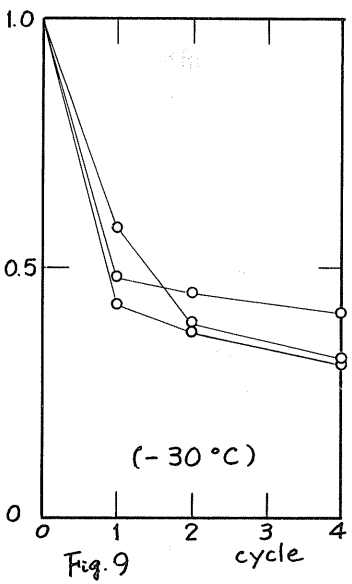


Fig. 9

あり、このことが2サイクル以降に大きな変化が生じない原因の一つと考えられる。

Fig. 4~6をみると、初期含水比により不凍結供試体の一軸圧縮強さには大きな差異が認められ、また凍結融解後の一軸圧縮強さの低下量も非常に異なることがわかる。しかしFig. 7~9に示すように、各凍結融解供試体の一軸圧縮強さ ( $\sigma_{uf}$ ) を不凍結供試体の一軸圧縮強さ ( $\sigma_{uu}$ ) で除いた値を比較すると、初期含水比の違いによる強さの低下率にはほとんど差異が認められぬ。ただしこの場合には、全ての供試体の乾燥密度を同一値に規制していることや、初期含水比をファクターとしてとらえるには少な過ぎることなどから断定的なことはいえないが、大変興味深いことではある。

上述の一連の実験で用いた試料と同じ試料を用いた乾燥させて再び水を加え、上述の供試体と同一含水比 ( $w=40\%$ )、同一乾燥密度 ( $\gamma_d=1.10 \text{ g/cm}^3$ ) の供試体を作製し、凍結温度  $-30^\circ\text{C}$  で処理した場合の一軸圧縮強さを Fig. 10 (下方の折線) に示す。土を乾燥させることによって、拘束水の一部の非可逆的脱水あるいは土粒子の集合化による比表面積の減少などの影響によって、[土~水]系は変化が生じ土に比して疎水的な状態になると言われている。これは土のコンシメーション、 $pF$ 、強さなどを低下させる原因となり、一般的に非可逆的である。

いふ Fig. 10に示れば、乾燥による一軸圧縮強さの極端な低下が明らかであり、生土の場合の一割にもみられない。また一度乾燥させた試料では凍結融解作用による一軸圧縮強さの変化がみられず、凍結~融解の繰り返しによる影響も全くあらわれていない。さらに、不凍結供試体の一軸圧縮強さがもっと大きく発現するように調整した供試体 ( $w_i=33\%$ ,  $\gamma_d=1.24 \text{ g/cm}^3$ ) による結果 (上方の折線) においても、凍結融解作用の影響は全くみられなかった。こゝらの結果および前報における凍結融解土の  $L.L.$  値、 $pF$  値のデータなどにより、凍結融解作用は[土~水]系に及ぼす影響という点で、乾燥作用の軽微な段階と考えられるような非常に類似した作用であるといえよう。

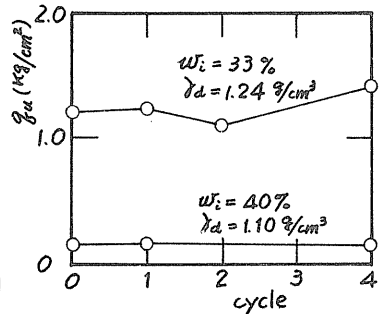


Fig. 10 Dry sample,  $-30^\circ\text{C}$

#### IV. おわりに

北海道などの寒冷地で特に問題となる凍結融解土の特性について、主に一軸圧縮強さから検討を加えた。一連の実験結果から凍結時の温度依存性、凍結~融解の繰り返しによる効果などについて、いくつかの知見が得られた。しかしながら、今回行なった実験においては凍結融解土の一特性をみに過ぎず、非常に複雑な自然現象を考えると、今後多くの検討が必要であることを痛感するものである。

本研究の遂行にあたっては、本学学生中川隆文氏(現空知支庁)に多大なる協力をいただいた。また費用の一部は昭和49年度文部省科学研究費の補助によるものである。記して感謝の意を表す。



# 清田火山灰に関する工学的性質 (その3)

北海道大学工学部

坂上 孝幸

ク

○ 早川 寛志

兼洋技研コンサルタント

久滝 侑市

## 1 まえがき

支笏軽石流堆積物のうち、札幌市から南東約10 Km の清田地区に堆積したものを、一般に清田火山灰と呼んでいる。国道 36号線を札幌から千代へ向かって月寒の市街地で坂を登ると、支笏軽石流堆積物によって作られた、火山碎屑物の台地が見られる。

清田火山灰の名がクローズアップされたのは、1968年十勝沖地震の際に、清田団地において、盛土地盤が大きく沈下したり、軟弱化して多くの災害をおこし、問題となった。その後この地区は、さらに発展を遂げ、市街地調整区域の西限界(北海道大学総合グラウンドの東端)まで、宅地化が進められている。

この報文は、堆積分布が非常に広範囲で身近にある特殊土としての火山灰(以下清田火山灰と称する)をとりあげ、清田火山灰の一次的性質を、工学的性質と地質学的性質との接点から、堆積位置や向について、風化度及び凍上性等の検討資料となる強熱減量も特にとりあげ、実験的考察をくめたるものである。なお、これ等の土質工学的な試験結果の一部は、すでに報告されている。(1)(2)



図-1

支笏軽石流堆積物の分布図(黒色部)<sup>(3)</sup>  
斜線域は軽石流の流下をさける山地または丘陵地、太い短破線はボーリング資料(山口ほか、1963)から推定される同堆積物の地表から基盤までの深さ(m)、細破線は軽石流堆積物を侵蝕した新石巻河線、打真域は風不死岳・忠庭岳・樽前山などの後カルデラ火山。

## 2 試料

実験に使用した支笏軽石流堆積物は、現在の支笏カルデラを中心として流出したものであり、図-1に示すように、北西および南西の山地をさけて、あまり休止期

とあかすに数回にわたり流下堆積し、火砕岩台地を形成している。流下経路によつて、堆積物中には、角閃石安山岩、輝石安山岩、泥岩、砂岩、ホルンフェルス、黒雲母花崗岩等の外來岩片が多数含まれている。

以上の軽石流堆積物は、角閃石を含む普通輝石紫蘇輝石石英安山岩質の軽石・火山灰からなるが、後期のものは安山岩質となっている。流下経路の降下軽石の抛ちに於ける支笏火山の破局的噴火は、最後に安山岩質軽石流の流出で終つてゐる。

支笏カルデラから噴出した降下軽石堆積物と軽石流堆積物と比較すると表-1のような違いがあつて、どちらかを定めることが出来る。

表-1 (4)

降下軽石堆積物	軽石流堆積物
1. 軽石の粒度が一尖し、分級作用がきわめて良い。	きわめて分級作用が悪く、特に細かいものが多い。
2. 堆積後水による影響がなければ軽石の表面は少しもすり減つておらず、微細な凹凸までよく保存される。	軽石の表面は一般にすり減つてゐる。
3. 軽石の気泡発生はかなり良いが、軽石流堆積物中のものより劣る。	軽石の気泡発生はきわめて良く、絹糸状に伸びる。
4. 軽石と軽石の間が間隙に乏しい。	微細な火山灰が密に間を充填してゐる。
5. 外來岩片に乏しく、また角礫脈のようなものはない。	外來岩片は種類および量とも乏しく、部分的には角礫岩状を呈し、また角礫脈が入る場合もある。
6. 滲結現象が強い。	しばしば厚い部分では滲結凝灰岩となり、柱状または板状節理を示す。
7. 二次噴気孔のあとが認められない。	非常に多く発達する。
8. しばしば森林を破壊することによく埋積する。	森林を破壊し、樹木は炭化木片としてのみ含まれる。
9. 空中を飛行するため、分布は地形面に支配されず、厚さおよび粒度は規則的に噴出中心から減少する。	地上を流下するため、当時の地形面に支配され、谷の部分には厚く堆積し、山地および丘陵には乏しく流れる。従つて厚さ変化は不規則で、粒度変化も降下軽石ほど規則性がはっきりせず、未論節で急速に減少する特徴を示す。
噴出中心より90km以上に到達する。	噴出中心より40km以内にとどまる。
10. 噴出量はかなり多いが、軽石流	噴出量はきわめて多い。

堆積物はおよぼ10  
以下)

カルデラ形成の直前に大量に噴出した降下軽石堆積物(Syfae)はカルデラ東方に広く分布しており、成りて現在の美々化石林と形をなしている。炭化した化石林についての年代測定によると、およそ2000年となっており、軽石流堆積物中にある横倒しの炭化木片については、およそ31000年の値がある。(5)

以上、清田火山灰の生成過程について簡単に述べたが、工学的性質を理解するための予備知識としては、未だ不十分な点が多いと思われる。

### 3 試料採取

今回実験に使用した試料は、清田団地の西端に位置する北海学園大学清田総合グラウンドの、切土された北向斜面から採取したもので、攪乱及び自然含水比を十分考慮して、斜面を各深さ毎に、約1mのベンチカットした後、高さ10cmで、プロックサンプリング法によって採取した。

表層から深さ方向に、ハンドレベルを用いて-0.3mから-7.1mまで、25~30cmおきで、25点を採取した。表層には貧弱草から、おぼろげに雑草があり、約10cmの黒色土があり、5cm位の層の間は、徐々に黄褐色に変化している。黄褐色層の下には、赤褐色の層があり、さらに灰白色へと続いている。

尚、自然含水比は32~35%であった。

### 4 実験

#### (1) 色座標

清田火山灰の色別については、従来褐色及び灰色の2色で表現していたが、今回は乾燥状態の試料について、マンセル記号によって、色相・明度/彩度の順に実量化して表現した。

#### (2) 強熱減量試験

強熱減量試験については、電気炉によって行ない、74 $\mu$ 篩通過試料を110°C 94時間乾燥したのについて、各試料毎10g位10個づつ700°Cで恒量化するまで行ない、炉内の温度差による測定誤差を考慮して、1時間毎にルツボの配置を変えた。

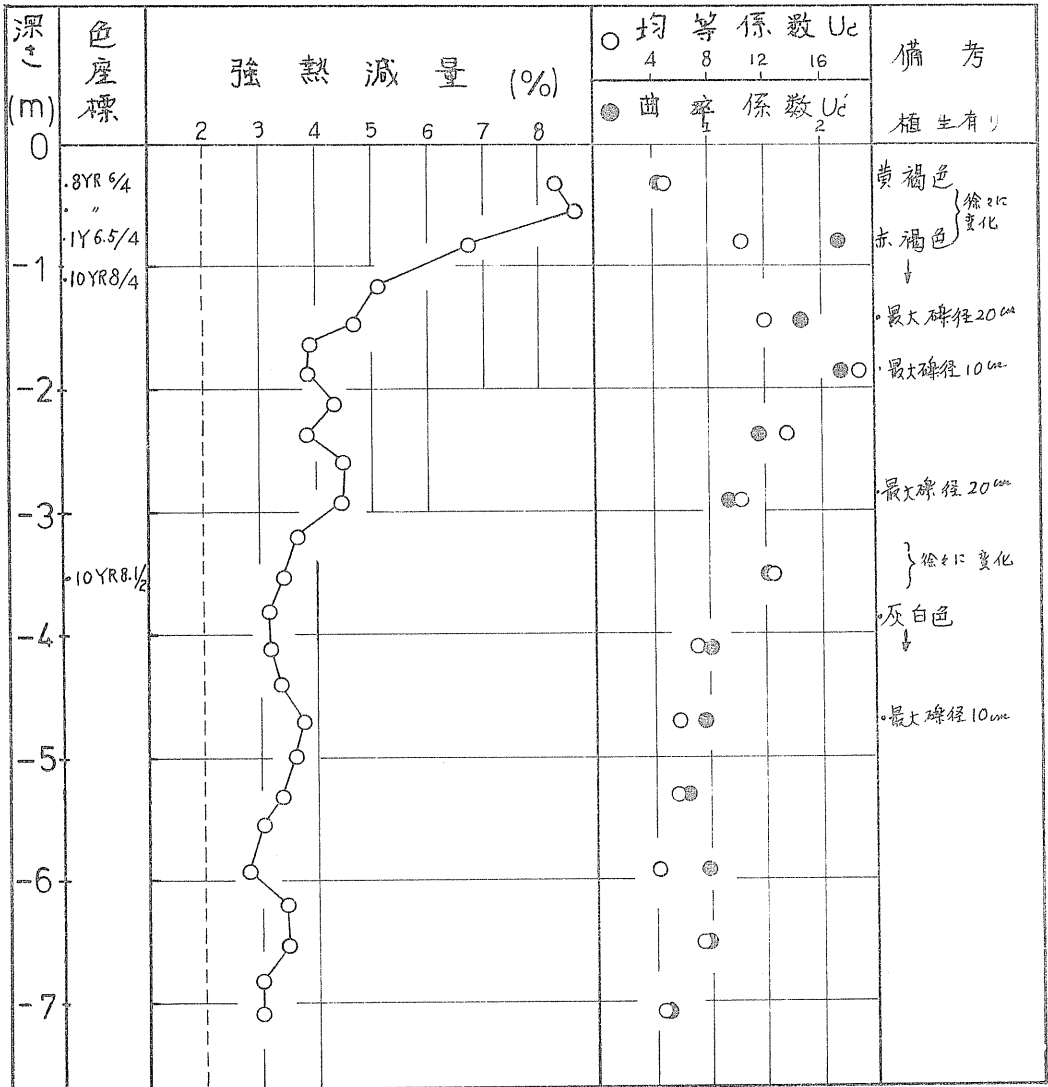
尚、炉内温度の測定は、熱電対を用い、自記温度制御装置によって、700 $\pm$ 20°Cの範囲で恒温化した。

#### (3) 篩分け

篩はJIS綱篩を用い、4760~2000~840~420~250~105~74 $\mu$ を用い、均等係数 $U_c = D_{60}/D_{10}$ 、及び、曲率係数 $U_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ を求めた。

清田火山灰では、ロータフアシーカーで篩分けすることによって、840 $\mu$ 以上の試料は、軽石が非常に多いのと、軽石1個当たりの質量が大きいため、磨耗がはげしく、不正確になるため、840 $\mu$ 以上は手篩いで行ない、420 $\mu$ 以下についてのみ、ロータフアシーカーを使用した。

図-2



### 5 実験結果

主要実験結果は、図-2に示した通りである。

### 6 考察

(1) 色座標について。

一般に土粒子の色は、土粒子の生成過程や、含有鉱物、風化等によって、それぞれ個性をもつた色調を有するものである。

本実験に用いた清田火山灰の色調については、マンセル記号によって近似的であるが、定量化して表わした。

地表に近い褐色の部分は、風化及び表層の黒色土の浸透によるものと思われるが、その下位の赤褐色及び灰白色の火山灰の色については、両者ともアルミノソルによるアルミニウムイオンの反応がある。さらに、赤褐色部に含まれる軽石のうち、10cm~20cmの径の断面は、いずれも表面のみ赤褐色で、内部は絹状光沢を有する灰白色を呈する。

図-2によると、赤褐色と灰白色の境界付近から、赤褐色部は均等係数が10以上、曲率係数は1以上を示し、赤褐色のものが灰白色よりも分級が悪い(粒度分布が悪い)といえる。

## (2) 強熱減量試験

清田火山灰について深さ方向毎の強熱減量試験を試み、地表付近から1.6mまでの強熱減量は、有機質含有量が大きく影響していると思われるが、1.6m以下のものについては、大きな変化は見られず、また、均等係数・曲率係数との明らかな相関は得られなかった。

図-2に於て、2%の折れ点線を示したか、20 $\mu$ m以上の軽石の中心部から切り出した試料について、強熱減量試験を行った結果、2%±0.05の値を得た。この2%の値は、清田火山灰に関する強熱減量試験値の、バフク・グラウンドと考えられると同時に、強熱減量が、火山灰に於て、何を意味するかという問題をも提起してくれる。

清田火山灰では、強熱減量試験における恒量化に必要な温度は、550℃~750℃であるが、800℃を越えると、急に増量し始める。550℃~750℃で恒量化したルツボ内の試料は、赤褐色、灰白色の両者とも、ややピンクがかつた灰黄色を呈するが、800℃を越えると、レンガ色になる。これ等の原因として考えられるのは、含有物が、800℃を越えることによつて、酸化されるためであると思われる。

## (3) 均等係数(U<sub>c</sub>)及び曲率係数(U<sub>s</sub>)

各深さ毎の試料から、それぞれの粒度加積曲線を描き、図-2に示すU<sub>c</sub>及びU<sub>s</sub>を得たが、日本統一土質分類表<sup>(6)</sup>によつて、各深さ毎の分類を試み、表層に近い黄褐色の試料は、SW-SMに相当するが、その下位の赤褐色の試料は、何れもシルト以下12%以上を含み、SM-SCに相当し、灰白色部については、-4m付近でSM-SC、-5m付近でSW-SM、-6m付近でSP、-6.5mでSM-SC、-7m付近でSP。にそれぞれ相当し、赤褐色の部分が、他の部分よりも粒度組成が良く傾向がある。

これ等分級の違いを示す原因が、鉱物組成によるものか、または、噴出過程、噴出経路及び、噴出後約3万年という膨大なタイムスケールの履歴によるものであるかは今後の課題とする。

## 7 あとがき

この報文は、清田火山灰について、地質学的な生成過程を考慮して、土質学的な各種実験を行った資料の一部を整理し、考察を加えたものである。

今後さらに、これ等のデータをもとにして、清田火山灰を中心に、火山灰の凍

上状件と、強熱減量、粒度組成、有機物含有量、鉱物組成等の相関を追跡すると同時に、土質工学的な立場から、動的、静的な荷重に対する問題へと、発展させてゆきたい。

支笏軽石流堆積物は、非常に広い堆積面積を有し、未開墾の地域が多い。九州におけるシラスと同様のカルデラ噴出堆積物であり、しかも、性状が類似しているため、今後、北海道開墾が進むにつれて、シラス地帯と同様の問題が、考へ得る。

支笏軽石流堆積物を中心に、基礎的な資料の積み重ねを続けてゆきたい。

また、この報文の実験データは、北海学園大学工学部土質実験室及び、地学実験室において、坂上、早川、久滝が、実験、検討、整理したものである。

おわりに、この実験をすすめるにあたって御指導いただいた伊福部宗夫教授、北海道大学理学部大場与志男氏、および、終始実験に協力いただいた高橋徳丸君に心から謝意を表するものである。

### 参 考 文 献

- (1) 坂上孝幸：清田火山灰の2・3の土質工学的特性と土質試験における問題点  
土質工学会北海道支部 技術報告資料第11号
- (2) 坂上、早川：札幌近郊清田火山灰の2・3の土質工学的特性  
第6回土質工学研究発表会発表論文
- (3) 土居繁雄 5才分の1地質図幅「苫小牧」および説明書  
北海道開墾庁(1958)
- (4) 勝井義雄 支笏降下軽石堆積物中の化石林について  
地質学雑誌 vol.64. (1958)
- (5) 佐藤博之 札幌-苫小牧低地帯の火山灰  
地質ニュース vol.179. (1969)
- (6) 土質工学会 土質試験法

# 火山灰の強度に関する実験的研究

北見工業大学 鈴木輝之

## 1, まえがき

乱した未風化火山灰の力学的性質の特徴として、みかけの粘着力をもつこと、破カイ包絡線が曲がることなど、種々あげられてゐるが、これらの特徴は基本的には個々の粒子の性質から来るものである。本研究は、火山灰粒子の特殊性を調べ、その性質が、土体としての強度にどのように影響してくるかを調べることを目的としている。この目的のために、粒径別に粒子の観察を行ない、これと強度試験の結果を対応させることを試みた。このような検討は、火山灰の性質をよりの確たらしめるために有用であると同時に、粒子の形状や、破砕イがせん断強度にどのように影響してくるのかというような、一般的な問題を検討するうえでも有用と考へる。

## 2, 用いた試料および実験

原試料は北見市内より採取した屈斜路火山灰の一次堆積物である。この火山灰は北見市周辺に、ごく一般的に見られるものである。この試料の物理的性質を表-1に示す。粒径加積曲線の形は、坂上が研究対象とした二種の清田火山灰の平均値的なものとなつてゐる。

採取地	北見市内
比重	2.43
D <sub>10</sub> (mm)	0.014
D <sub>60</sub> (mm)	0.35
均等係数	25.0

表-1 試料の物理的性質

採取した試料は室内で十分に自然乾燥させた後で、JIS A 1204 に定める標準網フルイのうち (476, 200, 84, 42, 25, 10.5, 0.74 mm) によつてフルイ分け次の5種類の試料を用意した。① 0.74 mm 通過全試料 (A-1 試料)。② 476 mm 通過全試料 (A-2 試料)。③ 0.105 ~ 0.25 mm (B-1 試料)。④ 0.42 ~ 0.84 mm (B-2 試料)。⑤ 200 ~ 476 mm (B-3 試料)。これらの試料に対して三軸圧縮試験を行つた。また顕微鏡等による粒子形状の観察は、上記各フルイの残留分に対して行つた。三軸圧縮試験の条件は、次の通りである。① 密度：密づめ、中づめ、ゆるづめの3段階。② 拘束圧：0.5, 1.0, 2.0, 3.0 kg/cm<sup>2</sup> の4段階。③ 供試体：直径 50 mm, 高さ 120 mm の円柱状。④ せん断速度：毎分供試体高さの 1%。

## 3, 実験結果, および考察

### 3-1, 粒径別の粒子形状について

火山灰の粒子は、粒径によつて形状や鉱物組成が大きく変化することは既に認められてゐることであるが、このことは、火山灰の強度特性と関連して興味深いものがある。ここでは、それを実際に観察した結果、粒径による粒子形状の変化は全体として次の3段階に分かれることが認められた。

- ① 200 mm 以上 (写真1参)：軽石レキが主体をなし、その形状は全体としては丸みをおがてゐるが、表面は非常に粗く、さらに粒子が脆いことから、せん断を受けるとによる粒子表面の摩擦や、粒子の破砕イはかなり大きいことが容易に想像される。
- ② 0.25 ~ 200 mm (写真2参)：軽石粒子と、石英、長石等の相対的に破砕イしたくい粒子とが混在してゐる。軽石粒子の混入割合は、全体の力学的性質に大きく影響す

ると考えられるので、粒径別に軽石粒子の混入割合を示したのが図1である。この図は顕微鏡を用いて、軽石粒子の数を直接数えたものであり、一試料につき、700~1000個の粒子を計数の対象とした。図1によれば、軽石粒子の割合は、 $2.00\text{mm}$ ~ $0.25\text{mm}$ にかけて急に变化していることが分る。このように性質の異なる粒子から成る土では、各々の性質が全体の性質にどのように影響してくるのかということとは分らない。しかし、硬い粒子と軟い粒子の間のスベリ抵抗は、軟い粒子の性質に強く影響されると思われ。したがって、この場合も、平均して約50%という軽石粒子の混合割合をも考慮すると、せん断強度において、軽石粒子の影響がかなり強く現われてくると考えられる。

③  $0.25\text{mm}$ 以下(写真3参照)：軽石粒子や、石英、長石などは非常に少なくなり、扁平で鋭い角をもつ、透明な火山ガラス(鉱物組成としては軽石もこ水に入るがここでは多孔質でないものを区別している)が主体を占めている。甚木<sup>2)</sup>は、北見市周辺の一次火山灰で、 $0.25\sim 0.14\text{mm}$ の鉱物組成を調べた結果、90%以上が火山ガラス(軽石も含む)で含まれていると報告している。このような形状の粒子からなる土は、一般の砂などとは、かなり異なる性質を示すことが予想される。例えば、せん断強度においては、軽石粒子で考えられる粒子の破砕よりも、粒子のかみ合せ(インターロッキング)効果の影響が強いと思われる。以上において、工学的観点から、便宜的に3つの粒径段階に分けてみたが、各々の境界とした粒径は、標準網ふるいの目と合わせたものであり、これを境にして完全に分けられるというものでない。また、図1に示す軽石粒子の割合も、火山灰の種類がかわれば当然違ふものとなる。これらの結果は一つの例を示したものにすぎないと言えるが、北見市周辺から採取した5種の火山灰について同様の観察をした結果では、全体の色合いや粒度配合が異なっても粒径別の粒子形状はほとんど同じであった。以上の検討を通して次のような結論が出てくる。火山灰の粒子の中で、特徴的な形

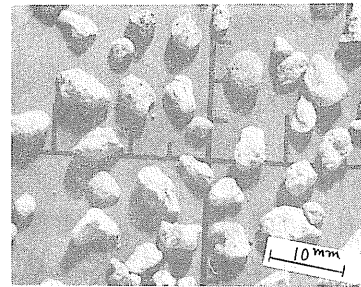


写真1  $2.00\sim 4.76\text{mm}$

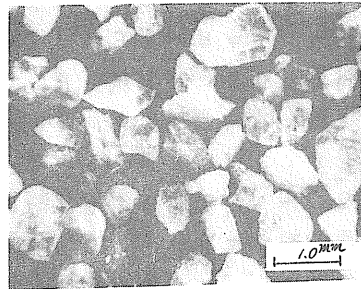


写真2  $0.42\sim 0.84\text{mm}$

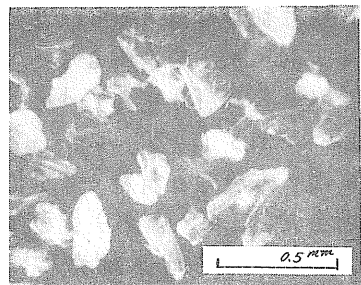


写真3  $0.105\sim 0.25\text{mm}$

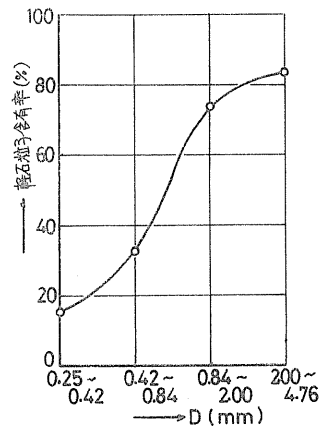


図1 軽石粒子の混入割合



状を示すのは、軽石を含めた意味での火山ガラスであり、それがどのくらい含まれているか、また、どのような状態（多孔質で脆い軽石粒子か、扁平で鋭角的な細粒火山ガラスか）で存在するのにかよって、火山灰の力学的性質は大きく変わってくると思われる。

### 3-2, 密度について

三軸圧縮試験の供試体で得られた密度について述べる。結果を図.2に示す。図中 $e'$ は粒子内の空けキの体積を、土粒子の体積として補正した間ヶキ比である。まず粒度配合の良いA試料群の2つを比較してみると、A-1は、前述りように、扁平で鋭角的な火山ガラスから成っているため、A-2に比べて $\bar{v}_d$ は小さく $e'$ は大きくになっている。このような粒子の形状や鉱物組成の影響は、粒径をそろえたB試料群においてより顕著になってくる。一般に粒径が均一で、粒形が扁平な程、 $e'$ は大きくなるが、そのことがB-1において端的に現われている。B-2とB-3では $e'$ の値はほぼ同じであるが、 $\bar{v}_d$ の値は大きく異なる。これは、多孔質な軽石粒子の含める割合が違いためである。ちなみに、B-3の場合に、図.2の $\bar{v}_d$ と粉砕した試料の比重値2.40を用いて間ヶキ比 $e$ を計算すると $e=3.50$ と非常に大きな値が出てくる。以上のように火山灰の間ヶキ比や単位体積重量は、軽石粒子や、細粒火山ガラスの存在で一般の砂質土のそれとは異なったものとなってくることが分る。

### 3-3, 強度特性

図.3に得られた内部マサツ角を示す。図中、実線で結んだ点は、軸ヒズミが15%になるまでの最大強度をとったもの（これを $\phi_{15}$ とする）で、一方、破

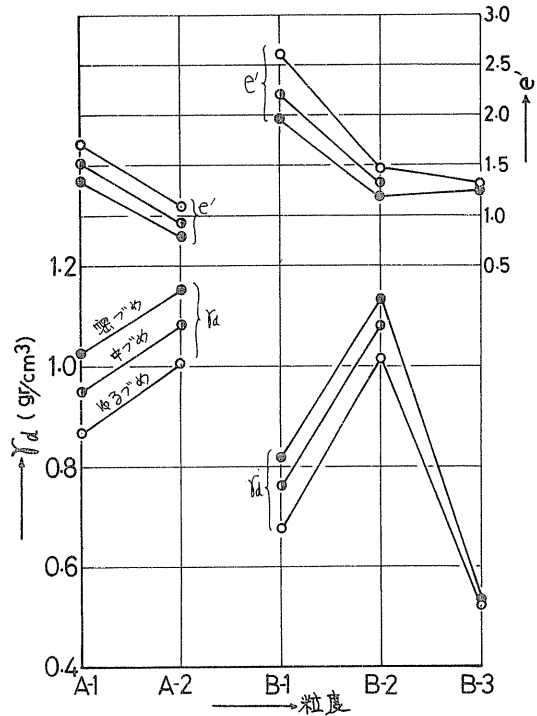


図.2.  $e'$  および  $\bar{v}_d$  の変化

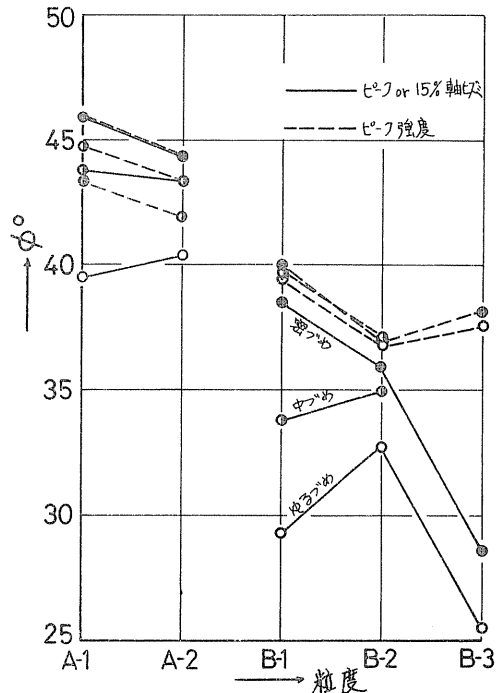


図.3 内部マサツ角の変化

線で結んだ点は、軸ヒズミに關係なく、mobilizeされた最大強度から求めた内部マサリ角（これを $\phi_{mob}$ とする）である。ただし、B-3については最大強度が現れなからたので、仮に30%軸ヒズミ時の強度を用いている。まず、B試料群についてみると、 $\phi_{15}$ は $\phi_{mob}$ よりかなり小さく出ている。これは、図5からわかるように、15%の軸ヒズミでは、まだ十分に強度が発揮されていないことを示すものである。このことはA試料群のゆるぎめの場合にも言える。また、図4において、A試料群では $\phi_{mob}$ の値に初期密度の影響が明瞭に現れているが、B試料群ではそれが消失している。この現象を骨格構造の変化からとらえてみると次のような解釈ができよう。一般に粒状土は、つめ方に応じてある骨格構造が形成される（これを初期構造とよぶ）。つぎに、これをセリ断することによって、少くとも破砕領域においては、この初期構造はこわされて、最終的に、拘束圧に対応したもので、かつ初期構造とは全く關係のない、一定の構造が作られる（これを最終構造とよぶ）。ここでB試料群や、ゆるぎめのA試料群のように、応力-ヒズミ曲線にピークが現れなないのは、初期構造よりも最終構造の方が強い場合であり、セリ断の進行とともに強い構造に近づく、すなわち、セリ断中にRearranging<sup>3)</sup>が進むことになる。一方、密ぎめのA試料群の場合は、初期構造の方が強い場合である。初期構造に対応する強度がピーク強度であり、最終構造に対応する強度が残留強度となる。このようにセリ断が進むと、ある一定の最終構造に落ち着くという考え方から、図4において、密ぎめの残留強度と、ゆるぎめの最大強度がほぼ同じ値を示していることの説明もつく。

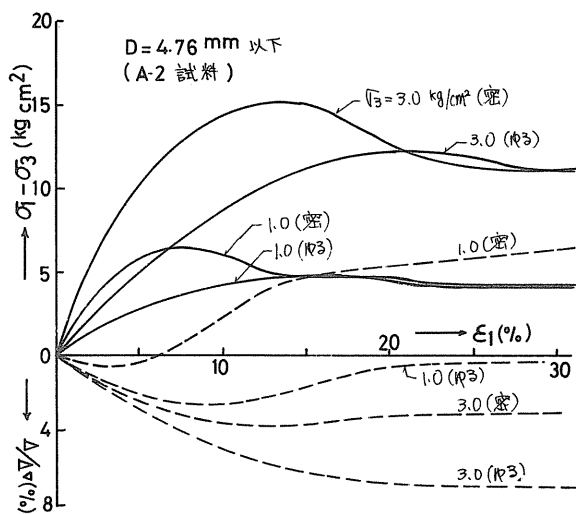


図4 応力-ヒズミ曲線(1)

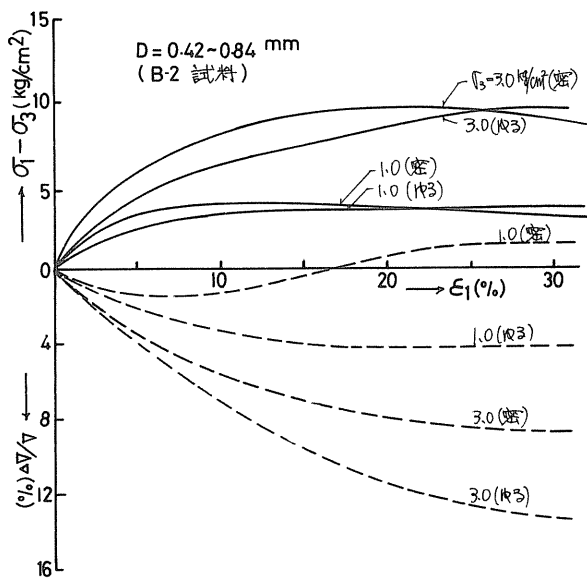


図5 応力-ヒズミ曲線(2)

図.3において、B-1とB-2の $\phi_{15}$ および $\phi_{mob}$ を比較してみると、B-1の方が $\phi_{15}$ の値に

初期密度の影響が強く現われ、さらに、 $\phi_{mob}$ の値は大きく出ている。この両者の体積変化の傾向は、ほぼ似ているが B-1 の方が、密づめとゆるづめの差が大きい。これは前述のように、B-1 では扁平粒子が主体を占めるため、ゆるい場合に圧縮性が大きいこと、さらに密になったときの詰め合せが大きいという性質が現われていると考えられる。すなわち、火山灰で特徴的なものとされている、詰め合せ効果は、細粒分の粒子形状の特異性によると言える。

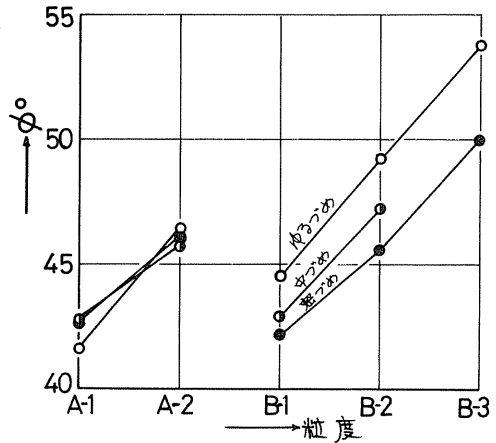


図.6 Roweの補正を行なった内部マツ角

全体的な粒子形状が比較的似ている B-2

と B-3 を比較してみる。B-3 はセメントにもなる体積変化(減少)が非常に大きい。このことは、初期構造と最終構造の差が大きいことを示し、したがって、 $\phi_s$ と $\phi_{mob}$ の差も大きくなっていく。このように粒子形状や初期間げき比が比較的似ているにもかかわらず B-3 の方が、体積減少が大きいということは、B-3 ではセメント中に粒子の破砕による密化が進んでいると考えられる。以上の検討から、火山灰の強度特性は、粗粒の軽石粒子と、細粒の火山ガラスとでは大きく異なり、軽石粒子の破砕性と細粒の詰め合せ効果が、火山灰強度の特異性を生み出していると言えよう。

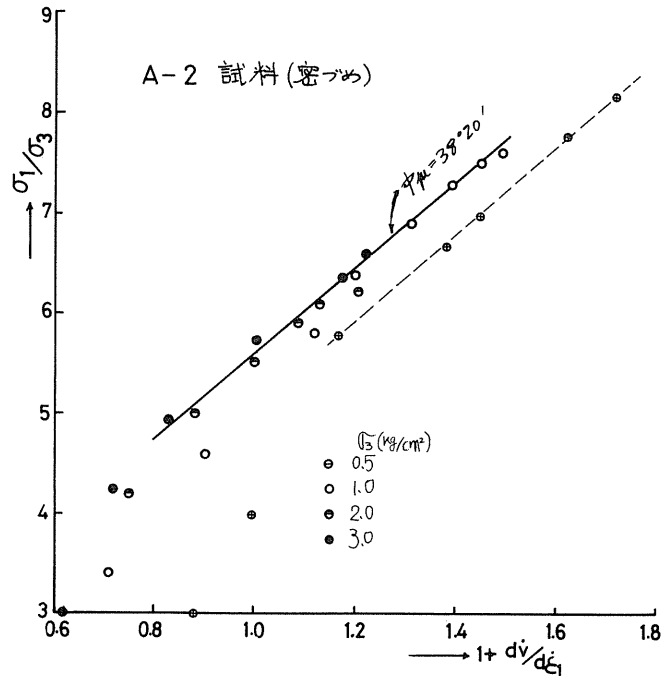


図.7 最小エネルギー線

また、A 試料群と B 試料群の内部マツ角の違いは、個々の粒子の性質に加えて、粒度配合の違いが、構造強度を大きく変えることを示していると考えられる。

そこで、Rowe の応カーゲイレンシー理論の適用について

火山灰のように構造強度の影響の強い粒状土においては、粒子間マツ角に関係した基本的な強度成分を分離して考えるということは、その性質を明確にするうえで重要である。このことは体積変化(ゲイレンシー)の補正をするということになるが、ここではその一つの方法である Rowe の理論の適用性を検討してみる。

倉山<sup>5)</sup>は、ある種のニラスについて、Roweの方法によって、構造強度を分離し得たとしている。本実験の結果をRowe法で補正して求められた内部マサツ角を図.6に示す。この結果では、A試料では初期密度の影響は、ほとんど無くなるが、B試料群では、初期密度の影響が強く現われており、Rowe法が適用できないことを示している。B試料群では、粒径が均一なための粒子の破サイ、あるいは、前述のRearrangingの影響などが表われていると考えられる。一方、A試料群では、相対的に小さい粒子が、フッシュンの役目をして大きな粒子の破サイを防いでいること、さらに、応力-ヒズミ曲線の形から判断して、Rearrangingの影響が小さかったことが、比較的良好の結果を出していると思われる。ここで、A-2の密づめの場合について、Rowe理論における最小エネルギー線を書いてみたのが図.7である。この直線の傾きから、粒子間マサツに関する内部マサツ角 $\phi_{int}$ を求めると、 $\phi_{int}=38^{\circ}20'$ となり、図.6の値とは一致しない。図.6の値は異なる拘束圧の下での複数の試験結果を用いているのに対して、図.7の値は単一の試験結果から求めることになる。この両者の値が違ふということは、拘束圧の大きさによって、粒子破サイやRearrangingの影響が違ふことを示すものと考えられる。これらの結果から、A試料群において、初期密度の影響が無くなるということから、Roweの理論が適用できるとするには問題がある。

#### 4. まとめ

以上述べてきた内容をまとめると次の3点になる。

① 火山灰の粒子は、粒径によって、その形状や鉱物組成が変化し、今回用いた火山灰では大きく段階に分けることが出来る。また各粒径の含み具合によって、乾燥密度や、肉付キ比に大きく影響してくる。

② 火山灰の強度の特異性は、細粒分のかみ合せ効果と、軽石粗粒分の破サイの影響によるものと考えられる。

③ Roweの補正法を粒度配合の良い試料(A試料群)に対して適用すると、初期密度の影響はなくなるが、その内部マサツ角が粒子間マサツに関するものとするには問題がある。

この研究は、元本学四年目学生、猪股定君、吉川志志君、佐藤尚章君の卒業研究として行なわれたものを鈴木がとりまとめたものである。ここに記して謝意を表する。

#### 文献

- 1) 坂上孝幸, 技術報告資料, No.12, 1972
- 2) 甚木敏, 北見工業大学研報, Vol.4, No.1, 1972
- 3) Lee, K.L and Seed, H.B, Proc. A.S.C.E., SM6, 1967
- 4) Rowe, P.W, Proc. Royal Soc, London, Series A, Vol. 269, 1962
- 5) 倉山元寿, 土と基礎, Vol.20, No.2, 1972.
- 6) A.W. Bishop, Geotechnique, Vol.16, 1966
- 7) 鈴木潤之, 技術報告資料 No.14, 1974

室蘭本線礼文浜トンネル入口付近の設計施工について  
 〈斜面地帯崩壊抑止工〉

国鉄 札幌工務局

森国 史朗

1. まえがき

室蘭本線礼文～大岸間の付替工事に  
 伴い、礼文浜トンネル(延長1232m)  
 の掘さく中、地形・地質ならびに自然  
 の悪条件の重なるトンネル入口付近に  
 おいて斜面崩壊の危機に瀕したが、斜  
 面及びトンネルの変状観測とその原因  
 解明をし、斜面直下を走る道々大岸  
 礼文停車場線と併列する室蘭本線に対  
 する安全確保の絶体的条件のもと、警  
 戒体制を整えて、対策工法の検討を行  
 い、斜面抑止工を施工し、トンネルの  
 掘さくを再開し、50年10月の目標に向  
 い施工中である。

以下これらの経過について概要を報  
 告する。

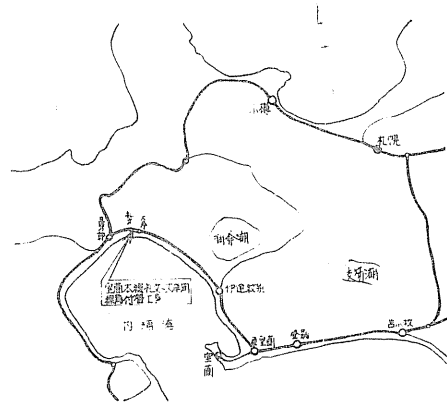
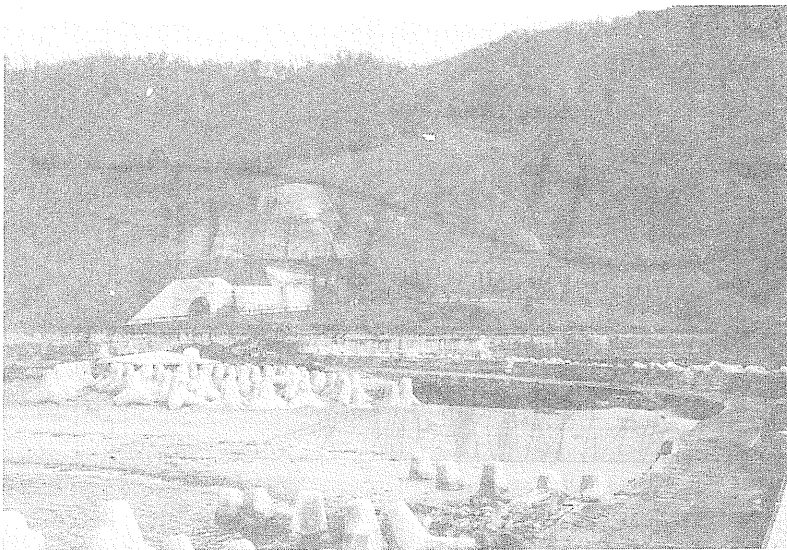


図-1. 位置図

写真-1. 礼文浜トンネル入口付近斜面崩壊抑止工完了。



## 2. 付替計画

皇蘭本線は对本州の幹線ルートとして本道の重要幹線である。礼文〜大岸間(4km)は、長万部〜洞爺間で唯一の単線区間で、輸送上のネックとなっている。

当区間一帯は一方に懸崖が迫り、海岸線には奇岩、怪石が乱立し、礼文華の奇勝として名高く、近年自然公園に指定されるなど景勝の地である。

現在線は急峻な海岸線沿いの断崖を縫う如く、急曲線が連続し、丘嘴巨貫く岩見茶津、遠古武の小トンネルを潜り、大岸停車場に至っている。

断崖は風化が著しく落石による列車障害が頻発、トンネルの老朽化(大正15年建設)による変状著しく、海岸線に設けられた護岸よう壁も甚しい浪害を受けるなど災害歴が多く、道内でも有数の要注意線区である。

そこでこれらの点を解消し、防災を計る目的で昭和47年3月に延長約25 kmを別線による付替工事の認可を得、49年10月使用開始の目標で、47年6月着工した。

本付替工事の主体をなす礼文浜トンネルの入口付近の施工中、48年7月、導坑の急峻な変状、トンネル上部斜面にクラックが発生する等の地山の変状を惹起したので工事を中止し、調査並にに施工法を検討の上、対策工法を樹立、工期を延伸し、50年10月複線使用開始を目途に現在、厳寒の中を、鋭意施工中である。

## 3. トンネル工事の概要

礼文浜トンネルは延長1,202mの交流複線型断面を有し、工法は底設導坑先進上部半断面工法を採用し、坑外設備及び用地の関係からトンネルの終点方から掘さくした。なお始点方坑口は急崖のため落石覆い( $l=15m$ )及び掘きコンクリート( $l=12m$ )を始点方入口より施工した。

トンネルの地質は変質安山岩と安山岩質凝灰岩を主体とした亀裂の多い岩質であったが、出口より1,100mまでの普通工法区間は中央導坑で比較的順調に進んだ。

24°40'付近から入口までは30~40度の急斜面を浅く掘った状態で通過する。加えてこの付近は粘土をかんだ変質安山岩で風化が進んでいるので、偏圧をもたつた相当の土圧が予想された。

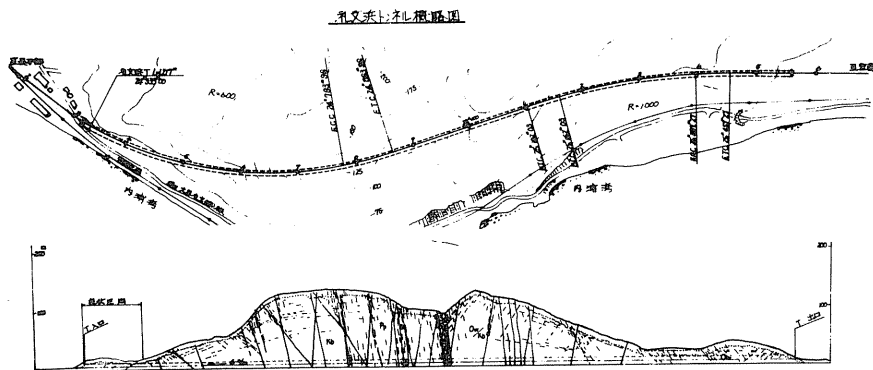


図-2 礼文浜トンネル概略図

トンネル施工に万全を期するため、「サイロット工法」に変更し、24<sup>号</sup>430<sup>号</sup>付近に横坑を開き、48年4月21日、山側サイロットの掘さくに着手、地質は極度に粘土化した変朽安山岩であったが、幸いにも湧水が少なく順調に進み、5月28日導坑の貫通を見た。引続き坑口付近のアーチコンクリートを施工、海側サイロット掘さくを開始した。約90<sup>号</sup>掘進した時、7月25日支保工の変形等急激な変状を来した。この後は導坑を閉塞し、延長104<sup>号</sup>を特殊区間として工事を中止、各種調査観測を続けながら対策工法を検討したものである。

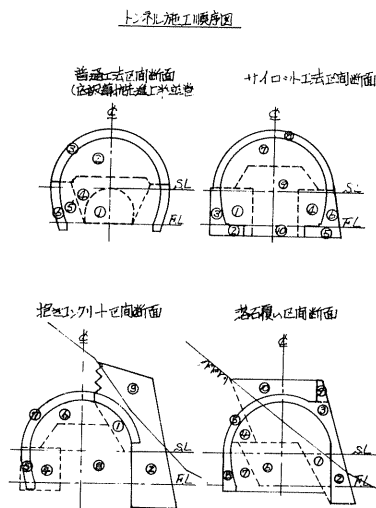


図-3. トンネル施工順序図

#### 4. 坑口付近の地形、地質

##### (1) 地形

本区間の地形は、礼文華川、小鉾岸川、貫負別川等の中小河川の河口が小規模な海岸砂丘で内浦湾と接する以外は、比高40~50<sup>号</sup>、時には100<sup>号</sup>にも及ぶ急崖で海食崖を形成している。礼文浜トンネルの入口もこの海食崖部に属し、急斜面を呈する。この急斜面と内浦湾との間に道々大岸、礼文停車場線と室蘭本線が走っている。

坑口付近の現在線は護岸よう壁を設け、山側に盛土して施工されている。急斜面部には屏風岩に代表される切り立った岩盤が露出して懸崖を形成している。懸崖の裾部には崩落土砂が数<sup>号</sup>の厚さで堆積している。

トンネルの礼文方坑口はこの懸崖の裾部に計画された。また横坑(24<sup>号</sup>430<sup>号</sup>)付近に凹地形が見られるが、この部分の表層土砂の厚さは凹地形の規模に比して薄く、旧崩壊地跡と推察される。

急崖の尾根より北側(山側)には標高90<sup>号</sup>~50<sup>号</sup>の間に、西側(礼文華川)方向に後斜面が発達し、その裾部は礼文方坑口から連続する比高約10<sup>号</sup>の急崖となつて礼文華川沖積地と接する。

この急崖も沖積地形成以前の旧海食崖であり、上部の後斜面は、この海食崖形成以前の扇状地性の地形であろうと推察される。

## (2) 地質

礼文方坑口付近の地質は、新第三紀、中新世の訓縫層群に相当し、プロピライト化した安山岩熔岩と、同質の凝灰角礫岩からなる。

これらの地層の露頭条件が悪く複雑であり、ボーリングコアから判断して、NE-S E方向の走向でNW方向へ緩く傾斜しているものと想定された。又一部で自破研状の安山岩も見られることから、凝灰角礫岩と安山岩は移化した部分もあると思われた。又これらの地質は、断層及び破砕帯等のいわゆる弱線帯に沿って二次的な熱水変質を受け、石英、イライト、緑泥石、カオリン等の二次鉱物を生じている。

更に鉱化変質も受け、随所に黄鉄鉱が晶出している。変質の著しい部分では粘土化している。変質を起した礼文方坑口では、懸崖裾部のトンネル計画線付近に著しい粘土化帯がみられる。又斜面上部にも、ボーリングP-1、P-2の中層付近にほゞ、これと平行した変質帯がみられる。この二つの変質帯はトンネル内及びボーリングコアで見られる深度から判断して北側(山側)へ70度前後傾斜しているものと思われる。又この変質帯は24<sup>km</sup>360<sup>m</sup>、24<sup>km</sup>400<sup>m</sup>、付近にみられるNNW-SSE方向の断層により曲げられて、トンネルとほゞ平行な方向をとっている。

これら地質の状況を地山切取後の法面より観察すると、法面全体を構成する地質は、安山岩溶岩及び同質の凝灰角礫岩であるが、程度に強弱はあるが、全体的に熱水変質作用を受けてプロピライト化している。

大局的に岩層区分を行なうと次のように表現できる。すなわち、法面(I)は凝灰岩、法面(II)は、大部分が安山岩であるが、右端近くは凝灰角礫岩、法面(III)は大部分が安山岩、法面(IV)は凝灰角礫岩が主体を成している。

また変質の程度については、法面(I)が最も強い変質状況を示し、法面(II)、(III)及び(IV)は全体的に変質程度は弱い。局部的に変質の進んでいる部分が存在する。

構造的な面では、法面(I)は強い変質作用のため不詳であるが、法面(II)、(III)及び(IV)には破砕構造や小断層の存在等が認められ、法面(I)も含めて全体的にまごまごしていることが分る。

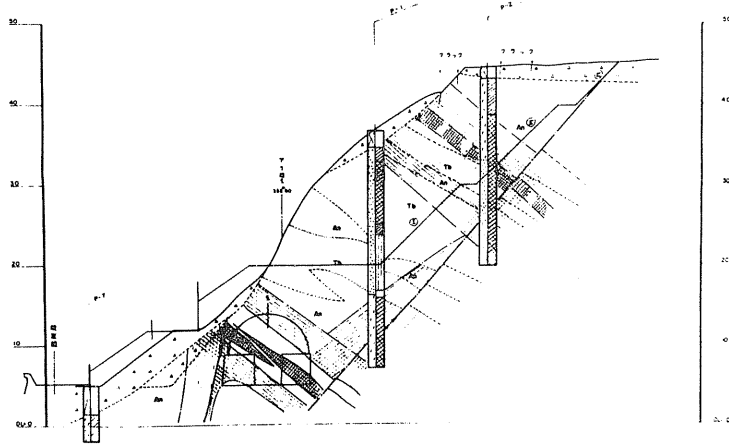
法面(I)と法面(II~IV)の変質状況の相違の原因については、次の様なことが考えられる。即ち法面(II)以上の安山岩が一層のキャップロックで押えられ、変質は法面(I)以下で強く、法面(II)以上はキャップロックの弱所を通じて上昇した熱水等による変質作用を局部的に受けたと解釈ができればよい。

強い変質作用を受けた法面(I)は、乾燥状態では或程度の堅硬さを持っているが、水が加わるに従い粘土化が進み、ハンマーが容易に突きさる状態に至る。

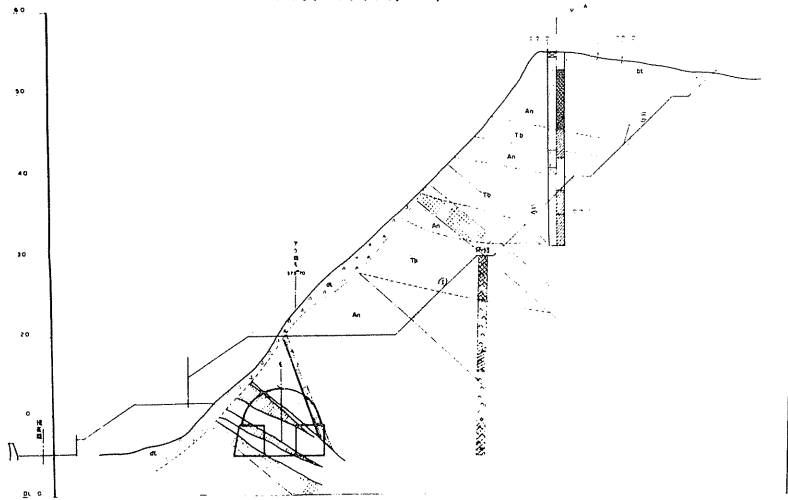
従って法面(I)については降雨等の水からの防ぎよを考慮してコンクリート吹付により施工した。



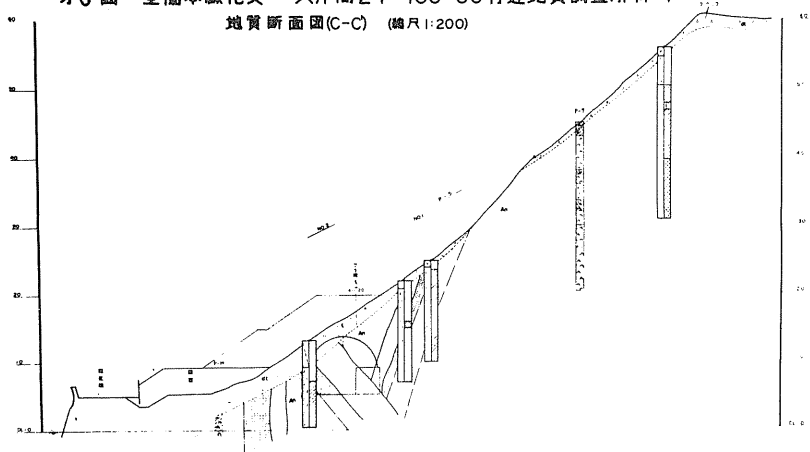
才4圖 室蘭本線礼文一大岸間24<sup>K</sup>400<sup>M</sup>00付近地質調査解析  
地質断面圖(A-A) (縮尺1:200)



才5圖 室蘭本線礼文一大岸間24<sup>K</sup>400<sup>M</sup>00付近地質調査解析  
地質断面圖(B-B) (縮尺1:200)



才6圖 室蘭本線礼文一大岸間24<sup>K</sup>400<sup>M</sup>00付近地質調査解析  
地質断面圖(C-C) (縮尺1:200)



## 5. 変状の経過

変状の第一歩は昭和49年5月23日に発生した抱きコンクリート層のクラックであった。クラックは相当の大きさの側圧によるものと推定されたが、基礎地盤の沈下等も考えられた。決定的な変状は7月25日、海側サイロックト支保工に変状を生じた。サイズ1501の支保工が5.6基急激に撓み始めた。

直ちに作業を中止して桁尺 $\phi 150$ mmを補強したが、一時は補強が間に合わない程の勢いであった。支保工は押木が撓み、足が押し出され、フランジは換れ、或は坐屈し、火打のボルトは殆ど切断された。又変形支保工は坑口側へ傾斜して居り、変形支保工は最終的にお基に及んだ。7月26日になつて今度は山側導坑に急激な変状が発見された。更に午後になつて山腹のクラック、山裾の露頭岩の変状等が認められた。直ちに現地緊急対策会議の結果、取りあへず道々大岸、礼文停車場線を交通止めし、押え盛土を施工する事に決定、一次、二次を含め約2,000 $m^3$ の盛土を施工した。7月28日には山腹、山頂にかなりのクラックを発見したので7月30日に大規模な地表調査を実施、緊急対策としてクラックの充填、地すべり計(6台)を設置した。また雨水の浸入防止のため、ビニールシートによる被覆、落石防止のためナイロンネットを設置した。

これらの緊急処置を講じた後、技研、並に本社の現地指導に基き、地傾調査、パイプ歪計によるすべり面の確認、地すべり計、および警報器の強化、落石止柵の設置並に24時間固定警戒の体制をしいた。

これらの一連の緊急施工と並行して、構造物の変状調査を行ない、判断材料を得た上で対策会議を開催することとなった。

その後は急激な変化は認められなかつたが、変位量、測定値は確実に増加の傾向にあった。観測開始後8月18日から19日にかけて160 $mm$ を超える集中豪雨が有り、厳重警戒体制に入ったが、事無きを得た。

移動計(伸縮計)測定グラフ

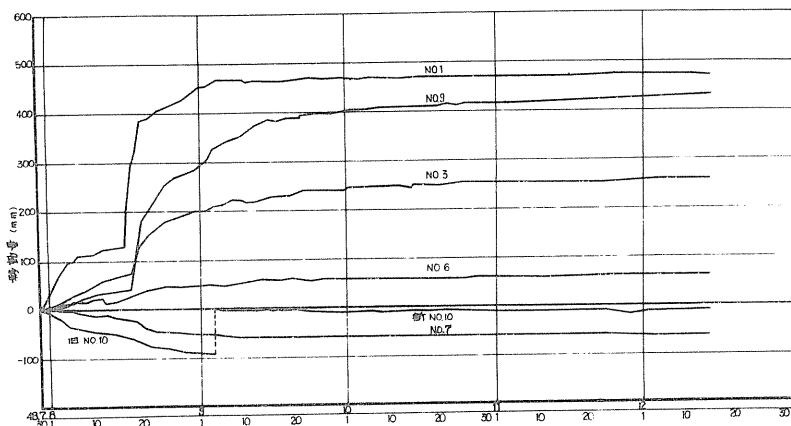


図-7 移動計測定グラフ

## 6. 変状の観測

礼文沢トンネルの坑口付近の変状に伴って行われた調査、測定は次のとおりである。

- |                   |      |
|-------------------|------|
| (i) 調査ボーリング       | 12箇所 |
| (ii) 移動計観測        | 13箇所 |
| (iii) パイプ歪計観測     | 9箇所  |
| (iv) コンクリート亀裂変位測定 | 6箇所  |
| (v) 計器測定          |      |
| イ) 鉄筋計            | 1箇所  |
| ロ) 支保工応力の測定       | 1箇所  |
| ハ) 岩盤応力測定         | 1式   |

変状の観測体制を強化することは、2次災害発生の情報をつまやかに握り、人身災害の事故防止に努めることは勿論であるが、斜面崩壊抑工やトンネル掘さく工の施工法と規模とを判断するものとして重大である。まず、道々上部斜面の観測と地山変状機構解明のため遠隔操作の出来る地すべり計を13箇所設置した。

これらの記録を観測小屋に集結し、常時観測し、移動計の移動量が4mmを超えると警報ブザーが鳴る装置とした。斜面崩壊予知については、斉藤博士の定常フリープによる崩壊予知の理論に基づいて警備基準を定めた。地すべり挙動の実態は図-7に示すように8月から9月にかけては相当の移動量を示したが、押え盛土、地山クラック填充、導坑閉塞後は、動きは見られなくなった。

さらに崩壊斜面の深さとその動向を探るため、パイプ歪計を9箇所設置した。動きの顕著な点は、ボーリングコアその他から、表土と岩質部といった異種地層の境界部に一致しているデータがかなり多いことに注目された。

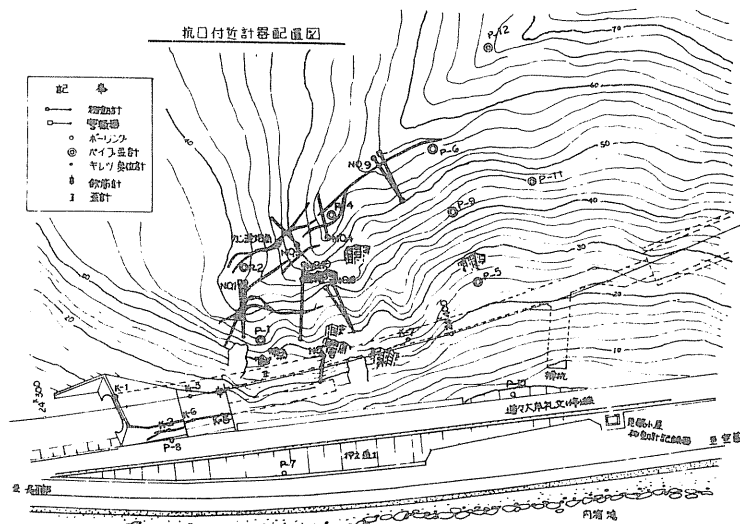


図-8 坑口付近計器配置図

これらの点は地山の不均質な地質構造に帰因する局部的すべりなのではないかと推察されるのである。トンネル内の変状観測は、中心・高低は勿論、コンクリートのクラックに対しては、クラック歪計を設置した。坑口付近のアーチコンクリート内面には、多数のクラックが発生したが、坑口方のアーチコンクリート施工に際して、鉄筋計を埋設して地圧の変化を測定した。海及び山側のサイロットの導坑の胴梁には、支保工に対する地圧の負荷状態を知るために、直視歪計を設置した。

鉄筋計の応力状態をみると、下側が上側より大きい値で引張応力が作用しているから、地山の土圧合力が斜め上方、山側から働いているものと考えられる。

一方支保工歪計の応力値をみると上側が引張、下側が圧縮応力を示す測定値であったので、盤圧が作用したものと推定される。これは導坑閉塞により胴梁の歪計のデータは盤圧が相対的に減少したことを示している。

これら一連の観測は、斜面前壊影響圏におけるトンネル掘さくに対する安全管理の面において大きな効果を示した。

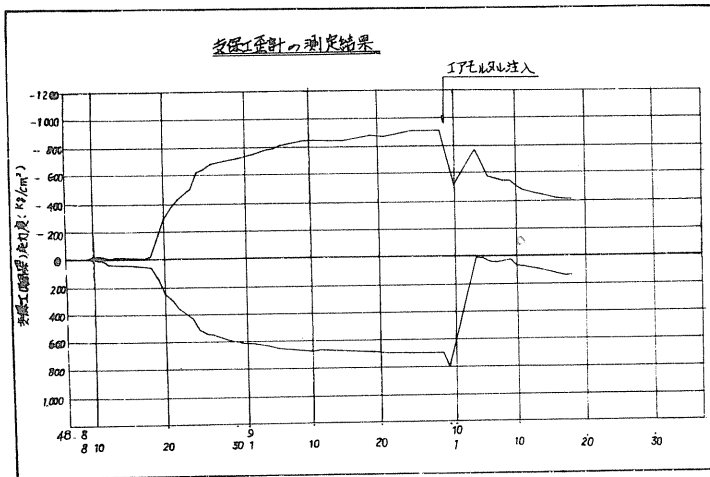


図-8 支保工歪計の測定結果

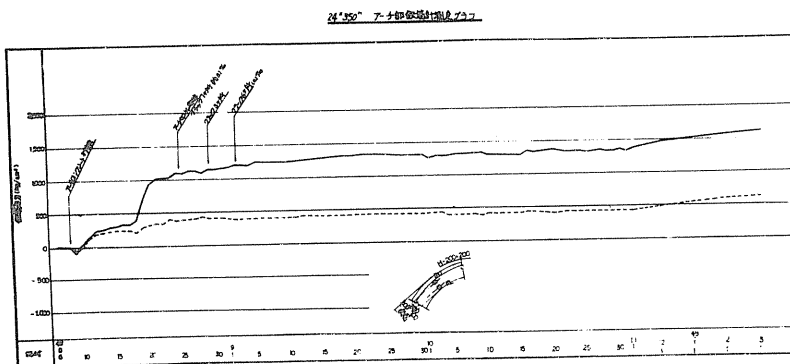


図-9 鉄筋計測定グラフ

## 7. 対策工法の検討

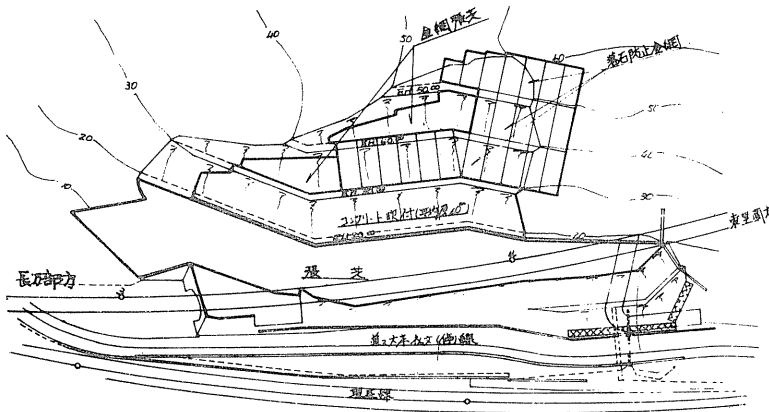
一般的な抑止工としては、地表及び地下水の処理、排土工、押え盛土、くい打工及びよう壁等が考えられる。またトンネル坑口の偏圧対策工法としては、保護切取、押え盛土、グラウト、P・Cアンカー、オープンカット工法について検討を行なった。いずれの工法をとつても現地の条件を考えると適切を欠き、対策に腐心した結果、それらの特性をそれぞれ生かし、最も現地に適応し、且迅速に抑止力を発揮して所定の工期限内にトンネル掘さく再開が早く出来る、最も経済的な工法ということで、保護切取と、押え盛土を主体とした対策工法に決定した訳である。

決定の際の施工条件として次の点を考慮した。

- 1) 道々、及び室蘭本線の安全確保
- 2) 二次災害の防止
- 3) トンネル施工の安全確保

このことから、24<sup>k</sup>と55<sup>m</sup>～400<sup>m</sup>付近までは山裾の余裕が少ないので切取を主体として計画した。切取斜面の法勾配は地山が軟岩であることから、1割とし、切取量はトンネル偏圧の軽減を考慮してE・L 20<sup>m</sup>まで下げることにした。なおすべりに対する必要排土量からの計算ではE・L 35<sup>m</sup>程度までの切取で充分である。24<sup>k</sup>400<sup>m</sup>～450<sup>m</sup>においては切取法面が山頂付近に及び斜面が長大となり二次崩壊の恐れがあること等を考慮して、押え盛土によることにした。本年3月下旬着工し、

対策工平面図



作業は順調に進捗し、11月しゅん功した。

その施工数量は切取約26,000<sup>m</sup><sup>3</sup>、盛土は約6,000<sup>m</sup><sup>3</sup>であった。切取斜面の保護は保安林内であること等から積極的に緑化の方針で設計した。

図-10. 対策工法平面図

## 8. トンネル施工計画

特殊工法区間の未完成部分は延長104<sup>m</sup>であるが、図-11に示すように、未着工部分、山側側壁完了部分、及び側壁完了部分の3区間に分けて考える。施工法は、変状対策工法を行うので、特殊な工法は採用せず、導坑断面を極力小さくしたサイロット工法とした。このうち著しい変状区間を含むB区間の海側サイロットは特に二段式とした。上部半断面の施工は先づ準特殊区間を大岸側から掘さく、覆工した。

A、B区間は礼文方から施工した。掘さくはリングカットとし、覆工と切羽との

間隔は施工上可能な限り短縮して、いわゆるドシツキ工法で覆工までの時間を極力少くした。覆工は2月上旬ほど完了し、引続きりょう盤コンクリート、下水コンクリートの施工をして50年3月末しゅん功の予定である。

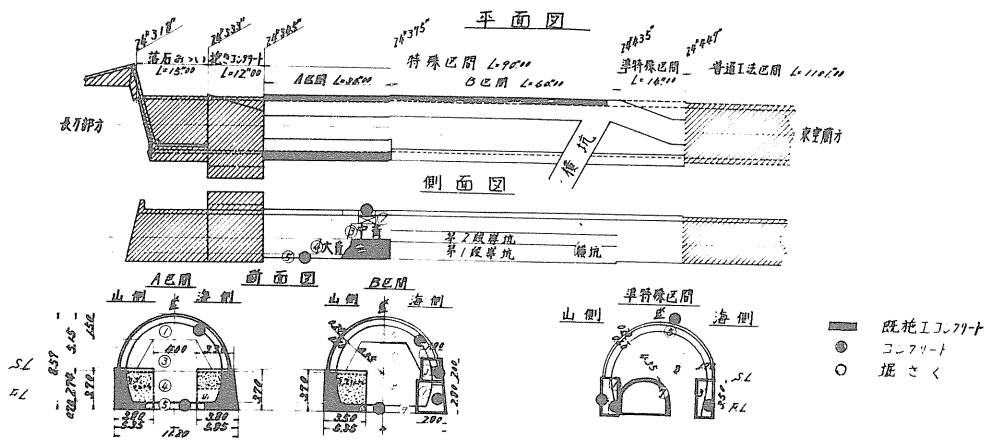


図-11 特殊工法区間平面図

9. むすび

斜面崩壊の前兆を生じ慎重に地山対策工事を実施し、現在トンネル工事を施工中であるが、順調に進捗し明春3月の所定工期内に完成の旨は立った。

以上の結果をまとめると、(1)地山変状の主因は地山中に胚胎する粘土化または強変質岩がトンネル掘さくによつてゆるみ、局部的すべり運動を始めたものと推定される。このための対策工事は、(2)表土、急斜面を除去し、表層すべりと、崩落防止(3)地山応力の低減に伴う後み運動の緩和、(4)円弧すべりに対する安全率の向上をもたらし、今後再び大規模な災害の生ずる可能性を抜本的に取り除いたものと考えている。

今回の工事にあたり、常に社会的責任と地すべり抑止の執念の上に立って、日夜寢食を忘れて努力し、これまで無事故を継続している当札幌工事局の関係職員ならびに建設業の関係者に対しまして深い感謝の意を表するものである。

## 基礎ぐいの鉛直支持力と載荷試験結果

北海道開発局土木試験所 野口 義教 森 康夫  
加賀屋誠一 逢坂 秀俊

まえがき

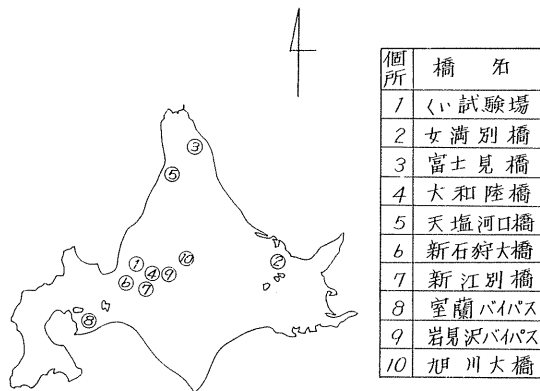
最近、構造物の基礎として、くい基礎を採用する場合、建設公差を軽減しなければならぬ。あるいは、施工機械の開発が進んだなど種々の要因により、場所打ちコンクリートぐい、および大口径ぐいが盛んに用いられるようになってきた。同時に支持力についても、従来からの問題点も含めて新たに検討しなおさなければならぬ事項が提起されてきている。特に、くいの鉛直支持力については、いままでにも指摘されてきたように、極限支持力、および沈下量の推定方法に問題があり、新たに施工法による支持機構の違いを加味して、従来の方法を改訂しようという動きもある。

本報文は、以上の点を考慮し、四一ノのような各地点で実施した鉛直載荷試験結果をとりまとめ、その結果にもとづきくいの支持力、すなわちくいの周層擦抵抗、くい先端支持力について、あるいは沈下量の推定方法について、若干の検討を加えたものである。

### 1 試験ぐいと鉛直載荷試験について

四一ノに示した各地点における試験ぐいの種別、くい諸元、あるいはくい先端付近のN値等を表一ノに示した。表を見てもわかるように今回とりまとめた対象となった試験ぐいは、大別して普通口径の鋼管ぐいと場所打ちコンクリートぐいであるが、PIFぐい以外は、すべて橋梁の基礎ぐいとして施工されたものであり、工現場を除いて、くい先端がN値30以上のいわゆる良質な支持層に到達している。

また、鉛直載荷試験は、ほとんどが緩速載荷試験法に準拠して実施しており、すべての試験ぐいについて載荷重と沈下量のほかに、くいに設置したひがみ計、あるいは鉄筋計を用いてくい軸方向のひがみ(断面力)分布も測定している。



図一ノ 載荷試験個所

この鉛直載荷試験を実施する場合、後述するようにくい施工後における試験実施までの放置期間が結果に大きな影響を与えるが、表一に示した試験くいについては、砂質地盤、および粘性土地盤でそれをくい施工後少なくとも1、および2週間以上は放置したのに対して実施している。

以上述べたもの以外に、大曲くい試験場において鋼管セル型ウエル基礎に関する一連の載荷試験の一部として、表一に示した3種類の連結鋼管くいに対して鉛直載荷試験を実施しており、今回その結果の一部をここに紹介する。

鋼管セル型ウエル（以下鋼管矢板）に対する鉛直載荷試験の目的は、くい断面の増減が支持力に与える影響を調べることが主目的としており、その際、先に述べたようにくい施工後における試験までの放置期間が支持力に与える影響も合わせて調べるため、表一に示したように1部のものについて放置期間を約1ヶ月以上とった場合と約1年とった場合の2時期に試験を実施した。

試験の結果得られた載荷力～沈下量の関係と、軸力分布の一部を図一、および図一三、四に示した。図一の曲線において、タイプ二（再）とタイプ三が双方に実験値に入れ替りが見られるが、これはタイプ一、二の試験が手動式油圧ジャッキを用いたのに対し、タイプ三で自動式油圧ジャッキを用いており、両者の刺動装置による載荷速度の違いおよび沈下量測定結

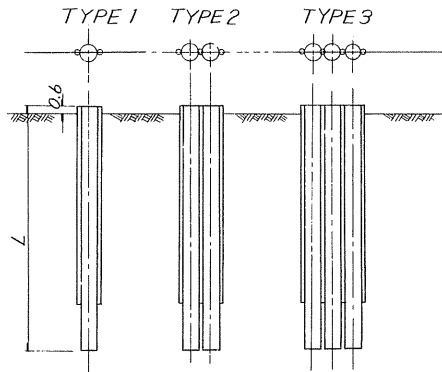
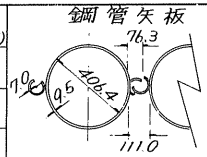
表一 試験くい諸元

個所	くい種	くい諸元			左記のN値	載荷試験結果			
		φ (mm)	L (m)	t (mm)		極限 (ton)	先端 (ton)	支持率 (%)	
1	SPP	508	36	12.9 <sup>5</sup>	砂礫	35	320	48	15
	"	406.4	24	9 <sup>5</sup>	砂	10	123	39	32
2	"	508	32	12.7	岩盤	50	270	127	47
3	"	508	24	12.9 <sup>5</sup>	粘土	15	210	39	19
4	"	600	45	12.9	砂礫	50	360	58	16
5	"	800	20	12	砂	40	500 <sup>0</sup>	87 <sup>0</sup>	17
6	(斜い)	812.8	46	12.9 <sup>5</sup>	砂礫	30	501	55	11
7	"	"	40	12.9	砂	30	870 <sup>0</sup>	48 <sup>0</sup>	6
8	PCCP (N/D)	800	17	120	"	50	327	56	17
	(C/M)	"	"	"	"	50	600 <sup>0</sup>	140 <sup>0</sup>	23
	鋼管セル型	1000	20 <sup>7</sup>	—	"	40	700	74	11
	(P/P)	400	12	—	風化岩	36	180 <sup>0</sup>	54 <sup>0</sup>	30
9	(")	"	"	—	粘土	16	65	9	14
	(")	"	15	—	"	15	90	21	23
	(")	"	12	—	"	8	50	8	16
	(")	"	15	—	"	9	61	5	8
10	RCP (C)	1000	12	—	砂	40	840 <sup>0</sup>	75 <sup>0</sup>	9

○最大載荷力

表二 鋼管矢板諸元

TYPE	B (cm)	L (m)	I (cm <sup>4</sup> )
1	55.9	23.4	23,500
2	107.6	"	46,700
3	159.4	"	70,670



表三 試験時期

TYPE	くい打込み	鉛直載荷試験	備考
1	S46.8.28	S46.10.9	鋼管矢板の連結は年1本づつ
2	S47.8.11	S47.9.12	
2再	"	S48.8.30	
3	S48.9.16	S48.10.31	
3再	"	S49.7.29	



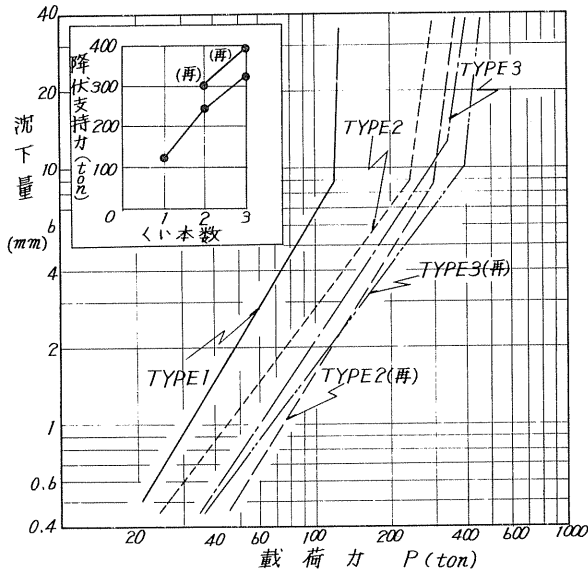


図-2 載荷力～沈下量曲線

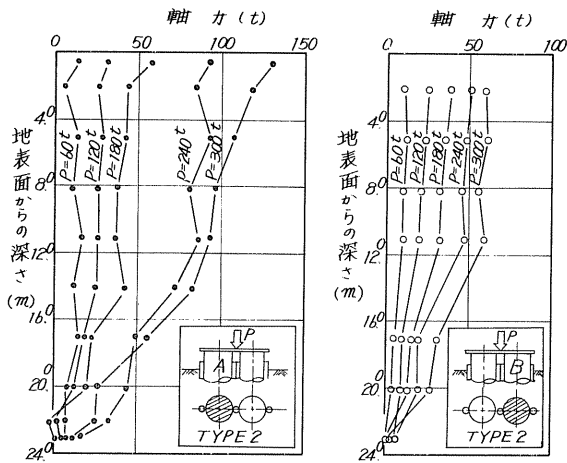


図-3 くい別軸力分布

表-4 最大摩擦強度と載荷力

TYPE	くい周面最大摩擦強度	左記の載荷力	左記の地表面からの深さ	備考
1	3.80%	123 t	17.10 m	
2	3.51	240	〃	
2(再)	4.55	330	22.10	
3	4.12	400	17.10	
3(再)	6.65	450	22.10	

果に問題のあった事が主な原因として考えられるが明らかでない。

また、図-3, 4によれば鋼管矢板を構成しているくいによって軸力分布がかなり異なっているが、これは載荷量の偏心、落接による材質の変化等が原因と思われる。この軸力分布を利用して各区間の平均くい周面摩擦抵抗と平均沈下量を計算し両者関係を示すと図-5, 6のようになり、各タイプ別に最大摩擦強度を示すと表-4のようになる。

これらの図表から次のようなことが明らかとなった。

おなわち、くい本数と降伏支持力との間には、ほぼ直線的な比例関係があり、この場合、影響範囲の重複による支持力の低減が考えられるが、今回の試験結果からはその現象を明確に見出せなかった。また、タイプ2, 3におけるくい施工後の放置期間と降伏支持力との大きさについて調べて見ると、約1年間放置したものが、約1ヶ月間放置したものより、25~30%程度支持力が増加していることが解った。

さらに、くい先端支持とくい周摩擦による支持分担を調べると、後者の方の荷重分担率が極めて大きく、放置期間との関係でみると期間がたつと両者とも増加している。これは攪乱された(粘性土)地盤の強度回復によるものと推察される。

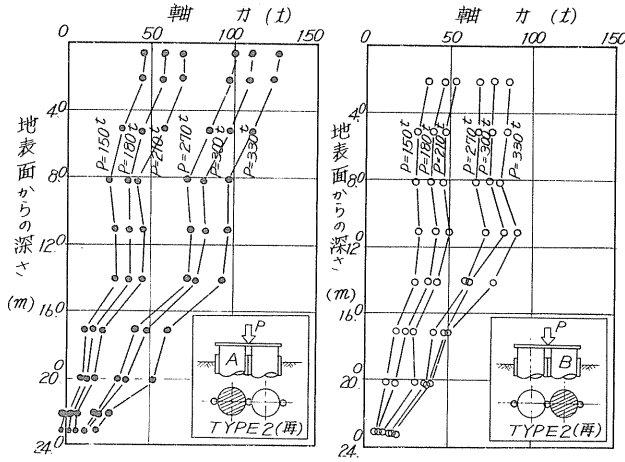


図-4 くい別軸力分布

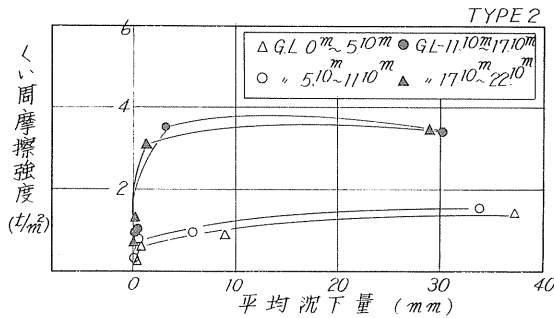


図-5 くい周面摩擦強度と平均沈下量

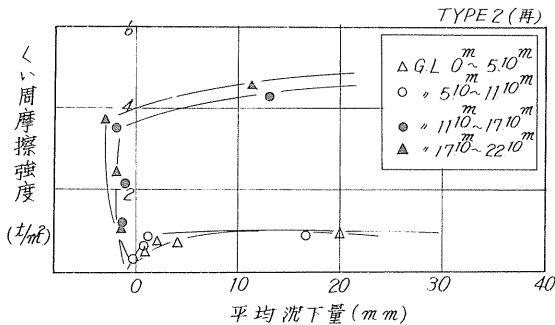


図-6 くい周面摩擦強度と平均沈下量

なお、くい周面摩擦強度は平均沈下量が数mm以上になると一定値(最大摩擦強度)をとり、その値は深さ、あるいは土質などに関係することなどが認められた。

以上、試験ぐいと鉛直載荷試験、および鋼管矢板の載荷試験結果について述べたが、鋼管矢板の試験結果については未整理の部分もあり、今後他の機会に追って発表する予定である。

## 2. くい先端支持力、くい周面摩擦、および沈下量について

くいの支持力は、くい先端支持力とくい周面摩擦力の和であらわされるが、くいのひずみ(断面力)分布を利用すると、図-3~6で示したようにくい先端支持力、くい周面摩擦強度、およびくい先端での沈下量などを求めることができる。ここでは、表-1に示した各現場の載荷試験結果から、それらを求め検討してみることにする。

### 2-1 くい先端支持力

各載荷試験の結果にもとずき、極限(或降伏、両者が得られていないもの)については、最大載荷重(最大載荷重)を計算すると表-1のようなものとなるが、くい先端付近の土質別にN値との関係を示すと図-7、8のようになる。図によるとバラツキはあるが、先端支持力は、土質およびN値(くい先端付近2mの平均N値)に関係なく10~20%程度の範囲にあるもの

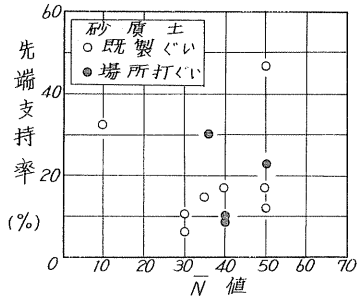


図-7 くい先付近のN値と支持率

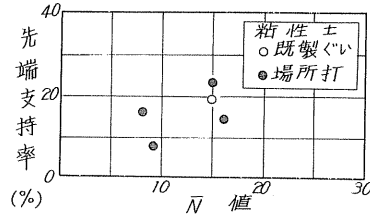


図-8 くい先付近のN値と支持率

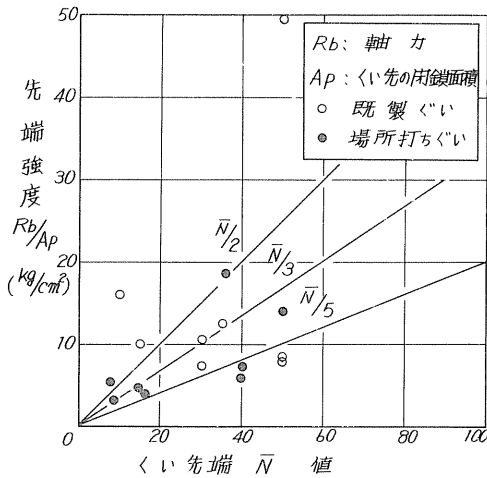


図-9 くい先端強度とN値

が多く、かなり低い値を示すのがわかる。

いま、くいの断面積の違いによる影響を考慮して先端荷重強度 ( $R_b/A_p$ 、 $R_b$ : くい先端荷重、 $A_p$ : くいの断面積を鋼管ぐいの場合閉鎖断面) と  $N$  値との関係をプロットすると図-9 のようになった。この結果次の関係式が成り立つことがわかった。

$$\frac{R_b}{A_p} = \bar{N}/2 \sim \bar{N}/5 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

(平均  $\bar{N}/3$ )

また、図によれば場所打ちコンクリートぐいが、既製ぐいに比較して同一  $\bar{N}$

値に対して体系的に低めの  $R_b/A_p$  をとる傾向がみられる。

これは、施工上の関係から、くい先端地盤のゆるみ、くい先端部のスライムの有無、あるいは設計断面と施工断面の違いなどの影響によるものであろう。

周知の通り Meyerhof によれば、くいの先端支持力は極限状態を  $40\bar{N}A_p$  (安全率を考慮し降伏状態を考えた場合  $27\bar{N}A_p$ ) で計算されるが、図-9 から  $R_b \approx (\bar{N}/3)A_p$  (単位を ton で表わすと  $R_b \approx 3\bar{N}A_p$ ) 程度しか期待できないこととなる。このことは、載荷試験によって極限支持力を求める事が非常にむづかしく、今回の整理において降伏荷重もしくは、最大載荷重を対象としてとりよめた現場が多かったこと、あるいは載荷試験が短期載荷状態であることなどが、原因となって生じた現象とも考えられる。今回その点に関して明らかに出来ないが、いづれにしても従来の公式を用いて支持力を算出する際に大きな問題となることである。

### 2-2. くい周摩擦強度

各試験ぐいについて、図-5, 6 に示したと同じような方法で、くい周面に作用

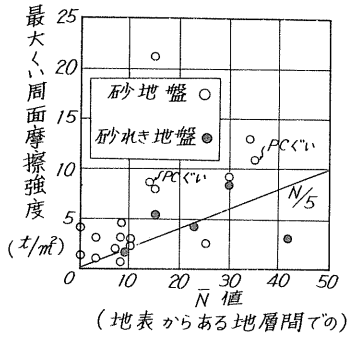


図-10 鋼管ぐい

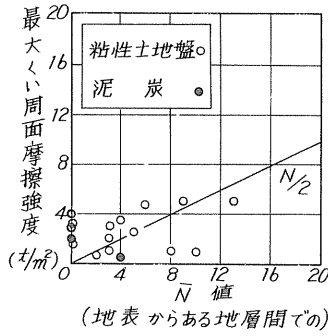


図-11 鋼管ぐい

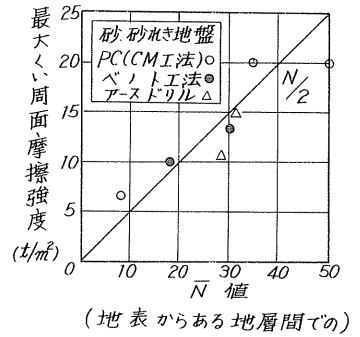


図-12 場所打ちぐい

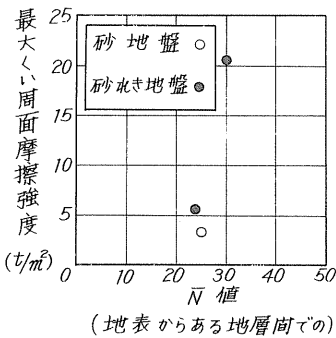


図-13 場所打ちモルタルぐい

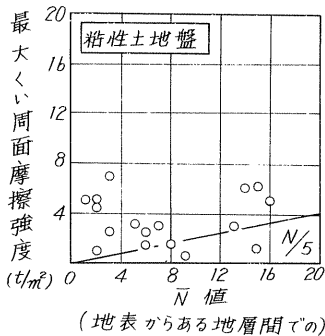


図-14 場所打ちモルタルぐい

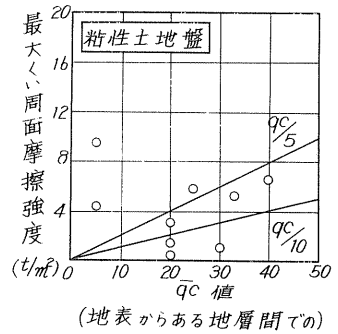


図-15 場所打ちモルタルぐい

する最大摩擦力  $f_{max}$  を求め、ぐい種別、および土質別に  $N$  値との関係を示すと図-10~15 のような結果になる。

これらの関係については、すでに全国的な規模でとりまとめられているが、今回のとりまとめ結果によると、砂、砂れき地盤における鋼管ぐい、および場所打コンクリートぐいが、それぞれ  $f_{max} = N/5$ 、および  $N/2$  となり、ばらつきはあるが全国的なとりまとめ結果と同様な関係を得ることが出来た。

しかし、粘性土地盤のものについて見ると、沖積土が多く軟弱な土層での資料が多いせい、鋼管ぐいで  $f_{max} = N/2$ 、場所打ちモルタルぐいで  $f_{max} = N/5$  と、全国的なとりまとめ結果の、ほぼ  $1/2$  程度の摩擦強度しか期待できないことが明らかとなった。このうち鋼管ぐいの粘性土地盤の  $N/2$  は、Meyerhof の摩擦抵抗の項と一致していることがわかる。

砂質土で鋼管ぐいの  $f_{max}$  と、場所打ちコンクリートぐいの  $f_{max}$  とを比較した場合、掘削による地盤の緩みが考えられるにもかかわらず、同一  $N$  値に対して後者の方が大きい値を示すが、これは両者の表面のなめらかさ、あるいは土粒子の間隙にモルタルが浸透したために起る現象であろう。しかし粘性土地盤については、この傾向はまったく逆になっており、掘削によって地盤が攪乱され強度低下を起す、あ

るいは、砂地盤のように土粒子の間隙にモルタルが浸透するような現象は見られず、かえって濁水によりコンクリート(モルタル)のノ部が強度的に低下する現象などが、重複しあって、このような傾向を示したものと思われる。

### 2-3. 沈下量について

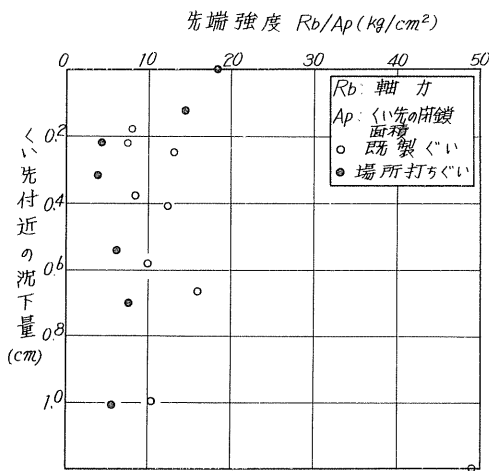
各試験ぐいの載荷重とくい頭での実測沈下量、およびくい先端付近での計算沈下量を整理して表一五に示した。この結果によると、PIPぐい以外、おなわち良質な支持層にくい先端が到達している支持ぐいと、PIPぐいのように一般的に摩擦

表一五 各現場の載荷力と沈下量

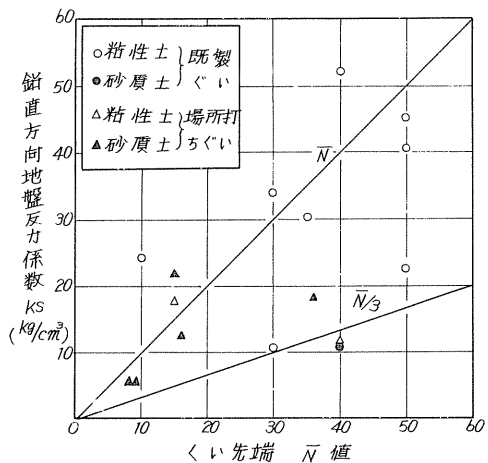
個所	くいの状態		くい頭		くい先付近		備考
	根入長 (m)	突出長 (m)	降伏(最大) 載荷力(t)	沈下量 (cm)	軸力 (t)	沈下量 (cm)	
1	34.5	1.5	200	1,207	25	0,410	
	23.4	0.6	120	1,178	21	0,665	
2	31.0	1.0	220	3,100	100	1,216	210 <sup>t</sup> の時
3	23.5	0.5	200	1,101	20	0,581	
4	44.0	1.0	320	2,000	24	0,378	
5	18.5	1.5	350	1,089	65	0,250	
6			501	2,435	55	0,494	
7	38.3	1.7	480	1,070	39	0,223	500 <sup>t</sup> の時
8	15.8	1.2	250	0,420	41	0,180	
	"	"	350	0,494	73	0,125	
	19.3	0.7	600	1,001	58	0,701	
	11.5	"	100	0,350	23	0	
9	"	0.5	50	0,380	5	0,320	
	14.5	"	60	0,350	6	0,220	
	11.5	"	45	1,050	7	1,040	
	14.5	"	50	0,820	4	0,600	
10	12.0	1.0	640	0,790	48	0,535	

ぐいと見なされるものとは傾向が異なっており、前者の方が、くい頭沈下量とくい先端付近の沈下量の比が比較的小さい値を示す傾向がみられる。換言すると、一般に支持ぐいといわれるもののくい頭沈下量においては、くいの軸方向の弾性変形量が大きなファクターを占めるといえる。

また、くい先端での荷重強度  $R_b/A_p$  を計算し、くい先端の沈下量との関係を示すと図一六のようになった。既製ぐい、および場所打ち



図一六 荷重強度と沈下量



図一七  $K_s$  と  $\bar{N}$

コンクリートぐいの  $R_b/AP$  が各々 5, および 10 と一定値をとるのに対し、沈下量は、  
0.2 cm ~ 1.0 cm の範囲にバラツキている。

ここで、場所打ちコンクリートぐいの  $R_b/AP$  が、既製ぐいのものに比較して統体的に低い値を示すのは、施工法上の差異から生じた現象であろうが、その他に上述したように、摩擦ぐいと見なされるぐいの資料を含んでいるためかも知れない。いずれにしてもこの図から既製ぐいの先端閉鎖効果が發揮されていることが推察できる。さらに、図-16 に地盤の硬軟の影響を加味するため、ぐい先端における鉛直方向地盤反力係数  $k_b$  ( $R_b/AP_{SEE}$  ;  $SEE$  : ぐい先端におけるぐいの沈下量) と  $N$  値との関係を示すと図-17 のようになった。点数も少なくバラツキもあり、この図から  $k_b$  と  $N$  値の関係を求めるには問題があるが、総じて  $k_b \approx N$ ,  $N/3$  程度のところに多く分布している。

### 3. ぐいの鉛直支持力、および沈下量の計算方法について

従来の支持力公式による計算支持力は、一般に(支持ぐい)ぐい先端の支持率がかなりの割合を占めるのに対し、前述してきたように試験結果によるものは、ぐい周面摩擦による支持率がかなりの割合を占めており、両者の断面力分布にかなりの差異がみられる。また支持力公式からぐい頭沈下量を推定することは、ぐい軸方向の断面力分布の推定が精度よく行なえない、あるいは困難であることから、支持力と沈下量の計算を切り離して考えるのが一般的である。しかし断面力分布がある程度の精度で求めると、支持力公式を利用した沈下量の推定が可能となる。

ここでは降伏荷重に至るまでのぐい頭沈下量が比較的弾性的挙動を示すものが多い(支持ぐい)ことを考慮して、前述の資料を参考にしながら、ぐい頭沈下量と降伏(場合によっては極限)支持力の計算方法について検討する。

いま、ぐい頭の沈下量を次式で表わす

[記号説明]

$\delta_E$  : ぐい頭の沈下量 (cm)

$\delta_E = \delta_{EP} + \delta_{EE}$  ..... (1)

$\delta_{EP}$  : ぐいの弾性変形量 (cm)

$\delta_{EE}$  : ぐい先端地盤の沈下量 (cm)

ここでぐい周摩擦が深さに比例して直線的に増加するとした場合、 $\delta_{EP}$  は、

[記号説明]

$R_p$  : ぐい頭作用荷重 (kg)

$\delta_{EP} = \frac{(\lambda + 1)(R_p + R_b)}{2AE}$  ..... (2)

$R_b$  : ぐい先端断面力 (kg)

$\lambda$  : ぐいの全長 (cm)

$A$  : ぐい枝の有効断面積 (cm<sup>2</sup>)

$E$  : ぐい枝のヤング係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\lambda$  : ぐいの突出長 (cm)

となる。ここで(2)式の適応性を検討するために実測値(表-5における、ぐい頭沈下量 - ぐい先沈下量)と、ぐいの弾性変形量 ( $\delta_{EP}$ ) の計算結果を対比してみると図-18 のような結果となった。図によると沈下量が大きくなると、点数も少なく

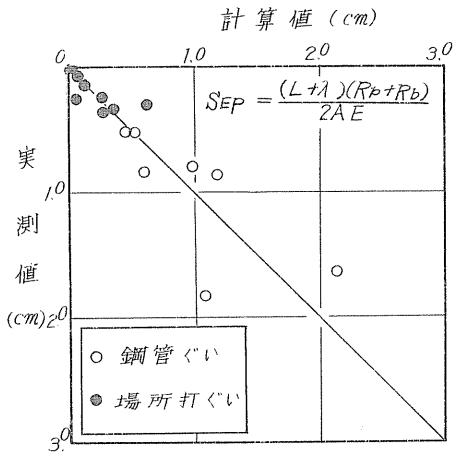


図-18 くいの弾性変形

バラツキもでてくるが、実測値と計算値とは比較的好まっておられ(2)式が大差なく表しうるものと思われる。

また、くい先端の沈下量( $N_{EE}$ )は次式で表わされるが、

$$N_{EE} = R_b / A_p \cdot \bar{N} \dots \dots (3)$$

(記号の説明)

$A_p$  : くいの閉鎖面積 ( $\text{cm}^2$ )

今回、図-17より $\bar{N}$ を $\bar{N}/2$ で代表させ、図-9より $R_b/A_p$ を $R_b/A_p \approx \bar{N}/3$ として、これらの関係を(1)式に代入し、最終的に整理すると、次のような実験式

が得られる。

$$N_{EE} = \frac{(R_p + R_b)(L + 1)}{2AE} + \bar{N}/3 \dots \dots (4)$$

$$R = 3N_{EE}A_p + \sum U_i f_{max i} \dots \dots (5)$$

さらに、くいの支持力公式についても、 $R_b/A_p \approx \bar{N}/3$ として修正すると、

となるが、この場合  $f_{max}$  は図-10~15に示した関係を用いて使いわけをする必要がある。

これらの実験式を用いて計算した支持力と、くい頭沈下量について、計算値と実測値を対比して表-6に示した。表によると支持力については、4ケースを除いた場合、実測値と計算値の比が、0.8~1.3程度の範囲にあり、比較的よい対応を示した。また、くい頭沈下量についてみると、実測沈下量が0.5 cm以下と小さい場合は、実測値と計算値の比が0.5以下と適応性が悪く、そ

表-6 支持力、沈下量の比較

箇所	くい頭降伏支持力 (t)			左記の沈下量 (cm)			備考
	1.	2.計算値	1/2	3.実測値	4.計算値	3/4	
1	200	178	1.12	1.207	1.650	0.73	
	120	64	1.89	1.178	1.127	1.04	
2	220	223	0.99	3.100	1.736	1.78	
3	200	161	1.24	1.101	1.150	0.96	
4	320	391	0.82	2.000	2.807	0.71	
5	350	279	1.25	1.039	1.251	0.87	
6	501			2.435			
7	430	438	1.10	1.070	1.875	0.57	
6	250	242	1.03	0.420	0.951	0.44	
	350	494	0.71	0.474	0.928	0.53	
	600	1099	0.55	1.091	1.310	0.76	
	100	177	0.56	0.350	0.026	0.34	
9	50	35	1.43	0.330	0.746	0.51	
	60	46	1.30	0.350	0.787	0.44	
	45	13	3.46	1.050	0.699	1.50	
	50	22	2.27	0.820	0.726	1.12	
10	640	698	0.93	0.790	0.217	0.86	

れ以外のほとんどが、突刺値と計算値の比が0.7~1.5の範囲に入る。

対派の悪いものについてみると、そのほとんどが場所打ちコンクリートぐいであり、施工管理がむずかしく、かつその是非が支持力およびぐい頭沈下量に大きな影響を与えることから、今後そうした面での検討も必要であろう。

また、支持力と比較して沈下量の計算値がバラツキている大きな原因は、ぐい先端の沈下量(ぐいEE)を $\frac{2}{3}$ すなわち $\alpha = \sqrt{2}$ として代表させてしまったためであろう。図-17を鬼ても解るように $\alpha = \sqrt{2}$ の関係を用いることには、無理があり、今後 $\alpha$ とN値との関係をより適確に把握することにより、ぐい頭沈下量の計算精度を高めることが出来るものと見られる。

#### むすび

以上、過去において数箇所現場で実施した鉛直載荷試験をとりあげ支持力(ぐい周面摩擦力、ぐい先端支持力)および沈下量について資料のとりまとめと若干の検討を加えた。今後ともこの種の試験は、道内各所において実施される予定でもあるので、資料の充実と充分な解析を重ね、ぐいの支持機構に対する解明に努めたいと考えている。

最後に、利用した資料はすでに発表済みのものもあるが、一部未発表の資料を提供して下さった方々に厚く謝意を表します。

#### [参考文献]

- 1) 高橋進(外)：攪乱を受けた地盤強度の経時変化に関する研究報告書(粘性土の乱れ度試験)、北海道開発局土木試験所基礎工研究室(1971)
- 2) 横山幸満：鋼ぐいの設計と施工、山海堂、P35~45、P94~102
- 3) 道路橋に関する地区講習会(講義要旨)：社団法人日本道路協会(1974, 10) P58~83
- 4) ぐいの鉛直載荷試験基準・同解説：土質工学会(1972, 3) P204~215
- 5) 逢坂、渡辺、野口、森、加賀屋、高橋：大曲ぐい試験場でのぐい試験について(各種静的載荷試験)、第17回北海道開発局技術研究発表会論文集(1974, 8) P373~379



# 現地液状化試験について

北海道電力(株) 技術研究所

宮前 繁也  
小谷 清  
塩谷 肇吉

## 1. まえがき

砂質地盤の液状化現象については、最近多くの研究や報告がなされているが、実地盤を対象として、液状化発生の有無を解明した例は少い。そこで、海浜地区をモデルに選び、まず(1)その試料を用いて室内で動的三軸圧縮試験機により液状化の予備的検討を行い、(2)つぎに現地の処女地盤についてバイブロハンマーにより動的応力を与えて、液状化現象の実際を把握した。(3)さらに、この地盤をバイブロコンポーザ工法によって強化したのち、ふたたび同機を用いて動的応力を加え、液状化の有無と工法の効果の確認を行った。

これら一連の試験を昭和46年以来実施してきているが、これによって室内と現地試験との相関性や、現地における液状化判定法の手がかりを得た。ここに、その概要を報告する。

## 2. 室内における予備試験

### 2-1. 試験対象地盤の物性値と液状化の事前検討について

対象とした地域一帯は河川による氾濫原堆積物によって形成された沖積低地で、標高+3m~+2mの海浜地区である。

ボーリング調査の結果-20mまでは、おおむね砂質土で地下水位も-1m前後と高い。代表的なボーリング孔4孔の地質調査の結果を図-1に示す。

地質、地盤条件(N値、粒度分布、地下水位、密度、物理性状)をもとに液状化を推定する多くの人の調査研究があり大まかな、事前検討をすすめることができる。

主な判定方法をあげると

- ・粒度分布からは、粒度曲線の範囲による判定 (大崎・渡辺の研究)
- ・深さに伴う限界N値曲線の範囲による判定 (小泉・岸田の研究)

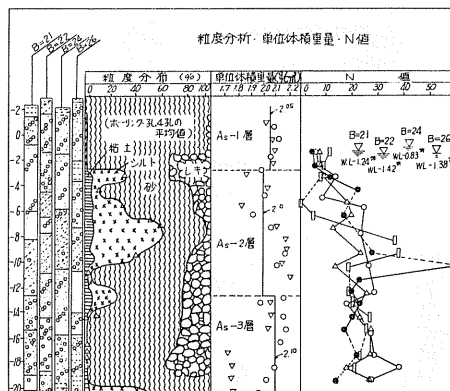


図1 粒度分布・単位体積重量・N値

- ・均等係数  $U_c$  値 10以下  
 $D_{50}$  0.074 ~ 2mmの範囲  
 (岸田の研究)

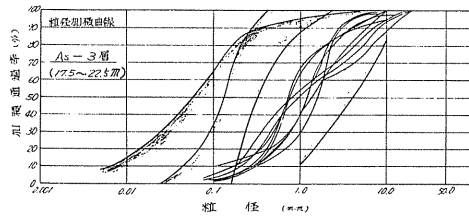


図2 粒度曲線と液状化しやすい範囲

- ・有効上載圧とN値との関係  
 (Seed, 岸田, 小泉, 大崎の研究)

- ・相対密度 75%以下 (Seedの研究)

などがあり、これに基づいて、あてはめてみると、モデル地盤の土質試料は殆んど、これらの規準の範囲の中にあり、事前検討の結果、液状化の可能性のあることが判明した。粒度分布による判定の1例を図-2に示す。

## 2-2 試料と試験方法

試験対象地盤の各深度(4, 8, 12, 16, 20mの5 case)における代表的試料を選定し(図-3)現地採取試料を、この粒度分布に再現したものについて試験を行なった。

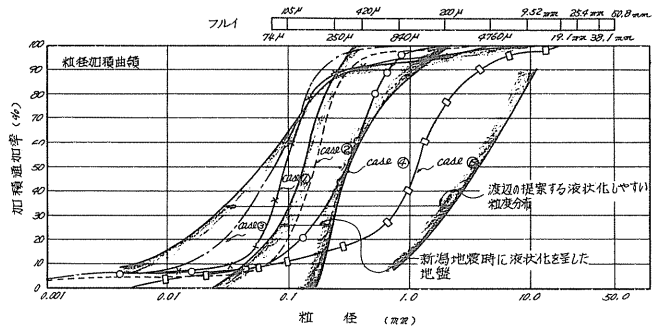


図3 粒径加積曲線

今回の実験に使用した当所土質実験室の振動三軸圧縮試験機の概要を、写真-1及び図-4に示す。

試験方法はスルードの応力状態を室内動的三軸試験機により概略的にシミュレートした方法によった。すなわち、有効拘束圧 $\sigma_a$ のもとに等方圧密し、そののちに水深に相当するバックプレッシャー $P$ を加え、 $\sigma_{au}$ (間隙水圧)が安定するのを待つて側圧一定で軸方向動的荷重 $\pm \sigma_{dp}$ を応力制御により与えた。

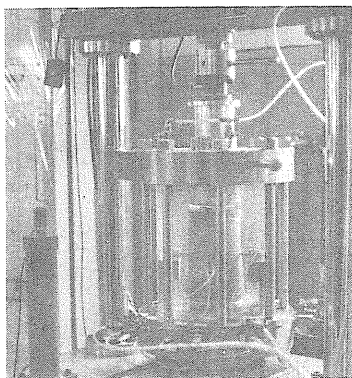


写真1. 圧密中の状況。試料の側部に接触しているのは横ひずみ検出器 2ch

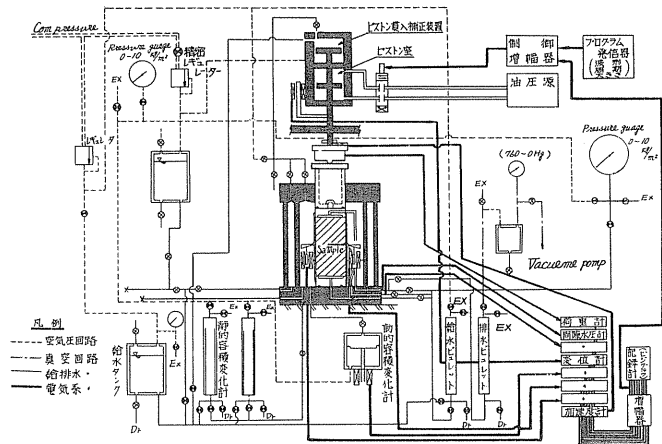


図4 振動三軸圧縮試験機々構図

荷重、間隙水圧のパターンを図-5に示す。(詳細については、文献3)参照)

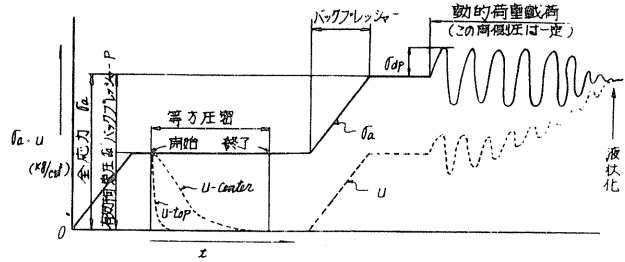


図5 荷重、間隙水圧履歴図

ここで問題なのは、実験室での再現は全て等方圧密条件からスタートするが実際に液状化が起るような地盤は、ほぼ正規圧密されていると考えられるから異方圧密である。

( $K_0 = \text{通常 } 0.3 \sim 0.5$ ) このため、室内動的三軸試験で得られた値(図-6 45°面上に働く液状化応力 $\frac{\sigma_{dp}}{2}$ の値)をフィールドに評価するための方法として Peacock、石原 等が提唱する方法があり、その係数によって動的三軸値を、補正すればよい。

なお、この実験と検討をすすめるにあたり必要な地震力などは、次の考え方により決定した。

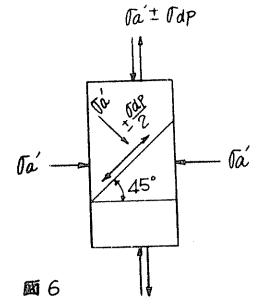


図6

- 等価平均繰返し荷重 ; 地表で 200gal とするが、この値は地中における地震力によるせん断応力の検討に使われる。

Seed の一般式

$$\tau_{av} = 0.65 \times \frac{r_h}{g} \times a_{max} \times r_d$$

における 0.65  $a_{max}$  に相当するのが、200gal である。

- 周期 ; 0.5 sec = 2Hz  
常時微動測定の結果、卓越周期が1/2秒であった。
- 波形 ; sin波
- $N_c$  値 (液状化を呈する回数)  
10波 = 5秒  
(Seed が云う  $M_g 7$  に相当)
- 安全を見込みサーフェジ  
は無いものとし、地下水位も地表からとした。

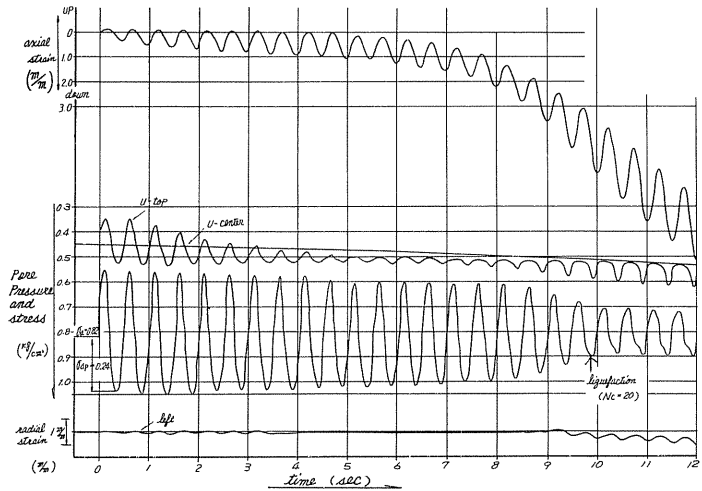


図7

case ① 記録チャート

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 0.82 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{dp} = 0.24 \text{ " } \\ N_c = 20 \end{array} \right.$$

### 2-3. 試験結果及び液状化の判定

実験による記録チャートの一例を図-7に示す。これらの液状化応力を繰返し数  $N_c$  に対応してプロットしたものが図-8である。(  $N_c/10$  値はこの図から間挿法により求める。) また、地震によって惹起されるせん断応力の算定法については Seed の方法と

波動論によるもので算定した。  
2-3-1 波動論による地  
中せん断応力

図-12. の点線で示  
される地震応力は波動論によ  
って求められたもので、電中  
研、耐震第一研究室算定によ  
るものである。この理論式を  
略記すると、

地表地震波

$$Y_s(t) = f(t) \quad (\text{変位})$$

地下地震波

$$Y(t, z) = \frac{1}{2} \left[ f\left(t - \frac{z}{v}\right) + f\left(t + \frac{z}{v}\right) \right] \quad (\text{変位})$$

せん断ひずみ  $\gamma$

$$\gamma = \frac{\partial Y}{\partial z} = \frac{1}{2} \left[ -\frac{1}{v} \cdot \frac{\partial f}{\partial t} \left(t - \frac{z}{v}\right) + \frac{1}{v} \cdot \frac{\partial f}{\partial t} \left(t + \frac{z}{v}\right) \right] \\ = \frac{1}{2v} [V(t + \frac{z}{v}) - V(t - \frac{z}{v})]$$

ここに、 $v$ : せん断波速度

$V(t)$ ;  $\frac{\partial f}{\partial t}(t)$  ... 地表での  
速度記録

上記によって求められた  
せん断ひずみに地盤の、

せん断弾性定数  $G = 460 \text{ kg/cm}^2$  ... 図 11 最大せん断応力の決定  
を乗じてせん断応力分布を求めた。

せん断ひずみ分布を図-9に示す。なお  $G$  の値は次式より求めた。

$$G = \frac{\rho}{g} \times V_s^2 \quad \text{ここに、} \rho; \text{土の単位重量 } 2.0 \text{ t/m}^3 \\ g; \text{重力の加速度}$$

$V_s$ ; S波速度、 $150 \text{ m/sec}$

2-3-2 Seedの方法 (簡便法) 文献-1.

図13の点線で示される地震応力はSeedの方法によって求めたものである。  
算出公式は、

$$\tau_{av} = 0.65 \times a_{max} \times \frac{\rho \cdot h}{g} \times r_d \\ \approx 200 \times \frac{\rho \cdot h}{g} \times r_d$$

ここに、 $a_{max}$  = 最大地震加速度、今回  $300$  とし  
 $0.65 \times a_{max} \approx 200 \text{ gal}$

$\rho$  = 飽和砂の単位体積重量  
 $h$  = 堆積土柱の深さ

$g$  = 重力の加速度  
 $r_d$  = 文献-1による地震応力の地中  
分布で図10、図11に示す。

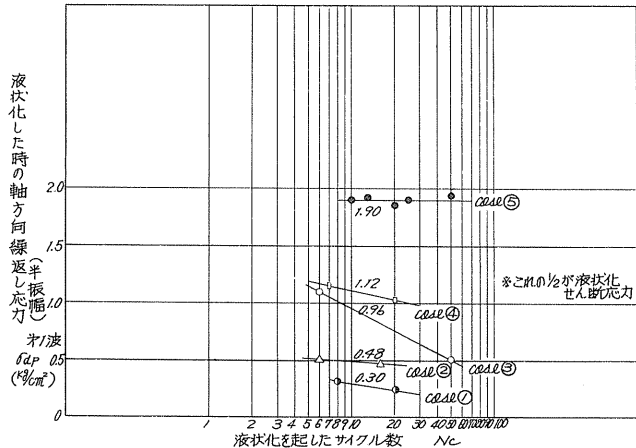


図 8 液化した時の軸方向繰返し応力~液化を起したサイクル数

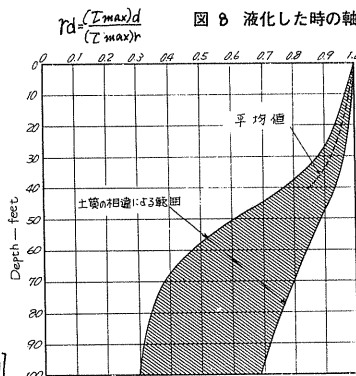


図 10 種々の土質による  $r_d$  の値の範囲

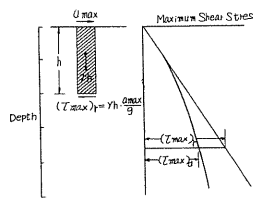
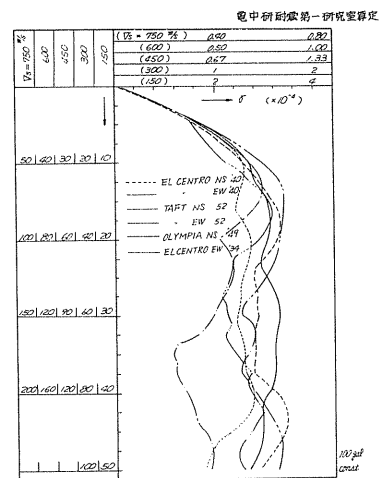


図 11 最大せん断応力の決定

図 9 地震加速度最大値  $100 \text{ gal}$  に対する地  
中最大せん断ひずみ分布 (単層構造)



### 2-3-3. 液状化の判定

以上の結果をプロットしたものが図12、図13である。試験値(実線)が地震により惹起されるせん断力(点線)より小さいと液状化が起ると判断される。波動論とSeedの方法にひらきがあるが、いずれにしても表層近くでは、液状化の可能性があると考えられる。

### 3 現地液状化試験 (処女地盤について)

#### 3-1. 現地における試験方法

モデル地盤にバイブロハンマーによる動的応力を与えて、地盤内部の動的挙動(加速度、間隙水圧等)を測定し、液状化現象の実際を把握した。

起振源はバイブロハンマー(トーマンYM<sub>2</sub>-1200E)鋼矢板打(ℓ=7M)とし、図-14に配置するボーリング孔(地表から深さ3.69M)を利用し、孔底に図-14のような計器を据え付け、地振動による挙動を観測した。

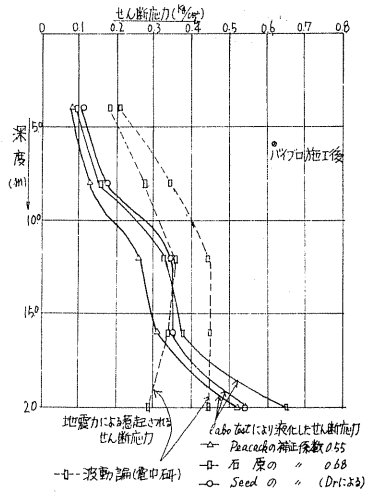


図12 液状化判定対比図(地震加速度200galの場合-波動論による地震力)

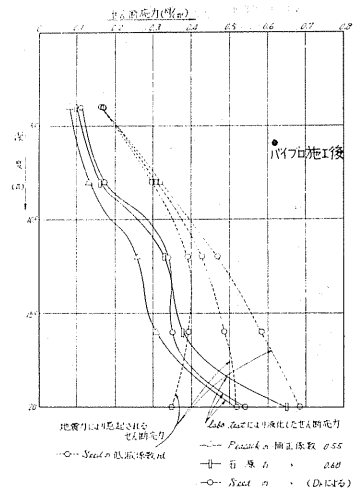
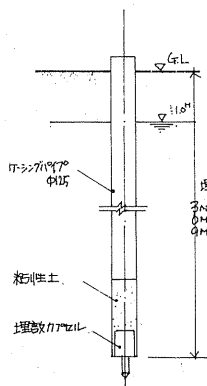
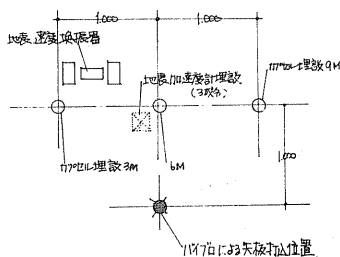
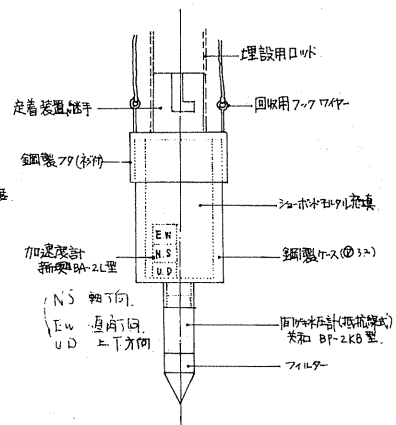


図13 液状化判定対比図(地震加速度200galの場合-Seedの地震力)

図-14 実験箇所見取配置図&カゲル詳細図



カゲル埋設詳細図



カゲル詳細図

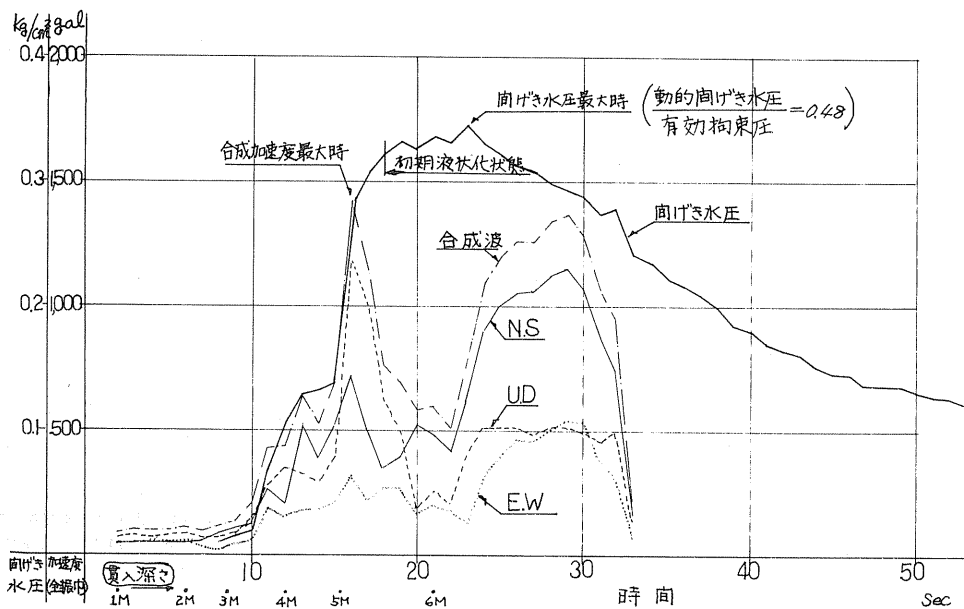


図-15 加速度,間げき水圧~時間曲線(-6m奥)(処女地盤)

### 3-2 試験の結果

数ケースの試験のうちの一例(間隙水圧最大発生時のもの)を図-15に示す。図-15で見ると、矢板の貫入開始後10秒位から間隙水圧の急上昇があるが、これは加速度の合成波(三方向のベクトル和)の急上昇とよい一致を示している。この後、初期液状化の様子がうかがわれる。であるから、この地盤での液状化の可能性はあるが、今回の起振力(22Hz)が実際の地震波(2Hz前後)のどれ位に相当するか算定する必要があり、せん断力で比較する。

### 3-3 せん断力の算定

矢板による振動を等方均質な半無限弾性体内の点振源から発する弾性波動と考える(図-16)。この波動は進行方向に振動する成分と直角方向に振動する成分と同時に伝播していく(進行波)。いま対象とする観測点の微小区間について考えると、この区間の進行波の減衰は無視できるとして、この波動を次式で表わす。

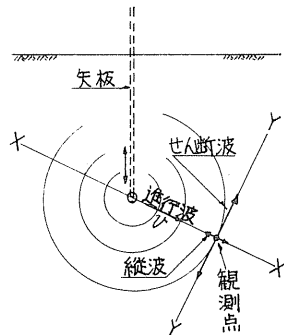


図16 進行波の概念図

$$Y(x,t) = f\left(t - \frac{x}{v}\right) \quad \dots (1)$$

ここに、  
 $Y$ : 地盤の変形  
 $x$ : 波動の進行にとつた座標  
 $v$ :  $x$ 軸に沿う波動の速度

$$Z = t - \frac{x}{v} \text{ とおけば}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Z}{\partial x} &= -\frac{1}{v} \cdot \frac{\partial Z}{\partial t} \text{ であるから} \\ \frac{\partial Y}{\partial x} &= \frac{\partial Y}{\partial Z} \cdot \frac{\partial Z}{\partial x} = -\frac{1}{v} \cdot \frac{\partial Y}{\partial Z} \cdot \frac{\partial Z}{\partial t} \\ &= -\frac{1}{v} \cdot \frac{\partial Y}{\partial t} \equiv -\frac{V(t)}{v} \end{aligned}$$

ここに、 $V(t) = \frac{\partial Y}{\partial t}$  は速度の大きさ

いま波動の進行に直角方向に振動する成分では、 $\gamma = \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{V(t)}{v}$  ことに  $\gamma =$  せん断ひずみ、 $V(t)$ は観測加速度波形を積分して求められる。また  $v = V_s$  (せん断波速度) である。ここで  $T = G \cdot \gamma$  から、せん断力を求める。G: せん断弾性係数

i) せん断ひずみについて

ひずみは、 $\gamma = \frac{V(t)}{V_s}$  から求められるが、 $V(t)$ は観測された加速度波形から求められる。いま加速度波形についてみると、U-DおよびN-S成分と、さらにそれらの合成ベクトルを矢板の貫入深さに対応して描いたものが図-17である (E-W成分は他の2成分に比較し小さいので無視する)。これによって観測点6mの位置に対して貫入矢板先端が近づいていくにつれ (図-17の(1)~(7)) 値は大きくなっていくが合成ベクトルの方向は先端に対して直角に近い。(加速度値が大きい程直角性が強い) すなわち矢板先端からの波動に対してせん断力が卓越していることを意味している。であるから、この合成ベクトル値をせん断力算定に使えば安全側にある。(正確には、三方向成分をせん断面に投影したものを合成する) 以上から加速度のN-S&U-D成分を数値積分して得られる速度波形の合成ベクトル値を  $V(t)$ とし  $\frac{V(t)}{V_s}$  から  $\gamma$  を算出する。

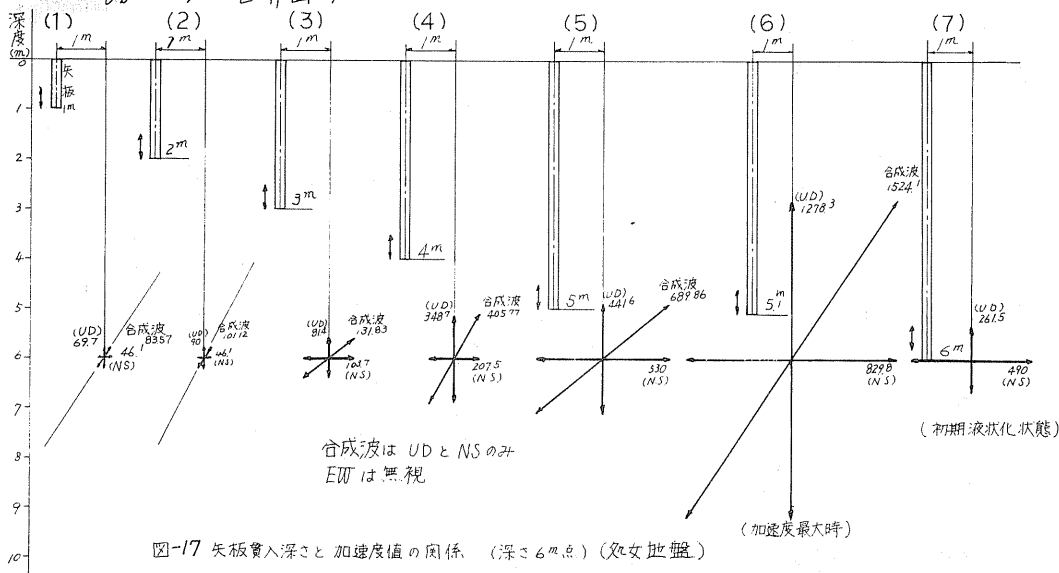


図-17 矢板貫入深さと加速度値の関係。(深さ6m点)(処女地盤)

ii) Gについて

矢板の貫入につれて観測点(6m)の加速度、間隙水圧は上昇し、ひずみも増大していくため必然的にGは小さくなり液状化状態に近づくが、この間のGの変化をみるため室内実験によって現地の状態を再現させた。すなわち、現地で得られた加速度波(22Hz、振巾は比例させた)をデータレコーダーから外部入力波形として、応力制御で再現させた。その結果を図-18/19に示す。これからGの変化を求めるため、スタート時のGに実測値を用い、このあとは図-19により低減させた。

i)およびii)で得られたGおよびGを表-1に示す。今回の初期液状化時の最大せん断力は、 $0.106 \text{ kg/cm}^2$  であり図-12.13と対比して、これが妥当であることがわかる。

#### 4 現地液状化試験 (バイブロ施工後)

図-18 室内で再現した記録紙-1

上記地盤についてバイブロコンポーザで締固めを行なった後、再び同様な試験を行った。写真-2 (バイブロハンマーV-75, 4.5Hz) この結果は図-20及び図-21であり、間隙水圧の上昇は今回は全然なかった。

この結果を3-3と同様に検討してせん断応力を求めると、最大時で0.62 kg/cm<sup>2</sup>でありこれに対しても間隙水圧の上昇がなかったことは充分締固められていることを示すものと思われる。(表-1参照)

なお、バイブロコンポーザ施工前後のN値比較を図-22に示す。

#### 5 結び

今回一連の試験の結果、次の事が判った。

- 1) 予備検討の結果、モデル地盤は表層近くで液状化を起すことが判った。

表-1. 試験時のせん断応力

	至適時間(sec)	V <sub>NS</sub> (%)	V <sub>VD</sub> (%)	合成 V(t) (%) $\sqrt{V_{NS}^2 + V_{VD}^2}$	せん断波速度: 1/5	せん断ひずみ: γ (%)	せん断弾性係数: G <sub>r</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断応力: τ (kg/cm <sup>2</sup> )	状況	備考
バイブロ施工前	85	1.63	1.09	1.96	150 (実測値)	1.3 × 10 <sup>-2</sup>	460 (実測値)	0.060	スタート時	γ = $\frac{V(t)}{V_s}$ τ = G <sub>r</sub> · γ β = 2.0 %/M <sup>2</sup>
	15	4.56	4.26	6.24	70	8.9 × 10 <sup>-2</sup>	100 (室内試験)	0.089	間隙水圧上昇途中	β (実測値) は 弾性域試験による。
	25	5.97	5.10	7.85	66.4	11.8 × 10 <sup>-2</sup>	90 (室内試験)	0.106	初期液状化	
施工後					340 (実測値)		2595 (実測値)		スタート時	β = 2.2 %/M <sup>2</sup>
		8.05	18.88	20.52	340	6.0 × 10 <sup>-2</sup>	1038 *	0.620	加速度最大時	* 文献(4)の 図より求めた。

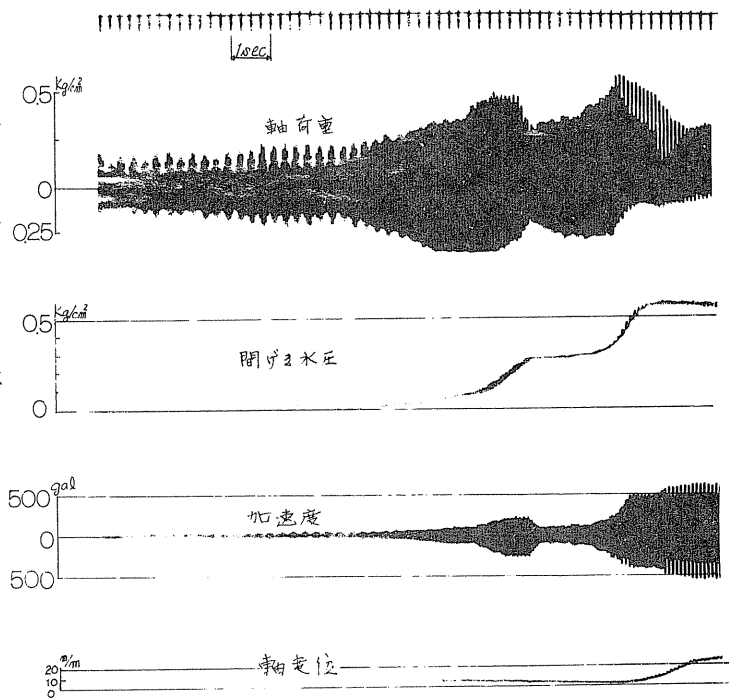
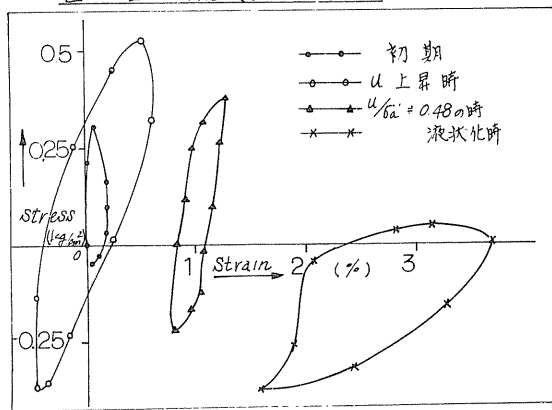


図-19 室内再現試験によるシラ-ジ図





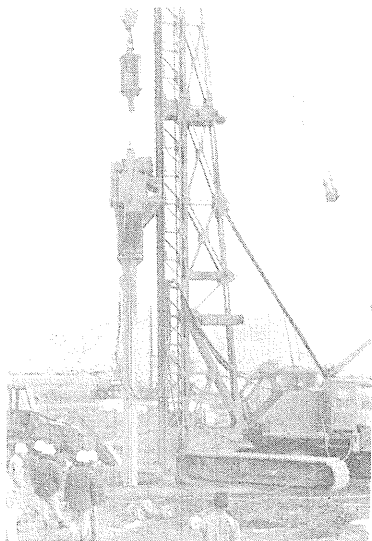
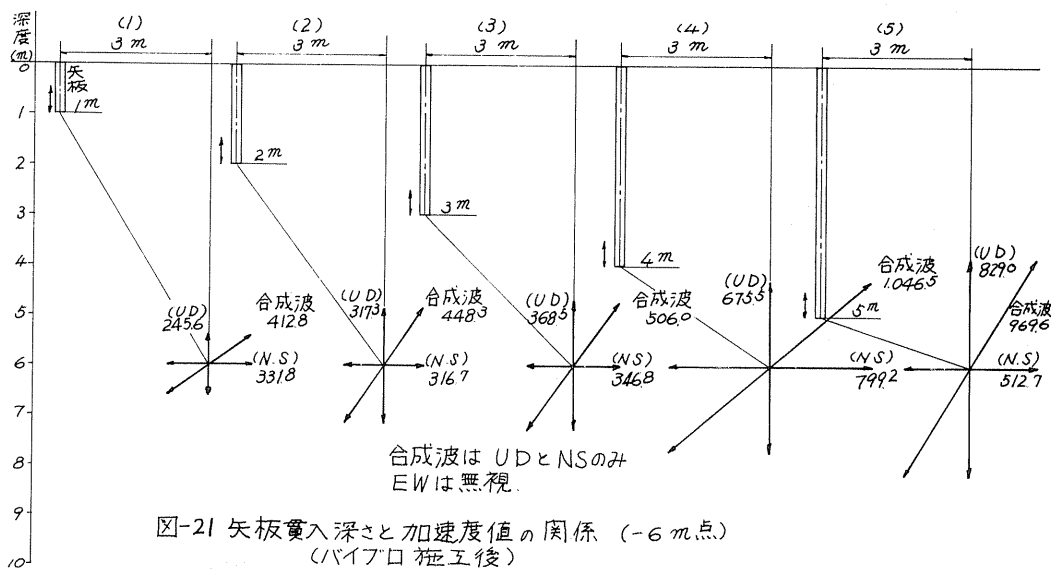
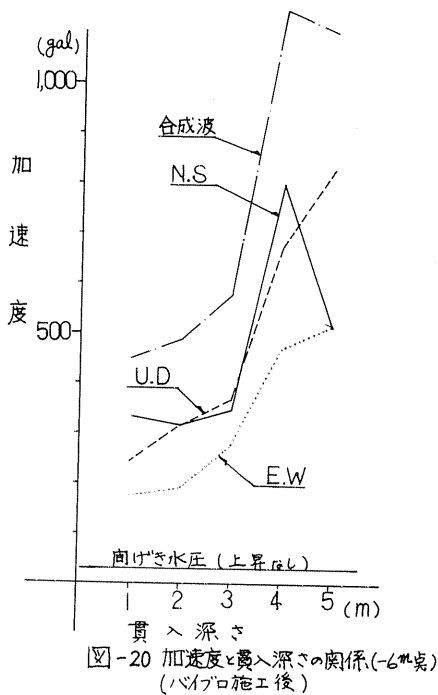


写真-2



- 2) 現地パイプロハンマーによって動的応力を与えた結果、条件によって初期液状化の現象が得られた。これは別の検討結果を裏づけた。
- 3) バイプロコンポーザー施工後、同様な試験を行った結果、締固めの効果は著しく、液状化は起らなかった。N値も向上しており、この工法の有用性が確かめられた。
- 4) 以上の結果、室内における予備検討によって現地液状化を予想することは充分可能であり、また、現地液状化判定の方法としてパイプロ工法を使用することが

有用であることが判った。

なお、46年以來、起振実験や地中動的水平載荷試験(電中研による)などを行ったが、これ等については別の機会に述べたい。

### 謝辞

今回の一連の試験にあたっては、電力中央研究所 技術第二研究所 地盤耐震部の方々の多大の協力を得たことに厚く御礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) A simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. by H. Bolton Seed, I.M. Idriss.
- 2) Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. by H. Bolton Seed, L. Lee, ASCE Nov. 1966 SM6.
- 3) "砂質地盤の液状化について" 北海道電力(株) 技研 研究報告 第187号 宮前 繁也・小谷 清
- 4) "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses" by H. Bolton Seed, I.M. Idriss Report No. EERC 70-10 University of California, Berkeley. December. 1970

図-22 バイブロ施工前後のN値

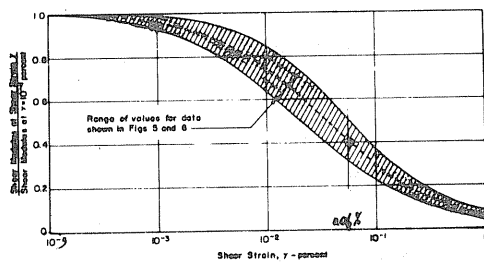
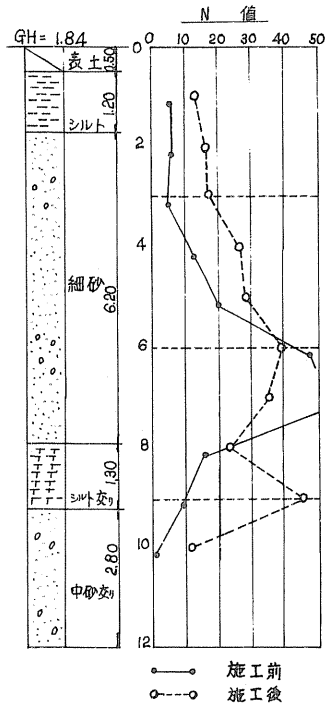


Fig R-1 VARIATION OF SHEAR MODULUS WITH SHEAR STRAIN FOR SANDS

## 第 5 号 議 案

# 昭和 4 8 年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

### 選考委員

委員長	北 郷 繁	北大工学部教授
委員	許 士 武 敏	道立寒地建築研究所長
”	林 正 道	開発局土木試験所長
”	伊 藤 裕	国鉄道総局施設部長
”	杉 中 一 彦	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)常務取締役
”	酒 井 良 男	北大工学部教授

### 選考経過

昭和 4 9 年 3 月 1 5 日支部事務局において支部賞授与規程により審議した結果、つぎの 1 編を授賞論文として選考した。

論文名：生石灰パイルの適用範囲と拘束石灰パイルについて

著 者：真田英夫、由良桂一、佐々木元茂

受賞者：真田英夫、由良桂一

### 選考理由

軟弱地盤処理工法は、土質基礎工学のなかで、近時特に注目をあびている分野であるが、その原理は、多くの場合、土の物理的ないしは化学的性質を利用して地盤を安定させることにある。本論文で取扱っている生石灰を用いる処理工法は、後者の分類に属し、生石灰の化学的作用による周辺の土の脱水、生石灰の水和生成物の膨張による土中の水の排水、すなわち圧密、さらに、水和によつて生ずる石灰柱の支持能力などによつて、高含水比の粘性土地盤にすぐれた処理効果を発揮することから、最近急速に注目を惹きはじめた軟弱地盤処理工法の一つである。

著者らは、これまでの経験から上記の工法の効果が皆無とされてきた高含水比高圧縮性の泥炭地盤に対して、この処理工法の改良を試み、適用の可能性を示唆したものである。すなわち、泥炭地盤について、本工法の効果がなくなる原因の一つは、生石灰パイル形成過程でのパイルに作用する拘束圧が過小であることにあると推論している。つまり拘束圧が小さすぎると生石灰パイルが膨張しすぎてその強度が周辺の泥炭より低くなつて、複合地盤としてのパイルの機能を発揮しなくなることになる。泥炭と同程度の強度を得るための限界の拘束圧は、室内実験によれば 0.4 ㎏/cm<sup>2</sup>であつた。一方著者らは、ゴム製パルーンに放射方向に液圧をかけ、まわりの土のそれにもとづく容積変化を計測できる試験装置（いわゆる L L T）を使用して、泥炭地盤の原位置において、液圧と、泥炭の圧縮量すなわち生石

灰パイルの膨張率との関係を調べた。この結果から液圧が0.4%では、膨張率は1となつて生石灰の理論上の最大膨張率を超過して、生石灰は泥土状となり安定処理の目的を果さないことを見出している。このことは、高圧縮性の泥炭の中で生石灰パイルが化学反応を起すと、パイルは自由に膨張できることによるものであり、泥炭に生石灰パイル工法が不適であつた原因はここにあると結論している。そして、この原因を除去するためには、化学反応中の生石灰パイルの膨張を何らかの方法で拘束するのが最も妥当であるとし、かつ、拘束圧の上限を1%としている。拘束圧の上限を求めたのは、拘束圧が大になると生石灰パイルの膨張率が低下して、本工法の一つの機能である膨張による周辺土の圧密作用が減少するからである。

このような調査実験の結果にてらして著者らは、化学反応中の生石灰パイルを拘束するため中低圧ポリエチレン有孔パイプを使用することを提案し、これを実験中である。

本研究は、その緒についたばかりで完全な成功をみたわけではないが、著者らが、本道に広く分布し、建設事業に障碍となつている泥炭地盤の安定対策の樹立に不断の努力を傾けてきたことはあきらかであり、また本研究が対策工法として希望のもてることもまた明らかであるので、土質工学上貢献するところが少なくない。よつて、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

## 社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規程

(趣 旨)

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

(受賞者の選考)

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

(支部賞の対象)

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

(選考委員会)

第4条 1. 選考委員会は、委員3人以上をもつて構成する。

2. 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3. 選考委員会に委員長をおく。

4. 委員長は委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規定は、昭和42年度より施行する。

## 土質工学会北海道支部賞選考要領

1. 本賞の性格は奨励賞と考える。

2. 授賞候補者は新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員会において行なう。この際の年齢は問題としない。

3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであつても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。

直接の担当者の判断は、共同研究者のうちの授賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。

4. エキスパートの考え方は、選考委員の良識と社会通念に基づいて判断する。

5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行なったのち、これを参考として、第2次選考によつて授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は発表会后すみやかに（1週間以内を原則とする）行なう。その方法は、発表論文中から3編を選考し、これにA・B・C・の順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、学術的なものと技術的なものとの区別をしない。
7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに（1週間以内を原則とする）選考委員会議を開いて行なう。この際の、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

実費頒価 ¥ 400-

技術報告資料 第15号	
発行所	土質工学会北海道支部 札幌市中央区南1条西2丁目 長銀ビル5階 事務局 261-7742・251-7038 郵便番号 060 振替小樽 7106 番
編集	技術報告資料編集委員会
印刷所	合名会社 文栄堂印刷所 札幌市中央区北3条東7丁目 TEL(代)231-2560