

港 灣 技 研 資 料

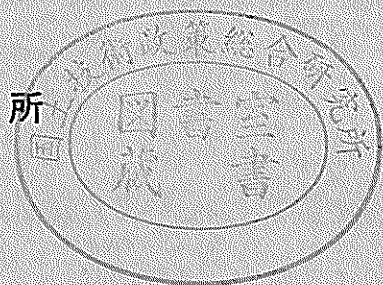
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 193 June 1974

粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究

奥 村 樹 郎

運輸省港湾技術研究所



目 次

序 説	7
参考文献	8
1. 粘土のかく乱に関する一般的考察	9
1.1 粘土の微細構造とかく乱に伴うその変化	9
1.1.1 粘土の微細構造	9
1.1.2 かく乱に伴う構造の変化	11
1.2 かく乱の定義とかく乱度の表示	12
1.2.1 かく乱の定義	12
1.2.2 かく乱行為 (Remolding Effort) とかく乱効果 (Remolding Effect)	13
1.2.3 かく乱度の表示	14
(1) 従来の提言	15
(2) 筆者の提案	16
1.3 かく乱に伴う有効応力の変化	17
1.3.1 かく乱に伴う有効応力の変化	17
1.3.2 局部的なかく乱と応力再配分	19
1.4 結 言	19
参考文献	20
2. かく乱に伴う粘土の力学特性の変化	22
2.1 概 設	22
2.1.1 従来の研究	22
(1) 強度特性の変化	22
(2) 圧密特性の変化	22
2.1.2 筆者の実験研究	22
(1) 試料土の特性と調整方法	22
(2) 試験の種類と方法	23
(3) 試験結果の概要	25
2.2 強度特性の変化	36
2.2.1 非排水強度の低下	36
2.2.2 破壊ひずみの増大	37
2.2.3 変形係数の低下	40
2.2.4 間げき圧係数の低下	41
2.2.5 Hvorslev パラメーターの変化	41
2.3 圧密特性の変化	43
2.3.1 間げき比～圧密圧力関係の変化	43
2.3.2 圧密降伏応力の変下	45
2.3.3 体積圧縮係数の変化	46

2.3.4	圧密係数の変化	48
2.3.5	透水係数の変化	50
2.4	膨張との比較	51
2.5	結 言	51
	参考文献	52
3.	温度変化および土中の空気分がかく乱に及ぼす影響	54
3.1	温度変化の影響	54
3.1.1	強度特性の変化	54
3.1.2	圧密特性の変化	55
3.2	土中の空気分の影響	55
3.2.1	飽和粘土における応力解除とかく乱	55
(1)	完全飽和状態での応力解除	55
(2)	応力解除に伴う強度低下	56
3.2.2	不飽和粘土における応力変化の基本式と諸常数	56
(1)	応力変化の基本式	57
(2)	間げき水の圧縮率	57
(3)	粒子骨格の圧縮率と間げき圧係数 A	59
3.2.3	応力解除に伴う間げき水圧、飽和度および間げき圧係数 B の変化	59
3.2.4	完全試料の残留有効応力と飽和度	60
(1)	一般の場合	60
(2)	表面張力を無視した場合	63
(3)	初期飽和の近似解	64
(4)	空気分の移動を考えた場合	67
3.2.5	UU試験における残留有効応力	68
3.2.6	実測との比較	71
3.3	結 言	73
	参考文献	74
4.	完全不かく乱状態への補正	76
4.1	強度特性	76
4.1.1	強度補正の意義	76
4.1.2	従来の方法	76
(1)	Casagrande 法	76
(2)	Calhoon 法	76
(3)	Schmertman 法	77
(4)	Ladd and Lambe 法	77
(5)	Noorany and Seed 法	77
4.1.3	筆者の提案	78
(1)	残留有効応力による法	78
(2)	ひずみによる方法	78
(3)	変形係数による方法	79
4.1.4	強度補正例と今後の課題	79
4.2	圧密特性	80
4.2.1	従来の方法	80
4.2.2	筆者の提案	80

4.3	温度変化および土中の空気分に対する考慮	81
4.4	結 言	81
	参考文献	82
5.	サンプリングに伴うかく乱に関する考察	83
5.1	設計目的に必要な試料の品質	83
5.2	採取試料の品質に影響する要因	84
5.3	試料の乱れの判定	84
5.3.1	せん断試験による乱れの判定	85
	(1) 応力～ひずみ曲線	85
	(2) 破壊ひずみ	85
	(3) せん断強さの分布とばらつき	85
	(4) 変形係数	85
5.3.2	圧密試験による乱れの判定	86
	(1) 間げき比～圧密圧力曲線	86
	(2) 体積圧縮係数～圧密圧力曲線	86
	(3) 圧密係数～圧密圧力曲線	87
5.3.3	残留有効応力による乱れの判定	87
5.4	サンプリングに伴うかく乱の要因	87
5.5	結 言	87
	参考文献	87
6.	サンプリング方法がかく乱に及ぼす影響	89
6.1	概 説	89
6.1.1	従来の研究	89
6.1.2	筆者等の実験研究	89
6.2	ボーリング方法の影響	95
6.3	サンプリング方法の影響	96
6.3.1	シンウォールチューブの形状の影響	96
	(1) チューブ直径	96
	(2) チューブ長さ	96
	(3) 径長比	97
	(4) 断面積比	98
	(5) 刃先角度、刃先肉厚	101
	(6) 内径比	103
6.3.2	シンウォールチューブの剛性の影響	104
	(1) チューブ肉厚	104
	(2) チューブ材質	110
	(3) チューブ剛性	110
6.3.3	サンプラー押込み方法の影響	111
	(1) 押込みの一様性	111
	(2) 押込み速度	112
6.3.4	サンプラー引抜き方法の影響	113
	(1) 縁切りの可否	113
	(2) 追切りの効果	115

6.3.5	シンウォールサンプリングと他の方法との比較	115
(1)	ブロックサンプリングとの比較	115
(2)	フォイルサンプリングとの比較	115
(3)	ベーン試験との比較	117
6.4	サンプリング方法の改善と統一	120
6.5	結 言	121
	参考文献	123
結 論		124
謝 辞		125
記 号 表		125
付 図		128

Studies on the Disturbance of Clay Soils and the Improvement of Their Sampling Techniques

Tatsuro OKUMURA*

Synopsis

Disturbance of clayey soils due to sampling causes excessive changes in strength and consolidation characteristics, and hence decreases in accuracy in the design of foundations and earth structures. In the paper the author makes, at first, fundamental considerations on the disturbance for the benefit of better understanding. Secondly he carries out laboratory testing to find out the unique relationships between the changes in strength and consolidation characteristics and the residual effective stress of the disturbed samples. Thirdly, he studies the effect of temperature changes and air content of the sample on the disturbance, and finds out the latter to be as great as that due to shear deformations. From the above studies, fourthly, several methods of correction are proposed for these characteristics of the disturbed samples. Fifthly he makes considerations on the disturbance during sampling, including a few methods of judging the degree of disturbance of the sample. In the last part he describes some results of the field tests so as to investigate the relations between the method of sampling and the decrease in the undrained strength, from which a most suitable technique of sampling is proposed.

* Chief, Soil Stabilization Laboratory, Soils Division

粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究

奥村 樹郎*

要 旨

サンプリングに伴う粘性土試料のかく乱は原位置での強度や圧密特性を著しく変化させ、土構造物や基礎の設計の精度を低下させている。本文では初めにかく乱の実体に関する考察を行なってかく乱についての理解を深めた。次に室内実験によってかく乱に伴う強度特性・圧密特性の変化を調べ、これらの特性の変化が乱された試料の残留有効応力と一義的な関係を持つことを見出した。さらに、温度変化および土中の空気分がかく乱に及ぼす影響を考察し、空気分の影響の重要性を述べた。これらの研究に基づき、乱れの補正法についていくつかの提案を行なっている。次に、サンプリングに伴う乱れを考察し、また試料のかく乱度の判定法をいくつか提案した。最後に、野外実験によってサンプリング方法と強度低下との関連を調査し、その結果に基づいて、適切と思われるサンプリング方法を提案した。

序 説

土木・建築構造物の建設に際して最も重要な要素の一つは構造物が基礎を置く地盤の土質条件であろう。ほとんど全ての構造物は大地の上にあるいは地中に構築され、良かれ悪しかれ地盤条件に影響される。

基礎地盤の土質条件を知るには野外踏査を行って地質、地形から判断したり、附近の掘削現場の資料を調べるなど簡略な方法もあるが、普通はボーリング、サンプリングによって試料を採取し、各種の土質試験を経て必要な土質常数を得る。近年サウンディングと呼ばれるいくつかの原位置探査法が発達し、その精度も向上して、将来は全てサウンディング結果による設計体系が確立されるべきだという考え方もある。しかしサウンディングによって得られるデータは殆んどの場合、土の非排水強度であり、もう一つのポイントである圧密特性や変形特性その他の物理的性質を知ることが困難である。また現状でのサウンディングはサンプリングの補助手段として、土質試験から得られたデータと対比しながら使用しているに過ぎない。したがって試料採取とその試験は現在および将来とも構造物の建設に不可欠な調査法であると言えよう。

サンプリングによって土試料を採取すると環境の変化のために土は多かれ少なかれ変質する。中でもかく(攪)乱と呼ばれる土の微細構造の変化は採取試料の性質を大きく変化させ、土質調査に携わる者を常に悩ませている。殊に粘性土の場合には、その密度が同一であってもかく乱の程度によってその性質が著しく異なり、甚だしい場合には2~3桁の差を生ずる。

粘性土のかく乱とかく乱試料の採取についてはHvorslev (1949)註)、Kallstenius (1958)等多くの人

達が研究し、試料採取方法は著しく改善されたが、未だ完璧なものとは言えず、また採取試料の乱れの程度を適確には把握し得ない現状である。

1969年メキシコで開催された第7回国際土質基礎工学会議では第1特別部会において「土のサンプリング」が討議され(IGOSS, 1969)、次の4つの観点からサンプリングの問題点を取り上げている。

- i) サンプリング装置
- ii) サンプリング方法
- iii) 土質力学的見地からのサンプリング論
- iv) サンプリングの質

このうちi)についてはこれまでに多くの研究があり、ii)については各地域の事情に応じた標準方法を定めるべきだとしているが、iii)およびiv)については特に立選れており、中でも次の諸項目に研究の重点を置くべきだとしている。

i) 設計・施工に必要な試料の品質と必要な品質の試料を得るためのサンプリング方法

ii) 試料の質を表わすパラメーターとその測定法

残念ながらメキシコ会議では期待したほどの論文は集まらず、課題は1971年開催のバンコック会議に持越され、こゝでも結論が出るほどの成果は得られなかった(IGOSS, 1971)。

筆者は港湾構造物の建設に携わる者の一員として、かねて軟弱地盤上の構造物の設計・施工管理に従事し、多年土質調査の重要性を痛感してきた。幸い、最近これらの問題に直接取り組む機会に恵まれ、室内および野外での実験にある程度の成果を得たのでこれらの結果を中心に若干の考察を試み、設計計算法を合理化するための基礎資料を得ることができた(奥村、1966;奥村、1969a;奥村、

註) 参考文献をこの型式で示し、章末でアルファベット順に並べる。

* 土質部地盤改良研究室長

1969b:奥村、1970:Okumura、1971:奥村、松本、堀江、1967:奥村、梅田、成田、1971:松本、堀江、奥村、1969:松本、堀江、奥村、1970)。

本論文は上述の成果をまとめるものとして前半では粘土試料のかく乱と不かく乱状態への補正について、後半では粘土のサンプリングに伴うかく乱とサンプリング方法の改善について述べる。

すなわち、前半では初めに粘土のかく乱に関する一般的考察を行なって、かく乱に伴う有効応力の変化の重要性を述べる。次にかく乱に伴う粘土の力学特性の変化を示し、試料の残留有効応力と力学特性との一義性を述べる。さらに、温度変化および土中の空気分がかく乱に及ぼす影響を考察し、空気分の影響の重要性に触れる。これらの研究に基き、乱された試料の完全不かく乱状態への補正法を提案する。

後半では実際のサンプリングにおけるかく乱とその要因を考察し、サンプリング方法の相異によるかく乱への影響を示し、標準的な不かく乱試料のサンプリング方法を提案する。

参 考 文 献

- 1) Hvorslev, M. J. (1949) : Subsurface Exploration and Sampling of Soil is for Civil Engineering Purposes, Waterways Experiment Station, 504p.
- 2) IGOSS (1969) : Soil Sampling, Proc. of Specialty Session No. 1, 7th Int. Conf. SMFE, International Group on Soil Sampling, 110p.
- 3) IGOSS (1971) : Quality in Soil Sampling, Proc. of Specialty Session, 4th Asian Conf., Int. Soc. S. M. F. E., Int. Group on Soil Sampling, 96p.
- 4) Kallstenius, T. (1958) : Mechanical Disturbance in Clay Samples Taken with Piston Sampler, Proc. Royal Swedish Geotech. Inst., No 16, 75 p.
- 5) 松本一明、堀江宏保、奥村樹郎 (1969) : 冲積粘土のボーリング及びサンプリングに関する研究 (第4報)、港湾技術研究所報告、8巻2号、p.p. 3~20
- 6) 松本一明、堀江宏保、奥村樹郎 (1970) : 冲積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第5報)、港湾技術研究所報告、9巻4号、p.p. 43~63
- 7) 奥村樹郎 (1966) : 現場における土質試験結果の解釈と利用 - 名古屋港高潮防波堤の場合 - 第11回土質工学シンポジウム論文集、p.p. 19~24
- 8) 奥村樹郎 (1969a) : 粘土試料の攪乱に関する研究 (第1報) - 繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験 -、港湾技術研究所報告、8巻1号、p.p. 59~84
- 9) 奥村樹郎 (1969b) : 粘土試料の攪乱に関する研究 (第2報) - 不飽和粘土のサンプリングに伴う応力変化について -、港湾技術研究所報告、8巻3号、p.p. 77~98
- 10) 奥村樹郎 (1970) : 粘土試料のかく乱による力学特性の変化とその補正、サンプリングシンポジウム - ソイルサンプリングに関する土質力学的考察 - 論文集、p.p. 67~78
- 11) Okumura, T. (1971) : The Variation of Mechanical Properties of Clay Samples Depending on its Degree of Disturbance, Quality in Soil Sampling, Proc. of Specialty Session, 4th Asian Conf., Int. Soc. SMFE, p.p. 73~81
- 12) 奥村樹郎、松本一明、堀江宏保 (1967) : サンプリングチューブに関する2, 3の問題、土のサンプリングシンポジウム論文集、p.p. 41~48
- 13) 奥村樹郎、梅田裕史、成田 実 (1971) : 粘土試料のかく乱に関する研究 (第3報) - 単純せん断試験機による繰り返し破壊試験および圧密試験 -、港湾技術研究所報告、10巻1号、p.p. 77~106

1. 粘土のかく乱に関する一般的考察

1.1 粘土の微細構造とかく乱に伴うその変化

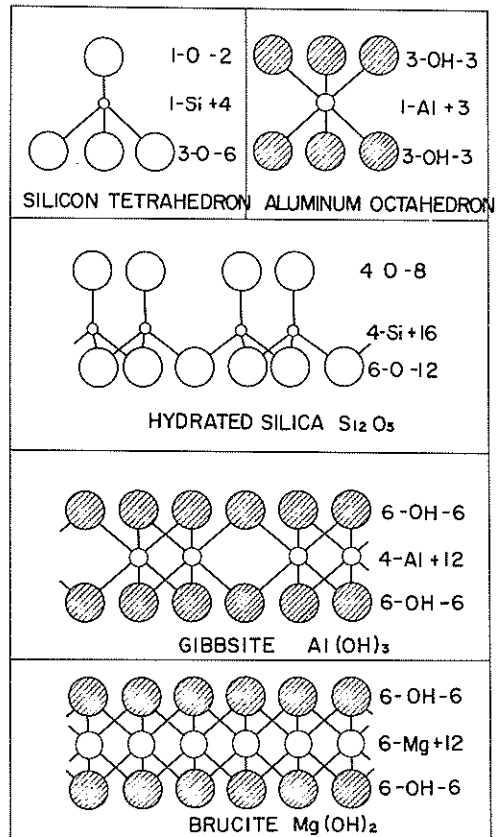
1.1.1 粘土の微細構造

土は一般に土粒子（固相）、水（液相）、空気（気相）の3要素から成りたっている。このうち土の力学特性に最も支配的なものは土粒子とその構造である。

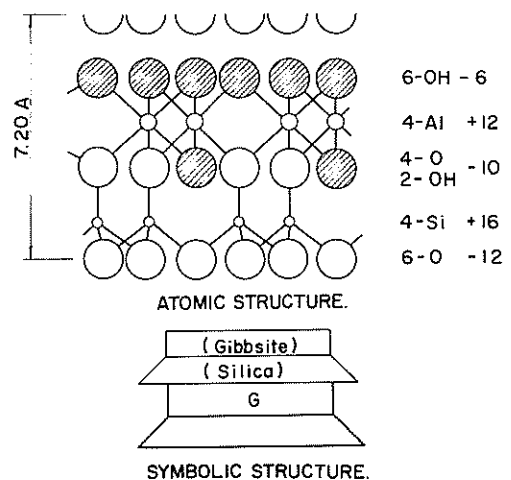
土粒子を構成するものは砂、粘土にかかわらず概ね珪酸塩である。珪素は炭素と類似の原子構造をもち、その化合物に炭化水素ほどではないにしても多くの種類がある。地殻を構成する岩石は全て珪酸塩（1次鉱物）であるが、風化して土となる過程で化学的にも変化し、最終的には粘土鉱物（2次鉱物）と言われる珪酸塩に落ち着く。したがって風化の途中段階にある砂では化学変化に強い石英が卓越しており、最終段階に近い粘土では粘土鉱物が主成分となっている。粘土鉱物の種類は数十に達し、それぞれの結晶構造は異なることが多いのであるが、相互の境界がはっきりせず、中間的な鉱物も多い。このように一口に粘土鉱物といっても複雑多岐に亘り、その種類と分類には現在でも議論が分れている。このうちの典型的なものとしてはモンモリロナイト（Montmorillonite）、イライト（Illite）、カオリナイト（Kaolinite）、等が挙げられよう。日本の粘土ではイライトが多いと言われる。

粘土鉱物の構造は図-1.1に示すように4面体のシリカ（Silica, Si-O）と8面体のギブサイト（Gibbsite, Al-OH）が組合わさった形のもが主体となっている。カオリナイトでは両者各1ヶが単一結晶を構成し、これが幾重にも結合して一つの粒子を形成する。単位結晶間の結合は水素結合と2次原子価によるもので比較的強固である。したがって1つの粒子は大きくなり易く、結晶性もよい。粒子は厚さ1,000 Å、巾10,000 Å程度の六角板状となっている。これに対しモンモリロナイトは2つのシリカの間の一つのギブサイトがはさまった3層構造が単位結晶となっている。結合は置換イオンと2次原子価によるもので弱く、粒子は格段に小さい（厚さ10 Å、長さ1,000 Å程度の不定形板状）。イライトは同じく3層構造であるが結合はカリウムによるイオン結合と2次原子価によるもので、結合力、大きさともに両者の中間となっている。このように鉱物の種類によってその大きさは非常に異なり、後に述べる表面の帯電性と相まって粘土の力学特性に大きな影響を与える。粘土鉱物の形は一般に薄板状であるが、中にはハロイサイト（Hallosite）のように中空管状のもの

図-1.1 粘土鉱物の結晶構造



(a) 原子配列の基本



(b) 結晶構造の基本（カオリナイト）

Mineral	Unit Cell Formula	Structural Symbol	Isomorphous Substitution	Charge Density (meq/100g)	Intersheet Bonding	Typical Particle		CEC (meq/100g)	SSA ($\frac{m^2}{g}$) ⁽³⁾	Var. $O^{(4)}$ charge, d(100)	
						Shape	Size				
Kaolinite	$(Al)_4(Si)_4O_{10}(OH)_8$		Al for Si Mg for Al (~1 in 400)	~2	Secondary valence. +H-bonding strong	Hexagonal sheets	$d=0.3-10\mu$ $t=\frac{1}{3}-10$	~3	10-15	1.2	No
Hydrated Halloysite Dehydrated	$(Al)_4(Si)_4O_{10}(OH)_8 \cdot nH_2O$ $n=0$		As above	~8	As above except weak if larger spacing	Hollow tubes	$OD=0.07\mu$ $ID=0.04\mu$ $L=0.5\mu$	~12	30-50	1.8	Yes No
Muscovite (Mica)	$K_2(Al)_4(Al_2Si_6)O_{20}(OH)_4$		Al for Si (~1 in 4) Maybe Mg, Fe for Al	250	K-bonding + sec. val. very strong	Platy	Very large	3-10	1-10	~2.2	No
Vermiculite	$(Mg, Al, Fe)_{16} or 4 - (Si, Al)_8 O_{20}(OH)_4 \cdot nH_2O$		Mainly Al for Si (~1 in 8) Also Mg, Fe for Al Al, Fe for Mg	150 ± 20	Weak primary val. (Ca, Mg) + sec. val. weak	Sheets	Variable	150 ± 20	500-700 when expanded	2.2	Yes
Illite (Hydrous mica)	$K(Al, Mg, Fe)_{14} or 6 - (Si, Al)_8 O_{20}(OH)_4$		Mainly Al for Si (1 in 6-8) Also Mg, Fe for Al Al, Fe for Mg	~150	K-bonding + sec. val. Fairly strong	Flakes	$d=0.1-2\mu$ $t \leq 10$	25 ± 5	80-100	1.5	No
Sodium Montmorillonite	$(Al_{1.3}Mg_{0.7})(Si)_8 O_{20}(OH)_4$		Mainly Mg for Al (~1 in 6)	100	Weak secondary valence	Sheets	$d=0.1-1\mu$ $t \leq 100$	95 ± 10	700-800	0.75	Yes
Chlorite	$(Mg, Al, Fe)_{16} or 6 - O_{20}(OH)_4 (Mg, Al, Fe)_8(OH)_{12}$		Al for Si Fe, Mg for Al Fe, Al for Mg in B+	200 ~250	Primary valence via B+ sheet very strong	Platy	Variable	2-40	5-30	-	No

(1) Charge density = $\frac{\text{Charge}/\text{formula} \times 10^3}{\text{formula weight}}$ (2) CEC = Cation exchange capacity
 (3) SSA = Specific surface area
 (4) O^- = Surface charge density
 B : Brucite Mg (OH)₂

図 1.1 粘土鉱物の結晶構造 (c) 各種粘土鉱物の構造と性質

等もある。

粘土鉱物の結晶を構成する原子の一部は原子価の異なる他の原子で置換えられている (isomorphous substitution)。これは鉱物生成時の成分原子の多寡、一次原子価の強弱、

原子の大きさと相互の適合性などに起因するものであるが、この結果、薄板状粒子の板面は負に、端面は正に帯電していることが多い。帯電の強さは面積当たりは一定で粘土鉱物による差異は少い。帯電した粒子表面にはこれを中和すべ

く陽イオン(または陰イオン)が集まっているが、殊に陽イオンはその解離性が強く、水中ではかなりの距離にまで拡散している。その距離は理論的には無限大であるが、実際上は300 Å程度に集中し、この範囲を二重層(double layer)と呼んでいる。

粘土粒子の表面が負に帯電し、これを中和すべき陽イオンが解離しているために粘土粒子間には反発力が働く。この力はGuey - Chapman理論によって計算することができ、陽イオンの種類、濃度、溶媒(水)の性質および温度に支配される。たとえば陽イオンの原子価の多いほど、イオン半径の小さいほど、濃度の大きいほど反発力は小さくなる。このため一定の外力の下でもこれらの要素によって粒子間距離が異なり、したがって土の間隙比が異なってくる。構造物の沈下は外力の変化による間隙比の変化で決まるものであるが、このことから土中の陽イオン等に大きく影響されることが判る。また粘土の強度は間隙比に支配されるので、これらの要素はこゝにも大きな影響を及ぼす。しかしGuey-Chapman理論は2粒子間の力にまでしか適用されず(この場合でも多くの近似と省略を行なっている)、無数の粒子を含み、しかも板面と端面とで帯電の様相が異なる実際の粘土に適用するには程遠い。ともあれ粘土の力学特性に影響する因子とその傾向を理解する上では非常に有益であり、ある種の場合にはほとんどそのままの形で適用できることが実験的に確かめられている。

前述のように粘土鉱物の種類は粒子の大きさを支配するが、粒子表面の帯電強さは種類にかかわらずほぼ一定である。したがって一定外力の下での粒子表面間距離は種類に無関係であると言える。しかし粒子の大きさが異なるため全体積に占める土粒子体積の比率すなわち間げき率は粘土鉱物に大きく影響される。たとえばモンモリロナイトの間げき比は同一圧力のカオリナイトに較べ数倍にも達する。

最近の研究によると粘土粒子の配列はcard-house状が支配的であり、粒子端面と他粒子の板面とが電氣的に引き合って接触している場合が多い(edge to face contact)。一方粒子板面が平行した状態で堆積したものも多く(face to face contact)、その割合は鉱物や陽イオンの種類等に支配される。粒子間のせん断抵抗、したがって土の強度は一般に前者では大きく後者では小さい。また土の間げき比もこの配列に影響される。

1.1.2 かく乱に伴う構造の変化

前項で述べたように粘土の構造はカードハウス状の綿毛構造(flocculent structure)となっていることが多い。しかし、これをかく乱すると分散構造(dispersed structure)になり、端面接触(edge to face contact)が減って平行な粒子配列になると言われている(Mitchell

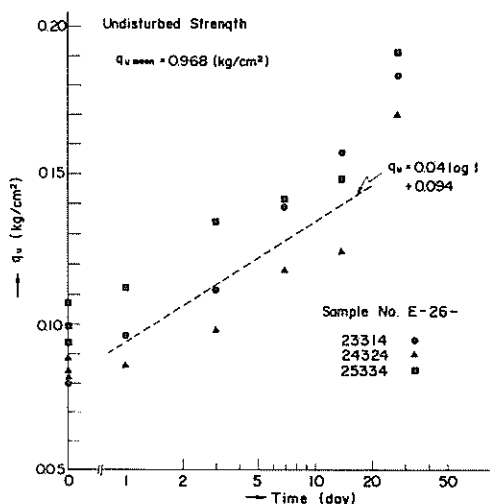
and Houston, 1969)。

Goodman and Leininger (1967) はかく乱による強度低下の原因を吸着水膜の分子間構造の破壊としている。しかしかく乱による土構造の変化は吸着水膜ばかりでなく、土粒子にも及び、Mitchell and Houston (1969) が指摘するようにむしろ土粒子構造の変化が大きな役割を果たしているものと思われる。

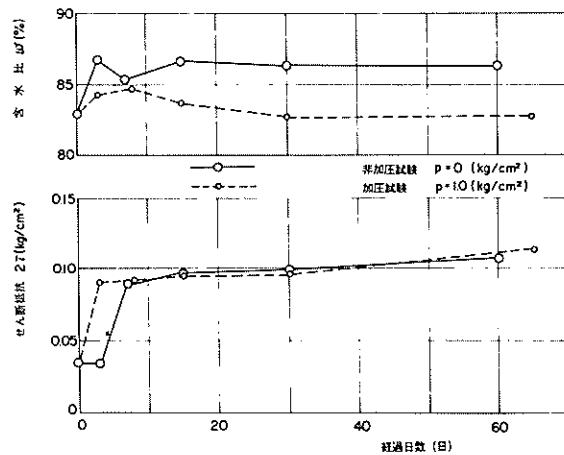
Mitchell and Houston (1969) は鋭敏比(sensitivity)の原因として8つの要素を指摘している。このうちリーチングおよび分散剤の侵入は超鋭敏粘土(extra quick clay)の原因となり得るものであり、イオン交換、粒子排列およびセメンテーションは強鋭敏粘土(slightly quick clay)の原因となり、シルト~粘土構造、シキントロビーおよび風化は中位の鋭敏性(medium sensitivity)としかかり得ないとしている。

このようにかく乱の効果は土の種類や成分によって大巾に異なるものではあるが、土粒子間に働く有効応力を含めた広い意味の構造の変化が最も重要な役割を果たしている。しかし、かく乱に伴う構造の変化を定量的に捉えたという話を筆者は聞かない。かく乱に附随する工学問題を根本的に解決するためにはこの方向の研究が是非必要であるが、今後に残された大きな課題であると言えよう。

かく乱(disturbance or remold)と対称的な現象に回復(recover or regain)がある。この2つはシキントロビー(thixotropy)として知られる現象で、前者がかく乱による軟化を指すのと対称的に後者は時間の経過とともに構造が回復して硬化する現象を指しており、シキントロ



図一.2 我国沖積粘土の強度回復例
(a) 名古屋港高潮防波堤



図一 1.2 我国沖積粘土の強度回復例 (b) 衣浦港 9号地 (木庭、堀江、1971)

ビーの両面を表わす言葉である。我国沖積粘土の強度回復例を図一 1.2 に示す。図一 1.2 (a) は名古屋港高潮防波堤建設時に採取した試料についての結果であるが、不かく乱強度の繰り返し強度に対する割合 (鋭敏比) は 1.07 であり、繰り返し (極度のかく乱) によって強度は不かく乱強度の 91% 低下するが、28 日間の回復量は強度低下量の 10% に過ぎず、残り 9.0% のうちの大部分は長期間経過後も回復しないと推定される。ちなみに図一 1.2 (b) に示した直線に沿って強度が回復するものと仮定すれば不かく乱強度に到達するには、 2×10^7 兆年を要することになり、長期間後の回復量の少なさが想像されよう。図一 1.2 (b) は衣浦港 9号地から採取した試料についての結果であるが (木庭、堀江、1971)、この場合も繰り返しによる強度低下量は元の強度の 93% であり、しかも、60 日間の回復量はこのうちの 17% に過ぎない。同様の例は八郎潟の沖積粘土についても報告されている (藤田、百済、原田、1960)。

一般にシキソトロピーによる回復効果 (thixotropic regain) は化学工業などにおいては重要であることが多く、粘土の場合でもモンモリロナイトを主成分とするベントナイトのように特殊なものでは量的にも大きく、重要な意味を持つことが多い。しかし、図一 1.2 の例でも判るように我国沖積粘土の場合、これを基礎地盤として考慮するときには純粋にシキソトロピックな回復はあまり大きいものでなく、実用的な意味での重要性は小さいと言えよう。むしろかく乱後の再圧密、すなわち体積変化を伴う構造の変化に実用上の重要性がある。

1.2 かく乱の定義とかく乱度の表示

1.2.1 かく乱の定義

かく乱については従来から多くの研究があり、その原因と効果についていろいろに論じられているが、各研究者が

持つかく乱のイメージは必ずしも一致しておらず、無用の混乱が生じているきらいがないでもない。ここでは従来の提言によるかく乱の定義ないイメージを概観し、共通的な言葉としてのかく乱の定義を提案したい。

Kallstenius (1958) は試料のかく乱 (disturbance) として含水比の変化 (膨張)、粒子骨格の変形、温度変化、および化学変化を包含し、要するに試料の強度低下をもたらすもの全てをかく乱の原因としている。しかし、このように広範囲のものを含む場合にはむしろ「試料の変質」という言葉が当てはまるかも知れない。

竹中 (1962) はかく乱を定義して「粘土の構造の変化による力学的な性質の変化」であるとしている。ここでは「非排水」条件や「等温」条件を規定していないので圧密や膨張に伴う構造の変化、さらには温度変化による構造の変化をも含めて一般的な構造変化を採り上げていることになる。

一方、シキソトロピーを定義する場合には、等温状態において変形のために起る強度低下として事象を捉え、非排水の条件を念頭に置いている (小野木、1957)。

以上の諸論を背景に、本論文で筆者はかく乱を定義して次のように扱いたい。すなわち、広義のかく乱とは竹中が定義づけた「粘土の構造の変化による力学的性質の変化」であるとする。したがって Kallstenius がその原因とした含水比の変化、粒子骨格の変形、および温度変化等がこれに含まれる。しかし、これらの要因を 1 つのものとして取り扱うことは困難であり、また、それぞれの要因が強度低下など粘土の工学的性質に及ぼす影響も異なるであろう。そこで筆者は狭義のかく乱をも定義し、「等温等体積の条件において粘土に生ずる変形に伴い、粘土の構造が変化し、その力学特性が変る現象である」としたい。この場合、粘

土の構造とは単に土粒子の配列だけでなく、土粒子間に働く応力をも含んでいるものとする。

本論文の前半では主として「狭義のかく乱」について論じ、かく乱に伴う力学特性の変化を考察する。一方、後半においては実用上の便宜を考慮して、「広義のかく乱」を対象とする。

なお、「かく乱」に近い言葉として「乱れ」がある。言葉の本来の意味からは微妙なニュアンスの違いが感じられるが、「土質工學用語解説集」(土質工學用語解説集小委、1969)では難解な前者を避けて後者を探り、「disturbance」の英訳をこれに充てている。一方、「remolding」は「練り返し」と訳されており、こね返して「乱れ」を極端に大きくした場合を指している。

1.2.2 かく乱行為(Remolding Effort)と かく乱効果(Remolding Effect)

従来かく乱についての研究や考察は数知れず、それぞれ有益なインフォメーションとして我々の知識の向上をうながして来たが、時には標題の2つの要素についての認識が欠け、かく乱という現象の理解に混乱が生じることも少なくなかった。特に本論文で主題とするサンプリングに伴うかく乱の研究に関しては後者のみに目を奪われ、前者との関連を量的に捉えて問題を根本から解決しようとする態度に欠けていたと言えよう。〔例外的にMurayama and Hata (1957)、およびこれに引き続くGoodman and Leininger (1967)のようなエネルギーに基づく研究はある。〕ここではかく乱を起させる外部的な要因すなわちかく乱行為(remolding effort)とかく乱による内部的な変化または応答、すなわちかく乱効果(remolding effect)とははっきり区別して議論を進めたい。もちろん、かく乱という現象そのものは一つであり、かく乱行為といふ、かく乱効果といってもこの現象を単に表と裏から眺めるものに過ぎない。しかし、表裏の区別を忘れると、議論をいたずらに混乱させる因となり、現象の理解をも不徹底なものとするであろう。

一般にかく乱などの現象を量的に取り扱う場合、それがサンプリングに伴うかく乱であれ、あるいは杭打ちに伴うかく乱であれ、または破壊に伴うかく乱であっても、かく乱行為とかく乱効果との関係を適確に把握しなければ完全には現象を捉えたとは言えず、したがって現象に伴う効果を充分に利用し、またはこれに伴う事故を未然に防ぐことはできない。以下、かく乱についての因果関係を若干考察してみよう。

かく乱における外部的な要因の第1に挙げるべきものは土に加えらるる外力の変化、ことにせん断力の変化である。土に応力の変化がなければ変形もなく、したがってか

く乱現象も見られない。しかし、応力に変化があってもその種類により、あるいは土の状態によっては必ずしもかく乱と結び付かない。以下、応力とかく乱との関係をもう少し詳細に眺めてみよう。

i) 等方的な圧縮応力……通常問題となることの多い飽和粘土に等方的な圧縮応力が加わった場合、非排水条件では水の非圧縮性のためにほとんど変形が起らず、したがってかく乱も起らない。排水を許す場合、体積変化は起るが等方的な圧縮であり(ミクロに眺めた場合には土粒子間のせん断変位も含まれるが)、かく乱(狭義の)は生じない。一方、不飽和粘土の場合には非排水条件であっても気体の圧縮性のために体積変化が起る。しかしこの場合にも土が等方的である限り圧縮は等方的であり、かく乱(狭義の)が起ったとは言えない。

ii) 三軸圧縮応力……飽和粘土に等方でない圧縮応力が加わった場合、非排水条件では圧縮は起らないが変形(せん断変形)は起り、土はかく乱される。非排水三軸圧縮試験はこの一例である。排水を許す場合にはせん断変形の他に体積変化(圧密・膨張およびダイレタンスー)も起り現象は非常に複雑となる。このように体積変化とせん断変形とを共に含む場合にはいわゆるかく乱の要素を考えなければならぬであろうが、先に述べた狭義のかく乱を取り扱う場合には一応対象外におく。一方、不飽和粘土の場合には排水の有無にかかわらず体積変化とせん断変形とが共存し、かく乱の要素が含まれることになる。

iii) せん断応力……粘土にせん断力が加わる場合、非排水(不飽和粘土では等体積)の条件ではせん断変形のみが起り、いわゆる狭義のかく乱が生ずる。同時に圧縮力が加わる場合も同様である。排水条件の下ではたとえ純粋せん断であってもダイレタンスーにより体積変化が生じ、現象は複雑なものとなるので、ここでは一応対象外におく。

iv) 練り返し応力……以上で各種応力とかく乱との関係を考察したが、粘土のかく乱を取り扱う場合、応力の練り返しが一つの重要なポイントとなる。粘土は一般に弾性体ではないので外力を加えた後、元の応力に戻してもひずみが残る、かく乱が生ずる。実際問題としても最も重要なのは練り返し応力を受けた場合のかく乱であり、現象を非常に複雑なものとしている。

かく乱における外部的な要因の第2として土の変形(またはひずみ)が考えられる。これは上に述べた外力の変化から生ずる結果ではあるが、かく乱現象にとっては外部的な要因の一つであると言えよう。むしろ外力の変化そのものよりもかく乱にとっては密接であり、また重要であると考えられる。

外力の項で触れたように、変形の場合にも圧縮(または

膨張)変形とせん断変形との2種類がある。こゝでいう圧縮変形とは体積変化による変形であり、せん断変形とは体積変化のない変形すなわち形状変化を指す。したがって既に述べたように、こゝではせん断変形による狭義のかく乱を主として扱い、圧縮変形を含むものは一応対象外とする。

外部的な要因の第3として考えられるものに上述の応力とひずみとを総合したエネルギーがある。エネルギーはその定義から外力とその方向の変位との積であり、通常の試験では応力〜ひずみ曲線がかたづくる面積で表される。ここでは特に「かく乱」に関係するものとして「かく乱エネルギー」と呼ぶことにし、後述の試験で代表的な2種類について定義に忠実な単位体積当りのエネルギーを求めると次のようである。

i) 非排水三軸圧縮試験

$$\frac{E_n}{V} = \int_0^\epsilon \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 - \epsilon} d\epsilon \quad (1.1)$$

こゝに E_n : 内部エネルギーの増加(または減少)量 ($Kg \cdot cm$)

V : 土の体積 (cm^3)

ϵ : 軸ひずみ

$\sigma_1 - \sigma_3$: 軸差応力 (Kg/cm^2)

ii) 等体積単純せん断試験

$$\frac{E_n}{V} = \int_0^{\epsilon_h} \tau d\epsilon_h \quad (1.2)$$

こゝに ϵ_h : 水平せん断ひずみ ([変位]/[試料高])

τ : 水平せん断応力 (Kg/cm^2)

繰り返し破壊試験などのように荷重除去の操作を含むものでは除荷に伴う負のエネルギーを差し引く(代数的に加える)ので、こゝに言うかく乱エネルギーは消散エネルギーであって、弾性エネルギーのように試料内部に蓄えられるものではない。

かく乱による内部的な変化すなわち remolding effect として考慮すべき要素は数多くあるが、これを最も基本的な要素である有効応力の変化、工学的に重要な強度特性の変化、および圧密特性の変化の3つに分けて考えてみよう。

1) 有効応力の変化

一般に土の変形が進み、かく乱が起ると正または負の間引き水圧が発生し、たとえ全応力が一定であっても土の内部の有効応力は変化する。後で述べるようにこの有効応力の変化が土の強度特性や圧密特性のような工学的に重要な力学特性の変化をもたらす、いわゆる土の微細構造のうちその配列の変化の影響はむしろ従の効果をもたらすと言える。有効応力とかく乱エネルギーなど外部要因との関連については次節に、有効応力の変化とかく乱効果との関係については次章で詳述する。

2) 強度特性の変化

工学的に最も重要な強度特性として次の諸項目が考えられ、かく乱に伴うそれぞれの変化の概要を以下に示すが、詳細については第2章に述べる。

i) 非排水強度……一般にかく乱が起ると粘土の非排水強度は次第に低下する。

ii) 破壊ひずみ……かく乱によって破壊時のひずみは次第に増加し、かく乱の程度が進むとついに明確な破壊ひずみを知ることができなくなる。

iii) 変形係数……強度(あるいはせん断応力)とひずみとの比で表わされる変形係数はかく乱とともに著しく低下する。

iv) 間引き圧係数……非排水条件でせん断試験を行なう場合 Skempton が定義した間引き圧係数 A は一般にかく乱とともに低下する。

v) Hvorslev パラメーター……かく乱の程度が大きい場合には後で述べるように Hvorslev パラメーターもまた変化する。このことはかく乱によって粘土の構造が、綿毛構造から分散構造に変化することを示唆する。

3) 圧密特性の変化

強度特性とともに工学的に重要な圧密特性には次の諸項目が考えられ、かく乱に伴うその変化を次章に詳述するが、概要次のとおりである。

i) 圧縮性……体積圧縮係数、圧縮指数、圧縮係数、あるいは間引き比〜圧密圧力関係などによって圧縮性が表示される。一般にかく乱が起ると粘土の圧縮性は低下するが、再圧密により回復すると言える。

ii) 圧密降伏応力……従来、先行圧密圧力として Casa-grande の方法等で求められて来たものは必ずしも過去に受けた最大圧力を示すとは限らず、化学的固結あるいはかく乱等の影響により増減することが判り、最近これを圧密降伏応力と呼ぶようになって来た(土質工学会, 1969)。一般にかく乱とともに圧密降伏応力は低下すると言われる。しかし一概にそうとも言えないことを次章に述べる。

iii) 圧密係数……かく乱により圧密係数は低下すると言われている。しかし逆の場合も多いことを次章に述べる。

iv) 透水係数……圧密係数と同様にかく乱が起ると透水係数は低下すると言われている。

v) 2次圧密量……かく乱により2次圧密は低減する。

1.2.3 かく乱度の表示

かく乱を量的に扱い、かく乱に伴う現象を正確に把握するためにはかく乱の程度を量的に言い表わす共通的な指標が必要である。さもなければ議論は定性的な範囲に止まり、あるいは共通的な尺度を失って、将来の工学の進歩には役立たない。

(1) 従来の提言

文献に現れた「かく乱度」の定義またはかく乱の度合を表わす目安には次のようなものがある。

i) Schmertman (1955)

Schmertman (1955) は採取試料の圧密特性から原位置での圧密特性を推定する方法を提案したが、これに関連して採取試料のかく乱度を次のように規定している (Davis and Poulos, 1966)。

$$D = \frac{\Delta e_o}{\Delta e_m} \quad (1.3)$$

こゝに D : かく乱度 (Degree of Disturbance)

Δe_o : 原位置間げき比と採取試料間げき比との圧密降伏応力における差

Δe_m : 同じ圧力での原位置間げき比と練り返し試料の間げき比との差 (図-1.3(a)参照)

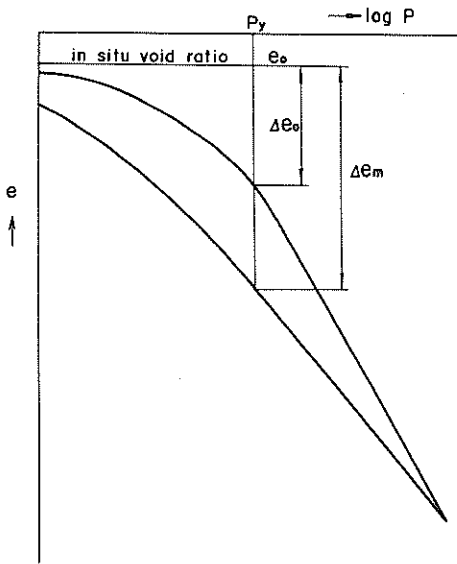


図-1.3 かく乱度の定義
(a) Schmertman のかく乱度

こゝでは採取試料の強度低下には触れておらず、したがってかく乱度と強度特性の変化との関係は明らかにされていない。

ii) Ladd and Lambe (1963)、奥村 (1969 a)

Ladd and Lambe (1963) は機械的なかく乱による有効応力の低下に着目し、過圧密粘土との類似性を考慮して、次式で表わされる値を乱された試料の過圧密比 (O. C. R.) と呼んだ。

$$D = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_s} \quad (1.4)$$

こゝに σ'_p : 完全なく乱試料の残留有効応力 (Kg/cm²)

σ'_s : 採取試料の残留有効応力 (Kg/cm²)

奥村 (1969 a) は上式で表わされる値をかく乱度と呼ぶことにしている。

iii) Noorany and Seed (1965)

Noorany and Seed (1965) はかく乱度としてではないが、かく乱を表わす目安 (S_d) として次の値を採用している。

$$S_d = \sigma'_p - \sigma'_s \quad (1.5)$$

iv) Goodman and Leininger (1967)

Murayama and Hata (1957) によって研究されたかく乱エネルギーと強度低下との関連を推し進めた Goodman and Leininger (1967) は次式によってかく乱度を規定するよう提唱している。

$$D = \frac{E_{np}}{E_{nu}} \quad (1.6)$$

こゝに E_{nu} : なく乱試料が完全に乱されるまでのエネルギー (ultimate energy, Kg.cm)

E_{np} : なく乱試料がある程度乱されるまでのエネルギー (Kg.cm)

こゝではいわゆるなく乱試料を基準としているが、その主旨からすればなく乱試料を完全なく乱試料に、乱された試料を採取試料に読み変えるのが妥当であろう。

v) Bromham (1971)

Schmertman (1955) の補正法による間げき比～圧密圧力関係の原位置曲線を用い、Bromham (1971) は次のようにかく乱係数 (Disturbance Factor) を定義した。

$$\left. \begin{aligned} X &= 100 \left(\frac{P_s - P_1}{P_s - P_r} \right) \\ &= 100 \left(\frac{1 - P_1/P_s}{1 - P_r/P_s} \right) \\ &\doteq 100 \left(1 - P_1/P_s \right) \end{aligned} \right\} \quad (1.7)$$

こゝに P_s : 図-1.3(b)において Schmertman の補正法による原位置曲線の直線部分が原位置間げき比 (100%軸) と交わる圧力 (Kg/cm²)

P_1 : なく乱試料についての交叉圧力 (Kg/cm²)

P_r : 練り返し試料についての交叉圧力 (Kg/cm²)

この場合、かく乱による強度低下との相関性が不明確であること、Schmertman (1955) の定義と同様である。

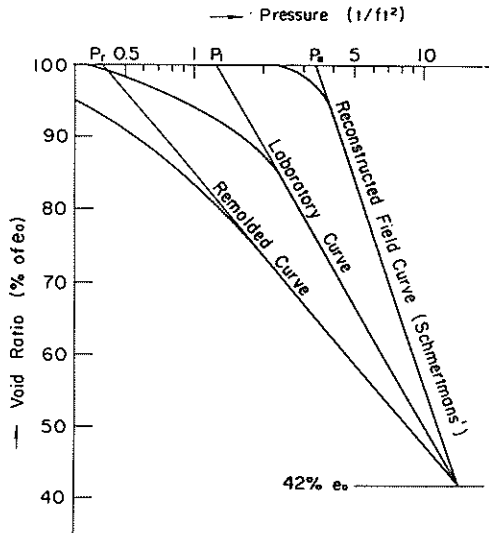


図-1.3 かく乱度の定義
(b) Bromham のかく乱係数

(2) 筆者の提案

一般に、かく乱の度合いを表わす指標としては全てのかく乱効果、かく乱行為、あるいはそれらの組合せを用いることが可能である、と言える。上述のSchmertmanおよびBromhamの定義はこのうちの間ギャク比～圧密圧力関係の変化を捉えたものであり、Ladd and Lambe、奥村、Novrany and Seed 等は試料内の有効応力の変化に着目したものであり、Goodman and Leiningerはかく乱行為としてのエネルギーを取り上げたものである。したがって、これらの他にもいくつかの定義が考えられる。例えば採取試料の強度が完全にかく乱状態から低下した量と完全にかく乱状態から完全にかく乱状態（練り返し強度）まで低下する量との比をかく乱度として定義することも可能である。

しかしながら「かく乱度」の定義としてはできるだけ普遍的なものが好ましく、各種の力学的性質の変化と一般的に関連づけられるものが望ましい。この意味で Goodman and Leininger がかく乱行為の1つとしてのエネルギーを取り上げたのは優れた着眼であり、場合によっては最も便利に使用できる。しかし、サンプリングによって採取した試料のように過去に受けたかく乱エネルギーが複雑で推定し難い場合も多く、必ずしも一般的な指標とは言い難い。

現今の土質力学は有効応力の原理によって最も良く統一されている。また有効応力と各種力学的性質との関係が最

も広く究明されており、その他の相互関係はこれに及ばない。有効応力の変化はかく乱効果の1つではあるが、最も基本的なものであり、上述の理由からかく乱度を表わす指標としてもこれを取り上げるのが最も妥当と考えられる。この意味でLadd and LambeやNoorany and Seedの定義は最も広汎に用い得るものである。しかしかく乱度の定義としては完全にかく乱状態での値が0、完全に乱された状態での値が1（または∞）となるものが好都合であろう。そこで筆者は次式を「かく乱度」の一般的な定義とすることを提案した（奥村、1970b）。

$$D = \frac{\sigma'_p - \sigma'_r}{\sigma'_p} = 1 - \frac{\sigma'_r}{\sigma'_p} \quad (1.8)$$

ここに σ'_p は完全にかく乱状態での有効応力、 σ'_r はある程度乱された状態での残留有効応力であり、完全に乱された状態での残留有効応力は0なので、この時のかく乱度は1となる。なお、この定義はNelson, et al.(1971)によっても提案され、筆者の提案（Okumura, 1971）と偶然の一致を見た。

各種力学的性質の変化とかく乱度との相互関係を図示する場合、(1.8)式の形は必ずしも好都合ではない。そこで上式右辺第2項の逆数を取り、これを「かく乱比」R（Disturbance Ratio）と呼んで以下適宜使い分けることにする。

$$R = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_r} \quad (1.9a)$$

上式はとりもなおさずLadd and Lambe（1963）の過圧密化（O. C. R）であるが、かく乱と過圧密とを区別する意味でかく乱比と名付けたものである。

ここで完全にかく乱の状態として何を想定するかを明確にしておかなければならない。いわゆるにかく乱試料はかく乱とは言うものゝ多少のかく乱は受けており、しかも場合によってその程度にかなりの差があるので、かく乱を定量的・厳密に扱おうとする以上、これを基準とすることは避けなければならない。Ladd and Lambe（1963）は原位置状態から軸差応力（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ）のみを解除され、等方的な有効応力を持ついわゆる完全試料（perfect sample）をその規準としている。Davis and Poulos（1966）が指摘するようにこの場合にも若干のかく乱は含まれるが、いわゆる機械的にかく乱とは別個のものなので、以下に述べる三軸圧縮試験および一軸圧縮試験に関連してはこの方式を踏襲し、完全試料を一応の完全にかく乱状態と規定する。しかし単純せん断試験や圧密試験のように軸差応力が解除されず、また側圧が判明しない場合には、若干異なる規準とはなるが次式によってかく乱比を規定する。

$$R = \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{vr}} \quad (1.9b)$$

ここで σ'_{v0} : 先行鉛直圧密圧力 (Kg/cm^2)

σ'_{vr} : 乱された試料がせん断力を受けない状態での残留鉛直有効応力 (Kg/cm^2)

1.3 かく乱に伴う有効応力の変化

1.3.1 かく乱に伴う有効応力の変化

かく乱に伴う有効応力の変化を量的な意味で注目したのは Skempton and Sowa (1963) が初めてであろう。引き続き Ladd and Lambe (1963), Noorany and Seed (1965), Davis and Poulos (1966) 奥村 (1969 a, b, 1970) 等によってその様相が次第に明らかにされ、有効応力の変化と各種力学的性質の変化との関連も解明されてきた。このうち Skempton and Sowa (1963) はサンプリングに伴う応力解除のみに注目し、機械的にかく乱には触れていない。Ladd and Lambe (1963) は図-1.4 を作成し、定性的ではあるがサンプリングの全過程に亘るかく乱に伴う有効応力の変化に言及している。また筆者はかく乱に伴う有効応力の変化と各種力学的性質の変化との関連を総括的に調査して来た (奥村, 1969 a ; 奥村, 梅田, 成田, 1971)。

これらの研究の結果判明したことはかく乱に伴う有効応力の変化が非常に重要な意味を持つことであり、かく乱による力学特性の変化が有効応力の変化と密接に結び付いていることである。

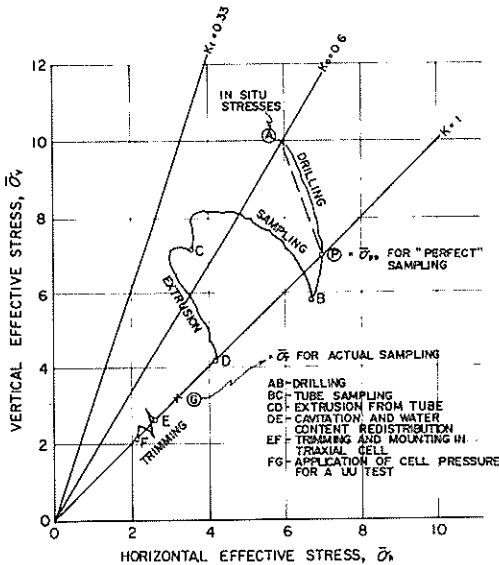


図-1.4 サンプリングに伴う応力変化想定図 (Ladd and Lambe, 1963)

一方 Murayama and Hata (1957) および Goodman and Leininger (1967) はかく乱行為と強度特性の変化とを直接関係づけたが、土試料の有効応力には触れていない。このようにかく乱に関してはかく乱行為と土試料の有効応力、および力学特性の変化の3者を結び付けた研究はまだ無いようである。ここではかく乱行為と有効応力の変化とを結び付けるための予備的な考察として、1, 2の試みを行なってみよう。

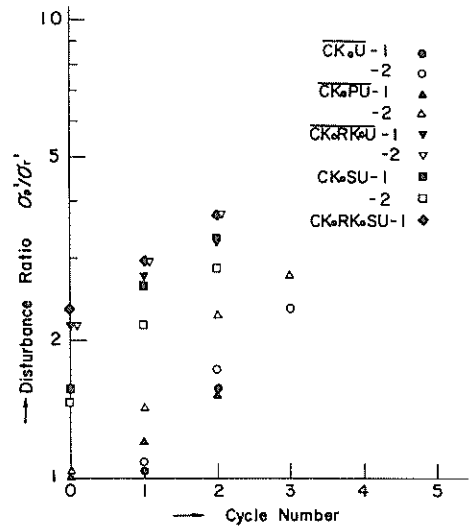


図-1.5 サイクル数とかく乱比との関係 (a) Boston Blue Clay

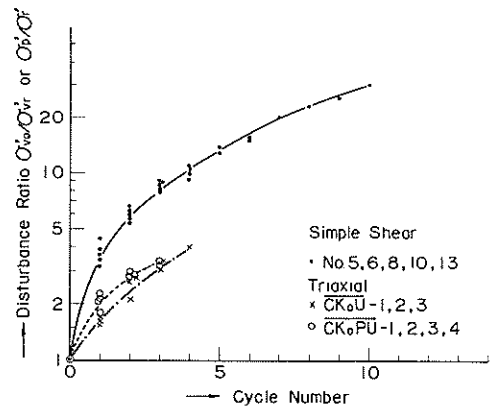


図-1.5 (b) 本牧海底粘土

図-1.5は非排水(または等体積)条件で繰り返し破壊試験を行なった時の繰り返し回数とかく乱比(1.2.3参照)との関係である。(a)図はBoston Blue Clay について三軸圧縮試験を行なったものであり(奥村, 1969 a)、(b)図は本牧海底粘土について三軸圧縮試験および単純せん断試験を行なったものであるが(奥村, 梅田, 成田, 1971)、

両者ともかく乱比の対数はサイクル数にほぼ比例して増加している。しかし、図-1.5の例で判るように試験機の種類や試験の方法によっては同じサイクル数による効果が大中に異り、サイクル数をかく乱行為の指標とするのが必ずしも適当でないことを示している。

図-1.6は1.2.2に述べたかく乱エネルギーとかく乱比

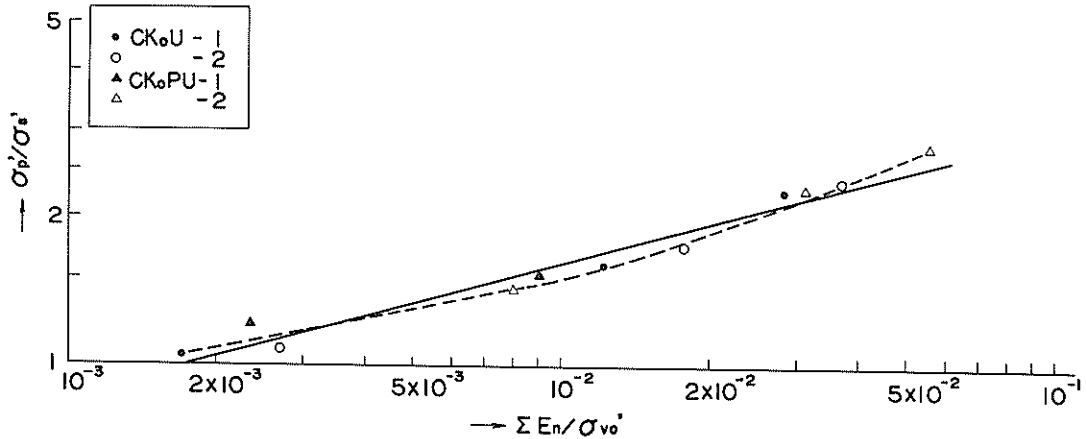
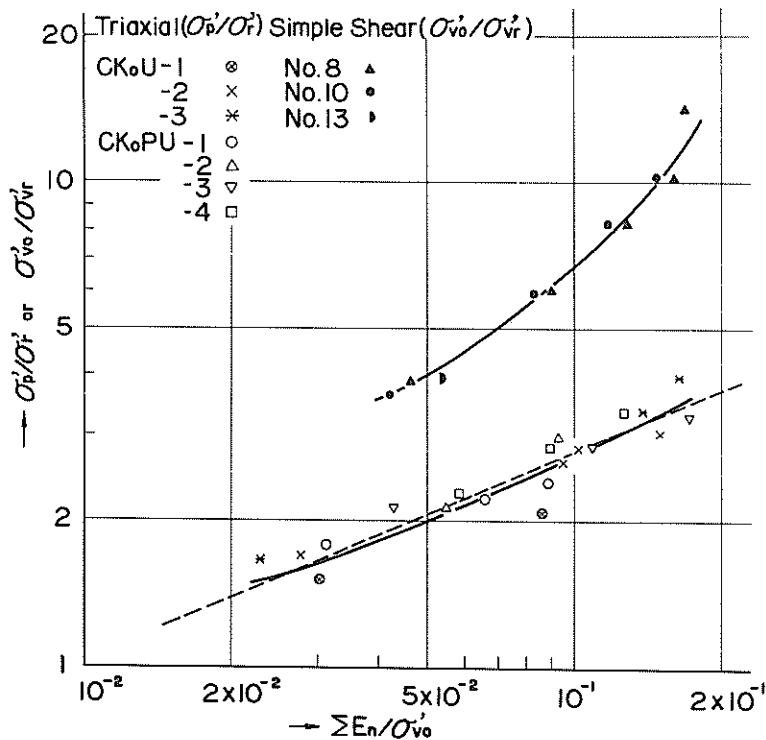


図-1.6 かく乱エネルギーとかく乱比との関係
(a) Boston Blue Clay



(b) 本牧海底粘土

との関係を上述の実験データについて示したものである。この場合にも三軸圧縮と単純せん断とで多少の相異はあるが、サイクル数を指標とした時ほど著しくはなく、しかも両対数紙上でほぼ直線的な関係が得られる。このことから、かく乱エネルギーがかく乱行為を表わす1つの指標として有効に使用できる可能性が見出されたと言えよう。

1.3.2 局部的なかく乱と応力再配分

Kenny (1967) はノルウェーのクイッククレイのかく乱に関連して局部的なかく乱が全体に及ぼす影響の重要性を指摘している。例えば粘土試料を成型して試験に供する場合、トリミングによるかく乱は試料の表面ほど大きく、内部ではほとんど影響がないと考えられる。ところがかく乱の著しい表面附近では間げき水圧が上昇し、内部の間げき水との間に水圧勾配が生ずる。このため試料全体としては含水比に変化がなくとも、表面から内部へ水が流入し、表面附近では圧密が、内部では膨張が起り、やがて平衡に達した時には両者の体積、有効応力ともに初めの状態とは異った値になる。

内部的なかく乱度の相異は多くの場合に考えられることであり、むしろ一様なかく乱が起るケースは稀である。例えば粘土のサンプリングでシンウォールチューブを押し込む時、あるいはサンドパイルの施工で鋼管を打込む時には試料成型の場合と同様にチューブや鋼管に接する部分で最もかく乱が激しく、これより内部(または外部)へ行くにつれてかく乱度は小さくなると考えられる。したがってこれらの場合、内部的な間げき水の移動とこれに伴う応力再配分は粘土のかく乱を考察する上で非常に重要な意味を持つ。

Kenny (1967) は比較的単純なケースを取り上げ、局部かく乱が全体の有効応力に及ぼす影響を解いている。今、試料成型によって完全に乱される範囲を表面から厚さ t までとし、その内部は完全に乱されない状態が残るものとする。試料は飽和しており、非排水の条件が満たされるものとする。全体としての体積変化はないので、乱された部分の体積減少量と乱されない部分の体積増加量とが等しいという条件が成り立つ。したがって、

$$\pi (r-t)^2 [\Delta e_s] \frac{\sigma_r'}{\sigma_{re}'} + 2\pi r t [\Delta e_c] \frac{\sigma_{re}'}{\sigma_r'} = 0 \quad (1.10)$$

ここに r は試料の半径 (cm)、 σ_r' は成型前の試料の残留有効応力 (Kg/cm^2)、 σ_{re}' は間げき水圧平衡後の残留有効応力であり、 Δe_s 、 Δe_c はそれぞれ乱されない部分および乱された部分で平衡までに起る間げき比の増加量および減少量である。一般に粘土の膨張率は小さく、完全に乱さ

れた場合の圧縮率はこれに較べると1桁あるいはそれ以上に大きい。したがって乱される範囲が僅かであっても平衡後の残留有効応力は著しく低下する。Kenny の試算例では乱された範囲の厚さと試料半径との比 t/r が1%のとき残留有効応力は初めの値の6割に低下し、 $t/r=2.7\%$ で残留有効応力は2割に低下している。

現実に粘土が乱される状況は試料の極く表面で完全なかく乱が起って残留有効応力が0となり、内部に進むほどしだいにかく乱度が小さくなってその間に判然とした境界がある訳ではない。このような一般的な場合には(1.10)式の代りに次式を用いる必要がある。

$$\oint_V (\int_{\sigma_{r0}'}^{\sigma_{re}'} m_v d\sigma') dv = 0 \quad (1.11)$$

ここに σ_{r0}' はかく乱直後の残留有効応力で一般には各点で異なる値をとる。また σ_{re}' は平衡後の残留有効応力で全応力が一定ならば粘土内で一定の未知数である。 m_v は体積圧縮係数 (cm^3/Kg) であるが、有効応力および応力履歴によって異なる値をとり、特に膨張部分と圧密部分とは1桁以上の差異もあるので注意を要する。(1.11)式を解くためにはかく乱度や有効応力が異なる場合の体積圧縮係数、 m_v 、およびかく乱直後の残留有効応力、 σ_{r0}' の分布が判っていないければならない。しかし、かく乱行為 (remolding effort) が各点で異なる場合の残留有効応力の分布については現在ほとんど判っておらず、かく乱問題を解明するための課題として今後に残された大きな問題点である。

1.4 結 言

本章においては粘土のかく乱に関する一般的な考察を行った。初めに1.1節では「かく乱」を理解する上で重要な粘土の微細構造に触れ、かく乱に伴う構造の変化を論じた。次に1.2節ではかく乱の定義とその外部的な要因およびかく乱による内部的な効果を述べ、かく乱の程度を表わす指標を探究した。最後に1.3節では「かく乱」を表わすのに最も好都合な有効応力の変化について述べ、外部要因の一つとしてのかく乱エネルギーとの関連を追求し、また局部的なかく乱が全体に及ぼす影響を論じた。以上の内容から結論的に言えることの本点を記せば次のようである。

i) 粘土の構造は粘土粒子の端面と側面とが接触し (edge to face contact)、カードハウス状となった綿毛構造 (flocculent structure) が多い。粘土がかく乱されるとこの端面接触は減少し、分散構造 (dispersed structure) になって行く。これに伴って粒子間の有効応力も変化し、粘土の力学的性質が変って行く。

ii) 我国沖積粘土を基礎地盤として考慮する場合、シキントロビーによる回復効果はあまり大きいものではなく、実用上の重要性は小さい。むしろ再圧密による構造の変化を

重要視すべきであると考えられる。

III) 筆者の定義では広義のかく乱として「粘土の構造の変化により力学的性質が変化する現象」を言い、狭義のかく乱として「等温等体積の条件において粘土に生ずる変形に伴い、粘土の構造が変化し、その力学特性が変る現象」を指す。

IV) かく乱について考察する場合、かく乱を起させる外部的要因、すなわちかく乱行為とかく乱による内部的な応答、すなわちかく乱効果とははっきり区別し、その上で両者の相互関係を追求して行く必要がある。

かく乱行為としては外力、ことにせん断力の変化、外力に対応する土の変形、ことにせん断ひずみ、および両者を総合したエネルギー(かく乱エネルギー)の3つが考えられる。一方、かく乱効果では有効応力の変化、強度特性の変化(非排水強度、破壊ひずみ、変形係数、間げき圧係数、Hvorslevパラメーターなど)、および圧密特性の変化(圧縮性、圧密降伏応力、圧密係数、透水係数、2次圧密量など)が重要である。

V) かく乱度の表示には多くの提案があるが、現今の土質力学が有効応力の原理で最も良く統一されていることを考慮すれば、試料の残留有効応力を用い、次の形で表示するのが最も好都合であると考えられる。

$$D = 1 - \sigma_r / \sigma_p \quad (1.8)$$

ここに D : かく乱度、 σ_p : 完全なく乱状態での有効応力、 σ_r : 乱された状態での有効応力。また上式右辺第2項の逆数をかく乱比と呼んで力学特性との相互関係の表示などに用いるのが便利であろう。

VI) 粘土のかく乱は土塊全体に亘る問題ばかりでなく、局部的なものが重要な意味を持つ。すなわち、現実問題として一様なく乱が起るケースはむしろ稀であり、局部的にかく乱行為が加わることが多い。したがってその効果としての残留有効応力や間げき水圧の分布にも局部的な変動を生ずる。ところが間げき水圧の変動は現象を局部内には止め得ず、土塊内で水の流れを惹き起し、圧密と膨張が複合された複雑な過程を経なければ平衡には達しない。局部的なく乱はこうして全体に大きな影響を及ぼす。したがってかく乱問題を真に解決するためには局部的なく乱行為による全体への効果を追跡しなければならぬが、この点については現在ほとんど明らかにされておらず、今后に残された大きな課題であると言えよう。

参考文献

1) Bromham, S. B. (1971) : The Measurement of Disturbance in Samples of Soft Clay, Quality in Soil Sampling,

- Proc. of Specialty Session, 4th Asian Reg. Conf. S.M.F.E., p.p. 68~72
- 2) Davis, E.H. and Poulos, H.G. (1966) : Laboratory Investigations of the Effects of Sampling, Proc. Site Investigation Symp., Civil Engrg. Trans. (Australia), Vol. CE 9, No. 1, p.p. 86~94
- 3) 土質工学会 (1969) : 土質試験法 — 第1回改訂版 —, p. 276
- 4) 土質工学用語解説集小委員会 (1969) : 土質工学用語解説集, 93 p. 土質工学会
- 5) 藤田則之、百濟輝久、原田慎一 (1960) : 八郎潟干拓における試験堤防について、土と基礎、8巻、6号 (42号)、p.p. 4~17
- 6) Goodman, L. J. and Leininger, R. (1967) : Identification of Partial Disturbance States for Cohesive Soils, Proc. 3rd Pan-Am. Conf. S.M.F.E., Vol. 1, p.p. 411~428
- 7) Kallstenius, T. (1958) : Mechanical Disturbances in Clay Samples Taken with Piston Samplers, Proc. Royal S. G. I., No. 16, 75 p.
- 8) Kenny, T. C. (1967) : The Shear Resistance of Natural Quick-Clays, Appendix 3. Disturbance of Quick-Clay Samples from Manglerud, Ph.D. Thesis, Univ. of London, p.p. 123~129
- 9) 木庭宏美、堀江安保 (1971) : 砂杭を打設した粘性土地盤の挙動 — 衣浦港の実験について —、港湾技術研究所報告、10巻、3号
- 10) Ladd, C. C. and Lambe, T. W. (1963) : The Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests, ASTM, STP-361 (Laboratory Shear Testing of Soils), p.p. 342~371
- 11) Mitchell, J. K. and Houston, W. N. (1969) : Causes of Clay Sensitivity, Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM3, p.p. 845~871
- 12) Murayama, S. and Hata, S. (1957) : On the Effect of Remolding Clay, Proc. 4th I.C.S.M.F.E., Vol. 1, p.p. 80~82

- 13) Nelson, J.D., Brand, E.W., Moh, Z.C. and Mason, I.D. (1971) : The Use of Residual Stress to Define Sample Quality, Proc. of Specialty Session, Quality in Soil Sampling, 4th Asian Reg. Conf. S.M.F.E. p.p.82~87
- 14) Noorany, I. and Seed, H.B. (1965) : In-Situ Strength Characteristics of Soft Clays, Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM2, p.p.49~80
- 15) 奥村樹郎(1969a) : 粘土試料の攪乱に関する研究(第1報) - 繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験 -、港湾技術研究所報告、8巻、1号、p.p.59~84
- 16) 奥村樹郎(1969b) : 粘土試料の攪乱に関する研究(第2報) - 不飽和粘土のサンプリングに伴う応力変化について -、港湾技術研究所報告、8巻、3号、p.p.77~98
- 17) 奥村樹郎(1970) : 粘土試料のカク乱による力学特性の変化とその補正、サンプリングシンポジウム - ソイルサンプリングに関する土質力学的考察 - 論文集、p.p.67~78
- 18) Okumura, T. (1971) : The Variation of Mechanical Properties of Clay Samples Depending on its Degree of Disturbance, Proc. of Specialty Session, Quality in Soil Sampling, 4th Asian Reg. Conf. S.M.F.E., p.p.73~81
- 19) 奥村樹郎、梅田裕史、成田実(1971) : 粘土試料のかく乱に関する研究(第3報) - 単純せん断試験機による繰り返し破壊試験および圧密試験 -、港湾技術研究所報告、10巻、1号、p.p.77~106
- 20) 小野木重治(1957) : レオロジー要論、槇書店、p.p.36~38
- 21) Schmertman, J.H. (1955) : The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay, Trans. ASCE, Vol. 120, p.p.1201~1233
- 22) Skempton, A.W. and Sowa, V.A. (1963) : The Behaviour of Saturated Clays during Sampling, Geotech., Vol.13, No.4, p.p.269~290
- 23) 竹中準之助(1962) : 粘土のサンプリングとその信頼度、日本材料試験協会、22p.

2. かく乱に伴う粘土の力学特性の変化

2.1 概 説

2.1.1 従来の研究

(1) 強度特性の変化

粘土がかく乱を受けるとその特性は著しく変化し、特にそのせん断強度が甚だしく低下することは古くから知られていた。そこで比較的乱れの少ないいわゆる不かく乱強度と完全に繰り返した時の強度との比をとって「鋭敏比」と呼び、工学上重要な指標の一つとして活用して来た。また土による鋭敏性の相異や、他の工学的指標との相関性などについても研究が進んでいる(例えば Mitchell, 1961)。しかし、かく乱による強度特性の変化を量的に捉え、あるいはかく乱行為との関連において把握する試みは比較的新しく、また研究の数も少ないと言えよう。

Murayama and Hata (1957)は試作した単純せん断変形装置を用いて不かく乱粘土に一定角度の繰り返しひずみを与え、繰り返し回数 n と強度比との間に次の関係を見出した。

$$\frac{nqu\theta}{1qu\theta} = n^{-a} \quad (2.1)$$

ここに $nqu\theta$ は角度 θ までの変形を n 回加えてから測定した一軸圧縮強度であり、 $1qu\theta$ は同じ変形を1回加えた時の qu 値であり、 a は角度 θ によって定まる常数である。この関係はトラクターなどの走行回数 n についても成立し、トラフィカビリティの判定などに利用できる。著者等はまた $1qu\theta$ と不かく乱試料の一軸圧縮強度 qu との比が角度 θ の増大とともに加速度的に低下することを見出している。このように Remolding Effort と Remolding Effect とを直接関連づけたものはこれまでに類例がなく、この方向の研究こそがかく乱に関する問題を根本的に解決するものであることを示唆して興味深い。

一方、かく乱による強度特性の変化を量的に捉える試みとして粘土試料の有効応力(残留有効応力)と強度特性の変化とを関連づける研究が Skempton and Sowa (1963) 以来急速に進んでいる(Ladd and Lambe, 1963; Noorany and Seed, 1965; Okumura, 1971)。これらの研究から強度特性の変化の様相がはたいて明らかとなり、サンプリングや建設工事のような実際問題への応用の道が開けつつある。

かく乱の影響が最も敏感に現れるのは強度低下よりも変形係数の低下に著しいことは竹中(1962)、Davis and Poulos (1966)等によって指摘されて来た。

一方、竹中(1962)は破壊時の60%程度の軸差応力を数回加える繰り返し試験を行ない、この程度までの範囲で

は残留ひずみは蓄積されるものの、応力~ひずみ関係の勾配すなわち変形係数はあまり変化しないことを示した。このことから竹中は破壊ひずみの $\frac{1}{2}$ 程度までは本質的にかく乱がほとんどないとしている。かく乱を構造の変化であるとするならば残留ひずみのあることはすなわち構造に変化のあることであり、後の議論には問題もあるが、ひずみエネルギーの小さいうちは変形係数に大きな変化のないということには注目しなければならない。

(2) 圧密特性の変化

繰り返した粘土の圧密特性がかく乱試料のそれと異なることは古くから知られており、かく乱に伴う圧密係数の低下などはサンドパイル打込み等に関連して実際工事の面でも注目されて来た。

Schmertman (1955), Moran, et al. (1958), 内田, 松本, 有馬 (1958), Simons (1965), Davis and Poulos (1966), Noorany and Poormand (1970)等はいかにかく乱と圧密との関係についていずれも貴重な研究を行なっている。しかし、かく乱による圧密特性の変化を量的に捉え、あるいはかく乱行為との関連において把握する試みはあまりないと言えよう。むしろ、完全にかく乱状態への補正を主眼とし、それに関連した研究が進展して来たと言つてよい。

2.1.2 筆者の実験研究

筆者はかく乱による粘土の力学特性の変化を定量的に捉えるために三軸圧縮試験機および単純せん断試験機を用いて繰り返し破壊試験および再圧密試験を行なった(奥村, 1969a; 奥村 1969b; 奥村, 1970; 奥村, 梅田, 成田, 1971; Okumura, 1971)。試験方法と試験結果の概要は次のとおりである。

(1) 試料土の特性と調整方法

実験に用いた土は Boston Blue Clay と本牧海底粘土の2種類で、それぞれの特性は表-2.1のようである。

Boston Blue Clay は粉末状に乾燥したものに $16g/l$ の塩分濃度の食塩水を加えてペースト状に練り返し、直径 $1.2in$ 、高さ $4in$ の再圧密箱を用い、銅板を通じ空気圧で圧密した。圧密圧力は $2Kg/cm^2$ 、圧密期間は5日である。圧密した土塊は3分して油漬けし、恒温恒湿室(湿度100%)に保存した。実験供試体は適宜この塊から切り出したので、最大保存期間は110日に達するが含水比の変化は認められなかった。

本牧海底粘土は横浜港本牧地区の海底から採取して海水中に貯えたものを含水比120%程度に調整して十分に練り返しながら具設などを取り除き、内径 $1.43cm$ 、高さ $2.05cm$ の再圧密箱で予備圧密を行なった。圧密載荷装置はレバ

表-2.1 実験に使用した粘土の特性

	Boston Blue Clay	本牧海底粘土
土粒子比重 G_s	2.78	2.73
液性限界 L. L. (%)	33	93
塑性限界 P. L. (%)	13	42
塑性指数 I _p (%)	20	51
粘土分 [$<2\mu$] (%)	54	29

一比1:5の標準型で、圧密圧力は 1.0 Kg/cm^2 (N-2, N-3), 及び 0.5 Kg/cm^2 (その他の試料)で圧密期間は10日である。予備圧密を終った土塊はアルミフォイルに包み、底に水を入れたデシケータに保存して乾燥を防いだが、逆に含水比は保存期間中に若干増加する傾向を示した。

三軸圧縮試験の供試体は直径 3.5 cm 、高さ 8 cm に成型し、1~2枚のゴムスリーブの内側に圧密促進用のフィルターとして 6.4 mm 巾×8枚 (Boston Blue Clay) または 6 mm 巾×9枚 (本牧海底粘土) のろ紙をセットして試験した。

単純せん断試験を行なった本牧海底粘土の供試体は直径 7.98 cm (実測値 7.973 cm)、高さ約 1.5 cm に成型して、厚さ約 0.78 mm の特殊補強ゴムスリーブにセットして試験した (奥村、梅田、成田、1971)。

(2) 試験の種類と方法

今回の実験のうち、三軸圧縮試験 (Boston Blue Clay, 本牧海底粘土) の種類は次の6通りである。

i) \overline{CKoU}

Ko 条件で一定圧力まで圧密し、そのまま非排水条件で繰り返し破壊試験を行なった。第1サイクルは原地盤強度に相当するいわゆる理想試料 (ideal sample) の強度常数を求めるためのものであり、第2サイクル以降は繰り返し破壊によるかく乱とその影響を調べるためのものである。最後に供試体をセルから取り出し、含水比を変えないで人工的にかく乱した後再度非排水非排水試験を行なってかく乱強度を得た。

ii) \overline{CKoPU}

機械的なかく乱のないいわゆる完全試料 (perfect sample) のデータを得るための試験で、供試体はi)と同じ Ko 条件で圧密し、非排水条件で軸差応力を解除した。そのままの状態の間隙水圧の平衡を待ち、続いてi)と同様の繰り返しせん断を行なった。第1サイクルは完全試料の強度常数を求めるためのものであり、第2サイクル以降はかく乱の影響を調べるためのものである。

iii) $\overline{CKoRKoU}$

i)と同じ Ko 圧密の後一定圧力まで Ko 条件で膨潤さ

せ、非排水せん断をi)と同様に行なった。過圧密粘土の強度特性とかく乱に対する特性を調べるためのものである。

iv) \overline{CKoSU}

ii)と同様に Ko 圧密から完全試料を得た後、実際のサンプリングに似せるため供試体を別の三軸セルに移し変えて非圧密非排水くり返し破壊試験を行なった。

v) $\overline{CKoRKoSU}$

iii)と同じ Ko 圧密、 Ko 膨潤の後iv)と同様の模擬サンプリングとくり返しせん断を行なった。

vi) \overline{UU}

保存試料から成形した供試体をそのまま非排水非排水くり返しせん断にかけた。iv)と同様にサンプリングの効果を見るためのものであるが、圧密圧力、保存方法の相異、時間効果などの影響が予測される。

ノルウェー型の単純せん断試験機を用いた本牧海底粘土の実験では初めに一定の圧力まで圧密し、等体積の条件を守りながら、交互にせん断方向の異なる繰り返し破壊試験を数サイクル行ない、最後に水平変位を零に戻して再び圧密を行なった。せん断方法が若干異なるものとして2例については各サイクル毎に水平変位を零に戻し、せん断方向が片側だけの試験を行なっている。

以上、各種の試験の種類と個数を表-2.2に示す。

三軸圧縮試験における圧密はBoston Blue Clayの場合、圧密荷重を15段階に分けて載荷し、除荷は6段階に分けた。本牧海底粘土の載荷は5段階としている。1段階の圧密時間は通常1日としたが、初期の段階には半日のものもある。最終段階の圧密時間はBoston Blue Clayの場合36時間、本牧海底粘土の場合24時間に揃え、2次圧密の影響を最小限に止めた。なお、圧密時のバックプレッシャーはBoston Blue Clayの場合 3 Kg/cm^2 、本牧海底粘土の場合 1.0 Kg/cm^2 としている。

単純せん断試験における圧密は三軸圧縮試験のように Ko 条件を確保するのに面倒がかからず、通常の圧密試験と同様に荷重増加率を1とし、4~5段階に分けて載荷した。なお、この試験機ではバックプレッシャーは加えられなかった。

表-2.2 試験の種類と方法

(a) Boston Blue Clay

試験番号	含水比(%)	圧密圧力(Kg/cm ²)	サイクル数
CKoU-1 (T-1)	3.25	3.899	3
		2.043	
-2 (T-4)	3.29	3.980	4 + (Rm)
		2.066	
CKoPU-1 (T-3)	3.27	3.902	3 + (Rm)
		2.013	
-2 (T-5)	3.30	3.989	4 + (Rm)
		2.078	
CKoRKoU-1 (T-2)	3.32	3.907(1.062)	3 + (Rm)
		2.051(0.984)	
-2 (T-9)	3.29	3.988(0.992)	3 + (Rm)
		2.066(0.992)	
CKoSU-1 (T-6)	3.29	3.976	3 + (Rm)
		2.075	
-2 (T-8)	3.28	3.998	3 + (Rm)
		2.087	
CKoRKoSU-1 (T-7)	3.31	3.982(0.994)	3 + (Rm)
		2.083(0.994)	
UU-1	3.26	2.0	1
-2	3.27		2
-3	3.27		2 + (Rm)
-4	3.23		2 + (Rm)
-5	3.26		1 + (Rm)

(): 膨張時の圧力, (Rm): 人工的にかく乱と非圧密非排水試験

Boston Blue Clay の圧密非排水せん断は1%/hr のひずみ速度で試験し、零位法による間げき水圧測定を行なった。非圧密非排水試験ではひずみ速度を30%/hr とし、せん断中の間げき水圧は測定しなかつた。いずれの場合でもせん断直前の残留間げき水圧は十分時間をかけて測定した。本牧海底粘土の三軸圧縮試験は圧密非排水の場合1.8%/hr、非圧密非排水の場合6%/hrのひずみ速度で行ない、前者については直径5mm、最大変位4μの半導体小型圧力変換器で間げき水圧の測定を行なった。

1サイクルの三軸圧縮試験が終わった後は軸差応力を零に保ったままで1時間程度放置し、間げき水圧の平衡を待つて次のサイクルに移った。サイクル数が増すにつれて供試体にクラックが発生する。クラックが顕著になってゴムスリーブの外からはっきり見えたところで試験を中止し、最後のにかく乱試験に移った。

本牧海底粘土による単純せん断試験も全てひずみ制御で行ない、せん断速度は78.7min/mm (6.6%/hr) とし

た。等体積の条件を守るためには予め検定曲線を作成し、ポラストンなど容器の変形を考慮して鉛直変位の微調整を行なった。くり返し破壊のサイクル数には特に制限はないが、10サイクル程度になると鉛直荷重が減少し、微調整が難しくなるので試験を中止し、水平変位を零に戻してから、にかく乱試料の再圧密試験に供用した。

三軸圧縮試験のデータ整理ではピストンの摩擦、フィルターおよびゴムスリーブによる応力(本牧海底粘土を除く)等を補正した。一方、単純せん断試験ではゴムスリーブの変形抵抗、体積の微小変化の影響を補正している。

表-2.2 (b) 本牧海底粘土

	試料番号	試験番号	含水比 (%)	圧密圧力 (Kg/cm ²)	せん断方法	サイクル数	再圧密試験
単純せん断試験	N-2	M 3	77.5	4.000		1	
		4	77.5	4.010		1	
	N-3	5	76.6	4.001	サイクリック	4	
		6	76.7	4.002	〃	4	
	N-4	7	82.8	4.006		1	○
		8	82.9	4.006	サイクリック	4	○
		9	83.1	3.994		(半)	○
		10	83.2	4.008	サイクリック	10	○
		11	83.4	4.010		1	○
	N-5	12	85.5	4.009	零調整片側サイクル	(半)+5	
		13	85.5	8.042	サイクリック	10	○
N-6	14	85.1	4.021	零調整片側サイクル	7		
三軸圧縮試験	U-1	CKoU-1	80.8	4.106	片側サイクル	3+(Rm)	
				1.946			
	U-2	-2	83.5	2.149	〃	4+(Rm)	
				0.957			
	U-3	-3	84.2	2.006	〃	5+(Rm)	
				0.938			
	U-1	CKoPU-1	80.4	4.593	〃	3+(Rm)	
				1.943			
U-1	-2	81.2	4.411	〃	3+(Rm)		
			1.946				
U-2	-3	85.0	2.272	〃	4+(Rm)		
			0.943				
U-2	-4	82.6	2.204	〃	4+(Rm)		
			0.876				

(Rm) : 人工的なかく乱と非圧密非排水試験

(3) 試験結果の概要

Boston Blue Clay および本牧海底粘土のくり返し三軸圧縮試験結果の数例を図-2.1 および図-2.2 に示す。また、単純せん断試験結果の例を図-2.3 に示す。これらの試験の第1サイクルから得られた強度常数值は表-2.3 のようである。

なお、Boston Blue Clay についてのCKoRKoU試験で得られた非排水強度とCKoU試験のそれとの比は過圧密比OCR=3.90±0.13 に対し、 $S_{u0}/S_{up} = 0.684 \pm 0.004$ であった。また、完全試料を他のセルに移し変えるという最も単純なサンプリング操作によって、かく乱比は $\sigma'_p/\sigma'_s = 1.52 \pm 0.05$ となり、強度の比率は S_{u0}/S_{up}

=0.852±0.004 となって15%の強度低下を示した。一方、UU試験から求めたかく乱比は $\sigma'_p/\sigma'_s = 3.4 \pm 0.8$ であり、強度低下も $S_{u0}/S_{up} = 0.68 \pm 0.04$ より32%となった。ただし、過圧密比4.01まで膨潤させてから他のセルに移し変えたCKoRKoSU試験ではかく乱比が $\sigma'_p/\sigma'_s = 1.08$ となったが、強度の比率は $S_{u0}/S_{up} = 1.015$ とむしろ大きくなった。

繰り返し単純せん断試験終了後の再圧密試験に関連して、単純せん断試験機による圧密の一例を標準型圧密試験機のそれと比較しながら図-2.4 に示す。(b), (c), (d)図に示した体積圧縮係数、圧密係数、透水係数には両者で殆んど相異はない。ただし、(a)図の間げき比~圧密圧力関係では単

純せん断試験機によるものの方が同一圧力における間げき比が小さく、またその勾配も若干小さい。その原因として側面摩擦、成型によるかく乱、供試体セット時の空げきなどの影響が考えられるが、ここで主眼とするかく乱後の再圧密に関しては両者に大きな差異はないと言える。

以上の実験結果からかく乱を受けた粘土の力学特性の変化はその残留有効応力と一義的な関係にあることが判った (OKumura, 1971)。詳細を次節に述べる。

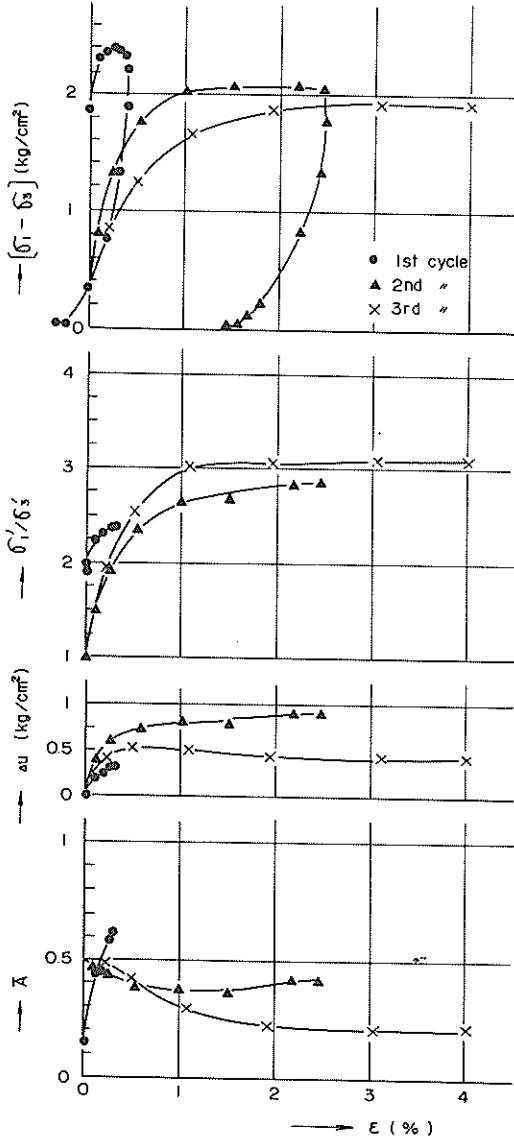
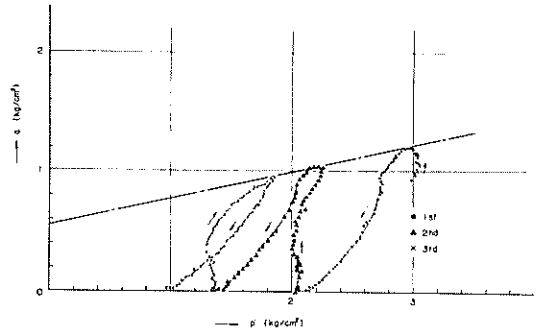
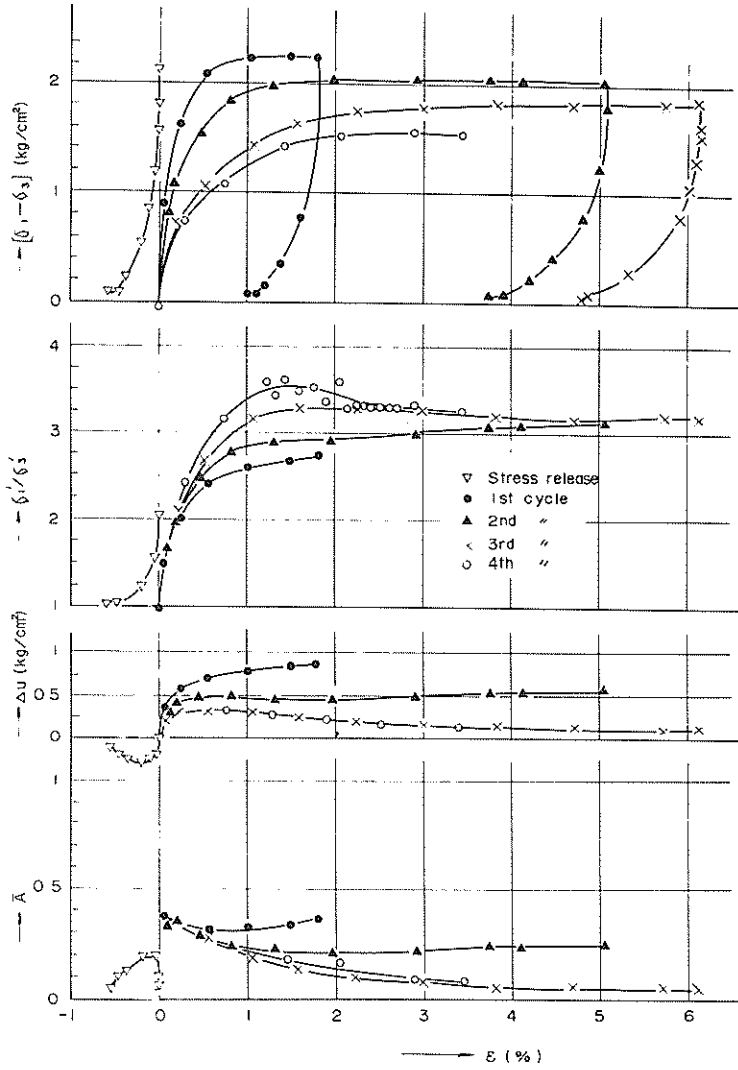


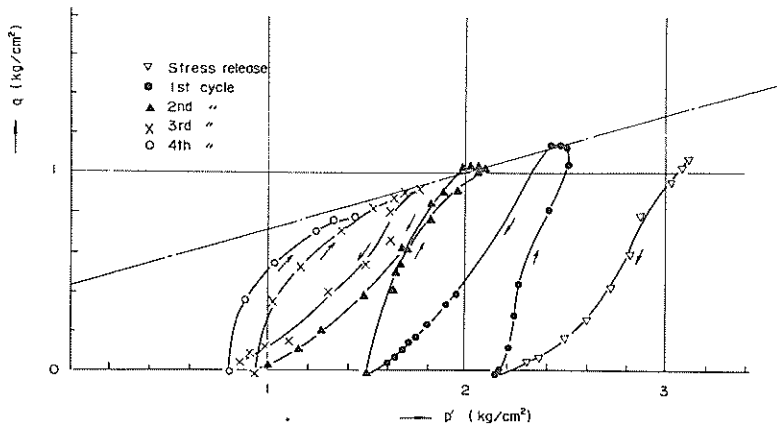
図-2.1 Boston Blue Clay
の三軸圧縮試験結果例
(a) CKoU-1 (T-1) その1



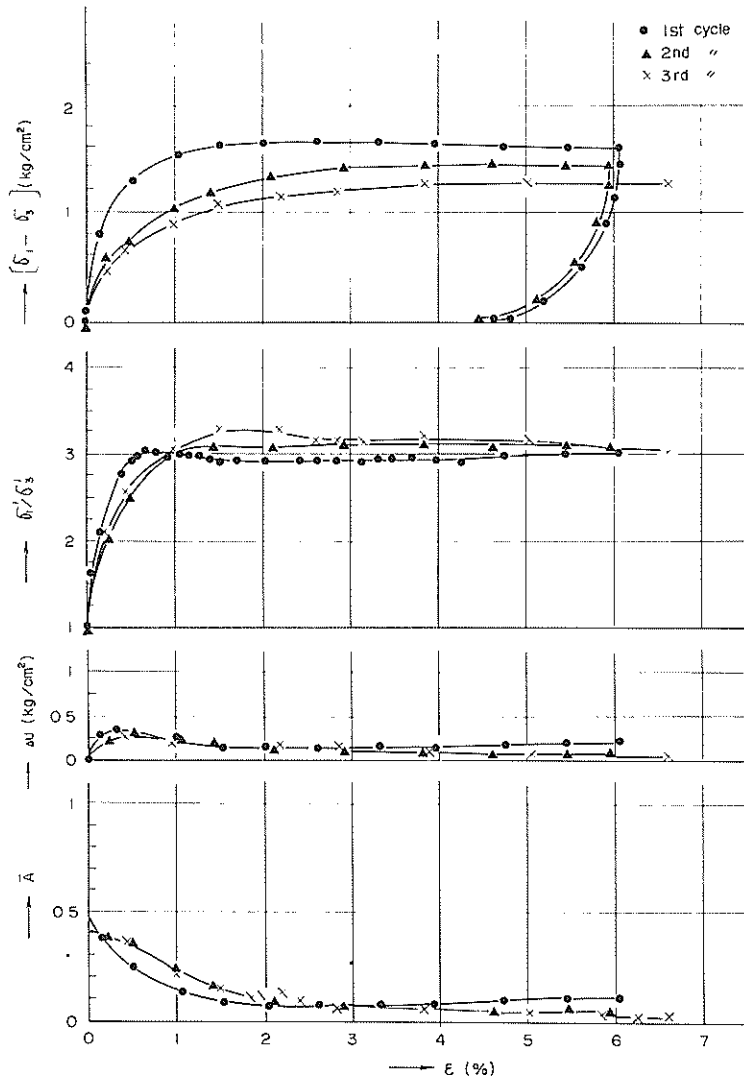
(a) CKoU-1 (T-1) その2



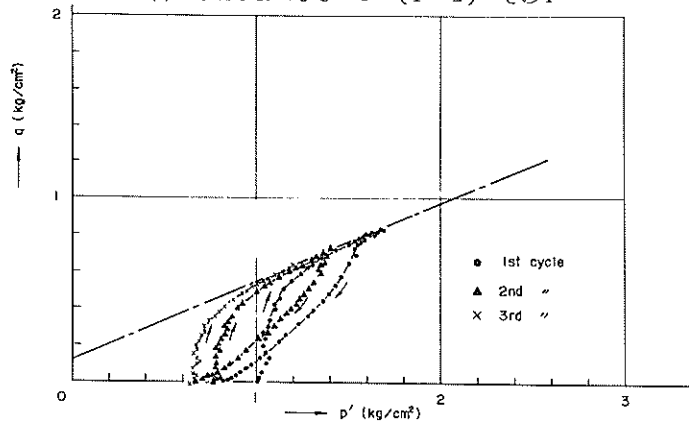
(b) CKoPU-2 (T-5) その1



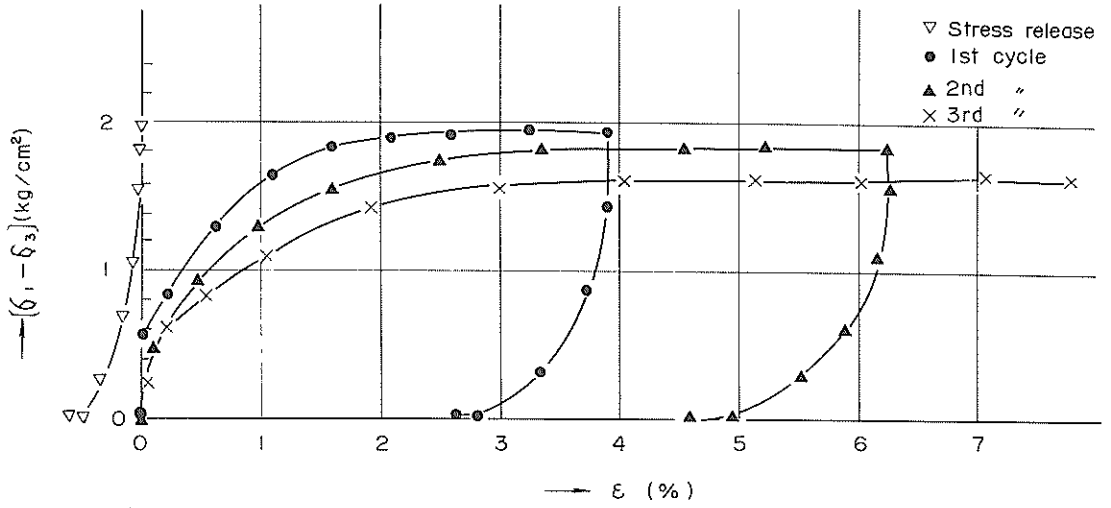
(b) CKoPU-2 (T-5) その2



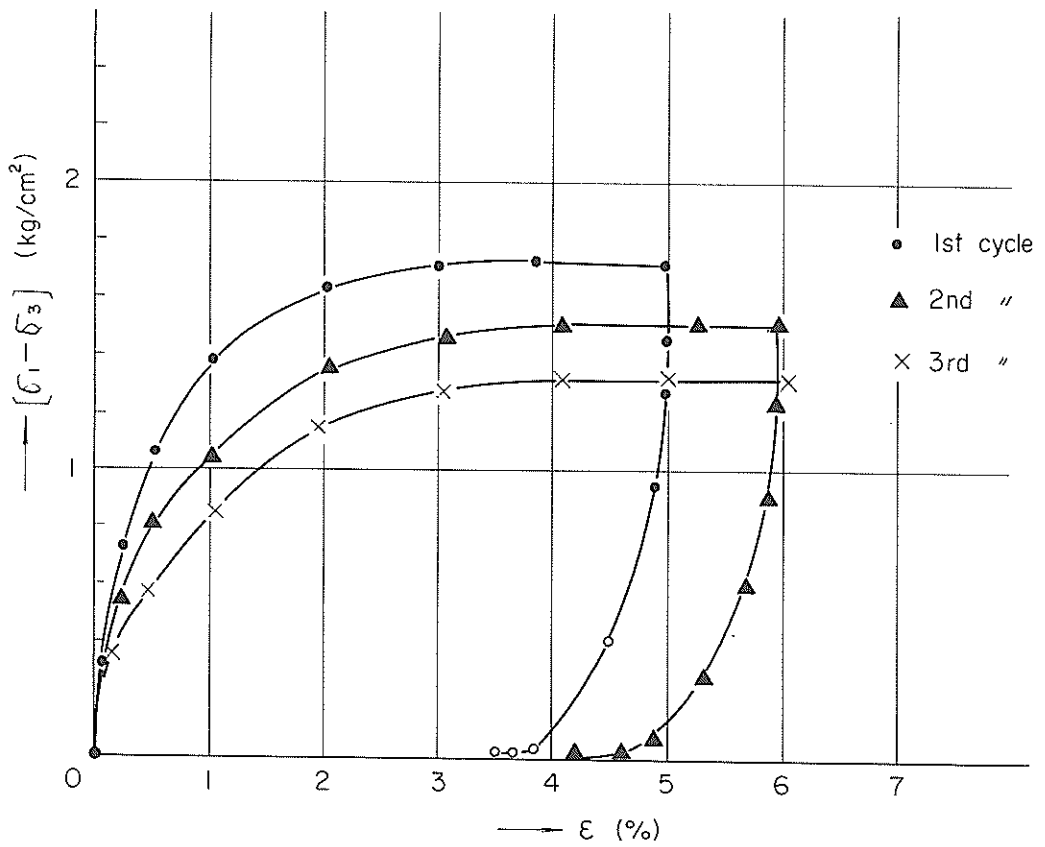
(c) CKoRKoU-1 (T-2) その1



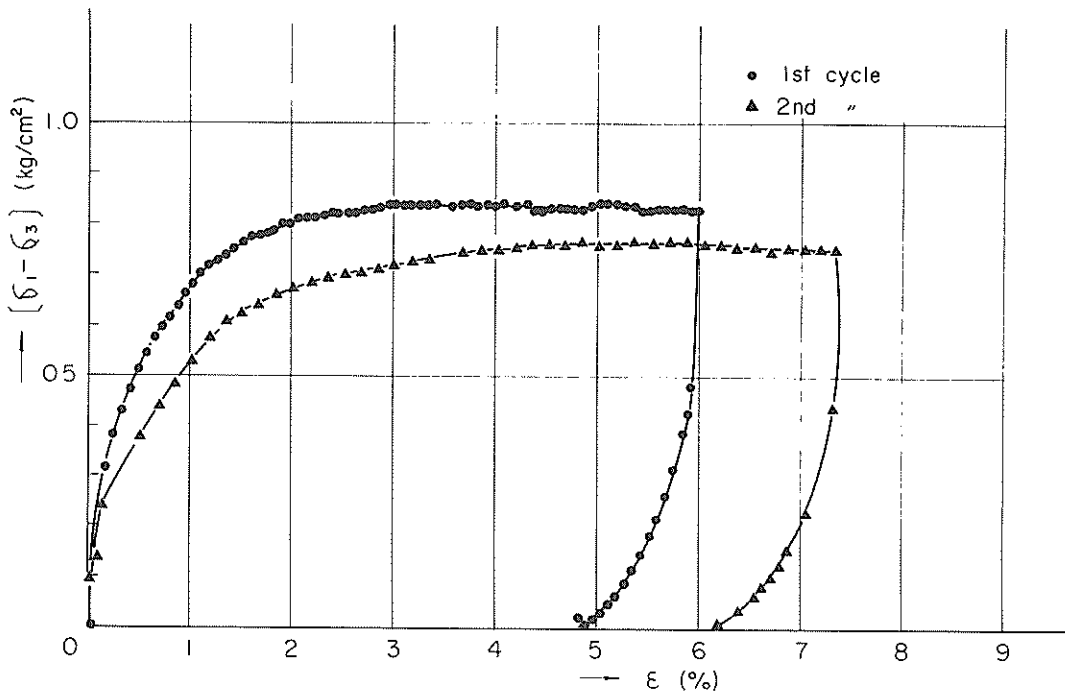
(c) CKoRKoU-1 (T-2) その2



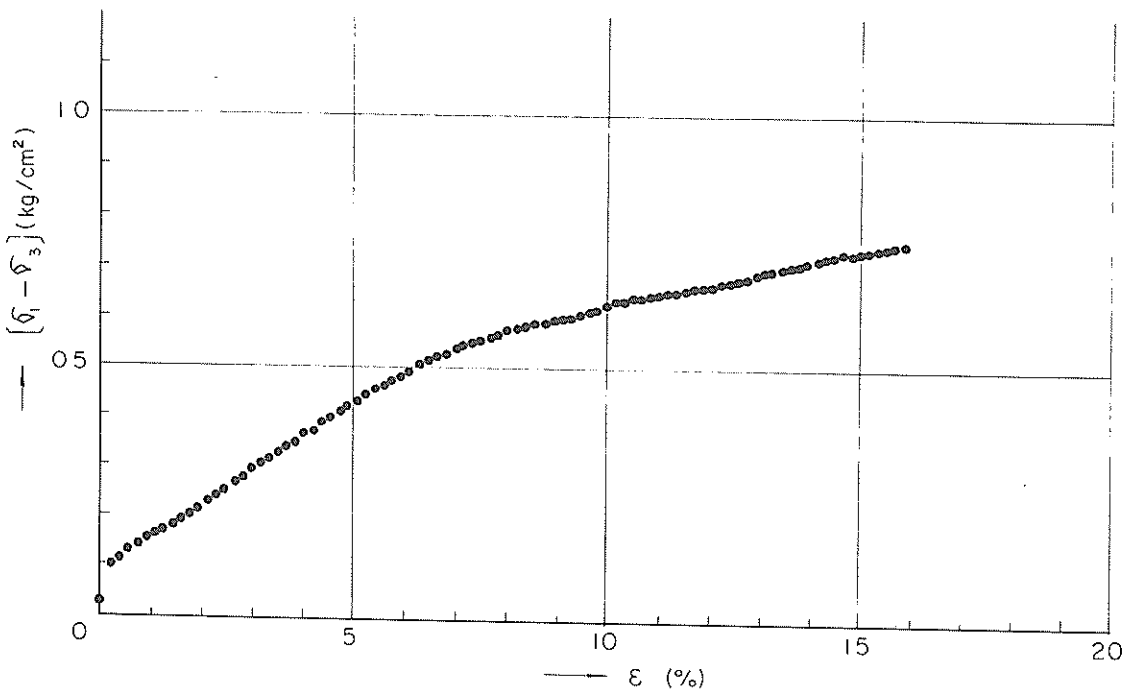
(d) CKoSU-2 (T-8)



(e) CKoRKoSU-1 (T-7)



(f) UU-2



(g) CKoU-2 (T-4) Rm

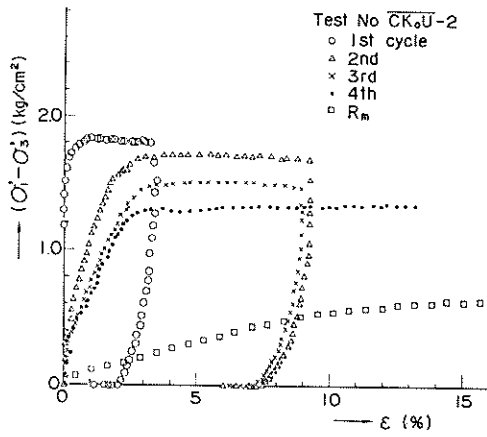
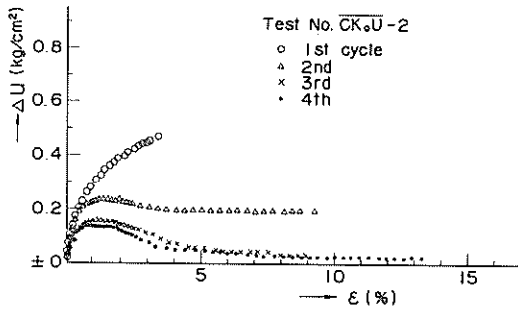
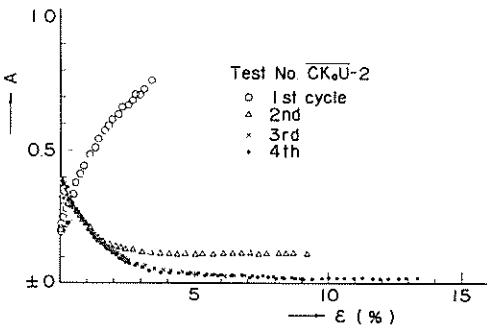


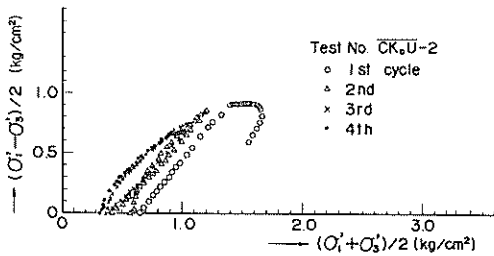
図-2.2 本牧海底粘土の三軸圧縮試験結果例
(a) CKoU-2 その1



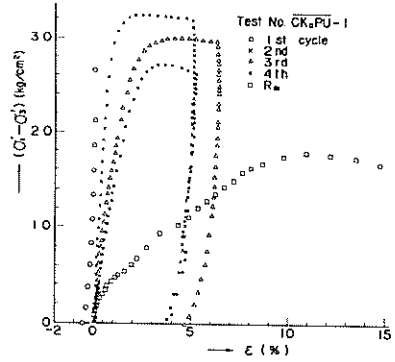
(a) CKoU-2 その2



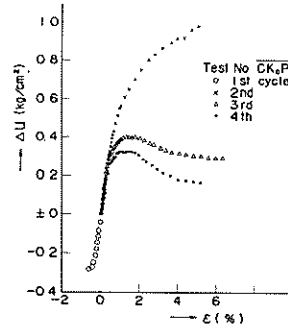
(a) CKoU-2 その3



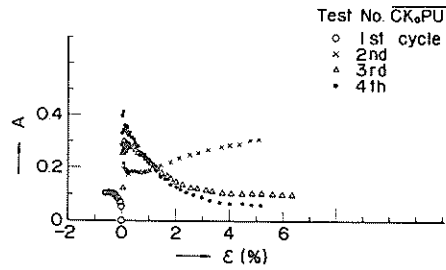
(a) CKoU-2 その4



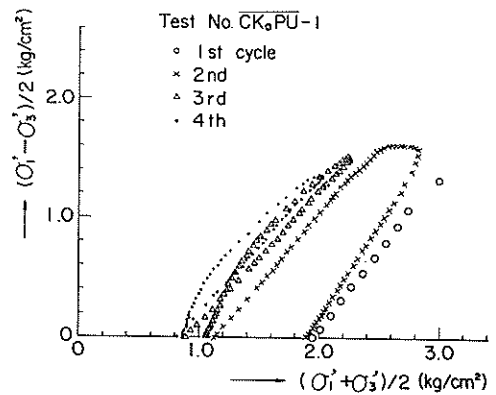
(b) CKoPU-1 その1



(b) CKoPU-1 その2



(b) CKoPU-1 その3



(b) CKoPU-1 その4

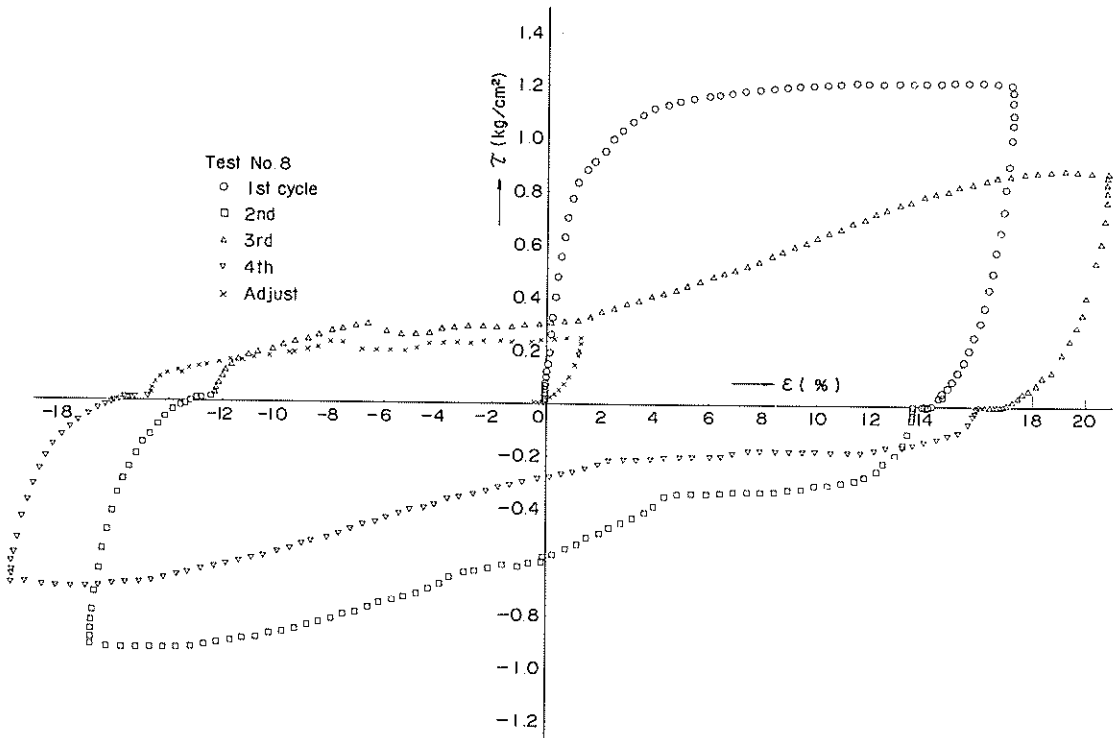
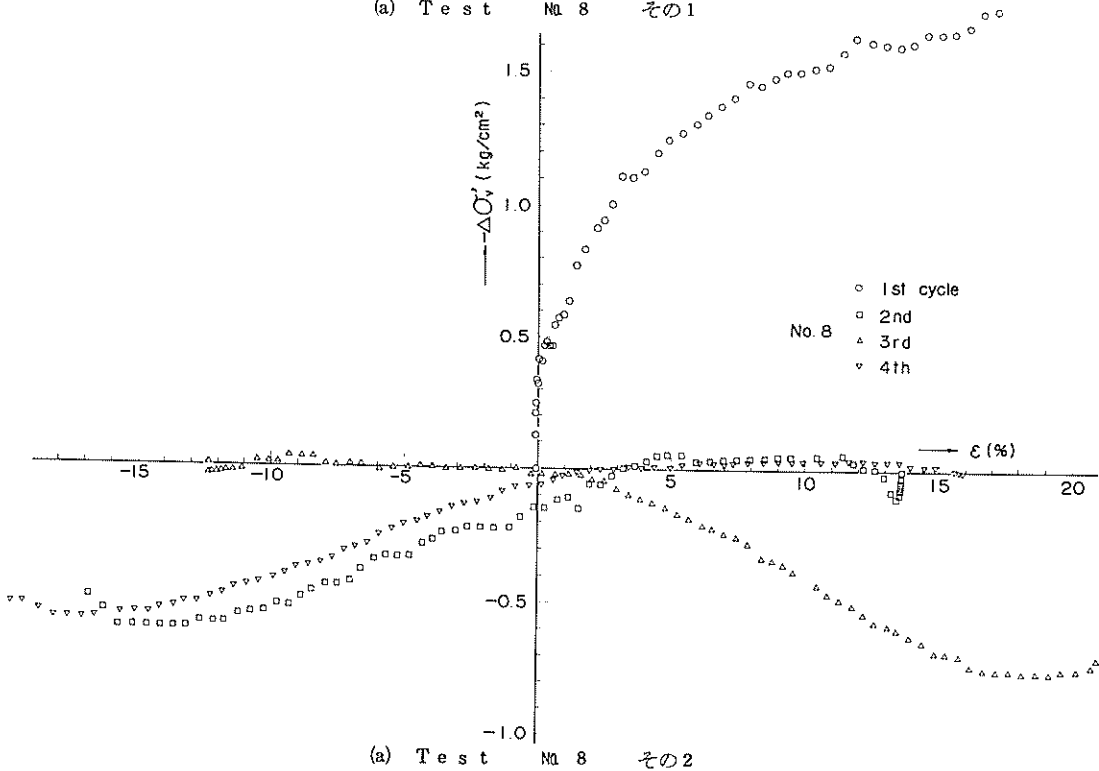
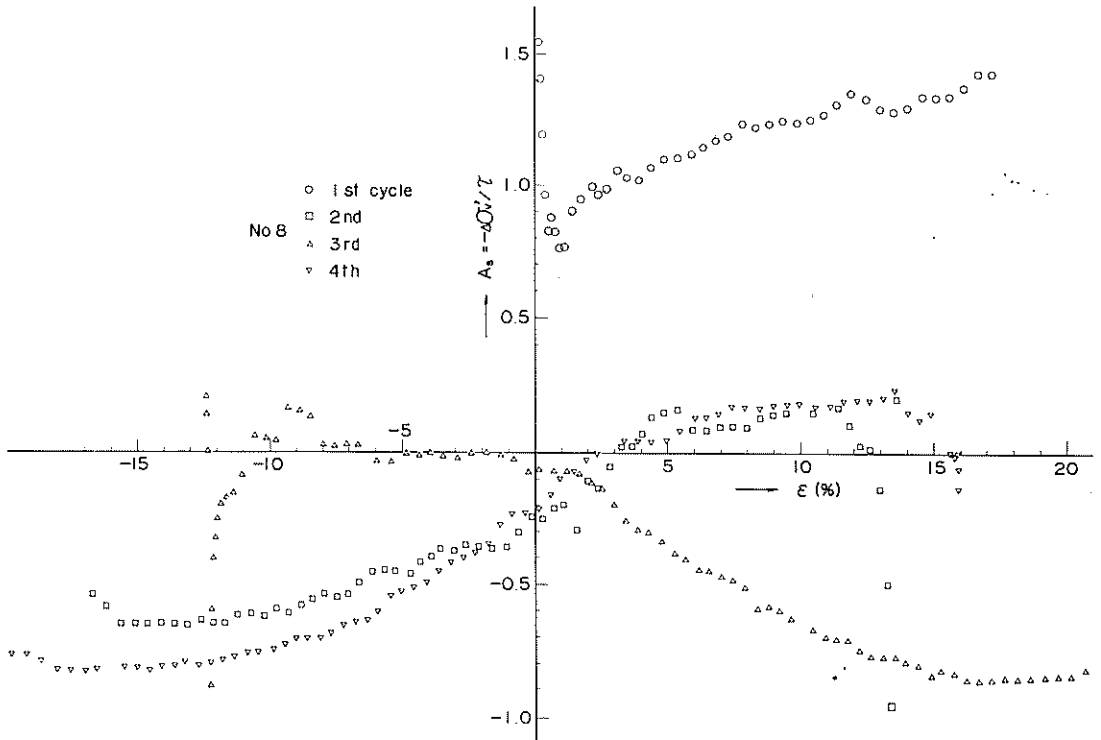
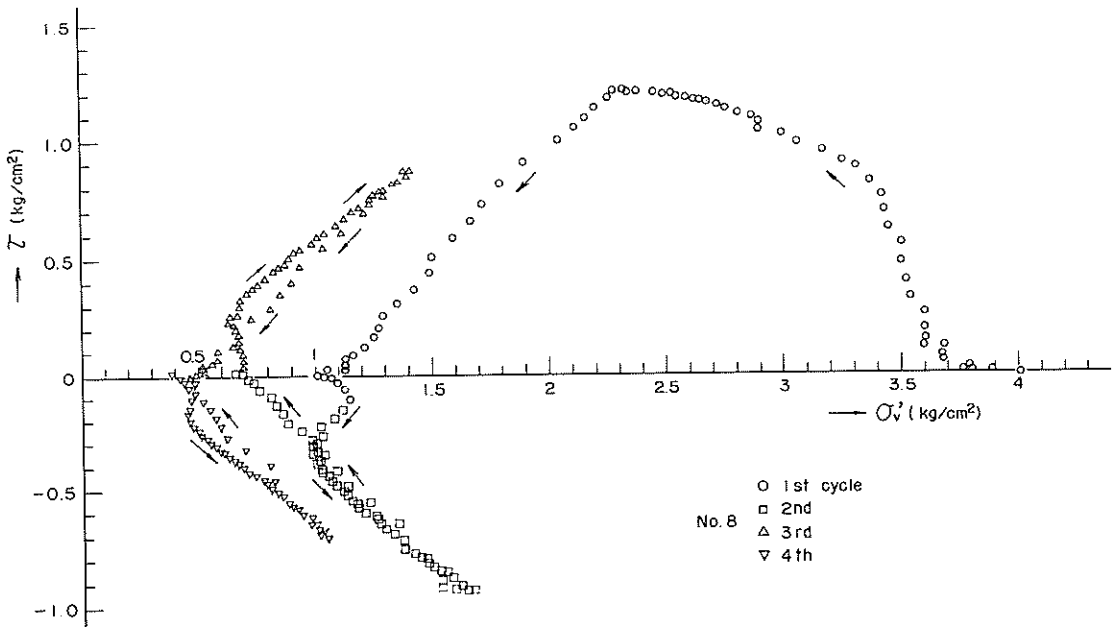


図-2.3 本牧海底粘土の単純せん断試験結果例
(a) Test No 8 その1

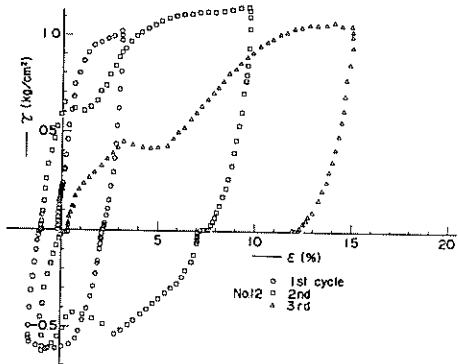




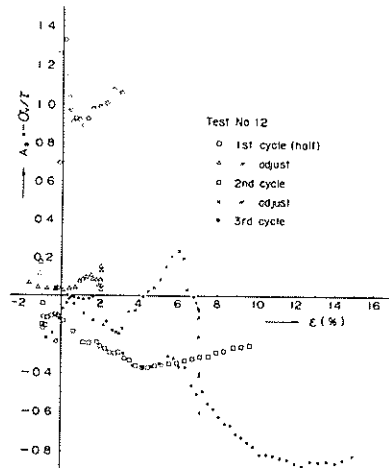
(a) Test No. 8 その3



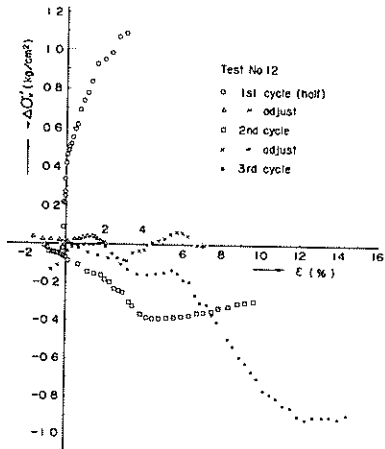
(a) Test No. 8 その4



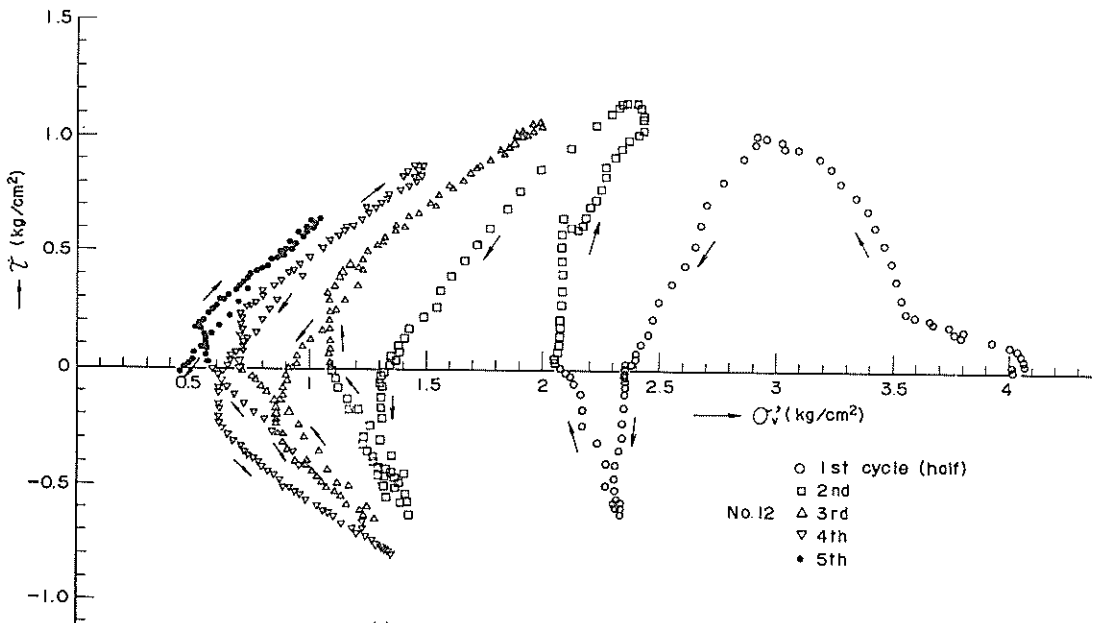
(b) Test No.12 その1



(b) Test No.12 その3



(b) Test No.12 その2



(b) Test No.12 その4

表-2.3 非排水（等体積）試験による強度常数

	三 軸 圧 縮		単 純 せ ん 断	備 考
	Boston Blue Clay	本牧海底粘土	本牧海底粘土	
有効せん断抵抗角 $\phi'(^{\circ})$	2.44 ± 0.4	3.57 ± 1.7	—	CKoU
強度増加率 S_u/d'_{v0}	0.311 ± 0.005	0.415 ± 0.010	0.296 ± 0.021	1st cycle
破壊時の間隙圧係数 \bar{A}_f	0.55 ± 0.04	0.56 ± 0.24	1.39 ± 0.14	
残留有効応力 対 圧 密 圧 力 完全サンプリング の間隙圧係数	d'_p/d'_{v0} 0.539 ± 0.006 \bar{A}_p 0.039 ± 0.016	0.44 ± 0.03 0.04 ± 0.05	— —	CKoPU 1st cycle
完全試料の強度増加率	S_{up}/d'_{v0} 0.289 ± 0.006	0.364 ± 0.009	—	
完全試料強度 対 残 留 有 効 応 力	S_{up}/d'_p 0.531 ± 0.010	—	—	
完全試料の間隙圧係数	A 0.28 ± 0.08	—	—	

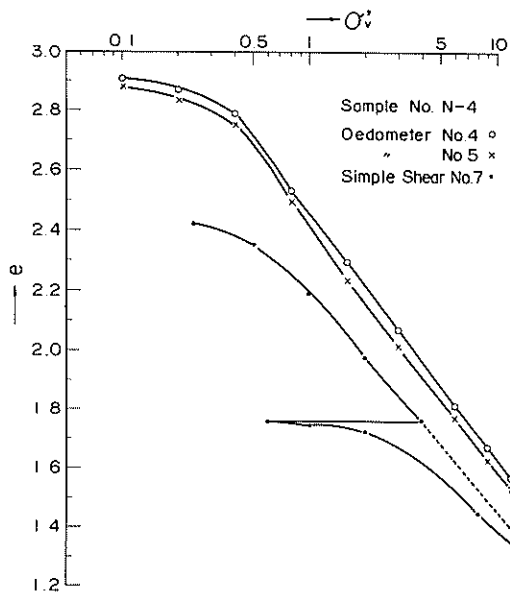
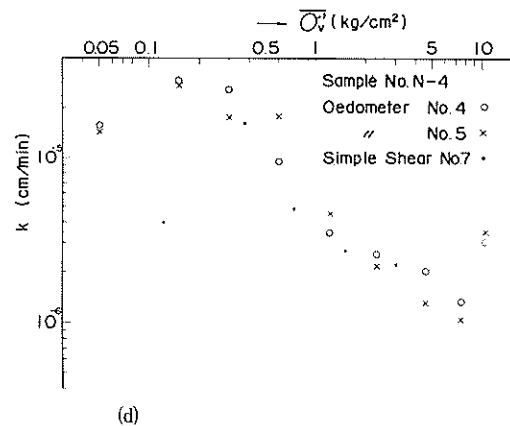
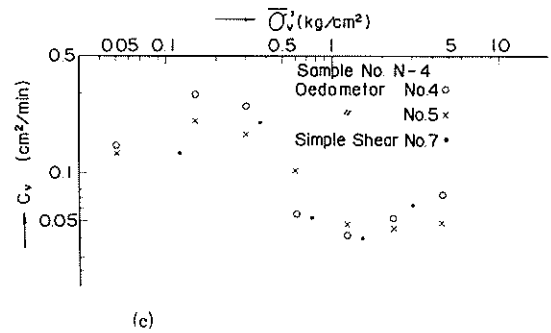
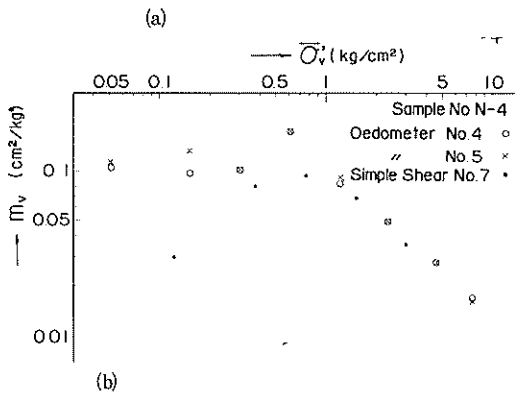


図-2.4 圧密試験結果例（単純せん断試験機と標準型圧密試験機との比較）



2.2 強度特性の変化

2.2.1 非排水強度の低下

前節で述べたように筆者は Boston Blue Clay と本牧海底粘土について繰り返し破壊試験を行なったが、その結果から各サイクルの非排水（等体積）強度をプロットすると図-2.5 のようである（奥村、1969a；奥村、梅田、成田、1971）。横軸には 1.2.3 (2) に述べたかく乱比（ d_p/d_r または d_{vo}/d_{vr} ）をとり、縦軸には各サイクルの強度（ S_{ur} または τ_r ）と完全なかく乱状態の強度

（ S_{up} または τ_p ）との比（かく乱強度比）をとっている。

図-2.5 (a) から判るように各種の試験方法や圧密圧力による結果が統一的、一義的に表示され、かく乱比の増加とともにかく乱強度比がだいに低下して行く。また図-2.5 (b) から判るように試験の種類が異っても両者の関係はほぼ一定である。結局、かく乱比とかく乱強度比との関係は圧密圧力や試験の方法と種類にかかわらずほぼ一義的であると言えよう。

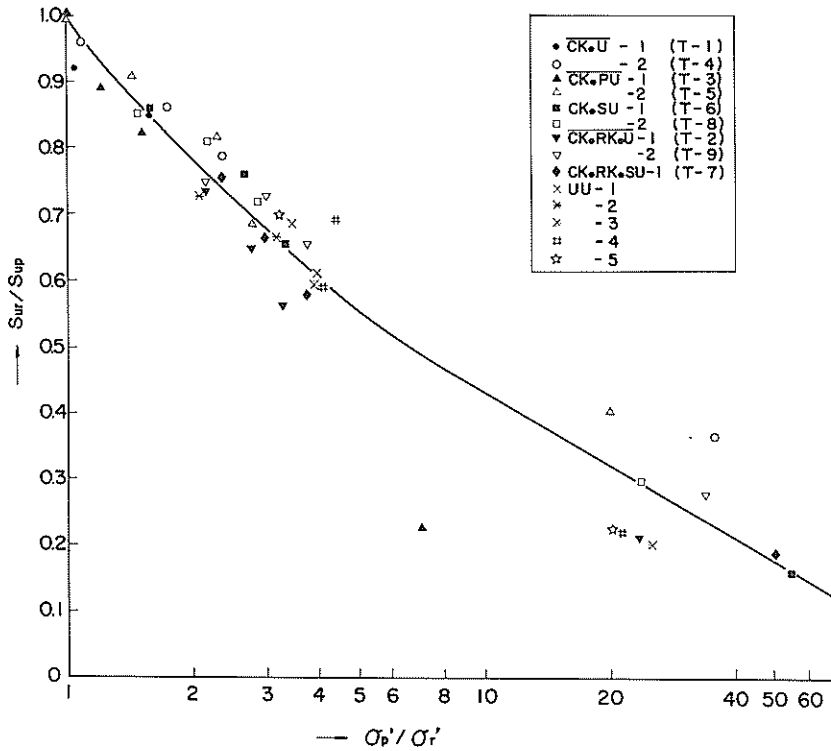


図-2.5 かく乱比とかく乱強度比との関係
(a) Boston Blue Clay

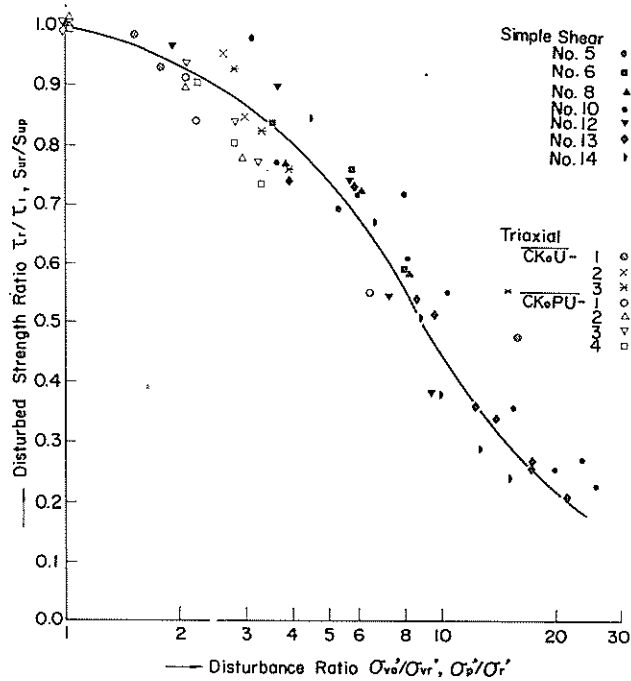


図-2.5 (b) 本牧海底粘土

2.2.2 破壊ひずみの増大

繰り返し破壊試験によってかく乱を起し、乱れの程度と破壊ひずみ ϵ_f との関係を見ると図-2.6 のようになる (奥村, 1970)。(a)図は Boston Blue Clay について三軸圧縮試験を行なった例である (奥村, 1969a)

この場合、破壊ひずみとしてはそのサイクルでのひずみをとっており、試験の初めから通算したものではない。また (b)図は本牧海底粘土について単純せん断試験および三軸圧縮試験を行なった例である (奥村, 梅田, 成田, 1971)。この場合単純せん断試験は主として交互に方向の異なるせん

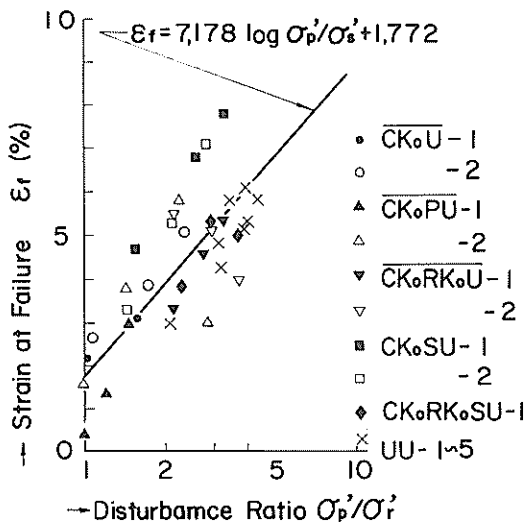
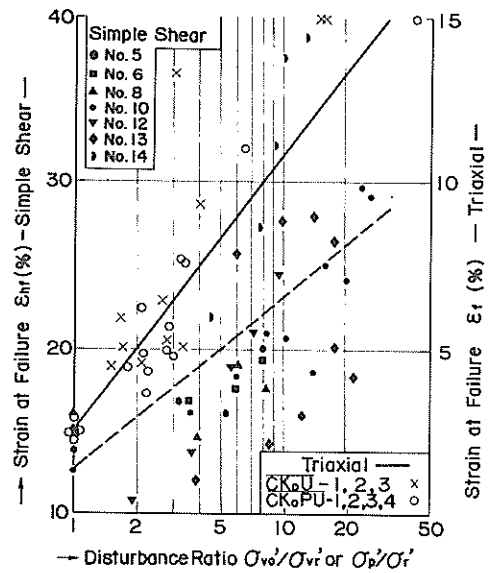


図-2.6 かく乱比と破壊ひずみとの関係

(a) Boston Blue Clay



(b) 本牧海底粘土

断を行っており、試験の初めの位置からの変位を供試体高さで割ったものをせん断ひずみとしている。

図-2.6 から破壊ひずみはいずれの場合にもかく乱比の対数にほぼ比例して増大することが判る。試験機の種類やひずみの取り方、また土の種類によっては大きく異なるが、圧密圧力や試験方法の種類による大きな相異は認められない。すなわち破壊ひずみは圧密圧力にかかわらず一義的、かく乱比の対数にほぼ比例して増大し、若干試験方法が異っても無関係であると言えよう。しかし図-2.6 は全体にばらつきが大きく、最小自乗法で求めた図中の直線に対する標準偏差は(a)図の場合 1.08 %、(b)図の三軸圧縮では 1.73 %、単純せん断では 5.58 %となっている(表-2.4

参照)。これは破壊点附近に達すると応力ひずみ曲線の勾配が小さくなり、正確な破壊点を判定し難いためである。

そこで破壊強度の $\frac{1}{2}$ に対応するひずみ ϵ_{50} についてかく乱比との関係を調べ、図-2.7 に示した。 ϵ_{50} は後に述べる E_{50}/S_{UR} の逆数に相当する。上に述べた事柄が一層判然となり、標準偏差も(a)図の場合は 1.08%から 0.09%に、(b)図の場合は 1.73%から 0.08%に低下した(表-2.4 参照)。

ここでかく乱強度比と ϵ_{50} との関係をみると、図-2.8 のようになり、両者の間にかなりの相関性のあることが判る。一方、破壊ひずみ ϵ_f とかく乱強度比との関係は図-2.9 のようであり、 ϵ_{50} ほどの相関性はない。

表-2.4 かく乱比と破壊ひずみとの関係

	Boston Blue Clay	本 牧 海 底 粘 土	
		三 軸 圧 縮	単 純 せ ん 断
ϵ_f (%)	$7.178 \log d_p/d_r + 1.772$	$9.213 \log d_p/d_r + 2.491$	$10.666 \log d_{v0}/d_{vr} + 12.549$
相 関 係 数	0.788	0.893	0.608
標 準 偏 差 (%)	1.079	1.726	5.584
ϵ_{50} (%)	$0.932 \log d_p/d_r + 0.081$	$1.417 \log d_p/d_r + 0.403$	
相 関 係 数	0.888	0.952	
標 準 偏 差 (%)	0.093	0.083	

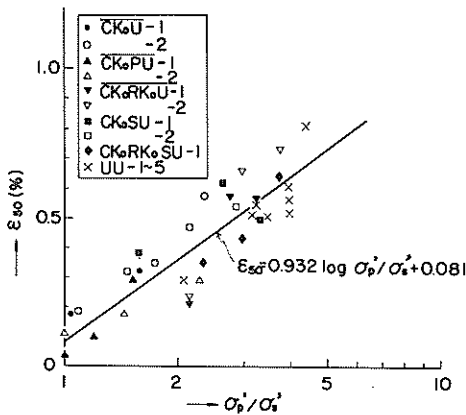
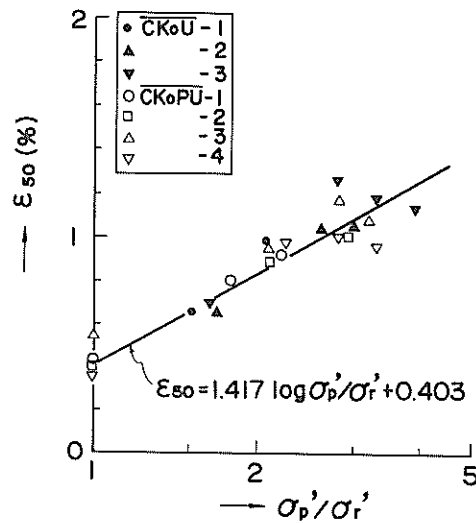


図-2.7 かく乱比と50%ひずみとの関係
(a) Boston Blue Clay



(b) 本牧海底粘土

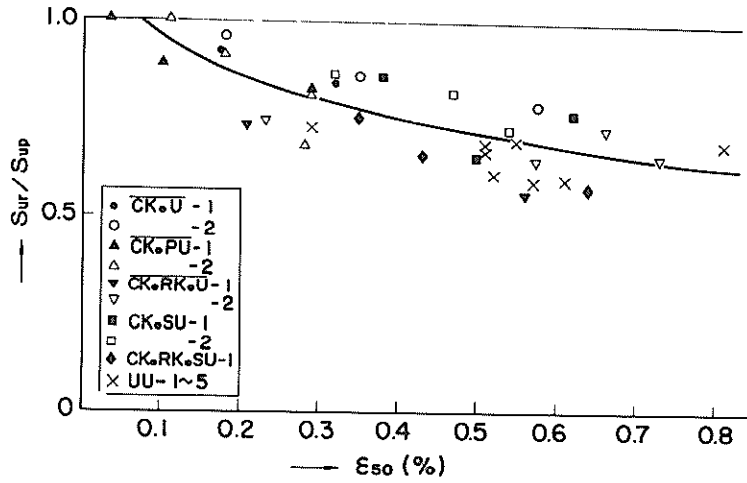


図-2.8 50%ひずみとかく乱強度比との関係
(a) Boston Blue Clay

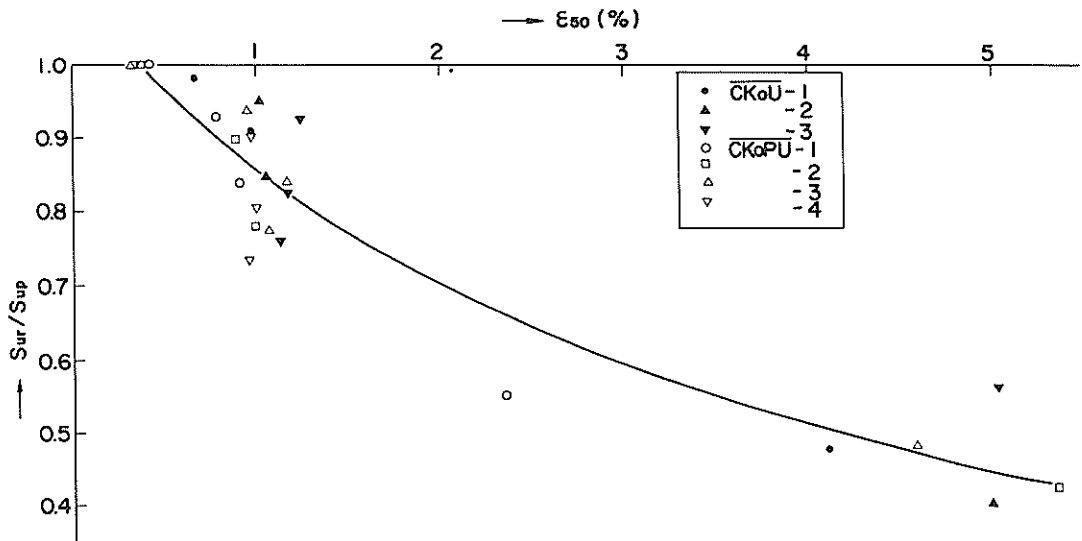


図-2.8 (b) 本牧海底粘土

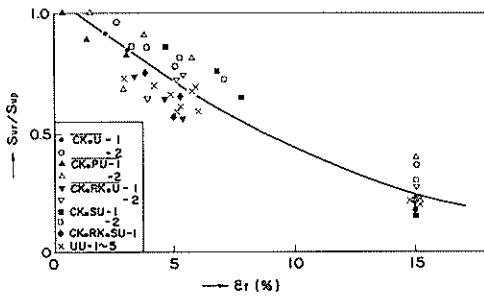


図-2.9 破壊ひずみとかく乱強度比との関係
(a) Boston Blue Clay

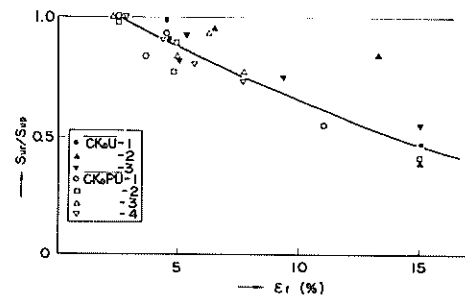


図-2.9 (b) 本牧海底粘土

2.2.3 変形係数の低下

繰り返し三軸圧縮破壊試験から得られた変形係数 E_{50} とかく乱比との関係は図-2.10 のようである。変形係数を無次元表示するために圧密圧力 σ'_{v0} で除した値を示した。(a), (b)両図ともある程度のばらつきはあるが、試験の

種類や圧密圧力による大きな差異はなく、両対数紙上でほぼ直線的な関係にあって、かく乱比が大きくなるにつれて変形係数が低下する。

Davis and Poulos (1966)が指摘しているようにかく乱による変形係数の変化は非常に大きい。これは変形係数を定義する2要素のうち被除数の強度がかく乱に伴って低下し、除数のひずみが増大するための当然の帰結であるが、図-2.10 の例でも3桁の開きが出ており、かく乱比の2桁、かく乱強度比の1桁に較べはるかに大きい。

変形係数とかく乱強度比との関係を図-2.11 に示す。片対数紙上でほぼ直線的な関係にあることからかく乱の量

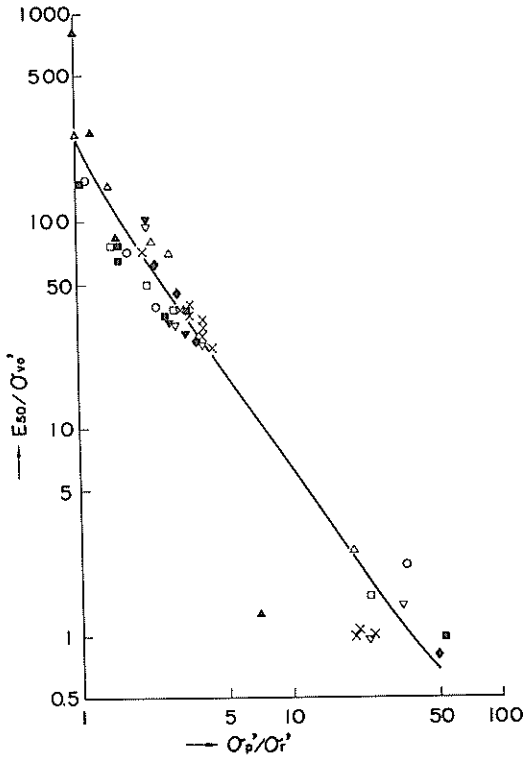
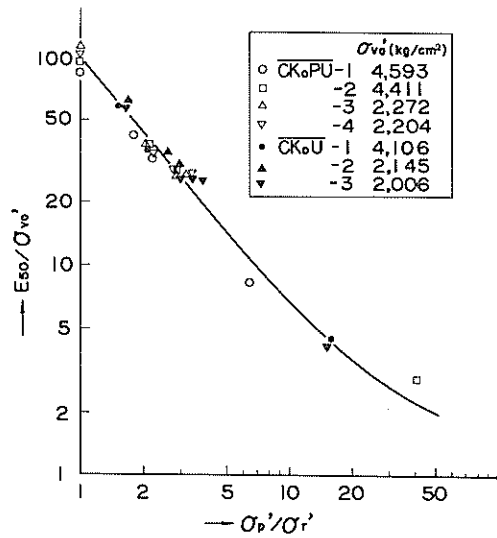


図-2.10 かく乱比と変形係数との関係
(a) Boston Blue Clay



(b) 本牧海底粘土

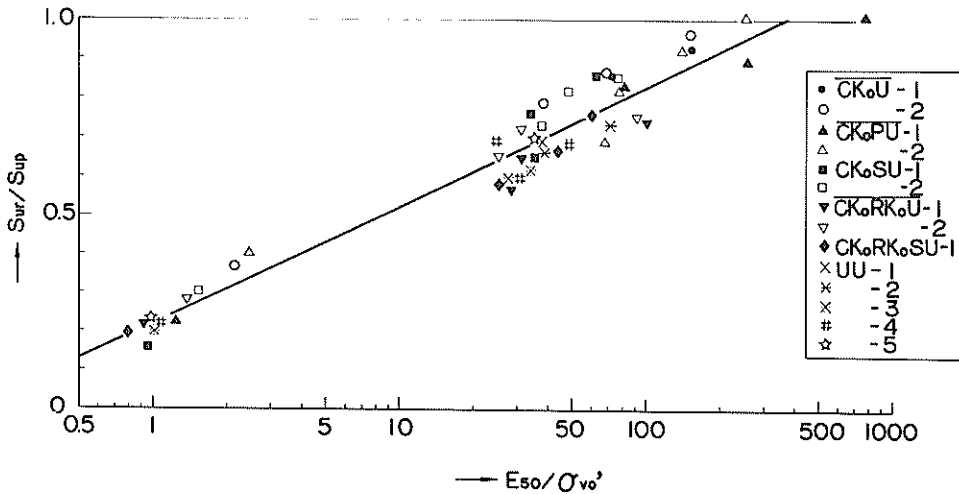


図-2.11 変形係数とかく乱強度比との関係
(a) Boston Blue Clay

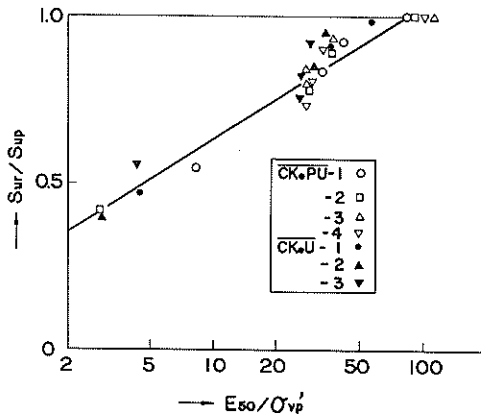


図-2.11 変形係数とかく乱強度比との関係
(b) 本牧海底粘土

的な把握、かく乱強度の補正法などに応用できよう。なお、変形係数を破壊強度で除した E_{50}/S_{ur} すなわち $1/2 E_{50}$ とかく乱比あるいはかく乱強度比との関係は2.2.2 に述べた。

2.2.4 間げき圧係数の低下

かく乱に伴う破壊時の間げき圧係数 A_f の変化例を図-2.12 に示す。(a)および(b)図に繰り返し三軸圧縮試験の例があり、Skempton が定義した間げき圧係数 A を示す。

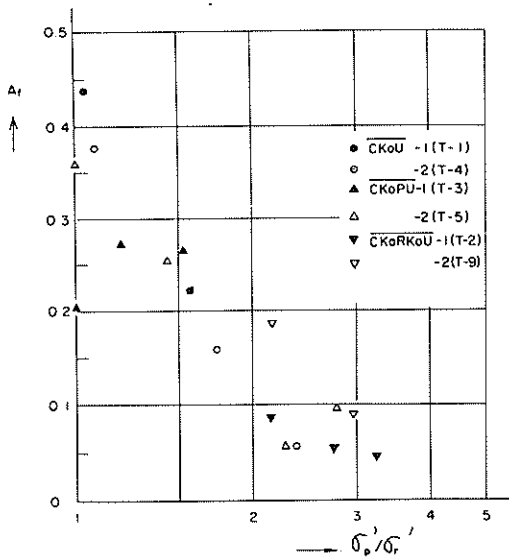


図-2.12 かく乱比と間げき圧係数との関係
(a) Boston Blue Clay

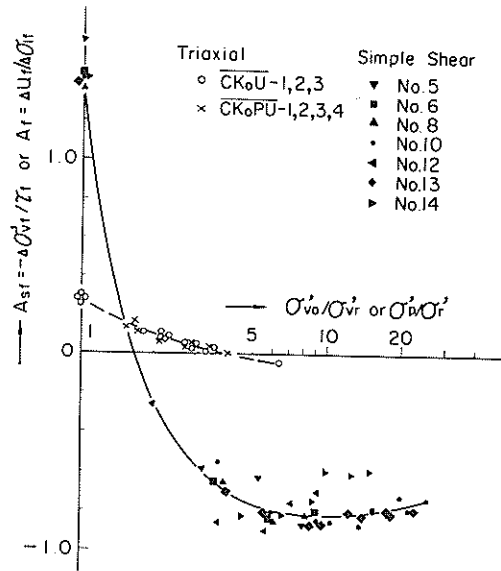


図-2.12 かく乱比と間げき圧係数との関係
(b) 本牧海底粘土

(b)図には等体積単純せん断試験の例があり、鉛直圧力の減少量を水平せん断応力で除した値を示す。

図から判るように破壊時の間げき圧係数はかく乱比の増加とともに一義的に減少し、圧密圧力や試験方法の種類による大きな差は認められない。またこれは過圧密粘土において過圧密比 (OCR) とともに間げき圧係数の低下する傾向と一致している (中瀬, 小林, 勝野, 1969)。

2.2.5 Hvorslev パラメーターの変化

Hvorslev は最も基本的な強度定数として有効粘着力 C_e (または粘着力係数 K)、有効摩擦角 ϕ_e を提案し (Hvorslev, 1960)、これらの値は土に固有のものであるとした。一方 Rowe, et al. (1963) は正規圧密と過圧密の状態では土の構造が異なるために通常求められる Hvorslev パラメーターは土に固有の定数ではないことを指摘しているが、その量的な変化を示すに至っていない。筆者は先に繰り返し三軸圧縮試験の結果から Hvorslev パラメーターを求める実用的な方法を提案したが (奥村, 1969a)、繰り返しサイクル数の多い単純せん断試験によればかく乱に伴って Hvorslev パラメーターもまた変ることを示した (奥村, 梅田, 成田, 1971)。

図-2.13 (a)は Boston Blue Clay についての繰り返し三軸圧縮試験の結果である。含水比がほぼ等しく (±0.15%)、正規圧密状態からせん断した4ヶの供試体

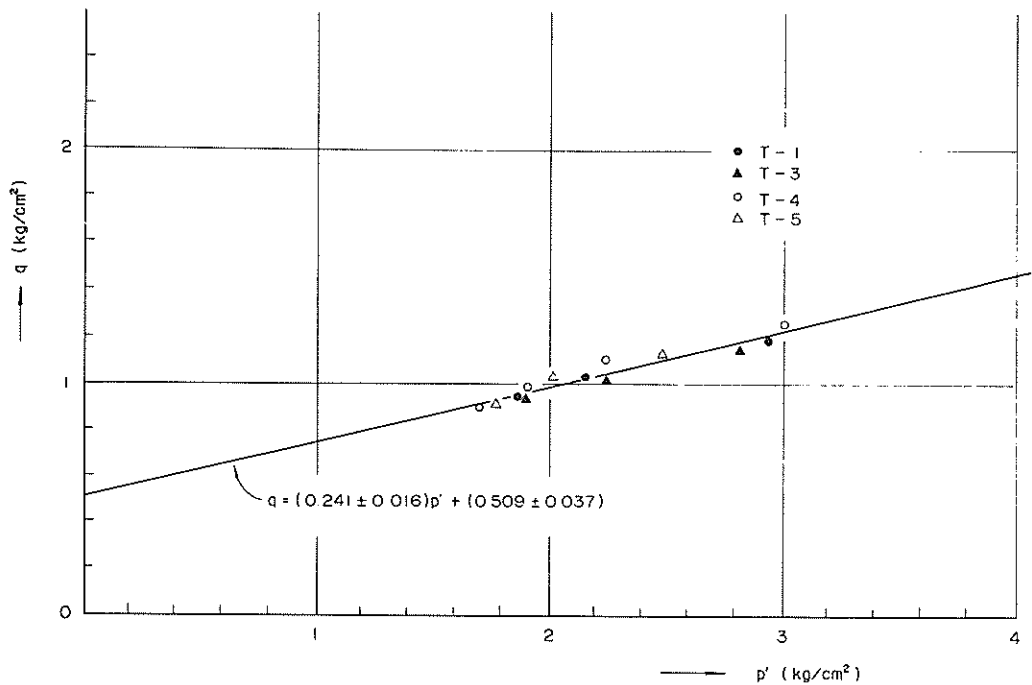


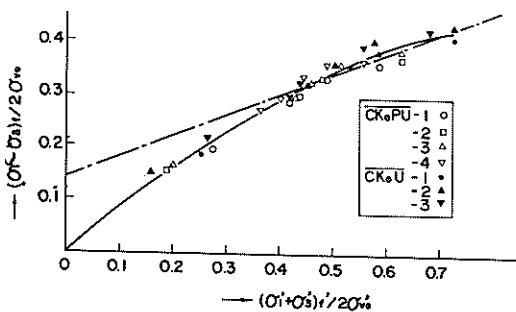
図-2.13 Hvorslev パラメーター
(a) Boston Blue Clay

($\overline{CK_0U}$, $\overline{CK_0PU}$) については試験結果がいずれも同一の直線上に並び(実線)、Hvorslev パラメーターに著しい変化は見られない。しかし、図を詳細に見ると判るように同一供試体の数点は僅かに凸の曲線を形成しており、かく乱が進むにつれて C_e が小さく ϕ_e が大きくなる傾向を示している。

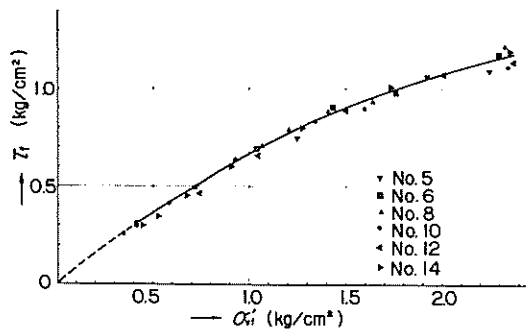
図-2.13 (b), (c)は本牧海底粘土についての繰り返し破壊試験結果である。(b)図の三軸圧縮試験の結果には(a)図と

同様の傾向が認められ、繰り返し破壊試験結果の全体をほぼ一つの直線(鎖線)で表わすことができる。しかし、人工的に乱した試料(左下部のデータ)の結果をも総合すれば実線で表わすような曲線となり、Hvorslev パラメーターの変化が明瞭となる。

(c)図に示した単純せん断試験結果は上の傾向をより一層明らかにしている。三軸圧縮試験の場合にはサイクル数が少なく、有効応力が初めの $\frac{2}{3}$ 程度にまでしか低下しなかつ



(b) 本牧海底粘土, 三軸圧縮



(c) 本牧海底粘土, 単純せん断

た。これに対し、単純せん断試験の場合には繰り返し破壊のサイクル数が最大10回であり、有効応力も初めの $\frac{1}{6}$ 程度に低下したので Hvorslev パラメーターの変化の様相が明確となった。(b), (c)両図の曲線を左下に延長すると、原点と交わる傾向を示す。このことから判るように、繰り返し試験のサイクルが進み、かく乱の程度が大きくなると、単に有効粘着力 C_e が減少し、有効摩擦角 ϕ_e が増大するばかりでなく、完全に乱された状態において有効粘着力が消え去り、摩擦成分のみが残るようになる。

このように Hvorslev パラメーターを表わす線が曲線状になる原因は 1.1.2 で述べたように粘土の微細構造が綿毛状 (flocculent) から分散状 (dispersed) に変化し、粘土粒子の端面接触 (edge to face contact) が少なくなったためであると考えられ、かく乱が土の構造を大きく変えることを物語るものであると言えよう。したがっていわゆる Hvorslev パラメーターを求めるためには図の曲線の初期の接線に基づかなければならない。さらに厳密に言えば、第1サイクルのせん断にも若干のかく乱が含まれるので、図の曲線を右上に延長し、初期の有効応力に対応した点の接線からこれを求める必要がある。

しかし実際には試験にそれほどの精度がなく、また原位置における破壊ではその時々ケースによってかく乱の度合いが異なる。したがって実用上は初めの数サイクルの結果を直線とみなし、繰り返し破壊試験から Hvorslev パラメーターを求めても充分正確であると考えられる。むしろ、かく乱に伴う有効応力の低下がより重要な実用上の意味を持つであろう。ちなみに図-2.13 (b)において CK₀U 試験の第1サイクルの平均強度率は $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2\sigma_{v0} = 0.42$ であり、完全に乱されて有効応力が0になった時の強度を0とすれば、この間の強度率低下量は0.42である。鎖線で表わされる一定パラメーターを仮定すれば、有効応力の低下による強度率低下量は0.28であり、実線の強度率低下はこれに構造変化による値0.14が加わったものと解釈することができる。すなわち、かく乱による強度低下のうち微細構造の変化によるものは最大に見積っても、 $\frac{1}{3}$ 程度であり、有効応力の変化がより重要な意味を持つと言えよう。同様に図-2.13 (c)の単純せん断試験結果でも微細構造の変化による強度率低下は $\frac{1}{3}$ 程度であることが判る。

土の微細構造は膨脹によっても変化するが、かく乱の場合ほど顕著ではない。したがって、かく乱と膨脹とは多くの類似点を持ち、ほぼ同様の効果を現わすものの、両者を全く同一に扱うことはできないであろう。また、村山、栗原 (1969) によれば、破壊にまでは至らない繰り返し載

荷試験から前項までに述べた各特性の変化とは必ずしも一致しない結果が出ており、かく乱手段の種類によっては構造の変化に差異のある可能性もあって、詳細についてはさらに今後の検討が必要と思われる。いずれにしても実用的な見地からはかく乱に伴う有効応力の変化がより重要な意味を持ち、構造の変化による影響はむしろ小さいであろう。この意味でかく乱と膨脹とを全く同一に扱うことは、少なくとも第1次近似としては許される行為であると言えよう。

2.3 圧密特性の変化

2.3.1 間げき比～圧密圧力関係の変化

筆者等はかく乱が間げき比～圧密圧力関係に及ぼす影響を定量的に捉えるために単純せん断試験機による実験を行った (奥村、梅田、成田、1971)。2.1.2 で述べたように先行圧密圧力 d_{v0} まで圧密した本牧海底粘土について等体積 (非排水) 条件で数回の繰り返し破壊試験を行ない、適度に乱された供試体についてそのまま圧密試験を行ったものである。試験結果を図-2.14 に示す。ただし計算による間げき比 e の値は若干の誤差を含み、必ずしも実体を表わしていないと考えられるので、先行圧密圧力 $\sigma'_{v0} = 4.005 \pm 0.006 \text{ kg/cm}^2$ のもの5個については先行圧密圧力における間げき比を平均値の1.669 (ただし標準偏差0.025) に揃え、上下に若干平行移動させて図を作成している。

繰り返しせん断は等体積の条件で行なったのでせん断中の間げき比はほとんど変わらず、鉛直有効応力 σ'_v のみが低下して水平な「かく乱線」が形成される。かく乱の度合いが大きく、残留鉛直有効応力 σ'_{vr} が低下して左側に移動したもののほどその後の「再圧密曲線」は下方に移動し、処女圧密曲線に漸近する圧密圧力も大きい。この関係の一例と

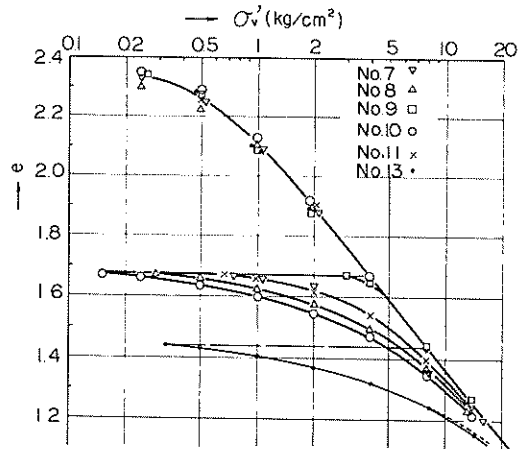


図-2.14 かく乱による間げき比～圧密圧力関係の変化

して先行圧密圧力 σ'_{v0} における処女圧密曲線と再圧密曲線との間げき比の差 Δe_0 (図-2.16 参照) を鉛直応力によるかく乱比 $\sigma'_{v0}/\sigma'_{vR}$ に対してプロットすると図-2.15 が得られ、先行圧密圧力にかかわらずかく乱比の対数にほぼ比例して間げき比の差 Δe_0 が増大することが判る。

ここでかく乱試料の再圧密比 RCR (Reconsolidation Ratio) を次のように定義しよう。

$$\begin{aligned} \text{RCR} &\equiv \frac{\log \sigma'_v - \log \sigma'_{vR}}{\log \sigma'_{v0} - \log \sigma'_{vR}} \\ &= \frac{\log \sigma'_v / \sigma'_{vR}}{\log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vR}} \quad (2.1) \end{aligned}$$

すなわち片対数紙上で圧密圧力と残留鉛直有効応力との距離を先行圧密圧力と残留鉛直応力との距離 (鉛直応力によるかく乱比の対数) で割った比を再圧密比と呼ぶ (図-2.16 参照)。こうするとかく乱直後の状態では再圧密比が 0 であり、先行圧密圧力まで圧密されると 1 となり、さらに進むとついでには ∞ となる。次に間げき減少比 VDR (Void Decrease Ratio) を次式で定義する。

$$\begin{aligned} \text{VDR} &\equiv \frac{\Delta e}{\Delta e_{max}} \\ &\equiv \begin{cases} (e_0 - e) / \Delta e_{max} \cdots \sigma'_v \leq \sigma'_{v0} \\ (e_v - e) / \Delta e_{max} \cdots \sigma'_v \geq \sigma'_{v0} \end{cases} \quad (2.2) \end{aligned}$$

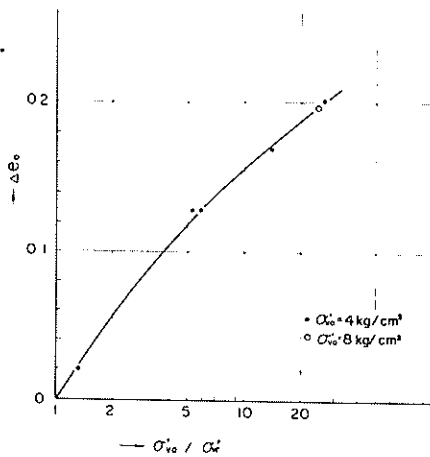


図-2.15 かく乱比と間げき比減少量との関係

ここに Δe_{max} は残留鉛直有効応力 σ'_{vR} における処女圧密曲線上の点とかく乱線との縦距であり、 Δe は再圧密比が 1 より小さいときはかく乱線と再圧密曲線との縦距 ($e_0 - e$)、1 より大きいときは処女圧密曲線上の相当する圧力における点との縦距 ($e_v - e$) をとることとする (図-2.16 参照)。

せん断前の圧密から得られた圧縮指数 $C_e = 0.76$ を用いて処女圧密曲線を延長し、上の方式で整理すると図-2.17 が得られる。かく乱の程度と先行圧密圧力が異なる 6 個の実験結果がほぼ同一の曲線上に並び、この関係がかく乱比

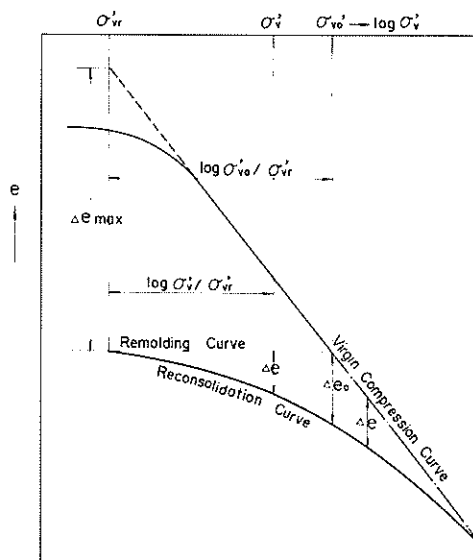


図-2.16 再圧密比、間げき減少比説明図

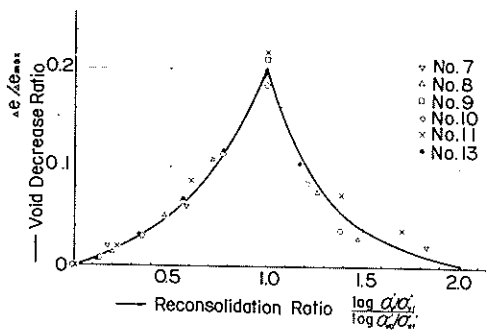


図-2.17 再圧密比と間げき減少比との関係

や圧密圧力にかかわらず一義的であることを示している。このことから次のことが言えよう。すなわちある圧密圧力であるかく乱度の再圧密曲線が得られれば、他の圧密圧力で他のかく乱度の再圧密曲線もその試料のかく乱比から推定することができる。

図-2.17 は再圧密比が2ぐらいになるとかく乱の影響が消え、処女圧密曲線に戻ることを示している。このことは従来、先行圧密圧力の2~4倍で乱れの影響が消えると言われていた経験的事実(例えばLadd and Lambe, 1963)をさらにかく乱の程度まで加味して規定するものとして興味深い。再圧密比が2以上であることは次式で表現され、

$$\sigma'_v \geq (\sigma'_{v0} / \sigma'_{vr}) \sigma'_{v0} \quad (2.3)$$

先行圧密圧力 σ'_{v0} の「かく乱比」倍の圧密圧力で乱れの影響が消えることになる。ただし図-2.17 ではデータ数が少く、ばらつきも大きいのでなお今後の検討が必要であろう。

2.3.2 圧密降伏応力の変化

図-2.14 に示した間げき比~圧密圧力関係から圧密降伏応力を求め、先行圧密圧力 σ'_{v0} と比較してみよう。通常の圧密試験で行われるように再圧密曲線の直線部分を基準とするものと、事前圧密の直線部分を延長したもの ($C_c = 0.76$) を基準とするものとの各々について Casagrande 法による先行荷重 P_0 および三笠の方法(セン断試験法委員会, 1969)による圧密降伏応力 P_y を求め、それぞれの先行圧密圧力に対する比を図-2.18 に示す。

事前圧密の直線部分すなわち正規圧密曲線を基準とした

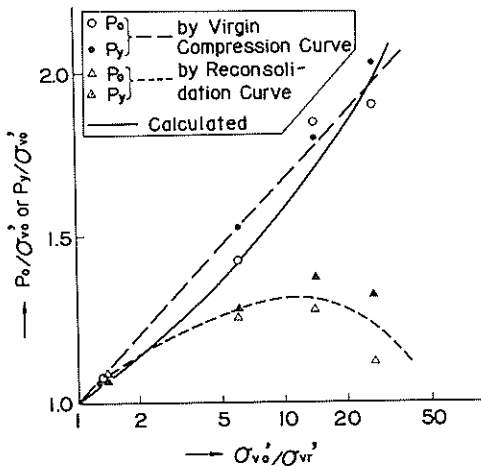


図-2.18 圧密降伏応力の変化

ものは Casagrande 法と三笠法との間に大きな差はなく、ともにかく乱比の対数に正比例して圧密降伏応力が大きくなっており(破線)、かく乱比が30になると圧密降伏応力は先行圧密圧力の2倍にも達する。

再圧密曲線の直線部分を基準とする場合、どこから先を直線とみなすかが判断に迷うところであり、個人誤差の原因となる。かく乱が非常に少ない No.9 のような場合には正規圧密曲線をそのまま再圧密曲線の直線部分とみなすことになるので、個人誤差の影響は少ないが、かく乱が大きい No.10 のような場合には曲率がだいに小さくなりながら正規圧密に到達するのでどうしてもその手前のゆるいカーブを直線とみなしてしまふことになる。このため推定した圧密降伏応力は正規圧密曲線を基準としたものよりも小さくなり、かく乱が大きい場合ほどこの傾向が著しい。図-2.18 の場合にもこの傾向が表われており、かく乱比が10ぐらいでピークを示し、これより乱された試料では推定した圧密降伏応力が急激に小さくなる傾向を示している。従来、乱された試料では圧密降伏応力を過少評価すると言われて来たが、それはかく乱の大きい試料についての上述の理由によるものと考えられ、かく乱が小さい場合には逆に過大評価する可能性がある。図-2.18 の例では最大1.3倍までの過大評価があり得ることを示している。

後述のように体積圧縮係数 m_v と再圧密比 RCR との一義性から間げき比 e と圧密圧力 σ_v との関係として次式が導かれる(2.3.3 参照)。

$$e = (1 + e_0) \exp$$

$$\left[\frac{\beta \log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vr}}{\log \alpha / \beta} \left\{ 1 - \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^{\text{RCR}} \right\} \right] - 1 \quad (2.11a)$$

ここに α : RCR = 1 における $m_v \sigma_v$ の値

β : RCR = 0 における $m_v \sigma_v$ の値

この関係を利用して三笠の方法による圧密降伏応力を求めよう。 $e \sim \log \sigma_v$ 曲線の接線勾配が

$$-\frac{de}{d \log \sigma_v} = C'_c = 0.1 + 0.25 C_c \quad (2.4)$$

となる点の圧密圧力 σ_{vA} を求めると次の条件式が得られる。

$$\begin{aligned} (\text{RCR})_A \log \alpha / \beta + \log (1 + e_A) \\ + \log 2.3026 \beta / C'_c = 0 \end{aligned} \quad (2.5)$$

ここに $(\text{RCR})_A$, e_A は σ_{vA} に対応する再圧密比と間げき比でそれぞれ(2.1), (2.11a)の各式から求められる。ここでは正規圧密曲線を基準にすることとし、三笠の方法に従って幾何学的な関係を整理すると圧密降伏応力

P_y は次式で与えられる。

$$(C_c - C'_c/2) \log P_y = e_0 - e_A$$

$$-0.5C'_c \log \sigma'_{vA} + C_c \log \sigma'_{v0} \quad (26)$$

表-2.5 に示す全範囲の常数を用い、 $C_c=0.76$ として上式の計算を行なった結果を図-2.18 に実線で示す。図解法で求めたものとほとんど変わらず、わずかにまがった比例関係を示している。

2.3.3 体積圧縮係数の変化

単純せん断試験機によるかく乱実験から得られた体積圧縮係数 m_v の変化を図-2.19 に示す (奥村、梅田、成田、1971)。通常行われる整理方法ではばらつきが大きくて傾向がつかめないで図-2.14 の $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線を基に圧力区間を細分して次式により計算した。

$$m_v = -\frac{1}{1+e} \cdot \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (27)$$

ここに e は平均間げき比、 Δe および $\Delta \sigma'_v$ はそれぞれ間げき比および圧密圧力の増分である。図から判るように、一般に土が乱されるとその残留有効応力と同じ圧力の乱されない土よりは圧縮性が小さいけれどもその土の先行圧密圧力における圧縮性に較べると必ずしも小さくはない (No. 10, No. 13)。かく乱度の小さい No. 9 では初め極めて小さな圧縮性であるが、すぐに増大し、乱されない土のそれに

近づく。ところがかく乱度の大きい No. 10 では初めから圧縮性が大きく、しかも急激な変化はない。また中間の各試料ではかく乱度に応じて順次その傾向が変っている。

図-2.19 に示した体積圧縮係数を 2.3.1 で定義した再圧密比 RCR との関係で整理してみよう。この場合、体積圧縮係数と間げき比との関係、および図-2.17 に示した一義性から体積圧縮係数そのものではなく、圧密圧力との積 ($m_v \sigma'_v$) と再圧密比との間にほぼ一義的な関係が予想される。結果は図-2.20 に示すとおりであり、かく乱度や先行圧密圧力にかかわらず一義的な関係にある。しかも両端部を除き、片対数紙上でほぼ直線的な関係が見られる。再圧密比が 0.2 および 1.4 の各点で折れる直線を想定し、最小自乗法で整理したものを図に実線で示した。また全体を 1 つの直線で表わし、最小自乗法で整理した結果は表-2.5 に示されている。

図-2.20 の各直線は再圧密比 RCR の一次函数で次のように表わせる。

$$\log m_v \sigma'_v = (\log \alpha / \beta) \frac{\log \sigma'_v / \sigma'_{vR}}{\log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vR}} + \log \beta \quad (28)$$

ここに α は RCR=1 における $m_v \sigma'_v$ の値、 β は RCR=0 における $m_v \sigma'_v$ の値であり、表-2.5 に各区間および全範囲の常数を示す。上式を体積圧縮係数と圧密圧力との関係

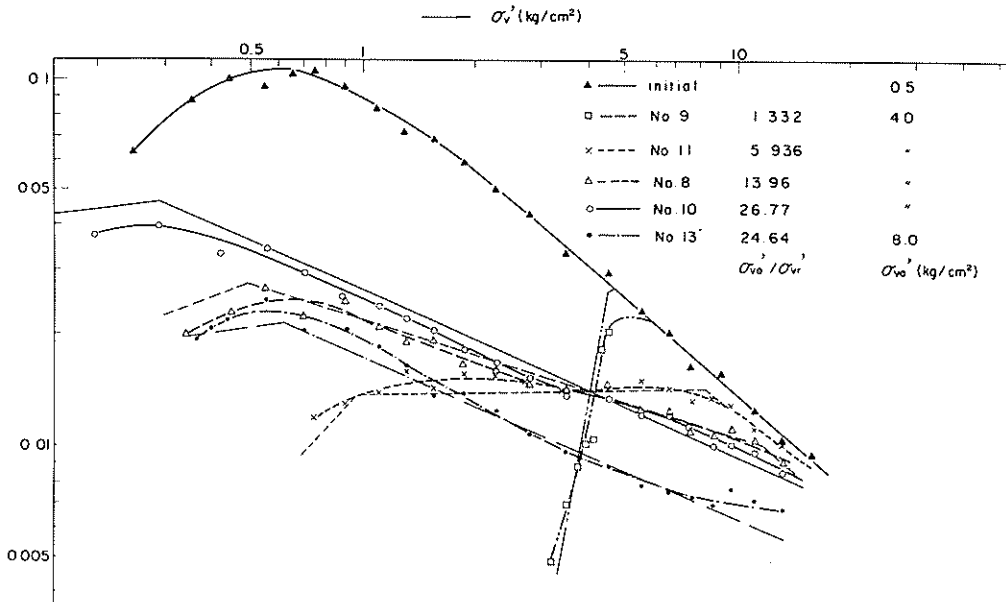


図-2.19 かく乱による体積圧縮係数の変化

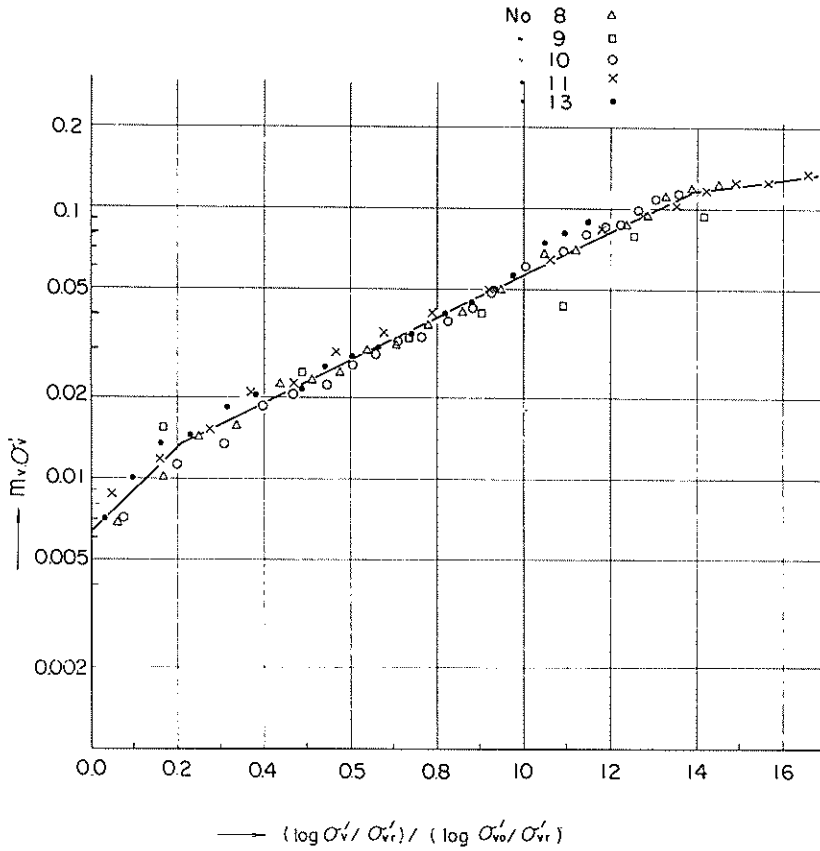


図-2.20 再圧密比と体積圧縮係数との関係

表-2.5 $\log m_v d_v \sim RCR$ 関係の諸常数

	$RCR \leq 0.2$	$0.2 \leq RCR \leq 1.4$	$RCR \geq 1.4$	全 体
α	2.549×10^{-1}	5.722×10^{-2}	1.000×10^{-1}	5.576×10^{-2}
β	6.352×10^{-3}	9.228×10^{-3}	6.514×10^{-2}	8.829×10^{-3}
$\log \alpha / \beta$	1.6034	0.7925	0.1862	0.8004

に直すと次式となる。

$$\log m_v = \left(\frac{\log \alpha / \beta}{\log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vr}} - 1 \right) \log \sigma'_v + \left\{ \log \beta - \frac{\log \alpha / \beta}{(\log \sigma'_{v0}) / (\log \sigma'_{vr}) - 1} \right\} \quad (2.9)$$

上式から体積圧縮係数と圧密圧力との関係が両対数紙上で次のようになることが判る。すなわち、かく乱比 $\sigma'_{v0} / \sigma'_{vr}$ が大きいほど m_v 曲線の勾配は小さく（負の勾配が大き）、 $\sigma'_v = 1$ (Kg/cm^2) における切片は大きいことにな

り、図-2.19 の傾向と一致している。最も極端なケースとして完全に乱され、 $\sigma'_{v0} / \sigma'_{vr} = \infty$ に近づいた場合を考えるとその勾配は-1となり、切片は $\log \alpha$ に近づくことになる。図-2.19 の場合もそうであるが、我国港湾地域の正規圧密粘土では $\log m_v \sim \log \sigma'_v$ 関係の勾配はほぼ-1であり、 $\sigma'_v = 1$ Kg/cm^2 における切片も概略-1 ($10^{-1} \text{ cm}^2/\text{Kg}$) である (松本、小川、1969)。したがって完全に乱された場合には正規圧密状態での直線とほぼ平行に、これより若干下った直線となり、どんなに乱され

ても勾配が正規圧密の場合より小さく(急勾配)になることはないと言えよう。一方、ほとんどかく乱を受けず、 $\sigma_{v0}/\sigma_{vr} = 1$ に近い場合には $\log m_v \sim \log \sigma_v$ 直線の勾配は ∞ となり、切片は $-\infty$ に近づいて鉛直線を形成することになる。図-2.19のNo.9がこの状態に近い。

表-2.5に示した各区間の常数を用い、各試験における先行圧密圧力 σ_{v0} 、残留鉛直有効応力 σ_{vr} から(2.9)式によって $m_v \sim \sigma_v$ 関係を求めると図-2.19に示す細い折線となる。予め各点を滑らかに結んだ曲線(太線)とほぼ一致し、上の整理方法が妥当であったことが判る。したがって1つの $m_v \sim \sigma_v$ 関係が得られると、これを再圧密比で整理し、他のかく乱度や圧密圧力の $m_v \sim \sigma_v$ 関係を推定することができる。実際問題としてかく乱度の小さい場合の $m_v \sim \sigma_v$ 関係は間げき比 \sim 圧密圧力関係と同様に精度の悪い結果が得られるが、これを大きくかく乱度の試験から推定することができて便利である。

一般に体積圧縮係数 m_v は次式で定義される。

$$m_v = - \frac{1}{1+e} \frac{de}{d\sigma_v} \quad (2.10)$$

(2.9)式の関係を用いて上式を積分し、初期条件として残留鉛直有効応力 σ_{vr} における間げき比 e_0 を採れば次式が得られる。

$$e = (1 + e_0) \exp$$

$$\left[\frac{\beta \log \sigma_{v0}/\sigma_{vr}}{\log \alpha/\beta} \left\{ 1 - \left(\frac{\alpha}{\beta} \right) RCR \right\} \right] - 1 \quad (2.11a)$$

上式は図-2.20の全範囲を一つの直線で表わした場合、または $RCR \leq 0.2$ の範囲に適用できるものであるが、 $0.2 \leq RCR \leq 1.4$ 、 $RCR \geq 1.4$ の範囲でも同様にそれぞれの初期値 $e_{0.2}$ 、 $e_{1.4}$ を用いて次のようになる。

$$e = (1 + e_{0.2}) \exp$$

$$\left[\frac{\beta_2 \log \sigma_{v0}/\sigma_{vr}}{\log \alpha_2/\beta_2} \left\{ \left(\frac{\alpha_2}{\beta_2} \right)^{0.2} - \left(\frac{\alpha_2}{\beta_2} \right) RCR \right\} \right] - 1$$

..... $0.2 \leq RCR \leq 1.4$ (2.11b)

$$e = (1 + e_{1.4}) \exp$$

$$\left[\frac{\beta_3 \log \sigma_{v0}/\sigma_{vr}}{\log \alpha_3/\beta_3} \left\{ \left(\frac{\alpha_3}{\beta_3} \right)^{1.4} - \left(\frac{\alpha_3}{\beta_3} \right) RCR \right\} \right] - 1$$

..... $RCR \geq 1.4$ (2.11c)

ここに α 、 β のサフィックス2、3はそれぞれの範囲の値を示す。上の各式によって各区間毎に再圧密時の間げき比を計算し、図-2.14に書き込んだが、初めに滑らかな曲

線で結んだ間げき比 \sim 圧密圧力関係とほとんど変わらず、図-2.20の直線関係がこれと矛盾しないことを表わしている。また、(2.11a)式において $RCR = 1$ とおけば、

$$\ln \frac{1+e}{1+e_0} = \ln \left(1 - \frac{d e_0}{1+e_0} \right) \doteq - \frac{d e_0}{1+e_0}$$

$$= \frac{-(\alpha-\beta)}{\log \alpha/\beta} \log \sigma_{v0}/\sigma_{vr} \quad (2.12)$$

となり、図-2.15に示した比例関係がこのことから理解できる。

同様のことは圧縮係数 a_v 、圧縮指数 C_c についても言える。すなわち、いわゆる再圧密比 RCR と圧縮諸係数との一義的な関係が明らかとなった。

2.3.4 圧密係数の変化

本牧海底粘土について単純せん断試験機で得られたかく乱前後の圧密係数を図-2.21に示す(奥村、梅田、成田、1971)。一般に圧密係数の推定精度は体積圧縮係数などよりも悪く、また個人誤差が入りやすい。そこで通常行われる \bar{v} 法の他に $\log t$ 法によっても圧密係数を求め、両者の相乗平均をとって図に示したのであるが、なおかなりのばらつきがある。しかし総合的に図の結果から次のことが言えよう。

- i) 一般に土を乱すとその圧密係数は低下すると信じられているが(例えばCasagrande and Poulos, 1969)、必ずしも常にそうであるとは限らず、乱れの程度が小さいうちは $RCR \leq 1$ の範囲で正規圧密状態よりむしろ大きい値を示す。このことは過圧密粘土の圧密係数が大きいことと類似している。
- ii) 乱れの程度が極く小さいうちは圧密係数もまた大きく、

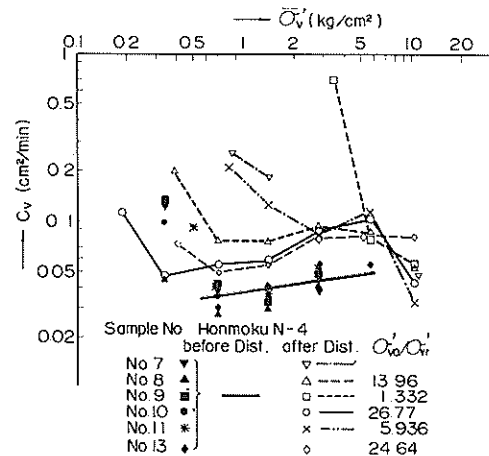


図-2.21 かく乱による圧密係数の変化 (本牧海底粘土)

かく乱の度が進むにつれてしだいに小さくなって行く。
 iii) いずれの場合でも先行圧密圧力以上に圧密すると正規圧密状態に近いほぼ一定の値に収斂する。

上の傾向を明らかにする他の例として名古屋港高潮防波堤建設時に採取した不かく乱試料についての標準圧密試験結果を図-2.22 に示す。かく乱の程度を変えるために15%および30%の圧縮ひずみを与えたもの、完全に練り返したものと比較している。図-2.21 で見られたようにかく乱の程度とともに圧密係数の低下する傾向がある。すなわち、いわゆる不かく乱試料ではかく乱の程度が小さいために大きな圧密係数となっているが、圧縮ひずみを与えてから成型・試験したものでは若干圧密係数が低下し、完全に練り返したものでは非常に小さな値となっている。しかしいずれの場合でも再圧密が進み正規圧密状態に近づくにつれてほぼ一定の値に収斂する傾向を示している。

Casagrande and Poulos (1969) 等は図-2.22 の最後のケース (完全かく乱の場合) を採り上げ、しかも圧密圧力の小さい範囲に着目してサンドパイルなどの打込みに伴うかく乱の重大さを説いているが、かく乱の程度によってはむしろ圧密係数が増大すること、再圧密が進むにつれて圧密係数も変ることなどを考慮すれば必ずしも正しい判断とは言えない。むしろかく乱と再圧密が圧密係数に対してこのように複雑な影響を及ぼすことを認識し、これを積極的に利用する方策を考えることこそ技術者の採るべき正しい態度であると言えよう。

図-2.21 の関係を再圧密比 RCR で整理してみよう。圧密係数そのものと再圧密比とは一義的でないことが判

たが、2,3 の試行から次の関係が認められた (図-2.23 参照)。

$$\log C_v \sigma'_{v0} / \sigma'_v \propto \text{RCR} \quad (2.13)$$

ここに σ'_{v0} は先行圧密圧力であり、 σ'_v および RCR の値はある荷重段階の載荷前と載荷後の荷重強度の相乗平均に基づいている。

図-2.23 はかなりばらついているが、圧密圧力やかく

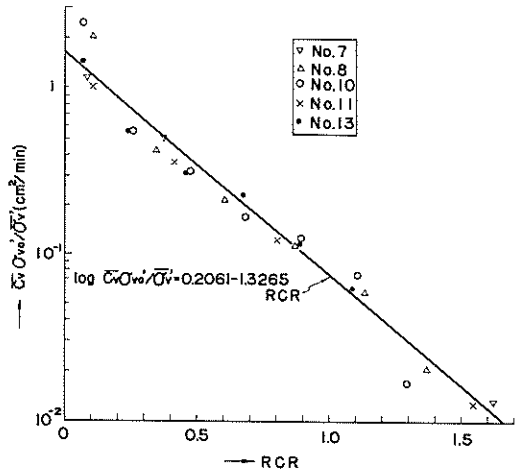


図-2.23 再圧密比と圧密係数との関係

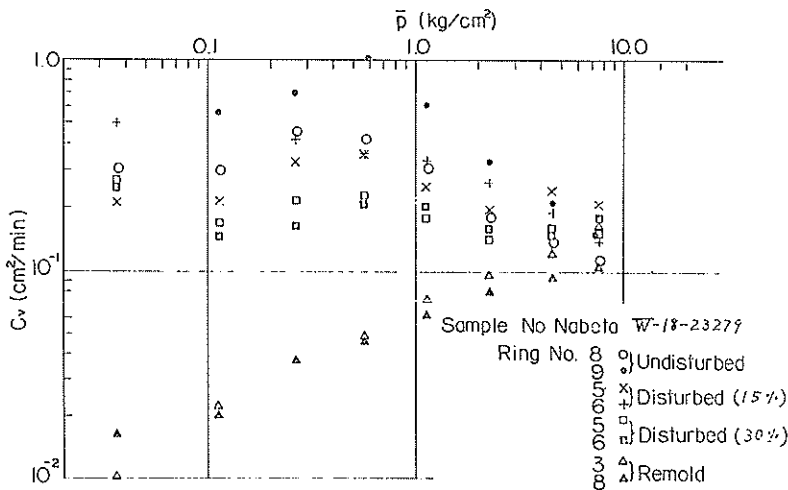


図-2.22 かく乱による圧密係数の変化 (名古屋港高潮防波堤)

乱度にかかわらず一義的であり、若干S字型のカーブにはなっているがほぼ直線的な関係がある。最小乗法で整理した結果を図中に示す。図の関係が近似的にこの直線で表わされるものとすれば、次の関係式が得られ、

$$\log C_v \sigma_{v0} / \sigma_{vT} = \zeta - \eta \quad (\text{RCR}) \quad (2.14)$$

図-2.23 の場合、 $\zeta=0.2061$ 、 $\eta=1.3265$ となる。上式を圧密圧力と圧密係数との関係に直せば次式となり、

$$\log C_v = \zeta - \eta + \left\{ \frac{\eta}{\log(\sigma_{v0} / \sigma_{vT})} - 1 \right\} \log \sigma_{v0} + \left\{ 1 - \frac{\eta}{\log \sigma_{v0} / \sigma_{vT}} \right\} \log \sigma_{vT} \quad (2.15)$$

両対数紙上で圧密係数と圧密圧力との関係が次のようになることが判る。すなわち、かく乱が進み、 $\sigma_{v0} / \sigma_{vT}$ が大きくなると $\log C_v \sim \log \sigma_v$ 直線の勾配は大きくなり（負の勾配が小さくなり）、 $\sigma_v = 1 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ における切片は小さくなる。切片はかく乱比ばかりでなく先行圧密圧力にも影響され、通常の場合、その係数が負となることが多いので先行圧密圧力が大きいほど切片は小さくなる。次に極端なケースとして試料が完全に乱され、残留有効応力 σ_{vT} が 0 に近づいた場合を考えると $\log C_v \sim \log \sigma_v$ 曲線の勾配は 1 に近づき、切片は $(\zeta - \eta - \log \sigma_{v0})$ に近づくことになる（図-2.24 参照）。図-2.22 で繰り返した試料の試験結果が傾向的に上の説明と一致している。一方、完全に乱されない状態、すなわち $\sigma_{v0} / \sigma_{vT} = 1$ に近づくと、(2.15)式からその勾配は $-\infty$ となり、切片は $+\infty$ となって鉛直線を形成することになる（図-2.24 参照）。図-2.21 の No.9 はかく乱が少ないのでこの状態に近い。

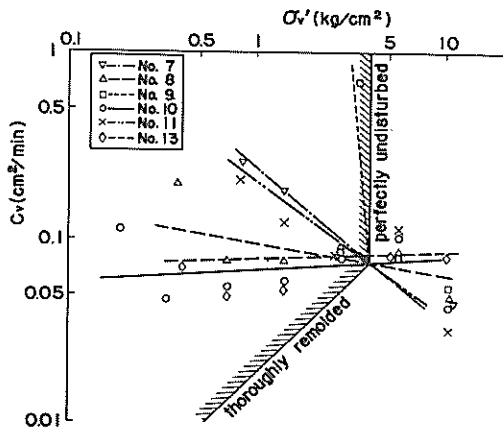


図-2.24 計算による圧密圧力と圧密係数との関係

い。なお(2.14)式から $\sigma_{v0} = \sigma_{v0}$ すなわち $\text{RCR} = 1$ における圧密係数はかく乱度や圧密圧力と無関係に一定で $\log C_v = \zeta - \eta$ となることになる。しかしこの点についてはこれまでの経験と必ずしも一致せず、各種の土について精度の良い実験が必要であろう。

図-2.23 に直線で示した常数 ζ 、 η を用い、各供試体の残留有効応力と先行圧密圧力に基づいて(2.15)式から計算した $\log C_v \sim \log \sigma_v$ 関係を図-2.24 に直線で示す。試験で得られた圧密圧力と圧密係数との関係にほぼ一致し、上の考察が試験結果と矛盾しないことを示している。なお図には完全に乱された場合と乱されない場合との両極端の推定値を $\sigma_{v0} = 4 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ のものについて書き入れた。

2.3.5 透水係数の変化

図-2.25 にかく乱を受けた本牧海底粘土の透水係数を示す（奥村、梅田、成田、1971）。ばらつきが大きいので判然とはしないが、一般的に乱れのため透水係数は低下する傾向を示している。しかし正規圧密状態より大きい値を示す No.9 の例もあり、乱れの程度が極く小さい範囲では一概に透水係数が低下するとも言えないようである。

2.3.3 および 2.3.4 に述べた体積圧縮係数 m_v および圧密係数 C_v と再圧密比 RCR との関係から透水係数についても次の関係が予測される。

$$\log k \sigma_{v0} \propto \text{RCR} \quad (2.15)$$

結果は図-2.26 に示すとおりであり、先行圧密圧力やかく乱度にかかわらず一義的な関係が得られる。図は若干S字型のカーブではあるがほぼ直線的な関係であり、次式で

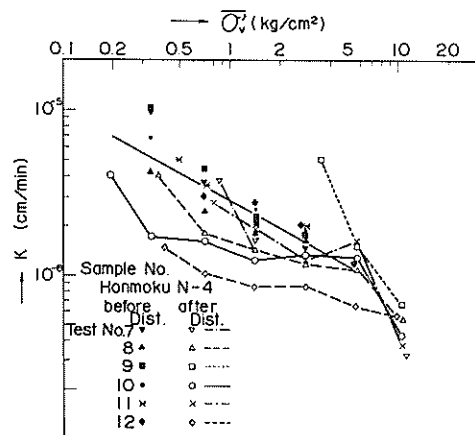


図-2.25 かく乱による透水係数の変化

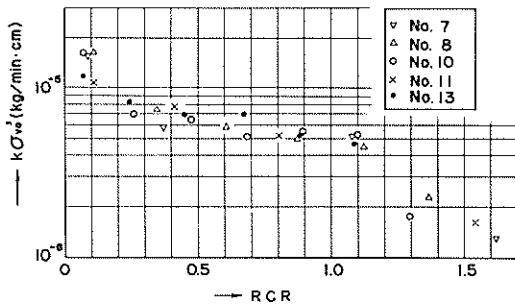


図-2.26 再圧密比と透水係数との関係

表わすことができよう。

$$\log k \sigma_{v0} = \lambda - \mu (\text{RCR}) \quad (2.16)$$

ここに λ , μ は比例常数である。上式を透水係数と圧密圧力との関係に直すと、

$$\log k = \left\{ \lambda - \log \sigma_{v0} + \frac{\mu}{(\log \sigma_{v0}) / (\log d_{vr}) - 1} \right\} - \frac{\mu}{\log d_{v0} / d_{vr}} \log d_{vr} \quad (2.17)$$

となり、両対数紙上で次のような傾向のあることが判る。すなわち、その勾配はかく乱比 d_{v0} / d_{vr} が大きいほど大きく（負の勾配が小さく）、 $d_v = 1$ (Kg/cm^2) における切片はかく乱比が大きいほど小さい。（ただし $d_{v0} < 1$ の場合には切片は大きくなる）。 $d_v = 1$ における切片は先行圧密圧力によっても変り、 d_{v0} が大きいほど小さな値となる。極端なケースとして完全に乱され、 $d_{v0} / d_{vr} = \infty$ に近づいた場合には勾配が 0 となり、水平線を形成する。この時の透水係数は $\log k = \lambda - \mu - \log d_{v0}$ となる。一方、乱れが非常に少なく $d_{v0} / d_{vr} = 1$ に近い場合は勾配が ∞ となり、切片は $+\infty$ となって鉛直線を形成することになる。

2.4 膨張との比較

前節までに述べたかく乱による力学特性の変化をこれ迄に研究された膨張による特性変化と比較すれば両者に多くの類似点があることに気付く（中瀬、小林、勝野、1969）。少なくとも傾向的には殆どどの点で一致していると言えよう。すなわち、i) かく乱と膨張とは共に粘土の有効応力を低下させる。ii) 両者は共に非排水強度を低下させる。iii) 両者は共に破壊ひずみを増大させる。iv) 両者は共に変形係数を低下させる。v) 両者は共に間げき圧係数 A_f を低下させる。vi) 間げき比～圧密圧力曲線を下方に移動させる。vii) 体積圧縮係数、圧密係数、透水係数の変化にも似

た傾向が認められる。

例えば、図-2.5 (a) に示したかく乱比とかく乱強度比との関係を Ladd and Lambe (1963) が Boston Blue Clay について示した過圧密比と過圧密強度比との関係に対比させてみると、実験精度の問題等もあるが、判然とした差異は認められない。むしろ、実用的にはほぼ同じ曲線であるとしても第 1 次近似としては許されるであろう。

しかしながら、かく乱と膨張の効果を全く同じとみなしてしまうのは大いに疑問である。例えば、2.2.5 で述べたように、かく乱による強度低下のうち有効応力の減少という要因が $\frac{2}{3}$ 程度を占めるとは言え、残り $\frac{1}{3}$ は Hvorslev parameter の変化、ひいては粘土の微細構造の変化に支配されているものと考えられる。膨張による構造の変化もむろん考慮されねばならないが、両者の効果が全く同じとはとうてい考えられない。一方、圧密特性のうち間げき比と圧密圧力曲線との関係においても、かく乱が水平な「かく乱線」を形成するのに対し、膨張は間げきの減少を伴って曲線状の「膨張線」を形成する。このことからかく乱と膨張との効果が同一でないことは明らかである。

筆者の知る限りでは膨張とかく乱とを実験的に比較した例はこれ迄のところ無いようである。この場合、実験にはかなりの精密さが要求されるであろうが、今後解決されねばならない重要課題の一つであると考えられる。

2.5 結 言

本章においてはかく乱に伴う粘土の力学特性の変化を実験的に追求した。前半の 2.1 節では従来の研究と筆者の実験概要に触れ、2.2 節では強度特性の変化について、2.3 節では圧密特性の変化について論じ、かく乱に伴う有効応力の変化と力学特性の変化とを関連づけた。最後に 2.4 節ではかく乱と膨張との類似点、相異点に触れた。以上の内容から結論的に言えることの本質点を記せば次のようである。

- i) 粘土をかく乱するとその非排水強度は次第に低下する。この場合、強度をかく乱比とかく乱強度比との関係で整理すると、圧密圧力や試験方法にかかわらず一義的な関係が得られ、実際問題への応用に有効である。
- ii) 非排水せん断における破壊ひずみは乱された粘土ほど大きい。破壊ひずみは圧密圧力にかかわらず一義的であり、かく乱比の対数にほぼ比例して増大し、試験方法が若干異っても大きな差異はない。破壊強度の $\frac{1}{2}$ に対応するひずみ ϵ_{60} について整理すれば、かく乱比との相関性は一層高まる。破壊ひずみまたは 50% ひずみとかく乱強度比との間にもかなりの相関性があり、乱された試料の強度補正に利用できよう。

III) かく乱による変形係数 E_{v0} の低下は他の強度特性の変化より著しい。変形係数は圧密圧力に比例し、かく乱比ともほぼ直線的な関係がある。変形係数とかく乱強度比との間にも片対数紙上で直線的な関係があり、強度補正法などに応用できよう。

IV) 破壊時の間げき圧係数 A_f はかく乱とともに一義的に減少し、圧密圧力や試験方法による大きな差は認められない。

V) かく乱の程度が大きい場合、いわゆるHvorslevのパラメーターもまた変化する。この場合、有効摩擦角 ϕ_e は増大し、有効粘着力 C_e は減少するが、極端に乱された場合には有効粘着力が消え去る傾向にある。このようなHvorslevパラメーターの変化は粘土の微細構造が綿毛状から分散状に変化し、端面接触が減少するためであると考えられる。しかし、実用的な見地からはかく乱による構造の変化の影響は比較的小さく、有効応力の変化がより重要な意味を持つ。同様の見地から膨脹とかく乱とを同一に取扱うことが第1次近似としては許されよう。

VI) 乱された粘土の再圧密試験を行なうとかく乱の程度が大きいほど同一圧密圧力下の間げき比は小さい。間げき比の低下量はかく乱比の対数にほぼ比例して増大する。これを再圧密比と間げき減少比との関係で整理すると圧密圧力やかく乱の程度にかかわらず一義的となる。この関係から乱された試料が正規圧密に到達する圧密圧力は先行圧力の「かく乱比」倍であると言える。

VII) 圧密降伏応力(または先行圧密圧力)を求める場合、正規圧密曲線を基準にとると、乱された試料ほど見掛け上大きな降伏応力が求まり、かく乱比の対数に正比例する。一方、通常行なわれるようにほぼ直線とみなされる部分を基準にとると、かく乱比が10ぐらいでピークを示し(1.3倍の過大評価)、これより乱れが大きくても小さくても見掛け上小さな降伏応力が求まる。殊にかく乱の大きい場合には過小評価の危険が大きい。

VIII) 乱された粘土の体積圧縮係数は同じ圧力での正規圧密粘土よりは小さいが先行圧密圧力の値に比較すれば必ずしも小さくはない。体積圧縮係数と圧密圧力との積は再圧密比と一義的であり、圧密圧力にかかわらず比例的な関係がある。この関係から $\log m_v \sim \log d_v$ 曲線の勾配は乱された試料ほど小さく、切片は大きくなることが判る。また、極端に乱された試料ではその勾配が-1となり、非常に乱れが少ない場合には鉛直線に近づくことが推察される。

IX) 一般に乱された試料の圧密係数は小さいと信じられているが、乱れが少ない場合には正規圧密状態よりも大きい。圧密係数を $C_v d_{v0} / d_v$ の形に直すと圧密圧力やかく乱の程度にかかわらず再圧密比と一義的な直線関係がある。これより $\log C_v \sim \log d_v$ 関係の勾配は乱された試料ほど大き

く、切片は小さくなることが判る。また、極端に乱された場合にはその勾配が1に近づき、非常に乱れの少ない場合には鉛直線に近づくことが推察される。

X) 乱された試料の透水係数と先行圧密圧力との積は再圧密比と一義的な直線関係にあり、先行圧密圧力や乱れの程度によらない。この関係から $\log k \sim \log \sigma'_v$ 曲線の勾配は乱されたものほど大きく、切片は小さくなることが判る。極端に乱された試料では勾配が0となり、非常に乱れの少ない試料では鉛直線となることが推論される。

XI) かく乱と膨脹とは多くの類似点を持つ。厳密に両者が同一でないことは明らかであるが、実用的な第1次近似としては両者を同一に扱うことも許されるであろう。

参考文献

- 1) Casagrande, L. and Poulos, S. (1969) : On the Effectiveness of Sand Drains, Canadian Geotechnical Jour., Vol. 6, p. p. 287~326
- 2) Davis, E. H. and Poulos, H. G. (1966) : Laboratory Investigations of the Effects of Sampling, Proc. Site Investigation Symp., Civil Engrg. Trans. (Australia), Vol. CE9, No. 1, p. p. 86~94
- 3) Hvorslev, M. J. (1960) : Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Research Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, A S C E, p. p. 169~273
- 4) Ladd, C. C. and Lambe, T. W. (1963) : The Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests, A S T M, S T P-361 (Laboratory Shear Testing of Soils), p. p. 342~371
- 5) 松本一明、小川富美子 (1969) : 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性について(第1報)、港湾技研資料、No. 71, 40 p.
- 6) Mitchell, J. K. (1961) : Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils, Trans. A S C E, Vol. 126, Part I, p. p. 1586~1620
- 7) Moran, Proctor, Mueser and Rutledge (1958) : Study of Deep Soil Stabilization by Vertical Sand Drains, Report for the U. S. Navy, 468 p.
- 8) Murayama, S. and Hata, S. (1957) : On

- the Effect of Remolding Clay, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, p. p. 80~82
- 9) 村山朔郎、栗原則夫 (1969) : 繰り返しせん断における粘土の力学特性、京都大学防災研究所年報、12号B, p. p. 1~8
- 10) 中瀬明男、小林正樹、勝野克 (1969) : 圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化、港湾技術研究所報告、8巻、4号、p. p. 103~143
- 11) Noorany, I. and Seed, H. B. (1965) : In-situ Strength Characteristics of Soft Clays, Proc. A S C E, Vol. 91, No SM-2, p. p. 49~80
- 12) Noorany, I. and Poormand, I. (1970) : Effect of Sampling on the Consolidation of Soft Clay, Dept. of Civil Eng., San Diego State Univ., Calif., 25p.
- 13) 奥村樹郎 (1969a) : 粘土試料の攪乱に関する研究 (第1報)、港湾技術研究所報告、8巻、1号、p. p. 59~84
- 14) 奥村樹郎 (1969b) : くり返し三軸圧縮試験による粘土試料のカク乱について、第4回土質工学研究発表会講演集、p. p. 505~510
- 15) 奥村樹郎 (1970) : 粘土試料のカク乱による力学特性の変化とその補正、サンプリングシンポジウム論文集、p. p. 67~78
- 16) Okumura, T. (1971) : The Variation of Mechanical Properties of Clay Samples Depending on its Degree of Disturbance, Proc. of Specialty Session, 4th Asian Reg. Conf. S M F E, p. p. 73~81
- 17) 奥村樹郎、梅田裕史、成田 実 (1971) : 粘土試料のカク乱に関する研究 (第3報)、港湾技術研究所報告、10巻、1号、p. p. 77~106
- 18) Rowe, P. W., Oates, D. B. and Skermer, N. A. (1963) : The Stress-Dilatancy Performance of Two Clays, A S T M, S T P - 361, p. p. 134~143
- 19) Schmertman, J. H. (1955) : The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay, Trans. A S C E, Vol. 120, p. p. 1201~1233
- 20) セン断試験法委員会 (1969) : 土質試験法 (第1回改訂版)、第4編、第4章、圧密試験、p. p. 274~325、土質工学会
- 21) Simons, N. E. (1965) : Consolidation Investigation on Undisturbed Fornebu Clay, N G I Publ. No 62, p. p. 1~9
- 22) Skempton, A. W. and Sowa, V. A. (1963) : The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing, Geotech., Vol. 13, No 4, p. p. 269~290
- 23) 竹中準之介 (1962) : 粘土のサンプリングとその信頼度、日本材料試験協会、22p.
- 24) 内田一郎、松本鍊三、有馬毅 (1958) : 土の圧密に練返しの影響、土木学会論文集、55号、p. p. 10~14

3. 温度変化および土中の空気分がかく乱に及ぼす影響

前章では狭義のかく乱、すなわち、等温等体積の条件でせん断変形の繰り返しによって生ずる力学特性の変化を実験的に追求した。また、これらの変化を膨張によるそれと比較してその類似性を明らかにした。しかし、1.2.1で述べたように、一般に云われる広義のかく乱ではこの他に温度変化の影響がある。また、非排水ではあっても粘土中の空気分のために体積変化が生ずる影響も無視できない。本章ではこれらの問題を考察し、かく乱のない状態への補足法を考慮する場合の足がかりとしたい。

3.1 温度変化の影響

3.1.1 強度特性の変化

Sherif and Burrous (1969) は温度変化が強度に及ぼす影響について過去の研究成果をまとめているが、大部分の実験例では温度が上昇するにつれて強度が低下し、しかし、一部の試験例では温度の上昇とともに強度も増加していると述べている。すなわち、Ladd (1961) が Buckshot clay について行なった実験によれば、同一圧密圧力の下では温度が高いほど強度は低い、同一含水比の下では温度が高いほど強度も僅かに高い。Semchuk (1962) が2種類の Edmonton clay について圧密非排水三軸圧縮試験を行なった結果では温度変化の影響は実際上無視し得る。Mitchell (1964) が締め固めた San Francisco Bay Mud について非排水三軸圧縮試験を行なった結果では温度が高いほど強度は低い。Duncan and Campanella (1965) が同一温度で圧密し、異なる温度で非排水三軸圧縮試験を行なった結果でも温度が高いほど強度は低い。同様の実験を Sherif and Burrous 自身がカオリン粘土について行なった結果も同様に高温下の低強度を示している。一方、Laguros (1969) は締め固めた4種類の粘土について一軸圧縮強度を測定し、温度の上昇とともに強度が増加したり、ある温度でピークが現れる結果を示しているが、この場合には温度を変えて締め固めたので密度が高温時ほど大きくなったためと解釈される (Mitchell, 1969)。Noble and Demirel (1969) は圧密温度を種々に変え、それぞれについて養生温度を低下させながら行なった直接せん断試験の結果から次の結論を得ている。すなわち、同一試験温度ならば圧密温度が高いほど強度は大きく、同一圧密温度のものについては試験温度が高いほど強度は小さい。

以上の研究成果から、一定の地中温度で圧密された原位置の粘土が試料採取等に伴って温度変化を受ける場合には、一般に温度の上昇とともに強度は低下すると云える。しか

し、かく乱に及ぼす影響として実用上の観点から眺めれば、温度変化はさして重要な要素ではないとも云えるであろう。例えば Sherif and Burrous (1969) はその実験結果から温度変化の影響を次式で表わしている。

$$\log S_{ut} = a - bw - c\Delta t = \log S_{u0} - c\Delta t \quad (3.1)$$

ここに、 S_{ut} : 湿度 t における非排水強度 (Kg/cm^2)

S_{u0} : 基準(圧密)温度における非排水強度 (Kg/cm^2)

a, b, c : 比例常数

w : 含水比

Δt : 基準温度と試験温度との差 ($^{\circ}\text{C}$)

実験に用いたカオリン粘土の場合、常数 C は 0.0036

($1/^{\circ}\text{C}$) であった。一般的なケースの1つとして地中温度 15°C から夏期の平均最大室温 30°C までの温度変化を想定すれば、この場合の強度低下は 11.5% となり、実用上はそれほど重要でないことが判る。もちろん、土の種類によって温度変化の影響は異なり、また、採取試料の受ける温度変化が想定したケースより大きい場合もあるだろうが、せん断変形や膨張による強度低下が9割にも達することに比較すれば、実用上の重要性はさほど大きくないと云えるであろう。

非排水条件で拘束圧を一定に保ち、温度を上昇させると土の間げき水圧は上昇する。Campanella and Mitchell (1968) は間げき水圧の上昇量 Δu を与える次式を導いた。

$$\Delta u = \frac{n(\alpha_s - \alpha_w) + \alpha_{st}}{m_v + n m_w} \cdot \Delta t \quad (3.2)$$

ここに、 n : 間げき率

α_s : 土粒子の温度による体積膨張率 ($1/^{\circ}\text{C}$)

α_w : 間げき水の温度による膨張率 ($1/^{\circ}\text{C}$)

α_{st} : 土粒子骨格の温度による体積膨張率 ($1/^{\circ}\text{C}$)

m_v : 土粒子骨格の圧縮率 (cm^3/Kg)

m_w : 間げき水の圧縮率 (cm^3/Kg)

Campanella and Mitchell (1968) が数種の粘土について行なった実験によれば、非排水条件で拘束圧一定の場合、間げき水圧の上昇量、すなわち有効応力の低下量は元の有効応力に対し、 $0.75 \sim 1.0 \% / ^{\circ}\text{F}$ であった。前述の強度低下の例で想定した 15°C の温度差ならばこの値は $20 \sim 27 \%$ となる。これを前章に述べたかく乱比の形で表わすと $\sigma'_p / \sigma'_r = 1.3 \sim 1.4$ となり、図-25 と対比すれば、前述の強度低下例 11.5% と図-2.5 から求まるそれとがオーダー的には等しいことが判る。すなわち、温度変化によるかく乱とせん断変形によるそれとの類似性の一端が伺われる。

3.1.2 圧密特性の変化

Plum and Esrig (1969) はイライト粘土についての一連の実験から、温度が上昇すると圧密圧力の小さい範囲でその圧縮指数が増大すること、しかし、高圧力の下では温度の影響があまりないことを見出した。Camp-anella and Mitchell (1968) も同様の実験結果を発表している。

試料の採取から圧密試験までの過程で温度が一旦上昇し、再び低下する場合には見掛け上過圧密状態となり、従って、求めた先行圧密圧力に誤差が入り込む (Plum and Esrig, 1969)。

Plum and Esrig (1969) によれば2次圧密に対する温度変化の影響は殆んどないが、他の実験例では温度の上昇とともに2次圧密量は増大している (Mitchell, 1969)。

以上の研究成果から温度変化またはその繰り返しが圧密特性に及ぼす影響は決して無視できないことが判る。しかし、粘土のかく乱に及ぼす影響として実用上の観点から眺めれば、強度低下の場合と同様、さして重要な要素ではないとも云えよう。例えば、Plum and Esrig (1969) の実験例で圧密圧力 1.5 Kg/cm² 以下の影響の大きい範囲でも 26℃ の温度変化に対し、圧縮指数の増加は 15% に過ぎない。

3.2 土中の空気分の影響

土中の間げきに気泡が含まれている不飽和粘土の場合、かく乱の問題は一層複雑となる。ここでは初めに空気分のない飽和粘土を原位置から採取した場合の応力変化とかく乱について述べ、続いて土中の空気分のためにこれらがどう変わるかを理論的に考察する。

3.2.1 飽和粘土における応力解除とかく乱

(1) 完全飽和状態での応力解除

サンプリングに伴うかく乱の要素のうち最初に理論のメスが当てられたのは応力解除の問題である。Skempton and Sowa (1963)、Ladd and Lambe (1963) に引き続き、Seed, Noorany and Smith (1964) が最も判り易い説明を行なっている。以下この文献を参照して応力解除に伴う有効応力の変化を説明しよう。

地中の土は図-3.1のように鉛直応力(土被り圧) σ_v と水平応力 σ_h とを受けて平衡している。これらのうち間げき水圧 u_0 は等方であるが、水平有効応力 σ'_h は鉛直有効応力 σ'_v よりも一般に小さく、その比 $\sigma'_h/\sigma'_v = K_0$ (静止土圧係数) は正規圧密粘土の場合 0.5 程度の大きさである。このような状態で平衡している土を地上に取り出すとたとえ水の出入りがなく膨張が起らなくてもその応力は必然的に解除され、全応力が 0 となる。すなわち、

$$0 = \sigma'_{pp} + u_{pp} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに σ'_{pp} は応力解除のみを経験した試料(完全試料)に残る有効応力 (Kg/cm²)、 u_{pp} は間げき水圧 (Kg/cm²) である。一方、Skempton (1954) は応力変化に伴う間げき水圧の変化を次式から求めた。

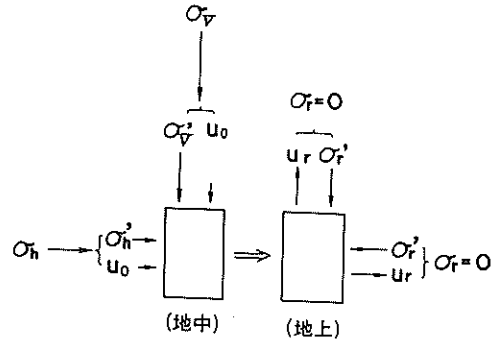


図-3.1 地中応力の解除

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \} \dots (3.4a)$$

ここに A, B は Skempton の間げき圧係数と呼ばれる常数で、飽和粘土の場合には B = 1 としてよい。したがって

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \dots\dots\dots (3.4b)$$

サンプリングに伴う応力解除の場合、最大主応力 σ_1 は σ_v から 0 に、最小主応力 σ_3 は σ_h から 0 に、また間げき水圧は u_0 から u_{pp} に変化するので、

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= 0 - \sigma_v = -(\sigma'_v + u_0) \\ \Delta \sigma_3 &= 0 - \sigma_h = -(K_0 \sigma'_v + u_0) \end{aligned} \dots\dots (3.5)$$

$$\Delta u = u_{pp} - u_0$$

上の条件を (3.4b) 式に代入して整理すれば、

$$u_{pp} = -\sigma'_v \{ K_0 + \bar{A}p(1 - K_0) \} \dots (3.6)$$

ここに $\bar{A}p$ は完全サンプリングにおける Skempton の間げき圧係数で、-0.1 ~ +0.3 程度の値になると言われている (Ladd and Lambe, 1963)。(3.3) 式で表わされるように全応力が 0 という条件から完全試料に働く残留有効応力 σ'_{pp} は次式で与えられる。

$$\sigma'_{pp} = \sigma'_v \{ K_0 + \bar{A}p(1 - K_0) \} \dots\dots (3.7a)$$

極端に過圧密の土では静止土圧係数 K_0 が 1 よりも大きい。この場合には最大主応力が水平応力、最小主応力が鉛

直応力となるので、(3.5)式の条件が変わり、上と同様にして次式が得られる。

$$\sigma'_{pp} = \sigma'_v \{1 + \bar{A}_p(K_0 - 1)\} \dots\dots\dots (3.7b)$$

Seed, Noorany and Smith (1964) が指摘しているように、完全サンプリングにおける間げき圧係数 \bar{A}_p の値は土の膨張性に支配され、したがって土の種類や過圧密の程度によって異なる。これまでに室内の実験で求められた \bar{A}_p の値をまとめると表-3.1 のようである。いずれにしても式(3.7a)の形から \bar{A}_p の値は残留有効応力 σ'_v にそれほど大きな影響は与えない。平均的な値として $\bar{A}_p = 0.1$ 程度と見なし、 $K_0 = 0.5$ とすると残留有効応力は $\sigma'_{pp} = 0.55\sigma'_v$ となって地中における平均有効主応力 $\sigma'_m = 0.67\sigma'_v$ より 2 割程度低い値となる。

大きい傾向があるが、大まかには 1 割程度以内であると言っても差し支えなからう。いわゆる機械的になく乱による強度低下が 9 割 (1/10) あるいはそれ以上にもなり得ると良い対照をなしている。

実際には、しかし、応力解除に伴う吸水膨張の可能性があり、このための強度低下が避けられない。膨張による強度低下は機械的になく乱による場合と同様、数十%に達するが(中瀬、小林、勝野、1969)、注意深いサンプリングならば試料が吸水する機会は少なく、むしろ間げき水中に溶け込んでいる空気分の析出の影響が大きいであろう。いずれにしても実際のサンプリングでは完全に膨張して残留有効応力が 0 になることは少なく、したがって強度の低下量もそれほどではないと考えられる。

表-3.1 完全サンプリングにおける間げき圧係数と強度低下

	間げき圧係数 \bar{A}_p	強度低下 $(S_u - S_{up})/S_u$	K_0	I_p	OCR	備 考
Weald Clay (N. C.)	0.71	1.3 ± 1.2%	0.60	24%	1	Skempton & Sowa (1963)
川崎粘土	0.152	1.0	0.46		1	Ladd and Lambe (1963)
San Francisco Bay Mud		5.9 ± 1.2		45	1	Seed, et al. (1964)
Boston Blue Clay		9.7			1	Ladd & Varallyay (1965)
"	0.039 ± 0.016	7.1 ± 2.4	0.525	20	1	奥村 (1969a)
本牧海底粘土	0.04 ± 0.05	16.6 ± 3.0		51	1	奥村、梅田、成田 (1971)
カオリン		18			1	Davis and Poulos (1966)
Weald Clay (O. C.)	0.35	-2.9	0.80	24	2.1	Skempton & Sowa (1963)
"	0.32	-1.0	1.31	#	13.2	#

近年、天然ガスの採取や工業用水の汲み上げに伴って深層土の圧縮による地盤沈下が問題となっている。また海洋開発の必要性が叫ばれ、大水深の海底から試料を採取する機会も多くなって来た。このような大深度のサンプリングに伴う応力解除では間げき水の圧縮性を無視することができず、間げき圧係数 B を 1 としたことによる誤差が大きくなるが、これらについては次節に触れる。

(2) 応力解除に伴う強度低下

前項に述べた応力解除は排水(または吸水)を伴わない変化であり、圧縮や膨張は起っていない。したがって僅かのせん断変形が起っているだけである。しかしこのような応力解除(完全サンプリング)を経験した土の非排水強度は原位置の状態よりも小さいのが普通である。実験室で測定されたこの時の強度低下をまとめてみると表-3.1 のようになる。

表-3.1 から判るように応力解除に伴う強度低下はそれほど大きくない。一般に鋭敏な粘土ほど強度低下の割合も

3.2.2 不飽和粘土における応力変化の基本式と諸常数

現実のサンプリングで時々経験することであるが、採取した試料の切断面から気泡が発生し、成長して、やがて外気に逃げ去るのを見かける。前項に述べた応力解除や強度低下は気泡の発生を無視した場合、すなわち間げき水の圧縮性を 0 とした場合に適用できる議論であるが、実際の土を地上に取り出す場合には土中の空気分を無視することができない。

この問題はすでに 1936 年、E.D.Moran によって指摘され (Moran, 1936)、Hvorslev (1949) もその重要性を説いているが、定量的な解析にまでは至っていない。一方、赤井、小谷 (1963) は試料中の気泡分の重要性と back pressure によってこれを解消することの効果について述べている。

筆者は試料中に空気分を含む場合の応力解除問題を探り上げ、空気分が試料の残留有効応力にどのような影響を及ぼすかを理論的に考察した (奥村, 1969b)。

(1) 応力変化の基本式

不飽和の土でも (3.4 a) 式は成り立つが、間げき圧係数 B がこの場合 1 ではなく次式となる。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n \cdot m_f}{m_s}} \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに n : 間げき率

m_f : 気泡を含む間げき水の体積膨張 (圧縮) 係数 (cm³/Kg)

m_s : 土粒子骨格の体積膨張 (圧縮) 係数 (cm³/Kg)

不飽和粘土の場合間げき圧係数 B は定数ではなく、応力によって変るものである。一方間げき圧係数 A も一般に定数ではないので (3.4 a) 式を微分形に直した次式に基づいて考察を進める必要がある。

$$du = B \{d\sigma_3 + A(d\sigma_1 - d\sigma_3)\} \dots\dots (3.9)$$

(3.8) 式を使って (3.9) 式を書き直せば、

$$n m_f du = m_s \{d\sigma_3 + A d(\sigma_1 - \sigma_3)\} \dots (3.10)$$

原位置における主応力および間げき水圧を σ_1^0, σ_3^0 および u_0 とし、それぞれが $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ および Δu だけ変化して σ_1, σ_3 および u になるものとすれば (3.10) 式から次式が成立し

$$\int_{u_0}^u n m_f du = \int_{\sigma_3^0 - u_0}^{\sigma_3 - u} m_s d\sigma_3 + \int_{\sigma_1^0 - \sigma_3^0}^{\sigma_1 - \sigma_3} m_s A d(\sigma_1 - \sigma_3) \dots\dots (3.11)$$

(3.11) 式から試料の間げき水圧 (したがって有効応力) を両主応力 (またはその変化量) の函数として表わすことができる。

正規圧密粘土について機械的になく乱のないいわゆる完全サンプリングを行ない、拘束圧が 0 となった状態を考えると (3.11) 式はつぎのようになる。

$$\int_{u_0}^{u_p} n m_f du = \int_{K_0 \sigma'_v}^{-u_p} m_s d\sigma_3 + \int_{(1-K_0)\sigma'_v}^0 m_s A d(\sigma_1 - \sigma_3) \dots\dots (3.12a)$$

ここに u_p : 完全試料の間げき水圧、すなわち残留間げき水圧で、完全試料の残留有効応力 σ'_p とは絶対値が等しく符号が逆の関係にある (Kg/cm²)

σ'_v : 原位置での鉛直有効主応力 (Kg/cm²)

過圧密粘土でその過圧密度 (OCR) が大きい場合には K_0 が 1 より大きくなり、(3.12 a) 式はつぎのように書き替えなければならない。

$$\int_{u_0}^{u_p} n m_f du = \int_{\sigma'_v}^{-u_p} m_s d\sigma_3 + \int_{(K_0-1)\sigma'_v}^0 m_s A d(\sigma_1 - \sigma_3) \dots\dots (3.12b)$$

(2) 間げき水の圧縮率

気泡を含んだ間げき水の圧縮率は一般に次式で定義される。

$$m_f = -\frac{1}{V_v} \frac{dV_v}{du} \dots\dots\dots (3.13a)$$

ここに V_v : 間げきの体積 (cm³)

$u_v = u_a - \chi(u_a - u)$: 間げき流体圧 (Kg/cm²)

u_a : 間げき空気圧 (Kg/cm²)

χ : パラメーター (たとえば Barden, Madedor and Sides, 1969)

Sparks (1963) によれば飽和度 85% 以上では間げき内の空気が気泡の形で存在し、相互に繋がってはいないといわれている (Schuurman, 1966)。海底の粘土についてはサンプリングによる変化を考慮しても飽和度が 85% 以下となることは少ないと思われるので、ここでは間げき内の空気が気泡となっている場合を考える。この場合間げき流体圧 u_v としては水圧 u のみを取り扱えばよく、(1) に述べた基本式はそのままこの場合に当てはまる。また気泡が極めて少ない場合を除けば水の圧縮性は無視できるので (3.13 a) 式はつぎのように書ける。

$$m_f = -\frac{1}{V_a} \frac{dV_a}{du} \dots\dots\dots (3.13b)$$

ここに V_a は気泡の体積 (cm³) を表わす。また間げき率 n は次式で表わされる。

$$n = \frac{V_v}{V} \dots\dots\dots (3.14)$$

ここに V は試料の全体積 (cm³) である。(3.13 b)、(3.14) 式を用いて (3.11) 式の左辺を書き直せば

$$\int_{u_0}^u n m_f du = -\int_{V_{a0}}^{V_a} \frac{dV_a}{V} = -\int_{V_{a0}}^{V_a} \frac{dV_a}{V_{a0} + V_w + V_s} = -\ln \frac{V_{a0} + V_w + V_s}{V_{a0} + V_w + V_s} = -\ln \frac{V}{V_{a0}} \dots\dots (3.15a)$$

ここに V_{a0} : 原位置での気泡の初期体積 (cm³)

V_w : 間げき内の水の体積、定数 (cm³)

V_s : 土粒子の体積、定数 (cm³)

V_a : 原位置での試料の初期体積 (cm³)

なお、(3.15 a) 式で気泡体積の変化量は土の体積に較べて小さいので近似的につぎのように書ける。

$$\int_{u_0}^u n m_f du = -\frac{V_a - V_{a0}}{V_{a0}} \dots\dots (3.15b)$$

同様に完全試料の残留間げき水圧 u_p に関しては次式が成り立つ。

$$\int_{u_0}^{u_p} n m_f du = -\int_{V_{a0}}^{V_{ap}} \frac{dV_a}{V} = -\ln \frac{V_p}{V_{a0}} = -\frac{V_{ap} - V_{a0}}{V_{a0}} \dots\dots (3.16)$$

ここに V_{ap} : 完全試料内の気泡の体積 (cm³)

V_p : 完全試料の全体積 (cm³)

Boyleの法則とHenryの法則とから一定温度では次式が成り立つ (Schuurman, 1966) 註1)

$$(V_a + V_d)u_a = (V_{a0} + V_d)u_{a0} \quad \dots (3.17)$$

ここに u_{a0} は原位置での初期気泡圧 (Kg/cm²)である。ただしこの場合の圧力の基準は真空であり、以下続いてこの基準で考察を進める。また V_a は溶解空気を取り出してその時の気泡圧力 u_a の値に換算した容積 (cm³)で、温度が一定ならば常数とみなせるものであり、次式の関係がある。

$$V_d = HV_w \quad \dots (3.18)$$

ここに H はHenryの溶解係数で20℃において約0.02である。

間けき水圧 u と間けき空気圧 u_a との関係は次式で表わされる (Schuurman, 1966)。

$$u = u_a - \frac{2q}{r} + u_d' \quad \dots (3.19)$$

ここに u_d' : 飽和蒸気圧 (Kg/cm²)

q : 表面張力、水と空気の場合約 7.4×10^{-5} (Kg/cm)

r : 気泡の半径 (cm)

飽和蒸気圧 u_d' はW. J. Beekにより次式で表わされる (Schuurman, 1966)。

$$u_d' = u_d \left(1 - \frac{2q}{u_a r} \cdot \frac{V_{mw}}{V_{ma}}\right) \quad \dots (3.20)$$

註1) 実際のサンプリングでは殆んど必ず温度変化を伴う。この場合にはBoyleの法則の代わりにBoyle-Charlesの法則を用い、またHenryの溶解係数にそのときどきの温度を考慮すればよいのであるが、方程式がかなり複雑となり、さらに粒子骨格の圧縮率と間けき圧係数 A も温度に影響されると考えられるので一層煩雑になる。ここでは簡単のため一定温度のみを対象とした。(3.17)式は気泡の溶解または析出が終了して平衡状態となった場合について成り立つもので、応力変化に較べて気泡の溶解(または析出)速度が遅い場合には特別の考慮を必要とする。Schuurman(1966)によれば気泡圧と水圧との差が0.2Kg/cm²、気温が20℃の場合、気泡の溶解に必要な時間は0.1secと計算されている。しかしLee and Black(1972)の実例によれば、半径1mmの気泡の溶解時間は大容量容器中で4時間程度、径1.6mmのパイプ中で8日程度となっている。このように気泡の溶解(析出)時間は直径の2乗に比例し、また条件によって変わるため、実際問題への適用では充分の注意が必要であろう。

ここに u_d : 20℃、1Kg/cm²、 $r = \infty$ での飽和蒸気圧、約0.02 (Kg/cm²)

V_{mw} : 水のmolecular volume, 約 18×10^{-3} m³/kmol

V_{ma} : 20℃、1Kg/cm²における空気のmolecular volume, 約24.2m³/kmol

(3.20)式を(3.19)式に代入すれば

$$u = u_a - \frac{2q}{r} \left(1 + \frac{u_d V_{mw}}{u_a V_{ma}}\right) + u_d \quad \dots (3.21a)$$

ここで V_{mw}/V_{ma} は 10^{-4} のオーダーであり、 u_d/u_a は 10^{-1} のオーダーなので(3.21a)式はつぎのように簡略化できよう。

$$u = u_a - 2q/r + u_d \quad \dots (3.21b)$$

気泡はほぼ等しい半径の状態では分布していると考えられるから (Schuurman, 1966)、その数を N 個とすれば

$$V_a = \frac{4}{3} \pi r^3 N \quad \dots (3.22)$$

したがって応力変化に伴う気泡数の増減がないものとすれば次式が成り立つ。註2)

$$\frac{r_0}{r} = \left(\frac{V_{a0}}{V_a}\right)^{1/3} \quad \dots (3.23)$$

ここに r_0 は原位置における気泡の初期半径 (cm)である。(3.17)および(3.23)式を(3.21b)式に代入すれば気泡体積 V_a と間けき水圧 u との関係が次式で与えられる。

$$u = \frac{V_{a0} + u_d}{V_a + V_d} u_{a0} - \frac{2q}{r_0} \left(\frac{V_{a0}}{V_a}\right)^{1/3} + u_d \quad \dots (3.24)$$

同様に原位置での初期状態では(3.21b)式から

$$u_0 = u_{a0} - 2q/r_0 + u_d \quad \dots (3.25)$$

(3.24)式と(3.25)式から u_{a0} を消去すれば最終的に V_a と u との関係として次式が得られる。

$$u = \frac{V_{a0} + V_d}{V_u + V_d} \left(u_0 + \frac{2q}{r_0} - u_d\right)$$

註2) 気泡の数が変らないとの仮定には問題が多い。しかし筆者の知る限りではその増減についての詳細は明らかでなく、現段階ではこれを考慮に入れることはできない。しかしながら、溶液から結晶が析出する場合あるいは水蒸気が固化する場合等との類似性を考慮することにより、飽和状態から気泡の析出する不安定領域を除けば気泡の数が変らないとすることは一応許される仮定であると考えられる。

$$-\frac{2q}{r_0} \left(\frac{V_{a0}}{V_a} \right)^{1/3} + u_d \quad \dots\dots\dots (3.26)$$

上式は真空を基準とした圧力を使って導いたものであるが、一般に用いられる大気圧基準でも成り立つことが容易に確かめられる。ただしこの場合には飽和蒸気圧 u_d も大気圧基準とする必要があり、通常は負の値となる。

(3) 粒子骨格の圧縮率と間げき圧係数 A

サンプリングの過程で有効主応力 σ'_3 は概ね減少する方向にあり、一時的に増加することがあっても原位置での値を超えることは稀であると思われる。すなわち圧密現象でいう膨潤と再圧密との過程を往き来するものとして差し支えあるまい。この間に採るべき圧縮率 m_s の詳細は明らかではないが、正規圧密時の体積圧縮係数 m_v より1桁小さく、またその値はほぼ一定であるとしても実用的には差し支えないであろう。

これに反し、間げき圧係数 A の値はサンプリングの過程で大きく変化する。図-3.2 は Boston Blue Clay についての三軸試験機による完全サンプリングの一例であり (奥村, 1969a)、(a) 図は軸差応力と間げき水圧との関係を、(b) 図はその勾配として定義された間げき圧係数 A と軸差応力との関係を示したものである。この例からも判るように間げき圧係数をサンプリングの全過程に亘って一定とするわけにはいかない。ただし (3.11) 式に示された軸差応力の変動範囲内での平均値 \bar{A} を次式で定義しておけば、間げき圧係数が一定の場合と同様に取扱うことができる。

$$\bar{A} = \frac{\int_{\sigma'_1 - \sigma'_3} A d(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1^0 - \sigma_3^0)} \quad \dots\dots\dots (3.27)$$

同様に完全サンプリングにおける平均値 \bar{A}_p を次式で定義しておく。

$$\bar{A}_p = \frac{\int_{\sigma_1 - \sigma_3}^0 A d(\sigma_1 - \sigma_3)}{(1 - K_0) \sigma'_v} \quad \dots\dots\dots (3.28)$$

以上の条件を (3.11) 式の右辺に適用すると次式が得られる。

$$\int_{\sigma_3^0 - u_0}^{\sigma_3 - u} m_s d\sigma'_3 + \int_{\sigma_1^0 - \sigma_3^0}^{\sigma_1 - \sigma_3} m_s A d(\sigma_1 - \sigma_3) = m_s \{ \Delta\sigma_3 - \Delta u + \bar{A} \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \} \quad \dots\dots\dots (3.29)$$

ただし

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_3 &= \sigma_3 - \sigma_3^0 \\ \Delta u &= u - u_0 \\ \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) &= (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1^0 - \sigma_3^0) \end{aligned}$$

同様に完全試料に関しては (3.12a) 式からつぎのようになる。

$$\int_{K_0 \sigma'_v}^{-u_p} m_s d\sigma'_3 + \int_{(1-K_0)\sigma'_v}^0 m_s A d(\sigma_1 - \sigma_3) = -m_s [u_p + \sigma'_v \{K_0 + (1-K_0)\bar{A}_p\}] \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

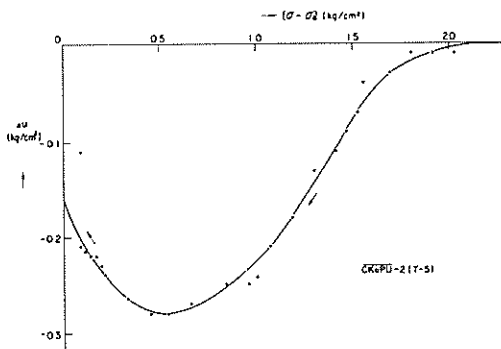
3.2.3 応力解除に伴う間げき水圧、飽和度および間げき圧係数 B の変化

前項で明らかにされた関係を応力変化の基本式 (3.11) に適用し、試料の間げき水圧、飽和度および間げき圧係数 B の値を求めてみよう。

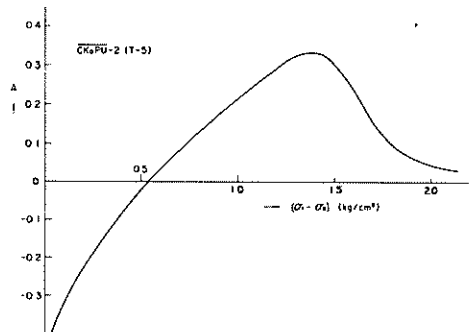
(3.15b) 式と (3.29) 式とを (3.11) 式の関係によって等置し、試料の間げき水圧 u について整理すれば次式が得られる。

$$u = u_0 + \Delta\sigma_3 + \bar{A} \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + (V_a - V_{a0}) / (m_s V_a) \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

この時の気泡体積 V_a を知るために (3.26) 式と上式を等置すると次の条件式が得られる。



(a) 軸差応力と間げき水圧との関係



(b) 軸差応力と間げき圧係数 A との関係

図-3.2 完全サンプリングにおける間げき圧係数 A の 1 例 (Boston Blue Clay)

$$\frac{V_{a0}+V_d}{V_a+V_d} \left(u_0 + \frac{2q}{r_0} - u_d \right) - \frac{2q}{r_0} \left(\frac{V_{a0}}{V_a} \right)^{\gamma_3} - \frac{V_a - V_{a0}}{m_s V_0} - \Delta \sigma_3 - \bar{A} \Delta (\sigma_1 - \sigma_3) - u_0 + u_d = 0 \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

上式に現れる各係数のうち V_{a0} , u_0 , r_0 , および V_0 は初期条件であり、 V_d , q , u_d , m_s および \bar{A} は常数とできるから、最小主応力の変化量 $\Delta \sigma_3$ と軸差応力の変化量 $\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)$ を規定することにより未知数 V_a を数値的に解くことができ、(3.31)式からその時の間げき水圧を知ることができる。すなわち(3.31)式および(3.32)式が試料の間げき水圧を与える解である。

一般に試料の飽和度 S は次式で表わされ、

$$S = \frac{V_w}{V_a + V_w} \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

(3.32) および (3.33) 式がこの場合の解となる。

次に応力解除中の間げき圧係数 B の変化を知るために(3.8)式に立ち戻ろう。(3.13b) および (3.14) 式を(3.8)式に代入すれば次式が得られる。

$$B = \frac{1}{1 - \frac{1}{m_s V (du/dV_a)}} \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

(3.26) 式を V_a について微分すれば、

$$\frac{du}{dV_a} = \frac{V_{a0}+V_d}{(V_a+V_d)^2} \left(u_0 + \frac{2q}{r_0} - u_d \right) + \frac{2q}{3r_0 V_a} \left(\frac{V_{a0}}{V_a} \right)^{\gamma_3} \quad \dots\dots\dots (3.35)$$

であるから(3.32)、(3.34)および(3.35)式が間げき圧係数 B を与える解となる。

応力解除の過程が進み $\Delta \sigma_3$ および $\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)$ の絶対値が大きくなると(3.32)式において第4、第5項は増加して行く。第1、第2、第3各項の諸因数は通常それぞれ正であり、気泡体積 V_a が増加すると第2項のために一部は緩和されながらも各項の和は通常減少して、第4、第5項の増加を打ち消して行く。したがって応力解除が進むにつれて気泡体積 V_a は通常増加することとなる。このことは応力解除が進むと間げき水圧が低下し、気泡の析出量が増加することとしても理解できる。

間げき水圧を与える(3.31)式について考察すると、間げき水の圧縮性を無視した完全飽和^{註)}の場合に較べ最後の1項が附加された形となっている(3.4b式参照)。サンプリングの過程が進むと右辺第2、第3項は減少し、第4項は増加するので、間げき水圧 u は一般に減少するが、気泡体積率の増加 $(V_a - V_{a0})/V_0$ に比例し、土粒子骨格

の圧縮率 m_s に逆比例した値だけその減少が緩和されることになる。なお水圧減少の緩和量 $(V_a - V_{a0})(m_s V_0)$ が減少量自体 $(\Delta \sigma_3 + \bar{A} \Delta (\sigma_1 - \sigma_3))$ の絶対値に等しいと仮定すれば(3.32)式において第一項の減少が卓越して左辺は負となるので(いい換えれば気泡体積の増加量はそれほど多くはないので)通常の場合に間げき水圧 u が増加することは考えられない。次に(3.33)式で得られる飽和度についてはサンプリングの過程で V_a が増加するため次第に減少して行く。

正規圧密粘土の完全サンプリングにおいて初めに軸差応力が解除され、つぎに側圧が解除されたものとした時の気泡体積、間げき水圧、飽和度、間げき圧係数 B および平均有効主応力 σ_m' の1例を計算してみた。計算には表-3.2の条件を仮定し、結果を図-3.3にまとめた。上に考察した傾向がよく現われている。なお間げき圧係数 B が飽和度と同じように減少して行き、平均有効主応力 σ_m' がサンプリングの過程とともに減少して行くのも一般に予想される傾向と一致する。

3.2.4 完全試料の残留有効応力と飽和度

(1) 一般の場合

機械的なく乱を受けないいわゆる完全サンプリングにより原位置で正規圧密状態にある試料がその軸差応力 $(1 - K_0) \sigma_v'$ および側圧 $(K_0 \sigma_v' + u_0)$ をすべて解除され、いわゆる完全試料となった場合について考えてみよう。この場合には(3.16)式と(3.30)式とを(3.12a)式に代入し、前項と同様の手法を用いてその解を求めることもできるが、前項で得られた解にこの場合の応力変化量を代入した方が簡単である。

正規圧密粘土の完全サンプリングによる両主応力の変化量はつきようになる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta (\sigma_1 - \sigma_3) &= - (1 - K_0) \sigma_v' \\ \Delta \sigma_3 &= (K_0 \sigma_v' + u_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.36)$$

この条件を(3.31)式に代入し、またこの場合の間げき水圧(残留間げき水圧、 u_p)は残留有効応力と絶対値が等

註)「完全飽和」は原位置ではもちろんサンプリングの後にも気泡が発生しないことを意味するために名付けたもので、通常は間げき水の圧縮性が無視できることを指している。しかし粒子骨格の圧縮率が非常に小さい場合にはたとえ気泡が発生しなくてもその圧縮性を無視することができない。逆に骨格構造の圧縮率が大きい場合には多少の気泡があってもその圧縮性を無視できることもある。

しく符号が反対であることを考慮すれば、完全試料の残留有効応力 σ_p' が次式で与えられる。

表-3.2 数値計算に使用した標準常数值

初期間隙水圧,	u_o (t/m ²)	$z, z=20m$
鉛直有効応力,	σ_v' (t/m ²)	$0.6z, z=20m$
静止土圧係数,	K_0	0.5
水平有効応力,	$K_0\sigma_v'$ (t/m ²)	$0.3z, z=20m$
平均間隙圧係数,	\bar{A}	0.1
表面張力,	q (t/m)	7.4×10^{-6}
初期気泡半径,	r_o (m)	7.4×10^{-6}
初期飽和度,	S_o (%)	99
初期間隙率,	n_o	2/3
Henryの溶解係数,	H	0.02
飽和蒸気圧,	u_d (t/m ²)	-9.75
体積膨脹係数,	m_s (m ³ /t)	1×10^{-2}
	V_d/V_{ao}	1.98
	V_o/V_{ao}	150

$$\sigma_p' = -u_p = \sigma_v' \{K_0 + (1-K_0)\bar{A}p\} - (V_{ap} - V_{ao}) / (m_s V_o) \quad \dots\dots (3.37a)$$

完全飽和の場合の完全試料の残留有効応力は(3.7a)式で与えられるが、これを(3.37a)式と比較すれば V_{ap} が V_{ao} より大きいことから不飽和の場合には残留有効応力の小さくなる事がわかる。また(3.37a)式をつぎのように書き替えることができる。

$$\sigma_p' = \sigma_{pp}' - (V_{ap} - V_{ao}) / (m_s V_o) \quad \dots\dots (3.37b)$$

つきに完全試料についての条件式を求めると(3.36)式を(3.32)式に代入して次式が得られる。

$$\frac{V_{ao} + V_d}{V_{ap} + V_d} \left(u_o + \frac{2q}{r_o} - u_d \right) - \frac{2q}{r_o} \left(\frac{V_{ao}}{V_{ap}} \right)^{1/3} - \frac{V_{ap} - V_{ao}}{m_s V_o} + \sigma_{pp}' + u_d = 0 \quad \dots\dots (3.38)$$

したがって(3.37b)、(3.38)両式が不飽和を考慮した完全試料の残留有効応力を求める解である。完全試料の飽和度は(3.33)式と同様に次式で表わされ、

$$S_p = V_w / (V_{ap} + V_w) \quad \dots\dots (3.39)$$

(3.38)および(3.39)式がこの場合の解となる。

(3.37b)、(3.38) 両式で与えられる不飽和完全試料

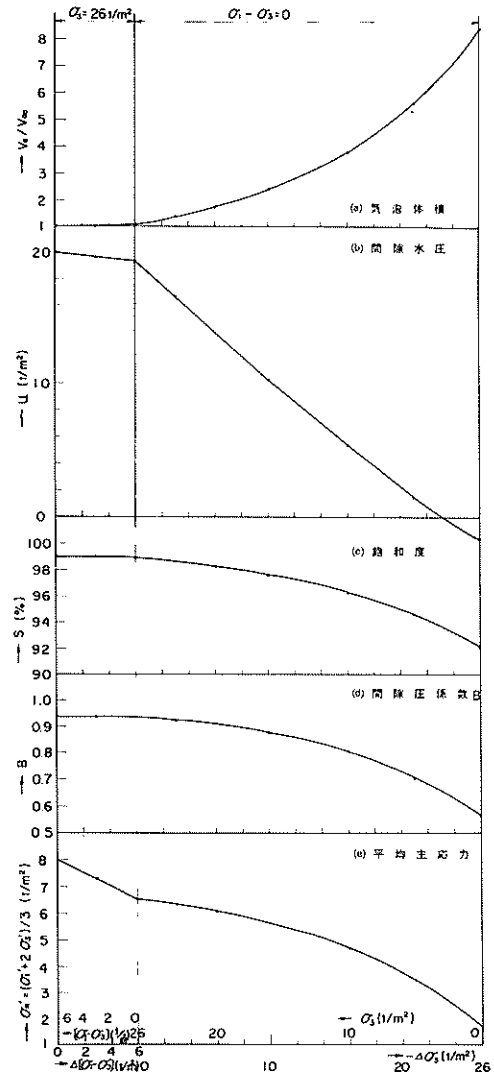
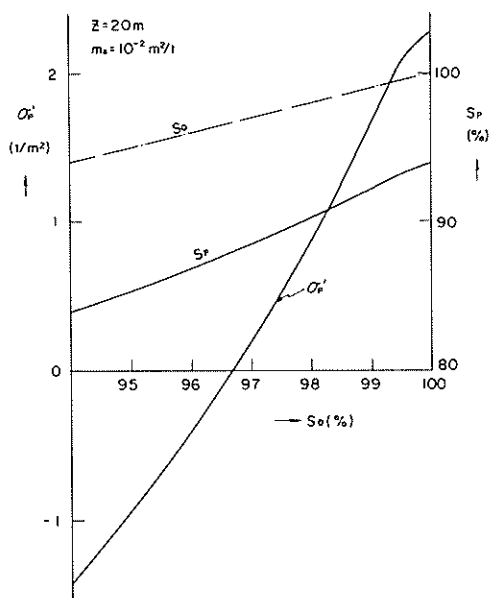


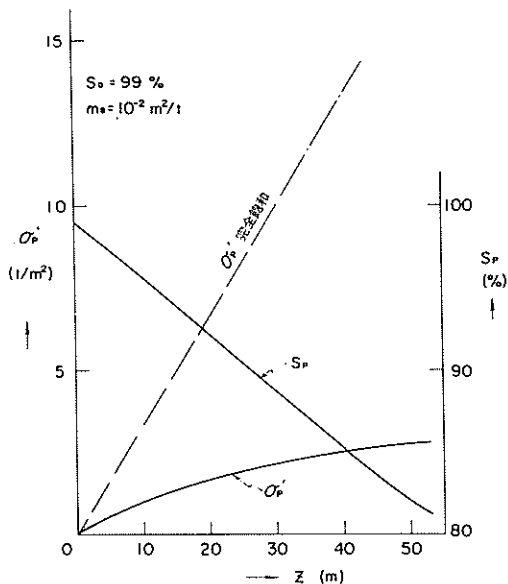
図-3.3 完全サンプリングに伴う気泡体積、間引き水圧、飽和度、間引き圧係数Bおよび平均主応力の変化

の残留有効応力 σ_p' と(3.39)式で与えられる飽和度 S_p がどのような値になるかの概念をつかむために2、3のケースについて数値計算を行なった。この時の諸常数については前項の例と同じ表-3.2の値を選んだ。図-3.4(a)に深さとの関係を示す。鎖線で示された完全飽和試料の残留有効応力が深さとともに直線的に増加するのに対し、不飽和試料ではそれほど増加せず、深くなるにつれて両者は急激に離れて行く。一方、飽和度は深さとともにほぼ直線的に減少し、40m 附近から僅かに凹の曲線となっている。図-3.4(b)は初期飽和度 S_o を変数とした場合である。残留有

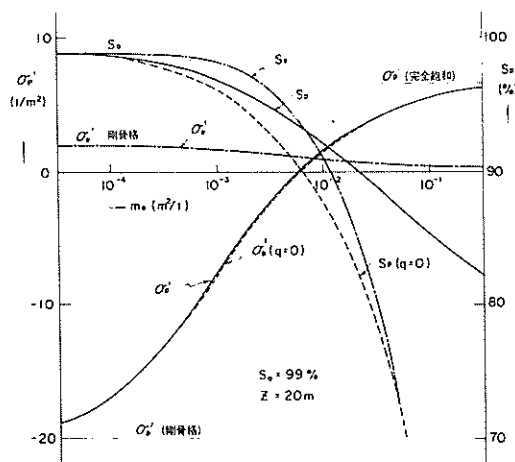
効応力、飽和度の両者とも僅かにS字型のカーブを描きながら初期飽和度の減少とともに減少している。鎖線で示された初期飽和度と完全試料の飽和度との差は S_0 が減少するにつれて大きくなり、不飽和をますます助長させている。初期飽和度が100%の場合でも残留有効効力が完全飽和の値6.6 (t/m^2)にならないのは初めに溶け込んでいる空気量として水の体積の2% ($H=0.02$)を想定しているためであるが、この場合には初期気泡半径 r_0 の仮定に問題があり、3.2.4(3)でさらに詳しい検討を加える。初期飽和度が97%以下になると残留有効効力は0を通り越して負の値となる。このことは残留間げき水圧の値が負ではなく正であることを示し、実際の試料では間げき水が浸み出して来ることを意味する。この傾向は図-3.4(c)の実線で示された粒子骨格の圧縮率 m_s との関係で一層明確となる。すなわち骨格構造の圧縮率が大きくて間げき水の圧縮率が比較的小さ



(b) 初期飽和度による変化



(a) 深さによる変化



(c) 粒子骨格の圧縮率による変化

図-3.4 完全試料の残留有効効力と飽和度

い場合には残留有効効力が完全飽和の値に近づくが、剛骨格の場合には原位置での水圧がそのまま残って残留有効効力は -20 (t/m^2)となる。また剛骨格の場合には飽和度も原位置での値から変化しない。なお(3.15b)式において対数項を一次項で近似したための誤差は表-3.2の条件を用いた場合、 V_{ap} で1%、 σ_p' で4%小さく、 S_p で0.08%大きかった。

図-3.4に示された残留有効効力と飽和度の値およびその範囲はある想定された条件での計算値であり、実際の

試料についても起り得るかどうかについては充分の検討を必要とする。問題点の第1は図-3.4(c)で想定した m_s の範囲であろう。Skempton(1961)によれば正規圧密粘土の圧縮率 m_s は $6 \times 10^{-3} m^2/t$ のオーダーで代表される。しかしサンプリングに伴う応力変化が概ね膨脹過程であることを考えればこれより1桁小さい値が妥当であり、 $7.5 \times 10^{-4} m^2/t$ のオーダーとされる過圧密粘土の圧縮率で代表されよう。したがって表-3.2で仮定した m_s は1桁大きい値であり、図-3.4(c)の横軸において中心より左寄りが見

実的な範囲であると考えられる。

問題点の第2は図-3.4に現れた負の残留有効応力すなわち正の残留間げき水圧であろう。筆者の経験によれば圧密試験終了後の膨張過程で荷重を0に近づけるとその体積圧縮係数は次第に大きくなり圧密時のそれに近い値となる。まして有効応力が負となるような場合には土粒子骨格の圧縮率がさらに大きくなるものと考えられ、3.2.2(3)で骨格構造の圧縮率を一定と仮定したこと自体に問題が残る。いずれにしても有効応力の減少につれて圧縮率が增大する性質は残留有効応力が負となる傾向を緩和する方向に働き、現実にはそれほど小さな残留有効応力にならないものと思われる。

問題点の第3はサンプリングの過程とその後に起る間げき水の移動であろう。サンプラーを引き上げる際の水の移動は無視し得るとしても、試料保存期間中の移動は実際問題でも考慮する必要がある。万一、上述のように残留間げき水圧が正となる場合には試料中の間げき水が浸み出し、やがて平衡を保った状態では残留有効応力が負となることは考えられない。これに対し、残留間げき水圧が負の場合には大気中に水の供給源がないので移動は起らず、水分の蒸発・凝結を別々にすれば、試料表面のメヌカスで一定の圧力差を保持することになる。しかし間げき中の空気分をも考慮した今度の場合には間げき水圧が負であっても必ずしも間げき流体の移動がないとは考えられず、しかも空気分が水分より容易に移動することをも考え合わせると現象は単純には推測できない。これについては改めて3.2.4(4)で考察する。

本項までの議論はSchurman(1966)が気泡を含んだ間げき水の圧縮率について考察した最近の研究を応用し、さらに飽和蒸気圧の項をも考慮したもので現象的にはかなり忠実なものである。しかし現実には気泡の半径(または水圧と気泡圧との差)を知るのが難しいことなどに難点があり、実際問題に直接応用することはできにくい。そこで以下にその近似解を求め、厳密解との比較から近似解の誤差あるいはその傾向を知る手掛りとしよう。

(2) 表面張力を無視した場合

気泡の半径が大きい場合には表面張力 q の影響を無視することができる。この場合(3.3.2)式は次のようになり、

$$\frac{V_{a0}+V_d}{V_a+V_d}(u_0-u_d) - \frac{V_a-V_{a0}}{m_s V_o} \{-\Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d\} = 0 \quad \dots\dots (3.4.0)$$

その解はつきのようなになる。

$$2V_a = V_{a0} - V_d - m_s V_o \{-\Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d\} \pm \sqrt{(V_{a0} + V_d - m_s V_o \{-\Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d\})^2 + 4m_s V_o (V_{a0} + V_d)(u_0 - u_d)} \quad \dots\dots (3.4.1a)$$

飽和蒸気圧 u_d が大気圧基準では通常負であることなどを考慮すると√内第2項の各因数はそれぞれ正となり、√内第1項の〔〕内は正負の2ケースが考えられる。いま、後者が正である場合を考えると複号が示す範囲はつぎのようになり、

$$\begin{aligned} \text{正符号} \quad & V_a > V_{a0} - m_s V_o \{-\Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d\} > -V_d \\ \text{負符号} \quad & V_a < -V_d < 0 \end{aligned}$$

現実には V_a が負となる場合は考えられないことから負符号を採ることができないのは明らかである。したがって、

$$2V_a = V_{a0} - V_d - m_s V_o \{-\Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d\} + \sqrt{(V_{a0} + V_d - m_s V_o \{-\Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d\})^2 + 4m_s V_o (V_{a0} + V_d)(u_0 - u_d)} \quad \dots\dots (3.4.1b)$$

(3.4.1b)式を(3.3.1)式に代入すれば表面張力を無視した場合の間げき水圧が次式で与えられる。

$$2u = u_0 + u_d + \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) - (V_{a0} + V_d) / (m_s V_o) + \sqrt{\{u_0 - u_d + \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) - (V_{a0} + V_d) / (m_s V_o)\}^2 + 4(u_0 - u_d)(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o)} \quad \dots\dots (3.4.2)$$

飽和度については(3.4.1b)式で求めた V_a を(3.3.3)式に用いて計算することができる。また、間げき圧係数 B については(3.3.5)式の q を無視し(3.3.4)式に代入した次式と(3.4.1b)式とを組み合わせることで計算することができる。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{(V_a + V_d)^2}{m_s V_o (V_{a0} + V_d)(u_0 - u_d)}} \quad \dots\dots (3.4.3)$$

(3.4.3)式で V_a による V の変化は小さいので B は $(V_a + V_d)$ の形で気泡体積の影響が現れ、サンプリングの過程が進んで V_a が増加すると B は次第に減少することがわかる。

完全試料の残留有効応力と飽和度に関して表面張力の影響を無視するとその解はつきのようなになる。まず(3.4.1b)式に(3.3.6)式を代入すると

$$2V_{ap} = V_{a0} - V_d + m_s V_o (\sigma_{pp}' + u_d) + \sqrt{(V_{a0} + V_d + m_s V_o (\sigma_{pp}' + u_d))^2 + 4m_s V_o (V_{a0} + V_d)(u_0 - u_d)} \quad \dots\dots (3.4.4)$$

となり(3.4.2)式に(3.3.6)式を代入するか(3.3.7b)式に(3.4.4)式を代入するところの場合の残留有効応力または残留間げき水圧が次式で与えられる。

$$2\sigma_p' = -2u_p = (V_{a0} + V_d) / (m_s V_o) + \sigma_{pp}' - u_d - \sqrt{\{(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o) + \sigma_{pp}' + u_d\}^2 + 4(u_o - u_d)(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o)} \dots (3.45a)$$

またこの場合の飽和度は(3.44)および(3.39)式から次式で与えられる。

$$S_p = \frac{2V_w / (m_s V_o)}{2V_w / (m_s V_o) + (V_{a0} - V_d) / (m_s V_o) + \sigma_{pp}' + u_d + \sqrt{\{(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o) + \sigma_{pp}' + u_d\}^2 + 4(u_o - u_d)(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o)}} \dots (3.46)$$

(3.45a)式をつぎのように変換すると残留有効応力の範囲を知るのに便利である。

$$\sigma_p' = \frac{-2u_d \sigma_{pp}'}{(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o) + \sigma_{pp}' - u_d} + \frac{-2u_o (V_{a0} + V_d) / (m_s V_o)}{\sqrt{\{(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o) + \sigma_{pp}' + u_d\}^2 + 4(u_o - u_d)(V_{a0} + V_d) / (m_s V_o)}} \dots (3.45b)$$

上式右辺の分母は各項すべて正であり、分子は第1項が正、第2項が負である。したがって残留有効応力の正負は分子各項の因数によって定まる。たとえば土粒子骨格の圧縮率 m_s が大きい軟弱粘土の場合や初期飽和度(したがって V_{a0})の小さい場合には残留有効応力が正の値になることがわかる。

つぎに土粒子骨格の圧縮率 m_s が非常に大きい場合(3.45b)式は次式となり、

$$\sigma_p' |_{m_s \rightarrow \infty} = \begin{cases} -u_d \dots \sigma_{pp}' + u_d > 0 \\ \sigma_{pp}' \dots \sigma_{pp}' + u_d < 0 \end{cases} \dots (3.47)$$

浅くて σ_p' したがって σ_{pp}' が小さいうちは完全飽和の場合と一致するが、どれ程深くとも大気圧から蒸気圧(真空基準)を差し引いた値以上にはなり得ない。逆に骨格構造の圧縮率 m_s が 0 に近づくときは次式となり

$$\sigma_p' |_{m_s \rightarrow 0} = -u_o \dots (3.48)$$

初期水圧 u_o がそのまま残ることになる(図-3.4(c)参照)。

(3.46)式において土粒子骨格の圧縮率 m_s を ∞ に近づけると、飽和度は 0 となり、 m_s を 0 に近づけると

$$S_p |_{m_s \rightarrow 0} = V_w / (V_{a0} + V_w) \dots (3.49)$$

となって初期飽和度と変わらないので m_s の大きいほど飽和度の小さくなるのがわかる。また深さ z が大きくなって、 σ_p' および u_o が大きくなると飽和度は小さくなる。

表面張力を無視した場合の σ_p' と S_p との一例を図-3.4(c)に点線で示した。使用した条件は表面張力 q を 0 と

したほかは表-3.2と同じである。図から判るように残留有効応力 σ_p' はほとんど変わらないが、飽和度 S_p は m_s の大きい部分で大きな差が見られる。これは空気圧を水圧と同じ($q=0$)としているために残留有効応力の大きな部分(水圧が小さな部分)では計算上気泡が大きく拡がることになるためである。

(3) 初期飽和の近似解

一般に海面下の原地盤では間げき水中に空気は十分溶け込んでいるが気泡は存在しないという状態が最も普通のケースであろうと思われる。^{註)}この場合はしかし(3.32)式において $r_o = V_{a0} = 0$ となり、このままでは解が求まらない。そこで(3.17)式に立ち戻って考察を改めよう。

原位置での初期状態で気泡が存在せず、しかも空気が十分に溶け込んでいる場合には(3.17)式はつぎのように表わせる。

$$(V_a + V_d) u_a = V_d u_o \dots (3.50)$$

また(3.21b)式はこの場合にも当てはまる。しかし(3.23)式はこの場合無意味なので(3.22)式をそのまま用いることとし、(3.21b)、(3.22)および(3.50)式から(3.26)式に相当するものとして次式が得られる。

$$u = \frac{V_d u_o}{V_a + V_d} - 4q \left(\frac{\pi N}{6V_d} \right)^{1/3} + u_d \dots (3.51a)$$

ここまでは真空基準で表わしてきた圧力をここで大気圧基準に戻すと(3.51a)式はつぎのように変る。

$$u = \frac{V_d (u_o + P_o)}{V_a + V_d} - 4q \left(\frac{\pi N}{6V_d} \right)^{1/3} + u_d \dots (3.51b)$$

ここに P_o は真空基準で表わした大気圧で 1.03 Kg/cm^2 である。

(3.51b)式で表わされる気泡体積と水圧との関係は一例を図-3.5に示すように、 V_a が 0 に近づくと間げき水圧 u は急激に減少し、 $V_a \rightarrow 0$ において $-\infty$ となる。このことはサンプリングのように気泡体積が増加する場合には気泡の発生する瞬間に水圧は $-\infty$ にまで下り、またUU試験のように側圧が増加して V_a が減少する場合には気泡が完全に

註) 土中で気泡が定常的に発生する有機質土のような場合には平衡状態においても気泡の存在が考えられる。しかし気泡の補給源がない一般の場合には一時的に気泡が存在しても気泡圧と間げき水圧との差から気泡が溶け込み拡散して上方に移動し、両者の間に圧力差のない海面を通じて大気中に散逸する傾向があって長期間の後には気泡のない状態で平衡を保つものと考えられる。一方空気が十分に溶け込んでいない化学的に不飽和な状態では逆に溶解空気が上方から移動し、長期的には飽和状態を保つものと思われる。

溶け込む瞬間に水圧が急激に低下することを意味し、実際の現象とは著しく矛盾する。Schuurman (1966)はこの間の現象をつぎのように説明している。すなわち、気泡が発生するとき（または気泡が完全に溶け込むとき）には N 個の気泡が同時に半径 0 から徐々に大きくなるのではなく、ある半径の気泡が徐々に個数を増しながら発生してゆき、同時にその平均半径も増大する過渡領域が存在する。そして V_a と u との関係は図-3.5の鎖線のようになり、過渡領域はかなりの範囲におよぶ。過渡領域がどこで終り、それまでの圧力関係がどうなるかについての詳細は明らかではないが、実用的にはつぎの仮定が一応許されるであろう。すなわち過渡領域は実線で表わされる曲線の頂点で終り、それまでは気泡体積にかかわらず一定の水圧となることにする。いい換えれば水圧が減少しようとする瞬間にある体積の気泡が発生し、その間の気泡圧は(3.50)式に従い、気泡の数は(3.51a)式に従い、また気泡の半径は(3.22)式に従うとするものである。

(3.51b)式を V_a について微分し、これを 0 と置けば、限界気泡体積 V_{ac} とこの時の気泡数 Nc との関係が得られる。

$$\frac{V_d(u_0+P_0)}{(V_{ac}+V_d)^2} - \frac{4q}{3V_{ac}} \left(\frac{\pi Nc}{6V_{ac}} \right)^{1/3} = 0 \quad \dots\dots (3.52)$$

仮定によりこの限界点での水圧がとりもなおさず原位置での初期水圧に等しいとするから(3.51b)式は次式となる。

$$\frac{V_d(u_0+P_0)}{V_{ac}+V_d} - 4q \left(\frac{\pi Nc}{6V_{ac}} \right)^{1/3} + u_d - u_0 = 0 \quad \dots\dots\dots (3.53)$$

(3.52)および(3.53)式より限界気泡数 Nc を求め、その後の気泡数が変わらない ($N=Nc$) との仮定からこれを(3.51b)式に代入し、限界状態以降の間げき水圧 u が次式で与えられる。

$$u = \frac{V_d(u_0+P_0)}{V_a+V_d} - \frac{3V_d V_{ac}(u_0+P_0)}{(V_{ac}+V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_a} \right)^{1/3} + u_d \quad \dots\dots\dots (3.54)$$

ここに $V_{ac} = V_d \{ \sqrt{U(3+U)} - (1+U) \} \quad \dots\dots\dots (3.55)$

$$U = \frac{u_0+P_0}{u_0-u_d} \quad \dots\dots\dots (3.56)$$

一方、上で仮定した過渡領域においても(3.11)式の関係が成り立つものとすれば、左辺は(3.15b)式と同様につぎのようになり（以下サフィックス c で限界状態を表わす）。

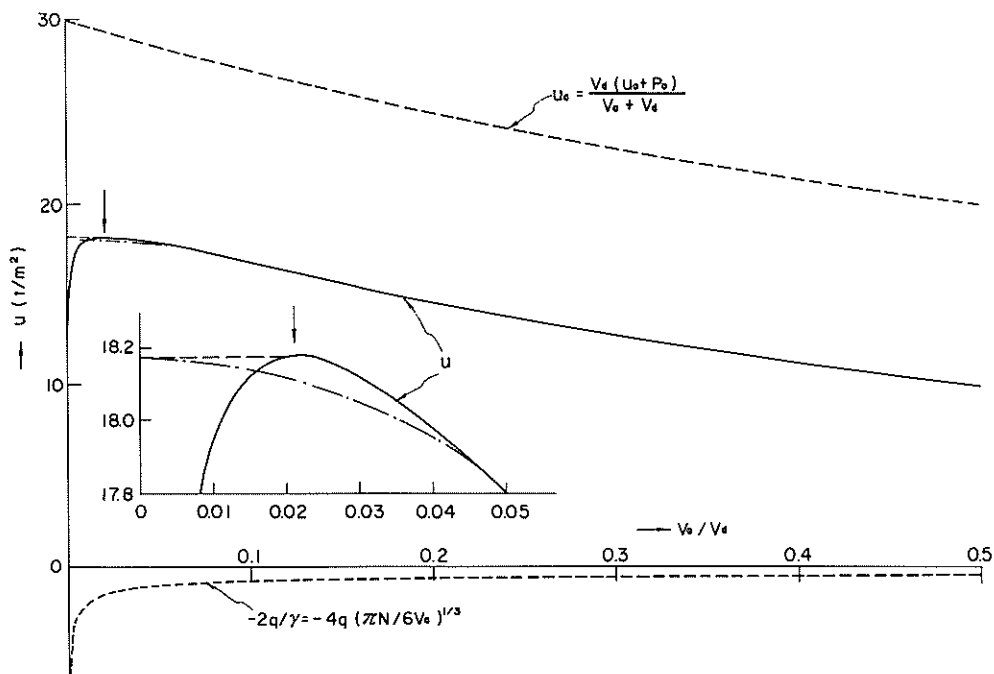


図-3.5 気泡体積と水圧との関係

$$\int_{u_0}^{u_0} n m_f du \equiv - \int_0^{V_{ac}} \frac{dV_a}{V} = - \ln \frac{V_c}{V_0}$$

$$\equiv \frac{-V_{ac}}{V_0} \dots\dots\dots (3.57)$$

右辺においてもこれに対応する有効応力の減少が伴わなければならないことになる。いまこれを等方有効応力 $\Delta\sigma'_3 = \Delta\sigma'_1$ に対応させることとし、軸差応力は変わらないものとするれば次式が得られる。

$$- \frac{V_{ac}}{V_0} = \int_{\sigma_3^0}^{\sigma_{3c}} \frac{d\sigma_3}{\sigma_3} = m_s \ln \frac{\sigma_{3c}}{\sigma_3^0} = m_s (\sigma_{3c} - \sigma_3^0)$$

$$= m_s \Delta\sigma_{3c}$$

$$\therefore \Delta\sigma_{3c} = -V_{ac} / (m_s V_0) \dots\dots\dots (3.58)$$

これをいい換えれば、サンプリングの過程が進んで $\Delta\sigma_{3c}$ だけ全応力が減少しても水圧は変化せず、これがそのまま有効応力の減少となってこの間に V_{ac} だけ試料の体積は増加すると仮定したことになる。実際の現象としては図-3.5の鎖線で示されたようにこの間にも間げき水圧は減少し、有効応力の減少は仮定したほどではないであろうが、図の実線で表わされる(3.51b)式をそのまま用いるよりも誤差は少ないであろう。

限界状態以降について3.2.3に用いた手法を適用すると、(3.15b)、(3.58)および(3.29)式の関係から初期飽和の場合の間げき水圧を与える次式が得られる。

$$u = u_0 + \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + (V_a - V_{ac}) / (m_s V_0)$$

$$+ V_{ac} / (m_s V_0) \dots\dots\dots (3.59a)$$

ここで(3.15b)および(3.57)式で行なった近似操作を元に戻し、再び近似を行なうと土式はつぎのようになる。

$$u = u_0 + \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + V_a / (m_s V_0) \dots\dots\dots (3.59b)$$

すなわち(3.31)式で $V_{a0} = 0$ とおいたものと変らない。(3.59b)式と(3.54)式とを組み合わせると初期飽和の場合の条件式として次式が得られる。

$$\frac{V_d(u_0 + P_0)}{V_a + V_d} - \frac{3V_d V_{ac}(u_0 + P_0)}{(V_{ac} + V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_a}\right)^{1/3} - \frac{V_a}{m_s V_0}$$

$$- \Delta\sigma_3 - \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) - u_0 + u_d = 0 \dots\dots\dots (3.60)$$

(3.54)式を V_a について微分すると、

$$\frac{du}{dV_a} = - \frac{V_d(u_0 + P_0)}{(V_a + V_d)^2} + \frac{V_d V_{ac}(u_0 + P_0)}{V_a(V_{ac} + V_d)^2}$$

$$\cdot \left(\frac{V_{ac}}{V_a}\right)^{1/3} \dots\dots\dots (3.61)$$

となり、(3.34)式と組み合わせてこの場合の間げき圧係数Bを求めることができる。ただし過渡領域においては水圧が変らないとの仮定から $B = 0$ とすることになる。つぎに原位置で飽和状態にあった土が完全試料となった場合について考察しよう。(3.59b)式と(3.36)式とから完全試料の残留有効応力と間げき水圧とがつぎのようになる。

$$\sigma_p' = -u_p = \sigma_{pp}' - V_{ap} / (m_s V_0) \dots\dots\dots (3.62)$$

この場合の条件式は(3.36)式を(3.60)式に代入して次式となる。

$$\frac{V_d(u_0 + P_0)}{V_{ap} + V_d} - \frac{3V_d V_{ac}(u_0 + P_0)}{(V_{ac} + V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_{ap}}\right)^{1/3}$$

$$- \frac{V_{ap}}{m_s V_0} + \sigma_{pp}' + u_d = 0 \dots\dots\dots (3.63)$$

表-3.2の条件(ただし $S_0 = 100\%$)を用いて初期飽和完全試料の残留有効応力と飽和度を計算すると $\sigma_p' = 2.46$ (t/m^2)、 $Sp = 94.2$ (%)となる。図-3.4(b)に示された $\sigma_p' = 2.27$ (t/m^2)、 $Sp = 93.9$ (%)に較べると残留有効応力で8%、飽和度で0.3%大きくなっている。

(3.60)式において表面張力の影響を表わす第2項を除き、3.2.4(2)と同様の検討を加えると、初期飽和で表面張力を無視した場合の気泡体積が次式で与えられる。

$$2V_a = -V_d - m_s V_0 \{ \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d \}$$

$$+ \sqrt{ \{ V_d - m_s V_0 \{ \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + u_0 - u_d \} \}^2 + 4V_d m_s V_0 (u_0 + P_0) } \dots\dots\dots (3.64)$$

上式を(3.59b)式に代入してこの場合の間げき水圧はつぎのようになる。

$$2u = u_0 + u_d + \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) - V_d / (m_s V_0)$$

$$+ \sqrt{ \{ u_0 - u_d + \Delta\sigma_3 + \bar{A}\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) - V_d / (m_s V_0) \}^2 + 4V_d (u_0 + P_0) / (m_s V_0) } \dots\dots\dots (3.65)$$

また間げき圧係数Bについては(3.61)式で表面張力の影響を表わす右辺第2項を無視し、これを(3.34)式に代入して次式となる。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{(V_a + V_d)^2}{m_s V V_d (u_0 + P_0)}} \dots\dots\dots (3.66)$$

(3.36)式を(3.65)式に代入すると表面張力を無視した場合の初期飽和完全試料の残留有効応力が次式で与えられる。

$$2\sigma_p' = -2u_p = V_d / (m_s V_0) + \sigma_{pp}' - u_d$$

$$- \sqrt{ \{ V_d / (m_s V_0) + \sigma_{pp}' + u_d \}^2 + 4V_d (u_0 + P_0) / (m_s V_0) } \dots\dots\dots (3.67)$$

またこの時の気泡体積は(3.64)式からつぎのようになる。

$$2V_{ap} = -V_d + m_s V_o (\sigma_{pp}' + u_d) + \sqrt{\frac{\{V_d + m_s V_o (\sigma_{pp}' + u_d)\}^2}{+4V_d m_s V_o (u_o + P_o)}} \dots\dots\dots (3.68)$$

表-3.2の条件では(3.67)式から $\sigma_p' = 2.45 (t/m^2)$ 、(3.68)式から $S_p = 94.1 (\%)$ となり表面張力の影響を考えた場合とほとんど変わらない。

(4) 空気分の移動を考えた場合

これまでに述べた議論は試料の構成々分に移動がないとの仮定に立っているが、3.2.4(1)にも述べたように実際のサンプリングにおいてはその構成々分、ことに空気分の移動は容易に起り得るものと思われ、これに伴う応力の変化についても考慮する必要がある。

採取した試料の気泡圧力が大気圧とは異なる場合、間げき水への溶解度が異なるために間げき水を通じて空気分の移動が起こる。たとえば気泡圧が大気圧より大きい場合には気泡の周りで溶解空気濃度が高くなり、濃度の低い大気側へ拡散して大気中に析出することとなってついに両圧力が等しいところで平衡する。空気分が散逸(または集積)すると試料中の気泡圧、したがって間げき水圧も変化し、有効応力の変化のために試料自体の体積も変化する。この場合土粒子の散逸はなく、またその圧縮性も無視できるので、体積変化はすなわち土粒子骨格の圧縮量(または膨張量)に等しい。

$$-dV = m_s V d\sigma'_3 \dots\dots\dots (3.69a)$$

ところで水分の散逸は空気分のそれほど容易ではないのでここでは水分の移動がないものと仮定する。通常、水の圧縮率は無視できるので体積変化はすなわち気泡体積の変化に帰し、これが土粒子骨格の圧縮量と等しくなる。

$$-dV = -dV_a = m_s V d\sigma'_3 \dots\dots\dots (3.69b)$$

空気分の移動のない採取直後の状態から平衡までの過程を述べ、

$$-\int \frac{V_{ae}}{V_{ai}} \frac{dV_a}{V} = \int \frac{-u_e}{-u_i} m_s d\sigma'_3 \dots\dots\dots (3.70)$$

ここに V_{ai} : 採取直後の気泡体積 (cm^3)

V_{ae} : 平衡後の気泡体積 (cm^3)

u_i : 採取直後の間げき水圧でこの時の残留有効応力 σ'_i の負数 (Kg/cm^2)

u_e : 平衡後の間げき水圧でこの時の残留有効応力 σ'_e の負数 (Kg/cm^2)

(3.70)式の左辺は(3.15a)式と同じ形であり、右辺は(3.29)式左辺の第一項と同じ形であって、その解はつ

ぎのようになる。

$$m_s (u_i - u_e) = -\ln \frac{V_e}{V_i} = -\frac{V_{ae} - V_{ai}}{V_i} \dots\dots\dots (3.71a)$$

$$\therefore u_e = u_i + (V_{ae} - V_{ai}) / (m_s V_i) \dots\dots\dots (3.71b)$$

ここに V_i : 採取直後の試料体積 (cm^3)

V_e : 平衡後の試料体積 (cm^3)

一方、平衡後の間げき水圧についても(3.21b)式は成り立つが、ここでは外気の相対湿度も100%になっている場合を考え、気泡内の空気圧は大気圧から飽和蒸気圧を差し引いた値で平衡しているものとするれば、

$$u_e = P_o - 2q / r_e \dots\dots\dots (3.72a)$$

ここに r_e は平衡後の気泡半径(cm)を表わす。(3.72a)式は真空基準で表わしたものであり、これを大気圧基準に引き戻すと結局次式となる。

$$u_e = -2q / r_e \dots\dots\dots (3.72b)$$

気泡の数が変わらないとの仮定からこの場合にも(3.23)式が成り立つので、(3.71b)および(3.72b)式を組み合わせてつぎの条件式が得られる。

$$\frac{2q}{r_i} \left(\frac{V_{ai}}{V_{ac}} \right)^{1/3} + \frac{V_{ae} - V_{ai}}{m_s V_i} + u_i = 0 \dots\dots\dots (3.73a)$$

または

$$\frac{2q}{r_i} \left(\frac{V_{ai}}{V_{ac}} \right)^{1/3} + \frac{V_{ae} - V_{ai}}{m_s V_i} - \sigma'_i = 0 \dots\dots\dots (3.73b)$$

ここに r_i は試料採取直後の気泡半径(cm)である。したがって3.2.4(1)の場合と同様にその残留有効応力 σ'_e は(3.71b)式からつぎのようになり、

$$\sigma'_e = -u_e = \sigma'_i - (V_{ae} - V_{ai}) / (m_s V_i) \dots\dots\dots (3.74a)$$

気泡体積が増加する場合には残留有効応力が減り、体積が減少する場合には残留有効応力の増加することがわかる。ここで(3.73b)式の関係を(3.74a)式に代入すると、

$$\sigma'_e = \frac{2q}{r_i} \left(\frac{V_{ai}}{V_{ac}} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (3.74b)$$

となり、完全に平衡した保存試料の残留有効応力は表面張力に起因する気泡と水との圧力差であって、必ず正となることがわかる。さらに、表面張力の影響が無視し得るものとするればその残留有効応力もほぼ0となることが判る。

3.2.4(1)に述べた完全試料について上述の議論を適用してみよう。(3.73b)および(3.23)式の関係を(3.73b)式に代入し、(3.15b)および(3.71a)式で行なった近似の操作を元に戻すことによってこの場合の条件式と

して次式が得られる。

$$\frac{2q}{r_o} \left(\frac{V_{ao}}{V_{ae}} \right)^{1/3} + \frac{V_{ae} - V_{ao}}{m_s V_o} - \sigma p p' = 0 \quad \dots\dots\dots (3.75)$$

また残留有効応力は(3.74a)式に(3.37b)式を代入し、上と同様の操作を経て次式となる。

$$\sigma e' = -u_e = \sigma p p' - (V_{ae} - V_{ao}) / (m_s V_o) \quad \dots\dots\dots (3.76a)$$

$$= \frac{2q}{r_o} \left(\frac{V_{ao}}{V_{ae}} \right)^{1/3} \quad \dots\dots\dots (3.76b)$$

(3.75)、(3.76a)および(3.39)式の関係を用い、表-3.2の条件を使って完全試料の保存後の残留有効応力と飽和度を求めた1例を図-3.4(c)に鎖線で示す。上述したように採取直後には負の有効応力となった m_s の小さい範囲でも保存試料の残留有効応力はすべて正となり、しかも全域に亘って非常に小さいものとなる。3.2.4(1)の終りに現実に有り得る試料の残留有効応力について考察したが、上のことから実際のサンプリングにおいて試料がしばらく放置された場合には大きな残留有効応力あるいは負の残留有効応力が測定されることはないと推察される。

つぎに原位置で飽和状態にあった土の完全試料について保存後の残留有効応力を求めてみよう。(3.62)式を(3.74a)式に代入し、(3.76a)式を求めた場合と同様にして次式を得る。

$$\sigma e' = -u_e = \sigma p p' - V_{ae} / (m_s V_o) \quad \dots\dots\dots (3.77a)$$

また(3.73b)式に(3.62)式を代入し、表面張力項 $2q/r_i$ に(3.63)式の第2項を代入してこの場合の条件式がつぎのようになる。

$$\frac{3V_d V_{ac} (u_o + P_o)}{(V_{ac} + V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_{ae}} \right)^{1/3} + \frac{V_{ae}}{m_s V_o} - \sigma p p' = 0 \quad \dots\dots\dots (3.78)$$

したがって(3.77a)式をつぎのように書き直すこともできる。

$$\sigma e' = \frac{3V_d V_{ac} (u_o + P_o)}{(V_{ac} + V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_{ae}} \right)^{1/3} \quad \dots\dots\dots (3.77b)$$

表-3.2に示した条件(ただし $S_o = 100\%$)を用いて初期飽和完全試料の空気分移動後の残留有効応力と飽和度を計算すると $\sigma e' = 0.04$ (t/m^2)、 $S_e = 91.0$ (%) となり、しばらく放置した試料の残留有効応力は実際上0に近い値となることが判る。

3.2.5 UU試験における残留有効応力

前項までに述べたように機械的なかく乱のないいわゆる完全試料であっても間げき中に含まれる気泡、あるいは間げき水中に溶け込んでいる空気分によってその残留有効

力は大幅に低減し、飽和度が低下する。残留有効応力の低下がこのような不飽和土の強度にどう影響するかは必ずしも明らかではないが、傾向的にはこれが強度の低下となって現われるものと考えられる。すなわち間げき中の気泡や溶解空気は見掛け上のかく乱を増大させ、一軸圧縮試験による qu 値を低下させるものと考えられる。

この意味から三軸試験機による非圧密非排水(UU)試験で間げきの飽和度を100%にしてからせん断する方法は見掛けのかく乱をなくすことになり、完全にかく乱強度により近い値が得られることになる。以下UU試験における拘束圧と残留有効応力との関係について考察を進めよう。

UU試験に用いられる拘束圧は等方であり、(3.31)式はつぎのようになる。

$$u = u_u + \sigma - (V_{au} - V_a) / (m_s V_u) \quad \dots\dots\dots (3.79a)$$

ここに u_u : UU試験供試体の初期間げき水圧 (Kg/cm^2)

σ : UU試験における拘束圧 (Kg/cm^2)

V_{au} : 初期気泡体積 (cm^3)

V_u : 供試体の初期体積 (cm^3)

同様に(3.32)式に相当する条件式はつぎのようになる。

$$\frac{V_{au} + V_d}{V_a + V_d} \left(u_u + \frac{2q}{r_u} - u_d \right) - \frac{2q}{r_u} \left(\frac{V_{au}}{V_a} \right)^{1/3} + \frac{V_{au} - V_a}{m_s V_u} - \sigma - u_u + u_d = 0 \quad \dots\dots\dots (3.80)$$

ここに r_u は気泡の初期半径 (cm) である。

この時の残留有効応力 σ' は拘束圧 σ から(3.79a)式で表わされる水圧 u を差し引いたものであり、

$$\sigma' = \sigma - u = (V_{au} - V_a) / (m_s V_u) - u_u \quad \dots\dots\dots (3.79b)$$

初期残留有効応力 ($-u_u$) より気泡体積率の減少に比例し、土粒子骨格の圧縮率に逆比例した量だけ大きくなるのがわかる。

なおこの時の飽和度は(3.80)式と(3.33)式から求めることができ、間げき圧係数 B は(3.34)、(3.80)および(3.35)式の関係から求めることができる。

一般にUU試験の拘束圧は大きめにとり、完全に飽和 ($B=1$) したことを確かめてから試験するのが普通である。この場合には(3.80)式の V_a は0となり、表面張力による圧力差を表わす第2項が ∞ となってこの式は成り立たない。これは3.2.4(3)で考察した初期飽和の逆の過程であり、3.2.4(3)と同様の手法で近似解を求める必要がある。

3.2.4(3)で限界状態を定めた(3.51b)式に相当するものは、この場合(3.26)式の関係であり、つぎのように表わされる。

$$u = \frac{V_{au} + V_d}{V_a + V_d} \left(u_u + \frac{2q}{r_u} - u_d \right) - \frac{2q}{r_u} \left(\frac{V_{au}}{V_a} \right)^{\frac{1}{3}} + u_d \quad \dots\dots\dots (3.81)$$

上式を V_a で微分して 0 と置くことにより、限界気泡体積 V_{ac}' を与える次式が得られる。

$$\frac{V_{au} + V_d}{(V_{ac}' + V_d)^2} \left(u_u + \frac{2q}{r_u} - u_d \right) - \frac{2q}{3r_u V_{ac}'} \left(\frac{V_{au}}{V_{ac}'} \right)^{\frac{1}{3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.82)$$

3.2.4(3)では水圧が既知の原位置において飽和しているケースであったが、ここで取り扱うのは飽和時の水圧が未知の逆過程であり、限界気泡体積を与える式も異なるものとなった。

限界状態における間げき水圧 u_c は (3.81) および (3.82) 式を組み合わせて求めることができ、この時の拘束圧 σ_c は (3.79a) 式からつぎのようになる。

$$\sigma_c = u_c - u_u + (V_{au} - V_{ac}') / (m_s V_u) \quad \dots\dots\dots (3.83)$$

3.2.4(3)で仮定したのと同様に限界間げき水圧 u_c はさらに拘束圧が増しても気泡が完全になくなるまでは変わらず、この間の拘束圧の増分 $\Delta \sigma_c$ はそのまま有効応力の増分になるものとしよう。拘束圧の増分 $\Delta \sigma_c$ は (3.58) 式を求めたと同様の手続きによりつぎのようになる。

$$\Delta \sigma_c = V_{ac}' / (m_s V_c') \quad \dots\dots\dots (3.84)$$

ここに V_c' は限界状態での供試体体積 (cm³) である。

気泡が完全に溶け込む時 (最終状態と名付け、サフィックス f で表わす) の拘束圧は (3.83)、(3.84) および (3.81) 式の関係から次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_f &= \sigma_c + \Delta \sigma_c \\ &= \frac{V_{au} + V_d}{V_{ac}' + V_d} \left(u_u + \frac{2q}{r_u} - u_d \right) - \frac{2q}{r_u} \left(\frac{V_{au}}{V_{ac}'} \right)^{\frac{1}{3}} \\ &\quad + \frac{V_{au}}{m_s V_u} - u_u + u_d \quad \dots\dots\dots (3.85) \end{aligned}$$

またこの時の残留有効応力すなわち最終残留有効応力は、間げき水圧が過渡領域で変らないとの仮定からつぎのようになり、

$$\sigma_f' = \sigma_f - u_c = V_{au} / (m_s V_u) - u_u \quad \dots\dots\dots (3.86)$$

(3.79b) 式において $V_a = 0$ とおいたものと変らない。

3.2.4(1)で求めた完全試料について上述の議論を適用してみよう。(3.37b) 式を (3.79a) 式に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} u &= \sigma - \sigma_{pp}' + (V_{ap} - V_{ao}) / (m_s V_o) \\ &\quad - (V_{ap} - V_a) / (m_s V_p) \quad \dots\dots\dots (3.87a) \end{aligned}$$

土粒子骨格の圧縮率 m_s は膨張時、圧縮時ともに等しいとすれば、上式右辺の第 2、第 3 項は近似操作の複元で統一され次式となる。

$$\sigma' = \sigma - u = \sigma_{pp}' - (V_u - V_{ao}) / (m_s V_o) \quad \dots\dots (3.87b)$$

上式で気泡体積 V_a を原位置での体積 V_{ao} に一致させると残留有効応力は完全飽和の場合と同じになる。気体の圧縮、溶解の可逆性を考えれば、この時の水圧は原位置でのそれと等しい。したがって、完全試料の残留有効応力を完全飽和の場合と同じにするためにはその間げき水圧を原位置でのそれと等しくするか、またはその拘束圧を完全飽和完全試料の残留有効応力 (σ_{pp}') と原位置での水圧との和に等しくすればよいことになる。

なお完全試料についての条件式は (3.80) 式に相当するものが次式となる。

$$\begin{aligned} \frac{V_{ao} + V_d}{V_a + V_d} \left(u_o + \frac{2q}{r_o} - u_d \right) - \frac{2q}{r_o} \left(\frac{V_{ao}}{V_a} \right)^{\frac{1}{3}} \\ - \frac{V_a - V_{ao}}{m_s V_o} - \sigma + \sigma_{pp}' + u_d = 0 \quad \dots\dots\dots (3.88) \end{aligned}$$

同様に完全試料の飽和度は (3.88) および (3.33) 式から間げき圧係数 B は (3.34)、(3.35) および (3.88) 式から求めることができる。

完全試料の限界気泡体積を与える式は (3.82) 式からつぎのようになる。

$$\begin{aligned} \frac{V_{ao} + V_d}{(V_{ac}' + V_d)^2} \left(u_o + \frac{2q}{r_o} - u_d \right) \\ - \frac{2q}{3r_o V_{ac}'} \left(\frac{V_{ao}}{V_{ac}'} \right)^{\frac{1}{3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.89) \end{aligned}$$

この時の限界間げき水圧は (3.81) 式から次式で与えられる。

$$\begin{aligned} u_c = \frac{V_{ao} + V_d}{V_{ac}' + V_d} \left(u_o + \frac{2q}{r_o} - u_d \right) \\ - \frac{2q}{r_o} \left(\frac{V_{ao}}{V_{ac}'} \right)^{\frac{1}{3}} + u_d \quad \dots\dots\dots (3.90) \end{aligned}$$

(3.89) および (3.90) の 2 式は必ずしも完全試料でなくとも構成々分に異動のあるもの (保存試料) を除いたすべてのかく乱試料について成り立つ。

完全試料の限界拘束圧 σ_c 、最終拘束圧 σ_f および最終残留有効応力 σ_f' はそれぞれつぎのようになる。

$$\sigma_c = u_c + \sigma_{pp}' - (V_{ac}' - V_{ao}) / (m_s V_o) \quad \dots\dots (3.91)$$

$$\sigma_f' = \sigma_f - u_c = \sigma'_{pp} + V_{ao} / (m_s V_o) \quad \dots\dots\dots (3.92)$$

(3.92)式から一般に完全試料のUU試験における最終残留有効応力は完全飽和完全試料の残留有効応力より原位置での気泡体積率 V_{ao}/V_o に比例し、体積圧縮係数 m_s に逆比例した値だけ大きくなることわかる。

(3.87a)~(3.92)式等を用い、完全試料のUU試験における残留有効応力、飽和度および間げき圧係数Bの変化を表一3.2の条件で計算すると図一3.6のようになり、一般に知られている傾向と一致する。

次に3.2.4(3)で求めた初期飽和完全試料について考えてみよう。(3.62)式で与えられるこの場合の残留間げき水圧を(3.79b)式に代入して次式が導かれ、

$$\sigma' = \sigma - u = \sigma'_{pp} - V_a / (m_s V_o) \quad \dots\dots\dots (3.93)$$

(3.87b)式で $V_{ao} = 0$ とおいたものと変らない。(3.80)式に(3.54)、(3.62)式等の関係を入れるとこの場合の条件式が次のようになる。

$$\frac{V_d(u_o + P_o)}{V_a + V_d} - \frac{3V_d V_{ac}(u_o + P_o)}{(V_{ac} + V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_a}\right)^{1/3} - \frac{V_a}{m_s V_o} - \sigma + \sigma'_{pp} + u_d = 0 \quad \dots\dots\dots (3.94)$$

限界状態の仮定が3.2.4(3)の場合と同じであることから限界気泡体積 V_{ac}' が3.2.4(3)で求めた V_{ac} と等しく、限界間げき水圧 u_c が原位置での水圧 u_o と等しいことは当然であるが、本項の初めに考察した一般の場合と同様の手続き

を経てもこのことが確かめられる。なおこの場合の限界拘束圧 σ_c および最終残留有効応力 σ_f' はそれぞれつぎのようになり、

$$\sigma_c = u_o + \sigma'_{pp} - V_{ao} / (m_s V_o) \quad \dots\dots\dots (3.95)$$

$$\sigma_f' = \sigma_f - u_o = \sigma'_{pp} \quad \dots\dots\dots (3.96)$$

初期飽和完全試料の最終残留有効応力は完全飽和完全試料の残留有効応力と一致する。

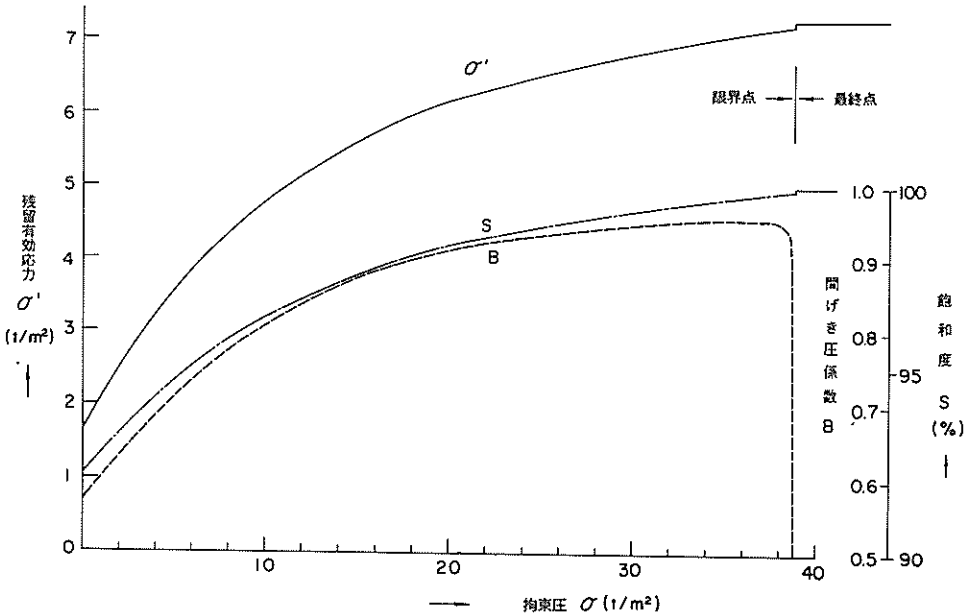
つぎに3.2.4(4)で求めた保存完全試料について考察しよう。まず、(3.76a)式を(3.79b)式に代入して拘束圧 σ と間げき水圧 u との関係が完全試料の場合とまったく同じ(3.87)式で表わされることがわかる。ただしこの場合の条件式は完全試料の場合とは異なり次式となる。

$$\frac{u_d(V_{ae} + V_d)}{V_a + V_d} + \frac{2q}{r_o} \left(\frac{V_{ao}}{V_a}\right)^{1/3} + \frac{V_a - V_{ao}}{m_s V_o} + \sigma - \sigma'_{pp} - u_d = 0 \quad \dots\dots\dots (3.97)$$

ここに初期気泡体積 V_{ae} は(3.75)式から決定される。保存完全試料の限界間げき水圧 u_c は(3.23)、(3.72b)、(3.81)および(3.82)式からつぎのようになる。

$$u_c = -\frac{u_d(V_{ae} + V_d)}{V_{ac}' + V_d} - \frac{2q}{r_o} \left(\frac{V_{ao}}{V_{ac}'}\right)^{1/3} + u_d \quad \dots\dots\dots (3.98)$$

$$\frac{u_d(V_{ae} + V_d)}{(V_{ac}' + V_d)^2} + \frac{2q}{3r_o V_{ac}'} \left(\frac{V_{ao}}{V_{ac}'}\right)^{1/3} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.99)$$



図一3.6 UU試験における完全試料の残留有効応力と飽和度

また限界拘束圧 σ_c 、最終拘束圧 σ_f および最終残留有効応力 σ_f' はそれぞれ完全試料の場合と変わらず、(3.91)および(3.92)式を適用できる。このうち前二者は限界間げき水圧が異なるために同じ数値とはならないが、最終残留有効応力 σ_f' はその値まで完全試料の場合と等しくなる。すなわち採取直後の完全試料と保存後のそれとでは各々の残留有効応力は大きく異なるが、これをUU試験に供した場合、最終的にはいずれも同一の残留有効応力となることがわかる。

つぎに初期飽和完全試料を保存後UU試験に供した場合を考えよう。(3.77a)式を(3.79b)式に代入すると(3.93)式で表わされる初期飽和完全試料の場合と同じ結果が得られ、一般の完全試料との関係に準ずることがわかる。ただしこの場合にも条件式は異なり、つぎのようになる。

$$\frac{u_d(V_{ac}+V_d)}{V_a+V_d} + \frac{3V_dV_{ac}(u_o+P_o)}{(V_{ac}+V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_a}\right)^3 + \frac{V_a}{m_sV_o} + \sigma - \sigma'_{pp} - u_d = 0 \quad \dots\dots\dots (3.100)$$

ここに初期気泡体積 V_{ae} は(3.78)式から決定される。初期飽和保存完全試料の限界間げき水圧 u_c はつぎの2式で与えられる。

$$u_c = -\frac{u_d(V_{ae}+V_d)}{V_{ac}'+V_d} - \frac{3V_dV_{ac}(u_o+P_o)}{(V_{ac}'+V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_{ac}'}\right)^3 + u_d \quad \dots\dots\dots (3.101)$$

$$\frac{u_d(V_{ae}+V_d)}{(V_{ac}'+V_d)^2} + \frac{V_dV_{ac}(u_o+P_o)}{V_{ac}'(V_{ac}'+V_d)^2} \left(\frac{V_{ac}}{V_{ac}'}\right)^3 = 0 \quad \dots\dots\dots (3.102)$$

また限界拘束圧 σ_c 、最終拘束圧 σ_f および最終残留有効応力 σ_f' はこれも保存完全試料の場合と同じく初期飽和完全試料の(3.95)および(3.96)式が適用される。

最後に表面張力の影響を無視した場合について考察しよう。一般に不飽和土をUU試験に供した場合の気泡体積と間げき水圧はそれぞれ(3.41b)および(3.42)式よりつぎのようになる。

$$2V_a = V_{au} - V_d - m_sV_u (\sigma + u_u - u_d) + \sqrt{\{V_{au}+V_d - m_sV_u (\sigma + u_u - u_d)\}^2 + 4m_sV_u (V_{au}+V_d)(u_u - u_d)} \quad \dots\dots\dots (3.103)$$

$$2u = u_u + u_d + \sigma - (V_{au}+V_d)/(m_sV_u) + \sqrt{\{u_u - u_d + \sigma - (V_{au}+V_d)/(m_sV_u)\}^2 + 4(u_u - u_d)(V_{au}+V_d)/(m_sV_u)} \quad \dots\dots\dots (3.104a)$$

したがってその残留有効応力は次式となる。

$$2\sigma' = 2\sigma - 2u$$

$$= \sigma - u_u - u_d + (V_{au}+V_d)/(m_sV_u) - \sqrt{\{ \sigma + u_u - u_d - (V_{au}+V_d)/(m_sV_u) \}^2 + 4(u_u - u_d)(V_{au}+V_d)/(m_sV_u)} \quad \dots\dots\dots (3.104b)$$

また飽和度は(3.103)式を(3.33)式に代入してつぎのようになる。

$$\frac{2}{S} = 1 - \frac{1}{S_u} - H - \frac{m_s}{n_u S_u} (\sigma + u_u - u_d) + \sqrt{\left\{ 1 - \frac{1}{S_u} - H + \frac{m_s}{n_u S_u} (\sigma + u_u - u_d) \right\}^2 - \frac{4m_s}{n_u S_u} \left(1 - \frac{1}{S_u} - H\right) (u_u - u_d)} \quad \dots\dots\dots (3.105)$$

ここに n_u, S_u はそれぞれ初期間げき率および初期飽和度である。なお間げき圧係数 B は(3.43)式と(3.103)式から求めることができる。

表面張力の影響を無視した場合の最終残留有効応力は(3.79b)式で $V_a=0$ としてつぎのようになり、

$$\sigma_f' = \sigma_f - u_f = V_{au}/(m_sV_u) - u_u \quad \dots\dots\dots (3.106)$$

またこの時の拘束圧は(3.80)式で $q=0, V_a=0$ としてつぎのようになる。

$$\sigma_f = \frac{V_{au}}{V_d} (u_u - u_d) + \frac{V_{au}}{m_sV_u} \quad \dots\dots\dots (3.107)$$

(3.106)および(3.107)式から最終状態までの水圧の増分を求めると次式となり、

$$\Delta u = u_f - u_u = \frac{V_{au}}{V_d} (u_u - u_d) = \frac{1-S_u}{HS_u} (u_u - u_d) \quad \dots\dots\dots (3.108)$$

飽和蒸気圧を無視 ($u_d = -P_o$) すれば Bishop(1957)の式と一致する。

3.2.6 実測との比較

昭和43年度、岡山県錦海湾におけるサンプリング実験に併行して残留間げき水圧の測定を行なった(松本、堀江、奥村、1969)。測定は代表的な数孔について行ない、サンプリング方法の相異による残留有効応力の差を明らかにすることが目的であったが、間げき中の空気分のため全般にかなり小さな値となり、またボーリング孔毎の差も明瞭ではなく、目的を達するには至らなかった。測定結果を一括して図-3.7に示す。かなりのばらつきはあるが、一般的には深さとともにほぼ直線的に増加している。

一方持ち帰った一部の試料についてUU試験を行なった。成形した時の残留有効応力と、側圧を上げた時の最終残留有効応力とをそれぞれ図-3.7に併示する。保存期間が

長かったので乾燥の影響も考えられ、qu 供試体より幾分大きな初期残留有効応力となっており、最終残留有効応力はこれよりさらに大きい。同じ試料について三軸圧縮試験機によるKo 圧密を行ない (Ko=0.466±0.003)、完全サンプリングを行なった結果、 σ'_{pp} と σ'_{vo} との比は 0.592 であった。この係数を用い、錦海粘土の平均単位体積重量 0.4 t/m³ を使って計算した完全飽和完全試料の残留有効応力 σ'_{pp} を図-3.7 に点線で示す。一部の UU 供試体の最終残留有効応力がこれに匹敵するほかは全般に実測値の方がかなり小さい。

3.2.4(3)で述べたように原位置においては気泡はないけれども空気は十分に溶け込んでいると考えるのが妥当な仮定であり、またこの場合表面張力の影響を無視しても大き

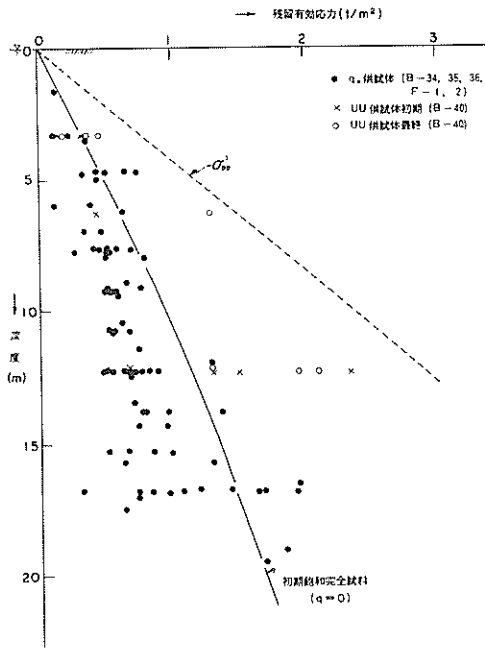


図-3.7 採取した錦海粘土の残留有効応力

な誤差はないと考えられる。そこで初期飽和完全試料で表面張力の影響を無視した場合の残留有効応力を (3.67) 式によって計算した。この時の初期間げき比には実測値の平均 3.3 を用い、体積膨張係数 m_s はつぎの考え方で算出した。

中瀬、小林、勝野 (1969) によれば圧縮指数 C_c と膨張指数 C_s との比は先行圧密圧力にかかわらず過圧密比のみによって決り、ある先行圧力から膨張させた時の膨張指数は圧密試験で最大圧密圧力から膨張させた場合の同じ過圧密比における膨張指数に等しい (図-3.8 参照)。

上のことを体積膨張係数 m_s に言い換えれば、図-3.8 を参照して次の関係が成り立つ。

$$e'_s = e'_o + C_s' \log \sigma'_o / \sigma'_s \quad (3.109)$$

$$\begin{aligned} m'_s &= \frac{-1}{1+e'_s} \left[\frac{de}{d\sigma'_v} \right]_{\sigma'_s} \\ &= \frac{1}{1+e'_s} \left[\frac{dC'_s}{d(\sigma'_o/\sigma'_s)} \cdot \log \frac{\sigma'_o}{\sigma'_s} + C'_s \frac{\sigma'_o}{\sigma'_s} \right]_{\sigma'_s} \cdot \frac{\sigma'_o}{\sigma'_s{}^2} \\ &= \frac{1}{\sigma'_s (1+e'_s)} \left[\frac{dC_s}{d(\sigma_o/\sigma_s)} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma_s} \cdot \log \frac{\sigma_o}{\sigma_s} + C_s \right]_{\sigma_s} \\ &= \frac{1+e_s}{1+e'_s} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma'_s} \cdot m_s \\ &= \frac{1+e_s}{1+e'_s} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \cdot m_s \quad \dots\dots\dots (3.110) \end{aligned}$$

ここで間げき比の相異を無視すると、体積膨張係数は同じ過圧密比の係数に最大圧密圧力と先行圧密圧力との比を掛け合わせて近似値が求められる (奥村、梅田、成田、1971)。

残留有効応力を測定した範囲内での平均土被り圧は 0.4 Kg/cm² であり、圧密試験を行なった時の最大荷重は 9.0 Kg/cm² であった。実測による残留有効応力の平均値は 0.07 Kg/cm² であり、土被り圧との相乗平均 0.17 Kg/cm² における m_s が

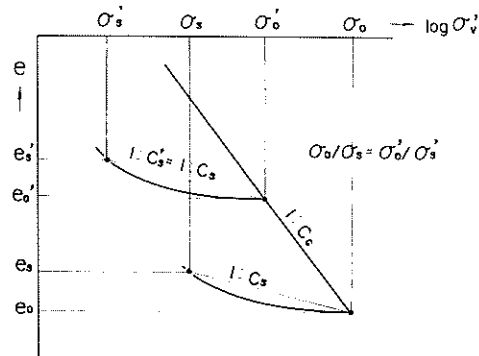


図-3.8 膨張指数説明図

この場合の平均的な体積膨張係数であると考えられる。求める m_s を上述の手続きによって算出すると $1.4 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{t}$ となり、これを用いて (3.67) 式の計算を行なうと図-3.7 に実線で示した曲線となって実測による qu 供試体の残留有効応力の上限とほぼ一致する。

上に用いた m_s の値は必ずしも妥当であるとはいえず、また試料採取後 1 時間以内に測定したとはいふものの若干の空気分の移動は考えられるので、計算値がそのまま機械的なく乱のない状態を表わしているとは思われない。し

かしながら計算値と実測値との関係が σ'_{pp} 線とUU供試体の最終残留有効応力との関係に類似していることをも考え合わせると、機械的なく乱の効果は σ'_{pp} 線と実測値との差ではなく、実線で表わされた曲線と実測値との差に表われたと考えるのが妥当であり、傾向的には前項までに述べた理論が正しいことを物語る。少なくとも空気分の影響を無視しては実測値の解析を行なうことはできないといえよう。

Moran (1936)は、深さ30 m以下のハドソン河底粘土のサンプリングで、試料を引き上げた直後から10分間のうちに1.5%、数週間のうちに3%程度の試料の膨張を観測している。これらの膨張は非吸水の条件で起っており、間げき水中に溶け込んでいた空気分の析出、あるいは気泡体積の増加によると考えられる。これを表-3.2の条件を借りて推定してみよう。(3.37 b)式より気泡体積の増加率 $(V_{ap}-V_{ao})/V_o$ は $m_s(\sigma'_{pp}-\sigma'_p)$ であるから図-3.4(a)に示した計算値より深さ30 mの点では7.8%となり、Moranの実測値とオーダー的に良い一致を示している。またMoran (1936)は試料の膨張を防ぐためにほぼ完全なシールを施したところ、水が浸み出したことを報告している。これは拘束のために正の水圧が残り、また浸み出した水量は気泡体積の増加でカバーされたものと解釈される。

最後に、地盤沈下や海洋開発に関連した大深度のサンプリングに伴う応力解除について考えてみよう。このような場合にはたとえ飽和した試料であっても間げき水の圧縮性を無視することができず、残留有効応力の低下は大巾なものとなる。すなわち、(3.12 a)式を整理して次式が得られるが、

$$\sigma'_p = \frac{1}{m_s + nm_f} (m_s \sigma'_{pp} - nm_f u_o) \dots\dots\dots (3.111)$$

初期水圧 u_o が大きいために間げき水の圧縮率 m_f を0とすることができない。Richards and Parker (1969)が示した間げき水の膨張量 $(m_f u_o, \%)$ を用い、表-3.2の諸条件で、海底下20 mから完全飽和試料を採取した時の残留有効応力を計算すると表-3.3のようであり、大水深の海底では不飽和の場合に匹敵する有効応力低下のあることが判る。しかも間げき水中の空気分も大水深では多いため実際にはさらに激しい有効応力低下の起ることが予想される。

表-3.3 間げき水の膨張量 (Richards and Parker, 1969)

と完全飽和試料の残留有効応力

	深さ (Km)	間げき水膨張量 (%)	残留有効応力 (t/m ²)
干拓地	0	0	6.60
大陸棚	0.13	0.06	6.56
平均深海底	3.7	1.6	5.53
最大深海底	10.9	4.3	3.73

Hvorslev (1949)の観測によれば気泡による膨張は長さ方向で7%に達したことが数回あった。体積膨張係数などの詳細は明らかでないが、上の計算値とよく一致しており、本節に述べた理論が傾向的には正しいことを示すものと言えよう。

Hvorslev (1949)は試料の断面写真から径約1.6 mmの無数の気泡を観測した。また、藤下、松本、堀江 (1966)は錦海湾の粘土試料の切断面で気泡の析出と径0.1 mm程度の多数の小穴を観察している。ちなみに、初期飽和完全試料の表面張力を表わす(3.63)式第2項からこの時の気泡半径 r_p を計算してみると、表-3.2の条件で $r_p=0.9(\text{mm})$ となり、上の観測値とオーダー的に良い一致を示している。

3.3 結 言

本章では粘土試料のかく乱に及ぼす温度変化の影響と土中の空気分の影響とを考察した。これらから結論的に云えることを要約すれば次のようである。

- i) 原位置の粘土を採取してから試験する迄の過程で温度が上昇した場合には試料の強度は低下する。しかし、通常経験する温度変化の範囲では強度の低下量は実用上さほど重要でないと云える。
- ii) 温度の上昇に伴って間げき水圧は上昇し、有効応力は低下するが、これに対応する強度低下はせん断変形に伴う有効応力の低下と強度低下との対応にオーダー的には等しいようである。
- iii) 温度変化によって圧密特性もまた変化する。しかし、この場合にも実用上の重要性はさほど大きくないと云える。

IV) 完全に飽和した粘土の応力解除によるかく乱はこれまでにほぼ説明されたと言ってよく、またこれによる強度低下も1割程度の大きさで実際には影響が小さい。むしろ、応力解除に伴う吸水膨張や空気分の移動の影響が比較的著しい。

V) 間げき中に含まれる空気分を考慮した場合、応力解除による有効応力の低下は非常に大きく、甚だしい場合には有効応力が負にもなり得ることが判った。しかし、非圧密非排水試験のように、拘束圧を加えることにより元の状態に戻すことができ、かく乱の影響を低減させることができる。

参考文献

- 1) 赤井浩一、小谷章(1963):不攪乱飽和粘土の圧密とせん断におよぼすback pressureの効果、土木学会論文集、91号、p.p.1~9
- 2) Barden, L, Madedor, A.O. and Sides, G.R. (1969): Volume Change Characteristics of Unsaturated Clay, Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM-1, p.p.33~51
- 3) Bishop, A.W. (1957): Some Factors Controlling the Pore Pressures Set up during the Construction of Earth Dams, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 2, p.p.294~300
- 4) Campanella, R.G. and Mitchell, J.K. (1968): Influence of Temperature Variations on Soil Behavior, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM3, p.p. 709~734
- 5) Davis, E.H. and Poulos, H.G. (1966): Laboratory Investigations of the Effects of Sampling, Proc. Site Investigation Symp. Civil Engrg. Truas. (Australia), Vol. CE-9, No. 1, p.p.86~94
- 6) Duncan, J.M. and Campanella, R.G. (1965): The Effect of Temperature Changes During Undrained Tests, Rept. TE-65-10, Univ of California
- 7) 藤下利男、松本一明、堀江宏保(1966): 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究、港湾技術研究所報告、5巻、4号、34p.
- 8) Hvorslev, M. J. (1949): Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes, Waterways Experiment Station, 521p.
- 9) Ladd, C.C. (1961): Physico-Chemical Analysis of the Shear Strength of Saturated Clays, D. Sc. Dissertation, M. I. T.
- 10) Ladd, C.C. and Lambe, T.W. (1963): The Strength of "Undisturbed" Clay Determined from Undrained Tests, ASTM, STP-361 (Laboratory Shear Testing of Soils), p.p.342~371
- 11) Ladd, C.C. and Varallyay, J. (1965): The Influence of Stress Systems on the Behavior of Saturated Clay during Undrained Shear, Research Report, R65-11, MIT
- 12) Laguros, J. G. (1969): Effect of Temperature on Some Engineering Properties of Clay Soils, Highway Research Board Special Rept. 103, p.p. 186~193
- 13) Lee, K.L. and Black, D.K. (1972): Time to Dissolve Air Bubble in Drain Line, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM2, p.p.181~194
- 14) 松本一明、堀江宏保、奥村樹郎(1969): 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究(第4報)、港湾技術研究所報告、8巻、2号、p.p. 3~20
- 15) Mitchell, J.K. (1964): Shearing Resistance of Soils as a Rate Process, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM1
- 16) Mitchell, J.K. (1969): Temperature Effects on the Engineering Properties and Behavior of Soils, Highway Research Board Spec. Rept. 103, p.p. 9~28
- 17) Moran, D.E. (1936): Discussion, Exploration of Soil Conditions and Sampling Operations, Proc. 1st ICSMFE, Vol. 3, p.p. 24~25
- 18) 中瀬明男、小林正樹、勝野克(1969): 圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化、港湾技術研究所報告、8巻、4号、p.p.103~143
- 19) Noble, C.A. and Demirel, T. (1969): Effect of Temperature on Shear Behavior of Cohesive Soils, H.R.B., Spec. Rep. 103, p.p.204~219

- 20) 奥村樹郎(1969a): 粘土試料の攪乱に関する研究 (第1報) — 繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験 — 港湾技術研究所報告, 8巻, 1号, p.p. 59~84
- 21) 奥村樹郎(1969b): 粘土試料の攪乱に関する研究 (第2報) — 不飽和粘土のサンプリングに伴う応力変化について — 港湾技術研究所報告, 8巻, 3号, p.p. 77~98
- 22) 奥村樹郎, 梅田裕史, 成田実(1971): 粘土試料のかく乱に関する研究(第3報) — 単純せん断試験機による繰り返し破壊試験および圧密試験 — 港湾技術研究所報告, 10巻, 1号, p.p. 77~106
- 23) Plum, R. L. and Esrig, M. I. (1969): Some Temperature Effects on Soil Compressibility and Pore Water Pressure, Highway Research Board Spec. Rept. 103, p.p. 231~242
- 24) Richards, A. F. and Parker, H. W. (1967): Surface Coring for Shear Strength Measurements, Proc. Conf. on Civil Engineering in the Ocean, ASCE, p.p. 445~489
- 25) Schuurman, I. E. (1966): The Compressibility of an Air/Water Mixture and a Theoretical Relation between the Air and Water Pressures, Geotech., Vol. 16, No. 4, p.p. 269~281
- 26) Seed, H. B., Noorany, I. and Smith, I. M. (1964): Effects of Sampling and Disturbance on the Strength of Soft Clays, Research Report TE-64-1, 83p., Univ of California
- 27) Semchuk, W. (1962): Effect of Temperature on the Shear Strength of Two Edmonton Clay Soils, MS Thesis, Univ. of Alberta.
- 28) Sherif, M. A. and Burrous, C. M. (1969): Temperature Effects on the Unconfined Shear Strength of Saturated, Cohesive Soils, Highway Research Board Spec. Rept. 103, p.p. 267~272
- 29) Skempton, A. W. (1954): The Pore Pressure Coefficients A and B, Geotech., Vol. 4, No. 4, p.p. 143~147
- 30) Skempton, A. W. (1961): Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks, Pore Pressure and Suction in Soils, p.p. 4~16, Butterworth
- 31) Skempton, A. W. and Sowa, V. A. (1963): The Behaviour of Saturated Clays During Sampling and Testing, Geotech., Vol. 13, No. 4, p.p. 269~290
- 32) Sparks, A. D. W. (1963): Theoretical Considerations of Stress Equations for Partially Saturated Soils, 3rd Reg. Conf. Africa, SMFE, Vol. 1, p.p. 215~218

4. 完全不かく乱状態への補正

4.1 強度特性

4.1.1 強度補正の意義

粘土試料の採取および試験の過程で試料は非常に複雑な応力履歴を受け、これに伴うかく乱を逐一追跡することは不可能に近い。従って試験供試体がどの程度乱されているかを知るには完全に乱されない状態で強度を推定し、実際に測定された強度と比較するのが手取り早い方法であると言えよう。このように強度補正の意義の第1は採取試料の質の判定、ひいては試料採取方法の改善に結び付くものである。

サンドドレーンによる地盤改良のように粘土性の圧密による強度増加を期待する場合、予め設計の段階で強度増加量を推定する他に予期どおり強度が増加したかどうかを事後にチェックする必要がある。このような場合コーンテストのようなサウンディングを活用するの一法ではあるが、こゝでも若干のかく乱は避けられず、またデータの解釈と利用に問題もあるので、最終的には不かく乱試料の採取と試験、および試験結果の補正による真値の推定がどうしても必要となる。このように強度補正の意義の第2は、進捗しつつある原位置強度の変化を捉えることであると言えよう。

一般的に真の原位置強度を知ることには現在の段階では不可能であり、また将来とも非常に困難であると考えられる。何故ならば、採取した試料はすでに乱れの影響を受けており、実験室で圧密などにより乱されない状態を再現したとしても、それが原位置の状態と全く同じであるという保証はないからである。にもかかわらず強度補正により真の原位置強度を推定する必要があるのは前述のように採取試料の質の判定および原位置強度の変化の把握が実際問題として必要だからである。

この場合、強度補正の方法としてはかく乱による強度の変化のある種のパラメーターと結び付け、原位置でのパラメーターを推定し、これから原位置の強度を推定することになる。しかしパラメーターと強度との相関性を調べるのは通常実験室においてであり、また原位置でのパラメーターの値を推定するのも実験室をベースにすることが多いので、最終的には実験室での値を基準とすることになって真の原位置強度は知ることができない宿命にあると言えよう。

ともあれ、たとえ間接的であるにせよ、乱された試料の強度から真の強度（またはこれに近い値）を推定することは実際問題として極めて重要な事柄である。さもなければ、たとえ構造物の設計をより緻密に行ない、施工を入念に行なっても、その根拠に信頼性がなく、いわば砂上の楼

閣を築くに等しいことになるからである。

4.1.2 従来の方法

(1) Casagrande 法

Casagrande (1944) によって提案された強度補正法は最も古く、また判りやすい方法である (Seed, et al., 1964)

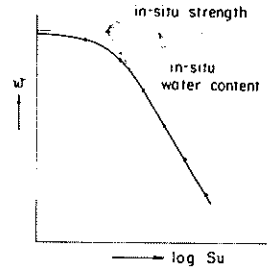


図-4.1 Casagrande の強度補正法

図-4.1 で説明するように圧密非排水三軸圧縮試験 (CIU) を行なうと破壊強度 S_u の対数と含水比 w とは圧密圧力～含水比関係に平行な直線となる (赤井、柴田、1955)。原地盤の含水比はほぼ正確に求められるので上の直線を外挿し、原地盤含水比との交点を求める補正強度とするものである。

Casagrande 法の難点として次の諸点が挙げられよう。

- i) 外挿法に頼るために精度が悪くなり易い。殊に我国の沖積粘土のように軟弱な土では強度と含水比との関係が必ずしも直線とはならず、この補正法がどの程度信頼できるか疑わしい場合も少なくない。
- ii) Seed, et al. (1964) が指摘するように不かく乱試料といえども多少の乱れは免れない。このため特に圧密圧力の小さい範囲で強度～含水比関係の勾配が小さくなる傾向があって、補正強度は小さく推定される結果となる。
- iii) この方法では上の直線関係を得るために少なくとも数個の供試体を必要とし、試験にかゝる手数が多し。
- iv) Casagrande の提案では等方圧密非排水試験となっているが、原地盤での強度を求める意味では圧密時に側方変位の無いいわゆる K_0 圧密を行なわなければならない。したがってこの方法ではかなりの技術を要することとなる。

(2) Calhoon 法

Calhoon (1956) によって提案された強度補正法は、圧密圧力 (P) または非排水強度 (S_u) の対数と間げき比 (e) との関係が直線的であり、しかもかく乱による両者の関係が比例的に変化する性質を利用したものである (図-4.2 参照)。しかし原地盤を代表させるものとして 1.5" 厚のもの、不かく乱試料として 0.75" 厚のものをを用いている点に問題があり、結果的には試料成型の影響だけを見て

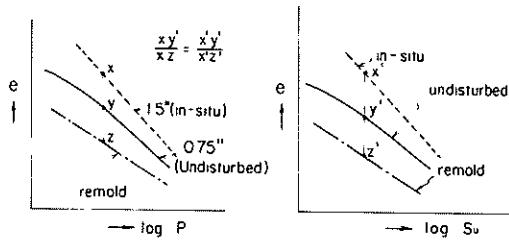


図-4.2 Calhoonの強度補正法

ることになる。また強度試験には等方圧密非排水三軸試験を用いるが、原地盤における非等方圧密との差を無視することにも問題がある。

(3) Schmertman 法 (1955)

間げき比～圧密圧力関係は Calhoon 法と同様であるが、ここでは $e \sim \log P$ および $e \sim \log Su$ 関係の勾配が同一である点を利用して (図-4.3 参照)。かく乱度が

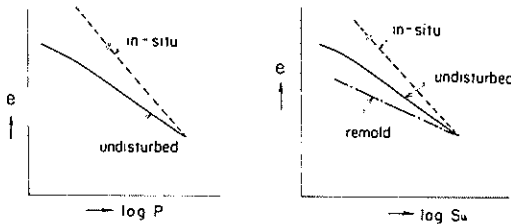


図-4.3 Schmertmanの強度補正法

異なる場合最大圧密圧力の2～3倍程度で実際上一線となるのでこの交点から $e \sim \log P$ の関係と平行な線を画くことにより非かく乱土の $e \sim \log Su$ 直線を得ることができる。しかし両者の平行性に問題がある他に、鋭角に交る2直線の交点を求める時に誤差が入りこむ。

(4) Ladd and Lambe 法 (1963)

その1 非圧密非排水試験から補正する方法

等方膨張非排水試験において最大圧密圧力 (σ_{v0}) と試験時圧密圧力 (σ'_v) との比 (OCR) の対数を横軸に

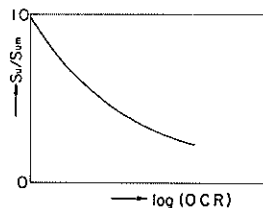


図-4.4 Ladd and Lambeの強度補正法(その1)

とりそれぞれの強度の比を縦軸にとると図-4.4のような曲線が得られ、この曲線は最大圧密圧力の値にかかわらず一定となる。一方採取試料の残留有効応力 (負の間げき水

圧の絶対値 σ'_s) はかく乱によって減少し、この値がかく乱度の一つの目安となる。機械的かく乱が皆無の状態で原地盤から取出した試料 (完全試料) の残留有効応力 (σ'_p) に対する比 (σ'_p / σ'_s) を横軸にとり、それぞれの非圧密非排水強度の比を縦軸にとると上の関係とほぼ同一の曲線となることが実験的に確かめられる。したがって採取試料の残留間げき水圧とその時の強度を知れば、完全試料の残留有効応力 (σ'_p) と上の関係とから採取試料の強度を補正することができる。 σ'_p は圧密圧力に正比例し、比例常数は一種類の土では変らない。

その2 圧密非排水試験から補正する方法

Hvorslev (1960) によれば粘土の非排水強度は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} Su &= H\sigma_e + \sigma'_{3f} \tan \theta_e \\ H &= \frac{C_e}{\sigma_e} \frac{\cos \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \\ \theta_e &= \frac{\sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

ここに

- σ_e : Hvorslev の等価圧力
- σ'_{3f} : 破壊時の最小有効主応力
- ϕ_e, C_e : Hvorslev のパラメーター

Hvorslev のパラメーターはかく乱によってほとんど影響されないとされており、試験値の補正には好都合であるが、手数がかゝるので実用性には乏しい。また、2.1.6で述べたように、かく乱の程度が激しい場合には Hvorslev パラメーターの不変性にも疑問があり、根本的な検討が必要であろう。

(5) Hoorany and Seed 法 (1965)

その1 Hvorslev (1960) によれば完全試料の非排水強度は次のようにも表わされる。

$$Su = \frac{\sigma'_p \sin \phi_e + C_e \cos \phi_e}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi_e} \quad (4.2)$$

ここに A_f : 破壊時の間げき圧係数

かく乱による A_f の変化から図-4.5のように外挿してか

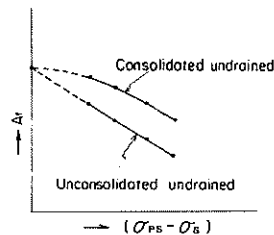


図-4.5 Hoorany and Seedの強度補正法(その1)

く乱のない状態の値を求めて補正する。

その2 強度とかく乱度との直接関係から図-4.6のように外挿して非かく乱強度を求める。

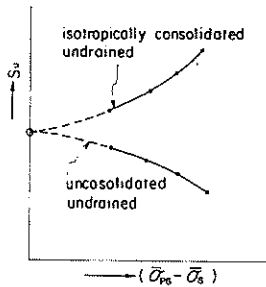


図-4.6 Noorany and Seedの強度補正法(その2)

その3 かく乱度の異なる試料の圧密非排水強度と含水比との関係から現場含水比の位置まで外挿する。

以上の3方法はいずれも外挿法であるため実際上の精度に難点があり、一部の試験ではかなりの手順を要する。

4.1.3 筆者の提案

(1) 残留有効応力による方法

2.2.1に述べた強度減少比とかく乱比との一義性は乱された試料の強度補正に最も好都合な関係として利用することができる。例えば、図-2.5(a)に示した Boston Blue Clay についての繰り返し三軸圧縮破壊試験の例では6種類、46サイクルの試験結果が含まれ、この中には膨張させたものやサンプリングに相当する操作を施したものもある。にもかかわらず残留有効応力の比(かく乱比)と強度減少比との関係は同一曲線上にあり、試験の種類による差は認められない。この曲線自体は同じ土について行った膨張による強度低下の曲線とは若干異っているが、それ故にこそ、より直接的なかく乱試験に基づいた強度補正法が優れていると考えられる。次にこの方法の手順を示そう(奥村、1969 a)。

i) 代表的な採取試料から1個の供試体を選び、横方向に変位のない K_0 条件で圧密する。圧密圧力(σ_v)は乱れの影響を除くために先行圧密圧力の「かく乱比」倍(通常2~4倍)以上とする。

ii) 非排水条件で軸差応力($\sigma_1 \sim \sigma_3$)を解除し、この時の間引き水圧を測って、完全に乱されない状態(完全試料)での残留有効応力(σ'_p)を知る。引き続き非排水せん断試験を行ない完全試料の破壊強度(S_{up})を求める。破壊点に到達したら直ちに軸差応力を解除し、この時の残留有効応力(σ'_r)を測る。そのまま再びせん断試験を行ない、破壊強度(S_{ur})を求める。同様の繰り返し破壊試験を数回行ない、最後に人為的に試料を乱して完全かく乱強度を求める。

iii) 試験結果から各サイクル毎のかく乱比(σ'_p / σ'_r)とかく乱強度比(S_{ur} / S_{up})とを求めて図-2.5のようにプロットし、補正曲線を作成する。また別に完全試料の残留有効応力と圧密圧力との比(σ'_p / σ'_v)を計算しておく。

iv) いわゆる不かく乱試料の残留有効応力(σ'_r)を測定し、そのまま非圧密非排水試験を行なって破壊強度(S_{ur})を求める。試料の採取深度と単位体積重量から先行圧密圧力(σ'_{v0})を求め、iii)で得た比率 σ'_p / σ'_{v0} を掛けて完全に乱されない状態での残留有効応力(σ'_p)を推定し、そのかく乱度(σ'_p / σ'_r)を計算する。

v) 補正曲線を用いてかく乱強度比(S_{ur} / S_{up})を求め、破壊強度(S_{ur})に掛け合わせて完全試料強度(S_{up})を得る。

このようにして補正された強度は機械的な乱れを受けない強度ではあるが、原位置の強度とは異なる。すなわち原位置での応力を解除された影響(これも1種のかく乱ではあるが)を考慮に入れていない。原位置強度までの補正を行うにはもう1個の供試体を用意し、ii)に述べた軸差応力の解除を行なわないで圧密後直ちにせん断し、この時の破壊強度(S_u)とii)で求めた完全試料強度(S_{up})との比率(S_u / S_{up})をさらに掛け合わせなければならない。 S_u / S_{up} の値は1.1程度である。

過圧密粘土については圧密試験から先行圧密圧力(σ'_{v0})を求め正規圧密粘土の場合と同様にして補正することはできる。しかし、こうして補正された値は最大荷重がかかった昔の値であって、過圧密状態にある原位置の値ではない。この場合、原位置での過圧密比に応じて補正値を低減させる方法は研究されている(例えば 中瀬、小林、勝野、1969)。

(2) ひずみによる方法

図-2.8および図-2.9に示したように破壊強度の1/2に対応するひずみ、 ϵ_{s0} または破壊ひずみ ϵ_f はかく乱強度比と一義的な関係にある。この場合、ばらつきは比較的大きいけれども圧密圧力や試験の種類による大きな相異は認められず、土の種類によって定まる固有の関係があると考えられる。

このようなひずみとかく乱強度比との一義性を利用して乱された試料の強度補正を行なうことができよう。この場合、相互の関係にばらつきが多いので精度の点ではあまり期待できないが、(1)に述べたような残留間引き水圧の測定という面倒な手順が要らないので極めて簡便、実地的である。具体的な手順を示せば次のとおりとなる。

i) 代表的な採取試料から1個の供試体を選び、三軸圧縮試験機を用いて K_0 条件で圧密する。圧密圧力は乱れの影

響を除くために先行圧密圧力の「かく乱比」倍（通常2～4倍）以上とする。

ii) 非排水条件で軸差応力を解除し、続いて非排水せん断を行なって完全試料（perfect sample）の破壊強度（ S_{up} ）とひずみとを求める。破壊点に到達したら直ちに軸差応力を解除し、再び非排水せん断を行なう。同様の繰り返し破壊試験を数回行ない、各サイクル毎に破壊強度（ S_{ur} ）とひずみ（ ϵ_{s0} 、 ϵ_f ）とを求める。最後に人為的に試料を乱してかく乱強度とそのひずみを知る。

iii) 試験結果から図-2.8または図-2.9のようにひずみとかく乱強度比との関係図を作成し、強度補正のための基準曲線を得る。この場合補正の精度を上げるためには1個の供試体ばかりでなく、多くの試料を用いて同様の試験を行なうのがよい。

iv) いわゆる不かく乱試料の非圧密非排水試験を行ない、その時のひずみ（ ϵ_{s0} または ϵ_f ）から基準曲線によってかく乱強度比（ S_{ur}/S_{up} ）を求める。測定した不かく乱強度をかく乱強度比で割れば完全試料強度（ S_{up} ）が求まる。

(1)の場合と同様に、原位置強度を求めるためにはさらにもう1個の供試体を用意し、 K_0 圧密非排水せん断（ $C K_0 U$ ）を行なう必要がある。

一般にひずみによる強度補正は破壊ひずみ（ ϵ_f ）によるよりも50%ひずみ（ ϵ_{s0} ）によるのが良好な精度を得られるであろう。いずれにしても上の方法では実験室で再現した完全不かく乱試料を基準にしている。しかし、原位置での破壊ひずみと実験室のそれとでは値が変ることも充分考えられ、この方法についてはなお今後の検討が必要であろう。

(3) 変形係数による方法

図-2.1.1(a), (b)で示したように変形係数 E_{s0} の圧密圧力に対する比とかく乱強度比の間には片対数紙上で直線的な関係がある。この場合、圧密圧力や試験の種類による大きな相異は認められず、土の種類によって定まる固有の関係があると考えられる。

このような変形係数とかく乱強度比との一義性を利用しても乱された試料の強度補正を行なうことができよう。この場合にも残留間げき水圧の測定が要らないので、極めて簡便、実際的な方法となろう。具体的な手順を示せば次のとおりとなる。

i) 代表的な採取試料から1個の供試体を選び、三軸圧縮試験機を用いて K_0 条件で圧密する。圧密圧力は乱れの影響を除くために先行圧密圧力の「かく乱比」倍（2～4倍）以上とする。

ii) 非排水条件で軸差応力を解除し、続いて非排水せん断

を行なって完全試料の応力～ひずみ関係から変形係数、破壊強度（ S_{up} ）などを求める。破壊点に到達したら直ちに軸差応力を解除し、再び非排水せん断を行なう。同様の繰り返し破壊試験を数回行ない、各サイクル毎に破壊強度（ S_{ur} ）と変形係数（ E_{s0} ）とを求める。最後に人為的に試料を乱してかく乱強度とその変形係数を知る。

iii) 試験結果を整理して図-2.11のように片対数紙にプロットし、強度補正のための基準直線を得る。この場合、補正の精度を上げるためには1個の供試体ばかりでなく、多くの試料を用いて同様の試験を行なうのがよい。

iv) いわゆる不かく乱試料の非圧密非排水試験を行ない、その時の変形係数（ E_{s0} ）とその試料の先行圧密圧力との比から基準曲線によってかく乱強度比（ S_{ur}/S_{up} ）を求める。測定した不かく乱強度をかく乱強度比で割れば完全試料強度（ S_{up} ）が求まる。(1)の場合と同様に、原位置強度を求めるためにはさらにもう1個の供試体を用意し、 K_0 圧密非排水せん断（ $C K_0 U$ ）を行なう必要がある。

4.1.4 強度補正例と今後の課題

前項に述べた強度補正法を実際の採取試料に適用する前に、基準となる補正曲線の誤差範囲を確かめてみよう。図-2.5, 2.8, 2.9および2.11に示した繰り返し破壊試験結果のばらつきを図中に実線で示した基準（補正）曲線に対する標準偏差の形で表わすと表-4.1のようになる。表からも判るように、補正の根拠となる基準曲線そのものに数%以上のばらつきがあり、補正した値が数%の誤差を含むことは避けられない。また、原位置強度の補正に実験室内の結果を適用することにも疑問が残る。ともあれ、基準曲線の精度を上げるためには実験技術の向上とともにデータ数を多くとることが必要であろう。

図-4.7は筆者の提案になる第1の方法、すなわち残留有効応力による強度補正法を固定ピストン式シンウォールサンプラーで採取したいわゆる乱さない試料に適用して度数分布の形で表わしたものである。図にはBoston Blue Clayや錦海湾粘土が含まれているが、データ数はあまり多くない。しかし、この図から注意深いサンプリングによっても試料の非排水強度は2～3割低下している場合が多いと推察される。

筆者の提案による強度補正法は従来の方法に較べて簡単に供試体の数も少なく済むとはいえない、なおその精度には一段の向上が望まれる。最も重要な問題点はその根拠が室内での実験にあることで、原位置での状況を再現しているという保証が必ずしもないことである。このことは従来強度補正法にも共通して言えることであるが、今后に残された最も大きな課題であると言えよう。

表-4.1 強度補正曲線の誤差範囲

補正法	土の種類	図表番号	データ数	標準偏差 σ
残留有効 応力 (σ'_r)	Boston Blue Clay	2.5 (a)	4 6	0.0 6 4
	本牧海底粘土	2.5 (b)	2 5	0.0 6 (三軸圧縮)
			3 8	0.0 6 (単純せん断)
			6 3	0.0 6 (総 合)
破壊ひずみ (ϵ_f)	B B C	2.9 (a)	4 6	0.1 2
	本 牧	2.9 (b)	2 6	0.1 0 5
50%ひずみ (ϵ_{50})	B B C	2.8 (a)	3 5	0.0 7 3
	本 牧	2.8 (b)	2 7	0.0 6 2
変形係数 (E_{50})	B B C	2.11 (a)	4 7	0.0 6
	本 牧	2.11 (b)	2 6	0.0 7

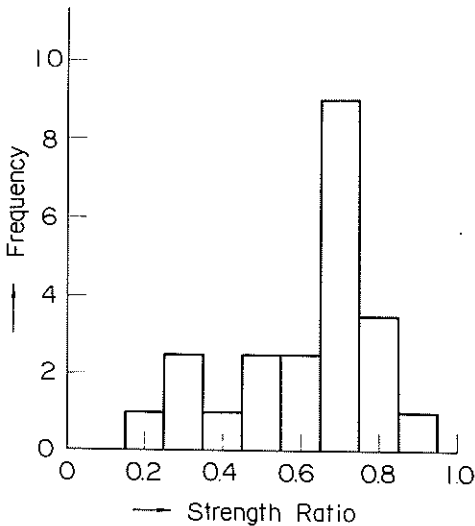


図-4.7 採取試料のかく乱強度比ヒン度分布例

4.2 圧密特性

4.2.1 従来の方法

Schmertman (1955) はいくつかの実験から間引き比~圧密圧力曲線が乱れの程度にかかわらず原位置間引き比 e_0 の 0.42 倍の点で交わることを確かめ、この効果か

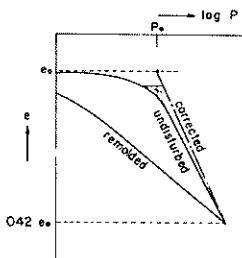


図-4.8 Schmertmanの圧密補正法

ら乱れにより変化した間引き比~圧密圧力曲線の補正法を提案している。すなわち図-4.8において原位置間引き比 e_0 はサンプリングの過程であり変らず正しい値が判るものとし、また先行圧密圧力 P_0 は Schmertman の方法または Gasagrandeの方法によって求める。原位置間引き比 e_0 と先行圧密圧力 P_0 とで定まる点から $0.42 e_0$ において乱さない試料(または練り返し試料)の $e \sim \log P$ 曲線に交わる直線を引き、これが原位置における $e \sim \log P$ 曲線であるとする方法である。なお過圧密粘土についても再圧密曲線を利用することによりこの方法を拡張している。

この方法の根拠は乱れの程度にかかわらず $0.42 e_0$ の点で $e \sim \log P$ 曲線が交わるという実験的事実であるが、常数 0.42 は土によっても異なり (0.37~0.54)、また、「乱れの程度にかかわらず」という点にも疑問がある。Schmertmanの実験はいわゆる乱さない試料と練り返し試料との比較が主であり、完全に乱さない試料についてもこの関係が成り立つかどうかについて検証されていない。したがって Schmertman の補正法は概略の目安を与える近似法であるに過ぎない。

4.2.2 筆者の提案

筆者は 2.3 節において間引き比、体積圧縮係数、圧密係数、透水係数などの圧密諸特性と試料の再圧密比との一義性を明らかにした。このことから逆に採取試料のかく乱度を推定し、あるいは圧密特性を補正することができる。すなわち、採取試料の残留有効応力を測定し、また先行圧密圧力を推定することにより、室内圧密試験時の再圧密比が決まるので、図-2.20、2.23、2.26などの形で整理し、採取時のかく乱による圧密特性の変化の全容を明らかにすることができる。

試料の残留有効応力を測定する代わりに練り返し試料の圧密試験を行なうことにより、次のようにして採取試料の残

留有効応力と先行圧密圧力、ひいてはかく乱による影響の全容を明らかにすることができる。

$\log m_v \sim \log \sigma'_v$ 関係において繰り返し試料の $\sigma'_v = 1$ における切片を β 、採取試料のそれを b とし、 $\sigma'_v = 10$ における採取試料の切片を a とすれば、(2.9)式に述べた関係から次式が成り立つ。

$$\begin{aligned} \log \frac{a}{b} &= \frac{\log \alpha / \beta}{\log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vT}} - 1 \\ \log b &= \log \beta - \frac{\log \sigma'_{vT} \log \alpha / \beta}{\log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vT}} \\ \therefore \log \sigma'_{vT} &= \frac{\log \beta / b}{1 + \log \alpha / \beta} \quad (4.3) \end{aligned}$$

次に $\log C_v \sim \log \sigma_v$ 関係において繰り返し試料の $\sigma_v = 1$ における切片を β' 、採取試料のそれを b とし、 $\sigma_v = 10$ における採取試料の切片を a' とすれば、(2.15)式に述べた関係から次式が成り立つ。

$$\begin{aligned} \log \beta' &= \zeta - \eta - \log \sigma'_{v0} \\ \log \frac{a'}{b'} &= 1 - \frac{\eta}{\log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vT}} \\ \log b' &= \zeta - \eta - \log \sigma'_{v0} + \frac{\eta \log \sigma'_{v0}}{\log \sigma'_{v0} / \sigma'_{vT}} \\ \therefore \log \sigma'_{v0} &= \frac{\log b' / \beta'}{1 + \log b' / a'} \quad (4.4) \end{aligned}$$

4.3 温度変化および土中の空気分に対する考慮

3.1で述べたように、サンプリングに伴う温度変化による力学特性の変化は決して無視できない。温度変化の影響を避けるためには試験時の温度を原位置でのそれと等しくすることが最も良い方法であるように思われる。たしかに、間げき水等の温度に対する膨張・圧縮性は可逆的であっても、温度変化に伴う有効応力の変化に対して土粒子骨格の膨張・圧縮性は可逆的ではなく、試料の力学特性の変化に非可逆要素が残ってしまう。したがって、厳密に温度変化の影響を補正しようとするのは極めて困難である。むしろ、サンプリングから試験までの過程で温度変化を極力避けるようにすることが最も良い方法であると云えよう。実際問題としては、しかし、温度変化の影響は比較的小さい。通常環境条件下で注意深い温度制御を行なっていれば、実用上は温度変化の影響を無視しても差し支えないと云えるであろう。

温度変化に比較して土中の空気分の影響は非常に大きい。したがって、これに対する補正法は重要な問題であるが、現状では適切な方法は確立されていない。筆者は、実験的

な検証が不十分ではあるが、3.2で述べたように、不飽和粘土のサンプリングに伴う応力変化についていくつかの興味深い結論を引き出した(奥村、1969b)。これらの結果から、試料中の空気分の影響を取り除く1、2の方法が考えられる。すなわち、

i) 水面下の原位置粘土は通常その間げき水中に充分空気を溶かし込んではいるが、間げき中に気泡は含まないのが最も一般的な形態であると考えられる。3.2.5で述べたように、このような土に対してはUU試験における拘束圧を充分大きくとり、試料中の気泡を完全に溶かすことによって原位置での有効応力状態(ただし、完全試料としての)を再現することができる。空気分があまり溶け込んでいない原位置粘土についても同じことが云えるのはもちろんである。

ii) 原位置で既に不飽和となっている粘土に対しては、3.2.5で述べたように、試料の間げき水圧が原位置でのそれと等しくなるまで拘束圧を上げることにより、空気分の影響を取除くことができる。原位置での間げき水圧は通常静水圧なので、これを知ることは容易である。あるいは、拘束圧を完全飽和完全試料の残留有効応力(σ_{pp}')と原位置での水圧との和に等しくすることによっても同じ効果が得られる。

4.4 結 言

本章においては乱された粘土試料の力学特性を完全にかく乱状態へ補正する方法について論じた。前半の4.1節では強度補正についてその意義と従来方法を概観し、続いて筆者の提案する強度補正法とこれによる補正例を述べた。次に4.2節では圧密特性の補正法について従来方法と筆者の提案を述べた。最後に4.3節では温度変化および土中の空気分に対して配慮すべき点に触れた。以上の内容から結論的に言えることを要約すると次のようである。

- i) かく乱の影響を完全に補正し、原位置強度を絶対的に評価することは不可能に近いし、将来とも非常に困難である。しかし、サンプリング技術を評価し、また原位置強度の変化を捉えるためには、より完全に近い補正を行なう努力が必要である。
- ii) 従来強度補正法はいずれも多くの供試体を必要とし、またその根拠に疑問が残る。筆者の提案する3方法においてもその根拠は室内実験に基づくものではあるが、従来方法に較べて手数がかゝらず、供試体の数も1~2個で済む。
- iii) 強度補正において最も重要な問題点は室内において原

位置での状況がどこまで再現されているかの保証であり、
今後に残された最も根本的な課題であると言えよう。

IV) 圧密特性の補正法についてはこれまであまり顧みられ
なかったが、筆者の提案によれば、試料の残留有効応力の
測定または繰り返し試料の圧密によりその様相を明らかに
することができる。ただし、強度補正の場合と同様に、室
内でどこまで原位置の状況を再現できるかという疑問が課
題として残される。

V) 温度変化の影響を避けるために、試験は原位置での温
度に合せて行なうのが良い。しかし、この場合でも非可逆
要素が入り込むので、サンプリングから試験までの過程で
極力温度変化を少なくする必要がある。

VI) 土中の空気分の影響は試料の間げき水圧が原位置での
それと等しくなるまで拘束圧を上げることによって消し去
ることができる。原位置で飽和状態にある粘土では拘束圧
を充分大きくとることによって容易にこの目的を達するこ
とができる。

参 考 文 献

- 1) 赤井浩一、柴田 徹 (1955) : 粘土の含水量変化
にともなう沖積層強度の推移について、土木学会誌、
40巻、10号、p.p. 51~56
- 2) Calhoon, M. L. (1956) : Effect of a
Sample Disturbance on the Strength
of a Clay, Trans. ASCE, Vol. 121,
p.p. 925~939
- 3) Casagrande, A. (1944) : U. S. E. D.
Triaxial Research Program, Progress
Report, No. 7, Harvard University
- 4) Hvorslev, M. J. (1960) : Physical Com-
ponents of the Shear Strength of Sa-
turated Clays, Research Conf. Shear
Strength of Cohesive Soils, ASCE,
p.p. 169~273
- 5) Ladd, C. C. and Lambe, T. W. (1963)
: The Strength of "Undisturbed" Clay
Determined from Undrained Tests, AS
TM, STP 361 (Laboratory Shear Test-
ing of Soils) p.p. 342~371
- 6) 中瀬明男、小林正樹、勝野 克 (1969) : 圧密お
よび膨張による飽和粘土のせん断強度の変化、港湾技
術研究所報告、8巻、4号、p.p. 103~143
- 7) Noorany, I. and Seed, H. B. (1965)
: In-situ Strength Characteristics of
Soft Clays, Proc. ASCE, Vol. 91,
No. SM 2, p.p. 49~80
- 8) 奥村樹郎 (1969a) : 粘土試料の攪乱に関する研究
(第1報) - 繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験
-、港湾技術研究所報告、8巻、1号、p.p. 59~
84
- 9) 奥村樹郎 (1969b) : 粘土試料の攪乱に関する研
究(第2報) - 不飽和粘土のサンプリングに伴う応
力変化について -、港湾技術研究所報告、8巻、3
号、p.p. 77~98
- 10) Schmertman, J. H. (1955) : The Un-
disturbed Consolidation Behavior of
Clay, Trans. ASCE, Vol. 120, p.p.
1201~1233
- 11) Seed, H. B., Noorany, I and Smith, I. M.
(1964) : Effect of Sampling and
Disturbance on the Strength of Soft
Clays, Dept. of Civil Eng, Univ. of
Calif.

5. サンプリングに伴うかく乱に関する考察

5.1 設計目的に必要な試料の品質

近年土質工学は益々進歩し、これに伴って基礎構造物の設計法はいよいよ合理化されるとともに複雑なプロセスを経るようになってきた。このような趨勢の一般化に伴い、土質調査ことにサンプリングの数量とその質は著しく向上した。しかしながらこの傾向はあまりにも行き過ぎであるとし、極く最近、これに対する反省が現われている (Idel, et al., 1969)。すなわち、採取試料の品質を4つに分類し (表-5.1 参照)、利用目的に応じたサンプリングを行なうべきであって、むやみに高度の採取技術を駆使するのは不経済であり、また不必要であるとするものである。

Idel, et al. (1969) の議論は正に至当であり、反論の余地はないようであるが、構造物建設の実情を考慮す

れば、より高度のサンプリング技術を要求されるケースが圧倒的に多いことが容易に判る。現今、乱された試料に基づく設計が行なわれるケースは極めて限られており、いわゆる乱さない試料に基づく設計でもなお不十分なことが多い。例えば、現行のサンプリング技術では一軸圧縮強度で $qu = 0.1$ 割程度のばらつきのあるのは普通であるが、一例によれば、このばらつきが円形すべりの安全率におよぼす影響は2割程度であり、これを構造物建設の工費に換算すれば3割程度の影響を持つことになる (伊勢湾港湾建設部、1963)。これに対し、サンプリングを含めた土質調査に使われる費用はたかだか全工費の1~2%程度であり、数%の費用をかけて、より高度のサンプリング技術を駆使しても、その精度が1割程度に収まるならば充分採算がとれる訳である。

表-5.1 採取試料の品質分類 (Idel, et al., 1969)

品質等級	試料中の不変要素	決定し得るデータ
①	z, w, γ, τ, E_s	微細層序の境界 粒度分布、コンシステンシー限界 最大・最小密度、粒子比重 有機成分、含水比、乾燥密度 間げき率、間げき比 圧縮指数、せん断強度
②	z, w, γ	微細層序の境界 粒度分布、コンシステンシー限界 最大・最小密度、粒子比重 有機成分、含水比、乾燥密度 間げき率、間げき比
③	z, w	微細層序の境界 粒度分布、コンシステンシー限界 最大・最小密度、粒子比重 有機成分、含水比
④	z	大まかな層序の境界 粒度分布、コンシステンシー限界 最大・最小密度、粒子比重 有機成分
⑤	z も変化 不完全サンプリング	層序

- z : 粒度分布、アッターベルク限界
- w : 含水比
- γ : 乾燥密度
- τ : せん断強度
- E_s : 圧縮指数

このように現状ではより良い品質の試料が要求されることはあっても、良質すぎる試料を採取するために無駄な費用をかけている例は非常に少ないと思われる。今後、構造物の建設技術が益々進歩し、また構造物が大型化するにつれて採取試料に要求される品質は一段と高度なものとなるであろうし、またそれが合理的、経済的な建設を推進することになる。

5.2 採取試料の品質に影響する要因

粘土試料の品質に影響を及ぼす要因を次のように分類することができよう。

- i) 構成々分の散逸・集積
- ii) 化学的要因
- iii) 生物学的要因
- iv) 物理的要因

構成々分のうち土粒子の散逸は論外であり、回収比などに關連して重要な問題点ではあるが、ここでは考えない。液相の散逸については含水比の変化としてこれまでもよく注意されているが、液相中の塩分 (Na^+ , Ca^{++} 等) については案外見落されがちで、例えば海成粘土に純水を加えることにあまり抵抗を感じないのが通例である。しかし、1.1.1.にも述べたように塩分濃度の変化は土の性質に大きな影響を及ぼすので、物理試験や力学試験に際しては注意が肝要であろう。一般的に最も認識の欠けているのは溶解空気を含めた空気分の移動である。3.2に述べるように空気分の移動は試料の応力状態に影響し、乱れの原因となるので注意しなければならない。

試料の化学変化、いわゆる変質には構成々分の移動も伴い、重要な問題点ではあるが、一般にはよく知られていない (Richards and Parker, 1967)。しかし、化学変化は時間的に遅いのが普通であり、長期間試料を保存する場合を除いて実際にはあまり注意しなくても良いであろう。

試料の品質に影響を及ぼすものの一つとして生物学的要因も見逃すことができず。Richards and Parker (1967)によれば、海底のバクテリアによる変質は温度が高い時に特に大きく、著しい強度低下をもたらす。実際にも長期間保存した試料にかびが繁殖しているのを時々見かけるが、このような試料を重要な試験に供することはできない。

試料の物理的変化を次のように分けてみる。

- i) 温度変化
- ii) 応力解除
- iii) 機械的なかく乱 (せん断変形)

温度変化の影響については3.1で述べたように、多くの研究があるが、温度履歴の影響についても考える必要があらう。極端な例として凍結、融解を繰り返した土はもはや元の土ではない。

サンプリングに伴う応力解除の影響については3.2で述べたように、Skempton and Sowa (1963) 以来多くの研究があり (奥村, 1969)、飽和した粘土の場合、応力解除のために強度が10%程度低下することが知られている。実際には試料中の空気分を無視することができず、飽和の条件が満たされないが、詳細については3.2に述べた。また、応力解除に伴う構成々分の移動、すなわち吸水・吸気による膨張も実際には大きな影響を及ぼす。

機械的なかく乱 (mechanical disturbance) は主としてせん断変形とその繰り返しによる乱れであるが、以上に述べた各要因のうち最も複雑で、しかも粘土の工学的性質の変化に及ぼす影響が最も大きい。その詳細は2章に述べたが、注意深いサンプリングによっても30%程度の強度低下のあることが4.1.4の例からも判るであろう。

5.3 試料の乱れの判定

採取した試料がどの程度乱されているかを把握することはこれまで比較的おぼろげにされて来た。したがって、得られた土質試験結果がどの程度信頼し得るものか、また構造物基礎の設計などにどう適用すべきかを判断する場合の適確な基準はなかったと言ってよい。このためいわゆる乱さない試料の試験結果をそのまま信用して安全すぎる設計を行ない、余分の工事費を注ぎ込んでいる例も少なくない。逆に乱れの少ないサンプリングを追求するあまり、大して影響のない要因に多くの労力を費していることも考えられる。このような現状を打破し、合理化するためには試料の乱れを定量的に判定し、試料が何%乱されているかを記録することが理想である。

しかし、乱れを定量的に把握する手法はまだ確立されていない。したがって乱れを生ずる要因と試料の乱れとの相関性を明らかにし、その結果に基づいてサンプリング技術を向上させ、また試験結果を判定し、利用する手法は確立されていないと言えよう。これらは将来の課題として土質技術者に残された重要項目の一つであろう。

乱れの判定で最も一般的に用いられる指標は「試料採取率 (実採取変形比)」、すなわち、試料採取長とサンブラー押込長との割合であろう。この値は粘性土のサンプリングばかりでなく、砂質土の場合にも用いられて概略の目安を与える。完全に乱されない試料であるためには採取率が100%でなければならない。しかし実際にこの値を達成す

ることは非常に困難であり、また測定精度にも問題が残る。したがって試料採取率が98%程度なら一応満足すべきサンプリングであると考えられ、できれば99%以上であることが望ましい(サンプリング委員会、1972)。次に主として粘性土の力学試験結果から試料の乱れを判定する方法について述べよう。

5.3.1. セン断試験による乱れの判定

(1) 応力～ひずみ曲線

一軸圧縮試験の応力～ひずみ曲線をみると、乱さない試料では図-5.1の曲線aに示すように、破壊ひずみが小さく、またあるひずみ量に達するまでは直線に近い関係が得られる特徴がある。これに対し、乱された試料では、図-5.1の曲線bに示すように、破壊ひずみが大きくなり、直線部分が少なくなって、全体に丸味を帯びたカーブとなる。さらに乱れが大きく、繰り返して試料に近いものでは、曲線cに示すように明確なピークが現れなくなって来る。このような応力～ひずみ曲線の特徴からある程度試料の乱れを判定することができる。

(2) 破壊ひずみ

我国の沖積粘土の場合、乱さない試料では一軸圧縮試験の破壊ひずみが6%程度以下である。破壊ひずみがこれより大きい値をとる場合には、試料が乱されていると判定することができる。しかし、破壊ひずみは土の種類や状態、試験方法によっても異なる。たとえばサンドドレーンで改良した地盤の土や腐植土では10%以上のひずみを示すことがあり、また非圧密非排水三軸圧縮試験(UU試験)の破壊ひずみも一般には大きい。したがって、破壊ひずみか

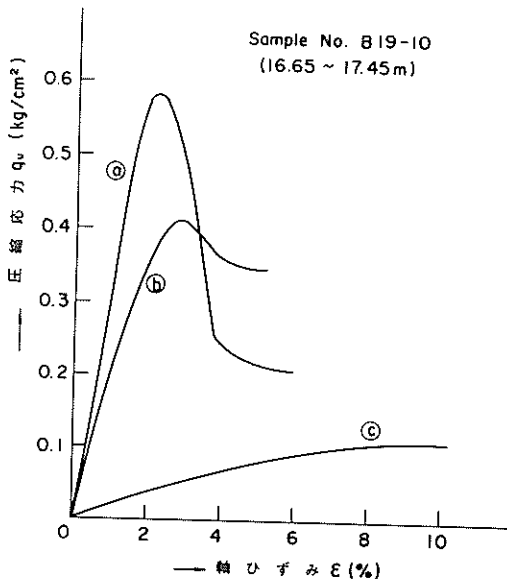


図-5.1 応力～ひずみ曲線による乱れの判定

ら、より精度の高い乱れの判定を行なうには4.1.3(2)に述べた強度補正法により完全なく乱状態への補正を行なって、それとの比較から判定しなければならないであろう。

(3) セン断強さの分布とばらつき

一般にせん断強さは深さとともに増大し、多くの場合、せん断強さ～深度関係は直線的である。しかし、図-5.2に一例を示すように、部分的にこの直線からはずれる場合

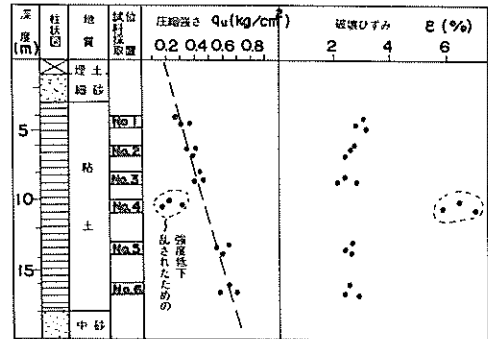


図-5.2 セン断強さによる乱れの判定

がある(大矢、1964)。これはこの部分の試料が異常に乱されたためであると判断され、この部分のデータは捨て去る。せん断強さの分布から乱れを判定する方法は均一な土質でないとは判断を誤る恐れがあり、柱状図と対応させたり、物理試験結果とあわせて検討することが重要である。

一本の試料から数多くの供試体をつくり、試験すると、試験結果はある程度のばらつきを示す。試料が部分的に乱されていると、その部分のせん断強さは低下するから、このばらつきが大きくなると考えられる。しかし、せん断強さのばらつきは試料そのものの不均一性によることもあり、試料の組成や不均一性についてよくチェックした上でないと誤った判定をする恐れがある。また、ある程度乱された試料ではかえってばらつきが少なくなる例もあり(松本、堀江、奥村、1970)、ばらつきの大きさと乱れの大きさとは必ずしも比例しないので注意を要する。

(4) 変形係数

変形係数 E_{50} はせん断強さと同様に乱れの少ないほど大きい。しかも乱れによる変化の割合はせん断強さや破壊ひずみの場合よりも桁違いに大きいのが普通である。したがって築堤の側方流動や構造物の即時沈下のように土の変形特性が問題となる場合には特に乱れによる変形係数の低下が重要となる。逆に変形係数のばらつきや深さ方向の分布から乱れを判定する方法はせん断強さや破壊ひずみの場合よりも一層きめの細かいものとなり得よう。

一般に変形係数 E_{50} と一軸圧縮強度 q_u との比は一定で

あり、試料が乱されるほどこの値が低下する。

$$E_{50} / \frac{qu}{2} = \alpha \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

Skemptonがロンドン粘土の乱さない試料について調査した例では $\alpha = 140$ (Skempton and Henkel, 1957)、我国の有明海粘土では $\alpha = 160$ (宮原, 1970)、大阪附近の粘土では $\alpha = 210$ (竹中, 1962、ただしこの場合の変形係数は E_{50} でなく、応力~ひずみ曲線の初期接線勾配である)となっている。したがって常数 α がこれらの値より小さい場合にはその試料が乱されていると判断される。 $E_{50} / qu / 2$ は50%強度に対応するひずみ ϵ_{50} の逆数であり2.2.2で述べたように、破壊ひずみの場合と同様、土の種類や状態、試験方法などによって若干異なるが、試料の乱れの概略の目安は与えてくれる。

5.3.2 圧密試験による乱れの判定

(1) 間げき比~圧密圧力曲線

図-5.3は乱さない試料と軸ひずみ30%を与えて乱した試料および練り返し試料についての $e \sim \log P$ 曲線の例である。図から判るように乱れの小さい試料では先行圧密圧力附近までの間げき比の変化が少なく、曲線の折れ曲り方がシャープになる。これに対し、乱れの大きい試料では曲線の曲りがゆるやかで、各圧力に対する間げき比が小さい。この傾向は乱れが大きいほど著しく、多くの試験を行なううちには経験上ある程度まで乱れを判断することができる。

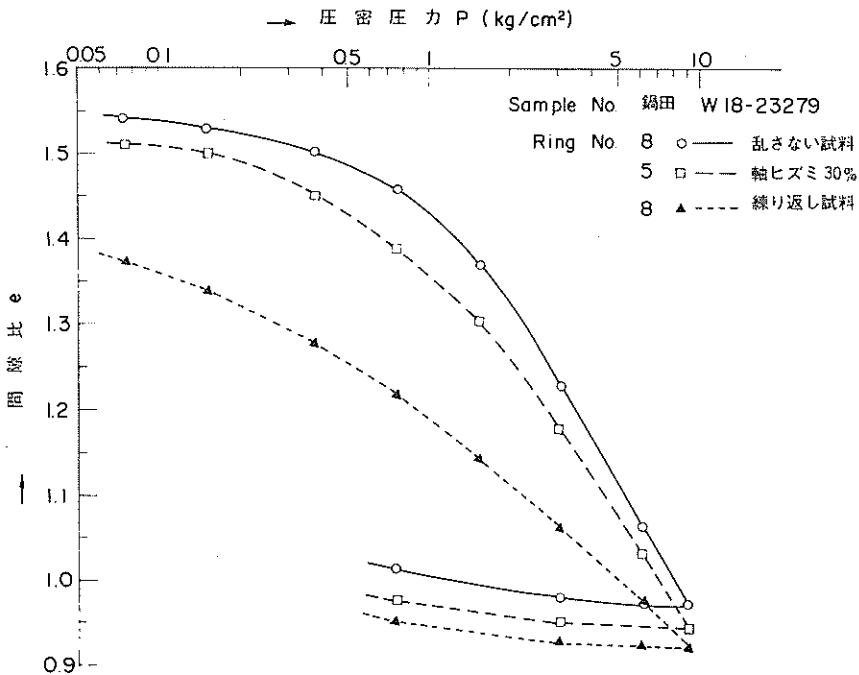


図-5.3 間げき比~圧密圧力曲線による乱れの判定

図-2.14は人工的に乱した試料の $e \sim \log P$ 曲線の例である(奥村、梅田、成田, 1971)。乱し方が激しいほど再圧密曲線は下側に移動し、正規圧密曲線に到達する圧密圧力も大きくなっている。乱れの程度と $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線とのこのような関係から上述のように試料の乱れを判定することができる訳である。

2.3.1で述べたように、試料の先行圧密圧力を σ'_{v0} とし、残留有効応力を σ'_{vr} とすれば、乱された試料の $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線が正規圧密曲線に到達する圧密圧力 σ'_v は

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} (\sigma'_{v0} / \sigma'_{vr}) \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

になる。逆に $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線が正規圧密状態となる圧力から乱れの程度 $\sigma'_{v0} / \sigma'_{vr}$ (かく乱比)を知ることができる。

(2) 体積圧縮係数~圧密圧力曲線

図-2.19は図-2.14の $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線から求めた $\log m_v \sim \log \sigma'_v$ 曲線である。図から判るように乱れが激しいほど曲線の勾配は小さく(負の勾配が大き)、切片は大きくなっている。このような関係を考慮して $\log m_v \sim \log \sigma'_v$ 曲線の形からある程度まで乱れを判定することができる。たとえば、圧密圧力が小さいうちは極めて m_v が小さく、先行圧密圧力附近で急激に上昇する場合には試料の乱れは少ないと判断される。これに反し、圧密圧力が小さいうちは m_v が大きく、明らかな変化がないままにいつ

のまにか正規圧密状態に達している場合には試料の乱れが大きいと言えよう。なお、いわゆる乱さない試料と繰り返して試料との $\log c_v \sim \log \sigma'_v$ 曲線から乱さない試料のかく乱比を求める方法は 2.3.3 に述べた。

(3) 圧密係数～圧密圧力曲線

図一 2.2.2 は乱さない試料と軸ひずみ 30% を与えて乱した試料、および繰り返して試料についての $\log c_v \sim \log \sigma'_v$ 曲線の例である。図から判るように、体積圧縮係数の場合とは反対に、圧密圧力が小さいうちから c_v が大きく、先行圧密圧力付近で急激に減少する試料では乱れが少ないと判断される。逆に圧密圧力とともにしだいに c_v が増加する場合には乱れが大きいと言える。なお、乱れの程度と圧密係数との関係の詳細、および $\log c_v \sim \log \sigma'_v$ 曲線から先行圧密圧力 σ'_{v0} を求める方法については 2.3.4 に述べた。

5.3.3 残留有効応力による乱れの判定

試料の乱れを判定するもう一つの方法として試料が保持する有効応力（残留有効応力）を測定することが考えられる。最近の土質力学は有効応力の原理によって最もよく統一され、土の力学的性質と有効応力との関連が多くは明らかにされているので、乱れの判定においても将来これが有力な武器となるであろう。一般に試料の乱れが大きいほど残留有効応力は小さくなり、完全に乱された状態ではその値が 0 となる。

試料の残留有効応力はその間げき水圧を測定し、全応力（ふつうは 0）から差し引いて求める。この場合、間げき水圧測定中に水分の出入があると試料は圧縮または膨張し、有効応力が変わってしまうので正しい値を知ることができない。また、間げき水圧は負圧となっていることが多いので注意を要する。

採取試料の乱れを判定するには以上のように、試料採取率、せん断試験、圧密試験、あるいは残留有効応力を利用したいくつかの方法が考えられる。しかしいずれの場合でも単独で決め手となるものは少ない。したがって 2 つ以上の方法から総合的に判定し、また、試料の観察記録、物理試験結果や技術者の経験を生かして適確な判断を下す必要がある。

5.4 サンプリングに伴うかく乱の要因

ボーリングから土質試験に至る過程で試料の乱れの原因となるものは無数といってよいほどに数多い。主なものを整理しても次の諸項目が考えられよう。

- i) 穿孔および試料の引き上げによる土圧および水圧の解除
- ii) コアチューブの押込み、回転、ジェット水の噴射による地盤の圧縮とせん断および膨潤
- iii) サンプリングチューブの貫入による圧縮とせん断

iv) サンプラー引き上げ時の引張またはねじり

v) 運搬および保存期間中の衝撃と変質

vi) 試料の押し出しおよび成型による圧縮とせん断

このように試料の乱れをもたらす要因は数多く、近年多くの研究者、技術者が問題の解明に努力を重ねている。例えば Hvorslev (1949) の膨大な実験的研究 Kallstenius (1958) の理論的考察など枚挙にいとまがない。しかし、各要因が試料の乱れに及ぼす影響を定量的に解析し、サンプリング技術を絶対基準から評価・改善する試みはまだほとんど成功していないと言ってよく、今後の課題として残されている。

5.5 結言

本章においてはサンプリングに伴うかく乱について一般的な考察を行なった。初めに 5.1 節では設計目的に必要な試料の品質を論じ、5.2 節では採取試料の品質に影響する要因を考察した。次に 5.3 節では試料の乱れの判定法について論述し、さらに 5.4 節ではサンプリングに伴うかく乱の要因に触れた。以上の内容から結論的に言えることの主な点を記せば次のようである。

i) 採取試料の品質をむやみに向上させる必要はないが、現状では構造物建設の高度な技術に比較してサンプリング技術が追いつけない場合が多く、後者の技術を今後一層高める必要がある。

ii) 採取試料の品質に影響する要因としては物理的、化学的、生物学的な各種要素と構成々々の移動などが考えられるが、実際問題としてはこれらのうち機械的なかく乱の影響が最も大きい。

iii) 試料の乱れを判定する方法にはせん断試験、圧密試験、残留間げき水圧測定などがあるが、いずれも決め手となるほどのものでなく、いくつかの方法から総合的に判断せざるを得ないのが現状である。

iv) サンプリングに伴うかく乱の要因は無数と言ってよいほど多く、しかも定量的な解明によりサンプリング技術の向上に結び付いたものはほとんどないのが現状で、今後の課題として残されている。

参考文献

- 1) Hvorslev, M.J. (1949) : Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes, Waterways Experiment Station, 521p.
- 2) Idel, K.H., Muhs, H. and von Soos, P. (1969) : Proposal for "Quality-Classes" in

- Soil Sampling in Relation to Boring Methods and Sampling Equipment, Soil Sampling (Proc. Specialty Session No. 1, 7th ICSMFE), p.p. 11~14
- 3) 伊勢湾港湾建設部 (1963) : 名古屋港高潮防波堤施工管理のための観測について、第14回直轄港湾技術研究会資料、27p.
 - 4) Kallstenius, T. (1958) : Mechanical Disturbances in Clay Samples Taken with Piston Samplers, Proc. Royal S.G.I., No. 16, 75p.
 - 5) 松本一明、堀江宏保、奥村樹郎 (1970) : 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第5報)、港湾技術研究所報告、9巻、4号、p.p.43~63
 - 6) 宮原吉秋 (1970) : 軟弱地盤における土質調査とその活用法、施工技術、3巻、2号
 - 7) 奥村樹郎 (1969) : 粘土試料の攪乱に関する研究 (第1報) - 繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験一、港湾技術研究所報告、8巻、1号、p.p.59~84
 - 8) 奥村樹郎、梅田裕史、成田実 (1971) : 粘土試料のかく乱に関する研究 (第3報) - 単純せん断試験機による繰り返し破壊試験および圧密試験一、港湾技術研究所報告、10巻、1号、p.p.77~106
 - 9) 大矢暁 (1964) : サンプリング (土質調査法、第5章)、p.p.133~175、土質工学会
 - 10) Richards, A.F. and Parker, H.W. (1967) : Surface Coring for Shear Strength Measurements, Proc. Conf. on Civil Engineering in the Ocean, A S C E, p.p.445~489
 - 11) サンプリング委員会 (1972) : サンプリング (土質調査法、第1回改訂版、第7章)、土質工学会
 - 12) Skempton, A.W. and Henkel, D.J. (1957) : Tests on London Clay from Deep Borings at Paddington, Victoria and the South Bank, Proc. 4th ICSMFE, Vol.1, p.p. 100~106
 - 13) Skempton, A.W. and Sowa, V.A. (1963) : The Behaviour of Saturated Clays During Sampling and Testing, Geotech., Vol. 13, No. 4, p.p.269~290
 - 14) 竹中準之介 (1962) : 粘土のサンプリングとその信頼度、22p., 日本材料試験協会

6. サンプリング方法がかく乱に及ぼす影響

6.1 概 説

6.1.1 従来の研究

サンプリングによって採取した試料の力学的性質が原位置のそれと異なることは早くから認識されており(Terzaghi, 1941)、如何に乱れの少ないサンプリングを行ない、原位置での力学的性質が保持された試料を採取するかは古くて新しい問題として、爾来、多くの研究者、技術者によって究明されて来た。

中でもHvorslev(1949)の膨大な実験的研究は土質力学におけるTerzaghiのそれにも比肩して特筆に値するものであり、各種ボーリングやサンプリングの方法について論じ、サンプラーの形状・寸法についても検討を加えて、現今用いられる固定ピストン式シンウォールサンプリングの方法をほぼ確立したと云えよう。

一方、Jakobson(1954)、Kallstenius(1958、1961、1963)等は実験結果に理論的な考察を加え、サンプラーとして必要な各種の条件を提案している。これら

の研究成果はISSMF(1965)によってまとめられ、サンプラーの形状・寸法などの標準が一応定められた。その後もIGOSS(1969、1971)、ASTM(1970)などによりサンプリング方法の影響や新しいサンプラーに関する研究成果が発表されている。

我国に於いても昭和34年に開催されたサンプリングシンポジウム(土質工学会、1960)を契機としてこの問題に関する研究の機運が盛り上り、佐藤、相宮、牧(1960)；小泉、酒井、大槻(1962)；小泉、大槻、伊藤(1964)；土質工学会(1967、1968)；大矢、関、鈴木(1968)；サンプリング研究委員会(1970)などによりサンプリング方法の改善に関連する研究成果が発表された。

6.1.2 筆者等の実験研究

前項で述べたように従来の多くの研究から乱さない試料採取方法としての固定ピストン式シンウォールサンプリングの方法は現在までにほぼ確立された。しかし、松尾、黒田(1971、1972)の研究からも判るように、現今のサンプリング技術で得られた試料の品質は決して満足できる

表-6.1(a) サンプリング条件一覧表(その1)

ボーリング番号	ボーリング方法	サンプリング方法	押込み速度 (cm/sec)	シンウォールチューブの形状					チューブの剛性			備考	
				内径 D _i (mm)	長さ ℓ (cm)	径長 比	断面 積 比 C _a (%)	刃先 角度 α(°)	内径 比 C _i (%)	肉厚 t (mm)	材質		剛度 EI (Kgcm ²)
錦海湾 40 年度													
B-1	トルネード方式	回転引抜き	コントロール 押込み	75	100	13.3	7.1	約5	0	1.3	真鍮	22.7×10 ⁶	
2	"	追切り	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
3	"	"	"	"	"	"	8.2	"	"	1.5	"	26.4	
4	"	"	"	"	"	"	7.1	"	"	1.3	"	22.7	
5	"	回転引抜き	"	"	"	"	"	"	"	"	ステンレス スチール	44.7	
6	"	追切り	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
8	"	回転引抜き	"	"	"	"	"	"	"	"	真鍮	22.7	
9	"	"	"	50	"	20.0	8.2	"	"	1.0	"	5.2	直径の影響
10	"	"	"	100	"	10.0	6.1	"	"	1.5	"	61.6	"
11	"	"	"	75	200	26.7	7.1	"	"	1.3	"	22.7	
12	"	追切り	"	"	100	13.3	"	"	"	"	"	"	
13	"	"	"	"	50	6.7	"	"	"	"	ステンレス スチール	44.7	
14	"	"	"	"	100	13.3	"	"	"	"	"	"	
15	"	"	"	"	"	"	8.2 7.1	"	"	1.5 1.3	真鍮/ステン レス	26.4 44.7	
錦海湾 41 年度													
B-16	トルネード方式	回転引抜き	約5	75	100	13.3	8.2	5.7	0	1.5	真鍮	26.4×10 ⁶	肉厚の比較
17	"	"	"	"	"	"	5.4	"	"	1.0	"	17.2	"
18	"	"	"	"	"	"	28.4	"	"	5.0	"	100.9	"
19	"	"	"	"	"	"	16.6	"	"	3.0	"	56.0	"
20	"	"	"	"	"	"	11.0	"	"	2.0	"	35.9	"
21	"	"	"	"	"	"	8.2	"	"	1.5	"	26.4	"

ものではなく、より乱れの少ない一定品質の試料を採取し、構造物の安全性をさらに向上させる必要がある。

筆者等がかねてより我国の沖積粘土地盤における乱さな
い試料採取方法について検討を加えて来たが、特に 1965
～1970 年にかけて 岡山県錦海湾千拓堤防内の軟弱な海
成粘土地盤を中心に基礎的なサンプリング実験を行ない、
サンプリング方法やサンプラーの形状・寸法が試料のかく
乱に及ぼす影響を調査した(藤下、松本、堀江、1966;
奥村、松本、堀江、1967a,b; 松本、堀江、山村、1968
;松本、堀江、奥村、1969; 松本、堀江、奥村、197
0;松本、奥村、堀江、1970)。調査地と調査項目およ
びサンプリング時の条件を表-6.1に示す。また調査地の
土質条件を図-6.1に、地盤の均一性を表わすいくつかの
例を図-6.2に示す。

サンプリング実験の結果は殆んどの場合一軸圧縮試験に
よって判定した。この場合、採取試料は押出して数個に分
割し、それぞれの中心から直径 3.5 cm、高さ 8 cmの供試体
1個を切り出して試験に供している。一軸圧縮強度の深度
分布例を図-6.3および付図-Aに、破壊ひずみの深度分
布例を図-6.4および付図-Bに、また変形係数 E_{50} の深
度分布例を図-6.5および付図-Cに示す。

採取試料がかく乱を受ける要素は無数と云えるほどに多
いので、上記の実験結果から明瞭な結論が出たとは必ずし
も云えないが、現行のサンプリング方法の我国沖積粘土地
盤への適用性について多くの示唆が得られた。以下、本章
では筆者等が行なった実験結果を中心にサンプリングの方
法やサンプラーの形状・寸法が採取試料のかく乱に及ぼす
影響を述べ、適切と思われる諸元を提案する。

表-6.1(b) サンプリング条件一覧表(その2)

ボー リング 番 号	ボー リ ン グ 方 法	サン プ リ ン グ 方 法	押 込 み 速 度 (cm/sec)	シンウォールチューブの形状					チューブの剛性				備 考
				内 径 D_i (mm)	長 さ l (cm)	径 長 比	断 面 積 比 C_a (%)	刃 先 角 度 α ($^\circ$)	内 径 比 C_i (%)	肉 厚 t (mm)	材 質	剛 度 EI ($Kgcm^2$)	
錦海湾 42 年度													
B-24	ドリル 方式	非回転 引き	約 5	75	100	133	7.1	5.6	0	1.3	ステン スチ ール	44.7×10^8	グループの標準
25	"	回転 引き	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	緑切りの影響
26	"	非回転 引き	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	供試体 $\phi 75 \times 180$
27	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	供試体 $\phi 75 \times 80$
28	コ ア チ ュー ブ 方 式	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	ボーリング方法の影響
29	ドリル 方式	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	保存用
錦海湾 43 年度													
B-34	ドリル 方式	非回転 引き	5	75	100	133	7.1	約 5	0	1.3	ステン スチ ール	44.7×10^8	グループの標準
35	"	追 切 り	約 5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	追切りの影響
36	"	非回転 引き	断続 押し 込み	"	"	"	"	"	"	"	"	"	押し込み方法の影響
37	"	"	約 5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	供試体 $\phi 75 \times 80$
38	"	"	1	"	"	"	"	"	"	"	"	"	押し込み速度の影響
39	"	"	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
大井埠頭													
T-1	ドリル 方式	非回転 引き	約 6	75	100	133	8.2	5	0	1.5	ステン スチ ール	52.0×10^8	刃先角度の影響
2	"	"	"	"	"	"	"	90	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	20	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	3	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"	"	"	5	2	"	"	"	内径比の影響
衣浦湾													
B-101	ドリル 方式	非回転 引き	約 2	75	100	133	7.1	約 5	0	1.3	真鍮	22.7×10^8	肉厚の影響
102	"	"	"	"	"	"	8.2	"	"	1.5	"	26.4	"
103	"	"	"	"	"	"	11.0	"	"	2.0	"	35.9	"
104	"	"	"	"	"	"	16.6	"	"	3.0	"	56.0	"

表-6.1(c) サンプル条件一覧表(その3)

No	実験場	年度	ボーリング方法	備考
フォイルサンプリング				
F-1	錦海湾	昭43	—	
ベーンテスト				
B-22	錦海湾	昭41	ドリルパイプ方式	ボーリング孔底でテスト
B-23	"	"	"	"
B-25	"	昭42	"	サンプリングと交互、サンプリング孔底でテスト
B-27	"	"	"	"
B-28	"	"	コアチューブ方式	"
B-40	"	昭43	ドリルパイプ方式	サンプリング孔底でテスト
B-41	"	"	"	ボーリング孔底でテスト

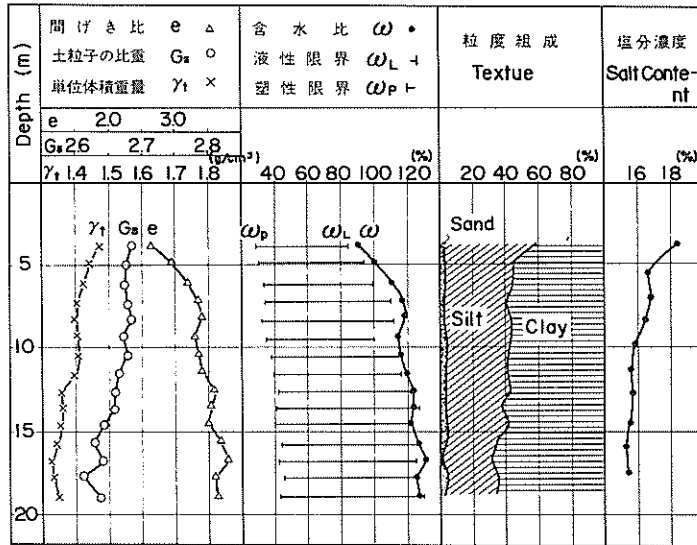


図-6.1 調査地の土質条件

(a) 錦海湾

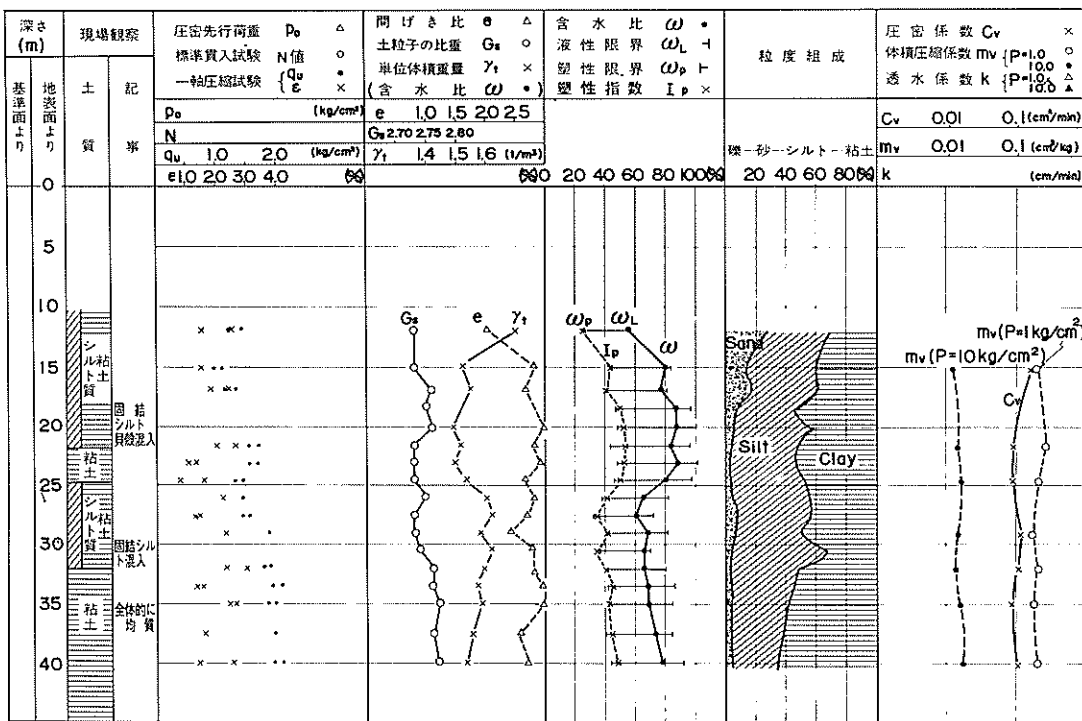


図- 6. 1 調査地の土質条件 (b) 東京港大井埠頭

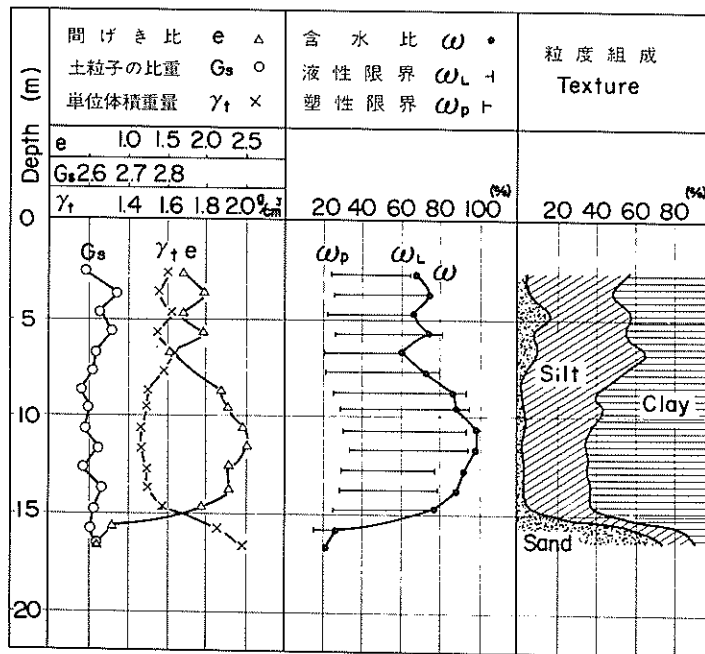


図- 6. 1 調査地の土質条件 (c) 衣浦港 9号地

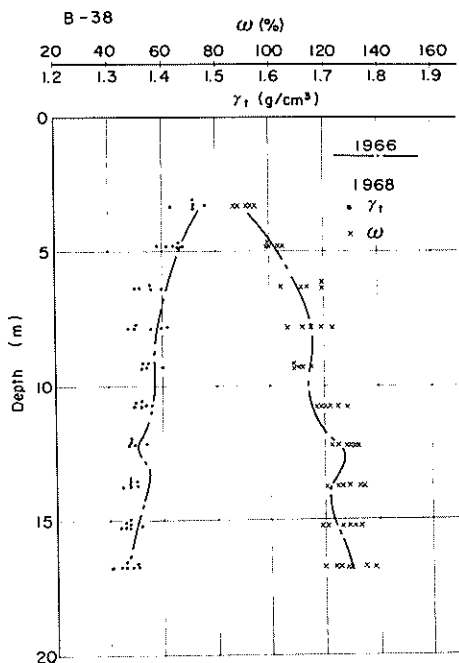


図-6.2 調査地盤の均一性
(a) 錦海湾

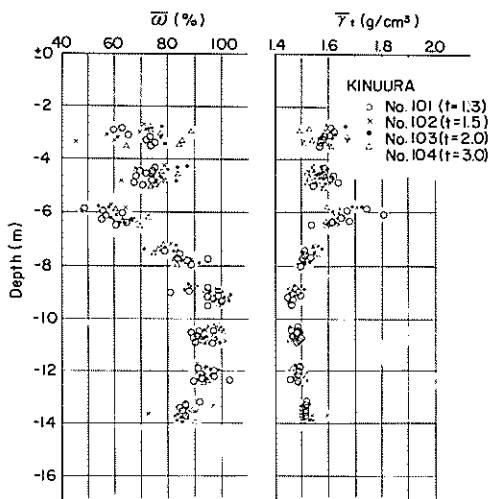


図-6.2 調査地盤の均一性
(c) 衣浦港9号地

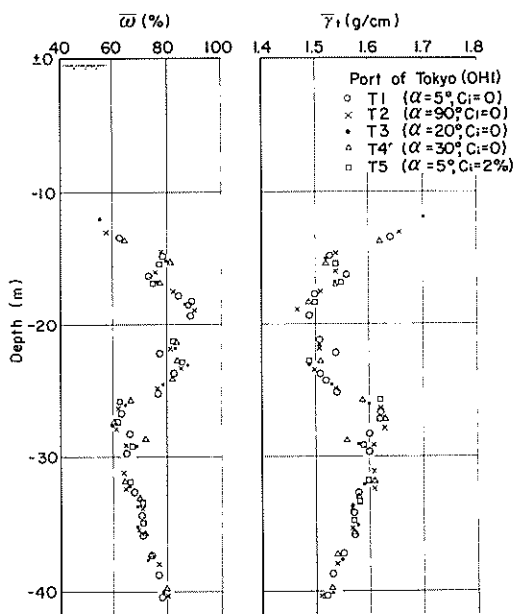


図-6.2 調査地盤の均一性
(b) 東京港大井埠頭

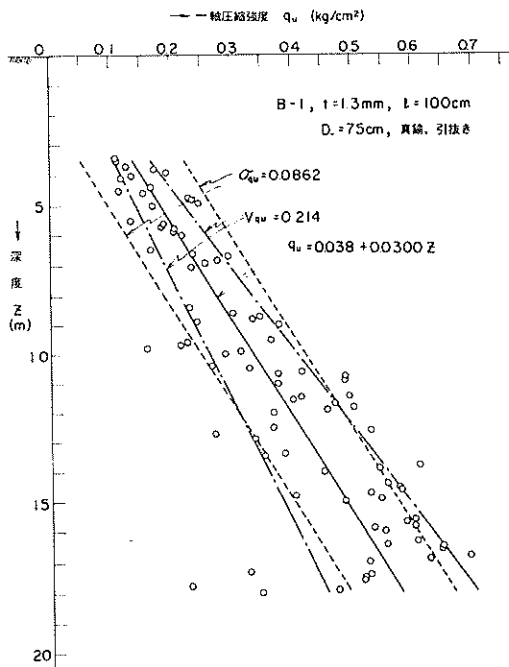


図-6.3 一軸圧縮強度の深度分布例
(a) 錦海湾 B-1

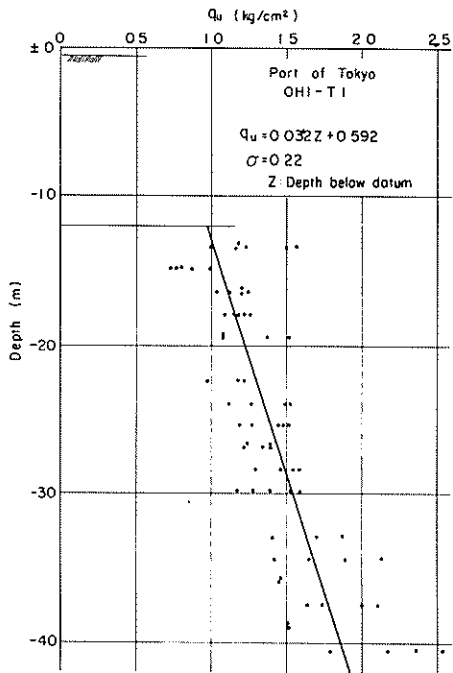


図-6.3 一軸圧縮強度の深度分布例 (a)大井埠頭 T-1

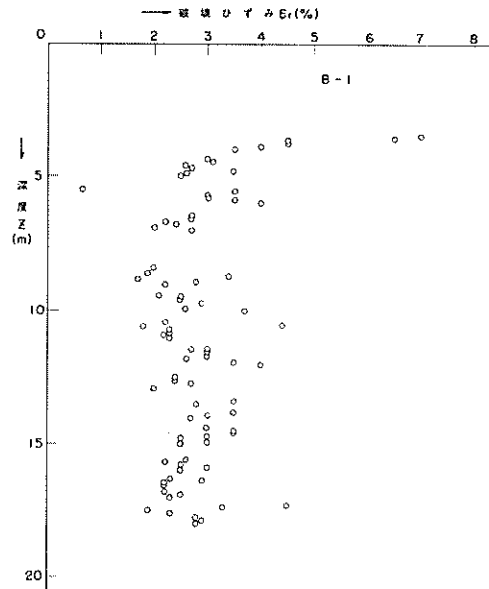


図-6.4 破壊ひずみの深度分布例 (a)錦海濱 B-1

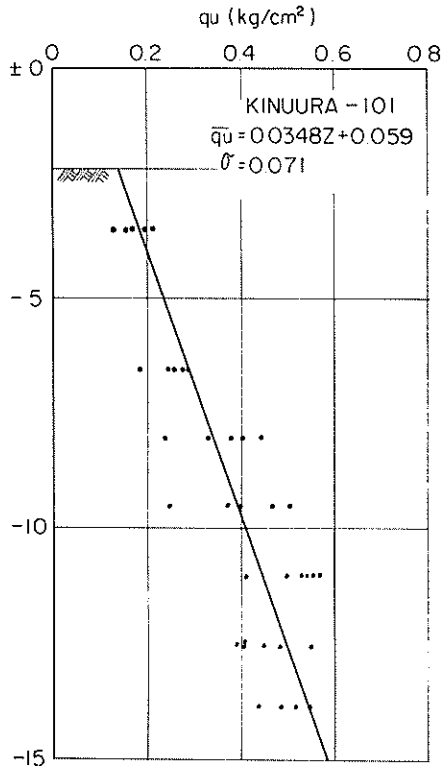


図-6.3 一軸圧縮強度の深度分布例 (c)衣浦港 B-101

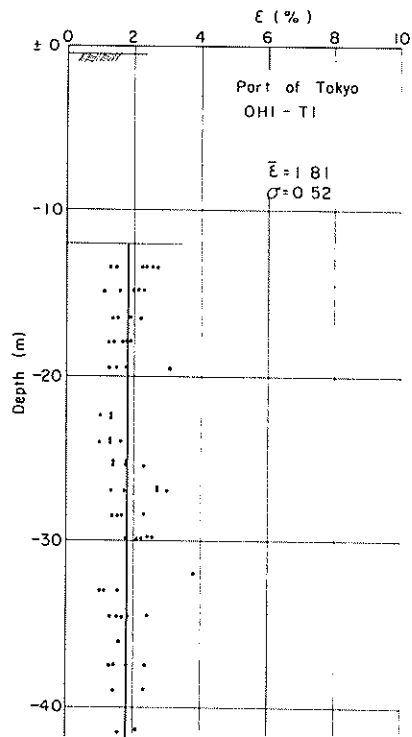


図-6.4 破壊ひずみの深度分布例 (d)大井埠頭 T-1

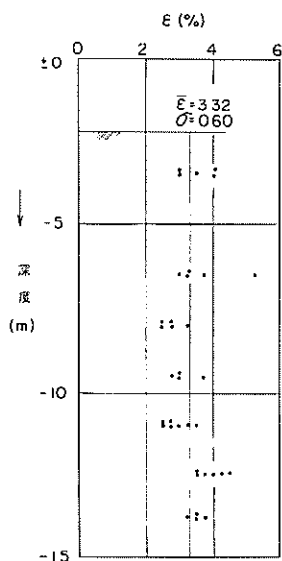


図-6.4 破壊ひずみの深度分布例
(c) 衣浦港 B-101

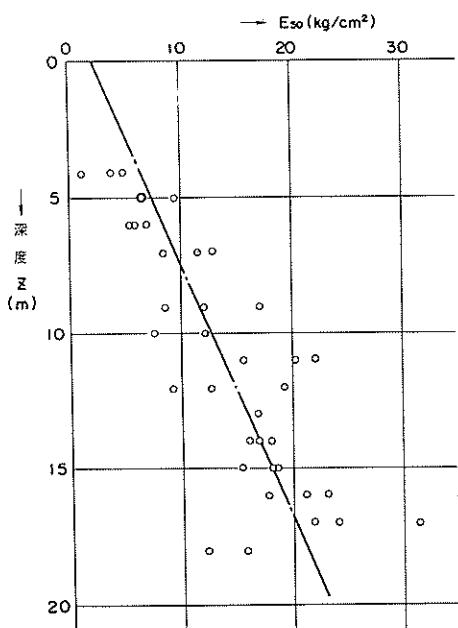


図-6.5 変形係数 E_{30} の深度分布例
(a) 錦海湾 B-1

6.2 ボーリング方法の影響

ボーリング方法が粘土試料のかく乱に及ぼす影響と一口に云っても考慮すべき要素や種類は非常に多く、全般について徹底的に究明することは不可能に近い。ここでは筆者等が実験的に調査した結果を中心に考察を進める(松本、奥村、堀江、1970)。

港湾技術研究所で開発された選研 61 年型工法は、内径 9.46 mm のドリルパイプを用いて穿孔し、サンプリングチューブを押し込み、サンプラーを引き上げる前にドリルパイプでチューブの周りを洗い流し、サンプラーの引き上げに際してサンプラー下端に働く真空を解除して試料の乱れを防ごうとする工法である。このうち最後の工程を省略したものをドリルパイプ方式と呼んでいる。ドリルパイプ方式は従来行なわれているコアチューブ方式に比べ、次のような利点がある。

- i) ドリルパイプにより孔壁が完全に保護される。
- ii) ドリルパイプがサンプラーを垂直に押し込むためのガイドとなる。
- iii) 清水による掘削を行なうので、排出される切屑からの土質判定の精度が比較的良い。

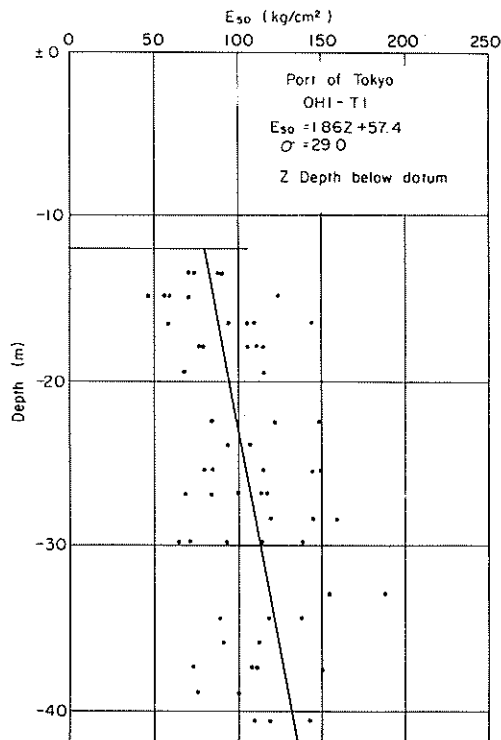


図-6.5 変形係数 E_{30} の深度分布例
(b) 大井埠頭 T-1

iv) サンプリングの都度コアチューブを上下させることがないので作業がスピードアップされる。

ドリルパイプ方式とコアチューブ方式との比較を岡山県錦海浜の粘土地盤について行なったものが図-6.6である(松本、堀江、山村、1968)。(a)図に示す一軸圧縮強度と深さとの関係では深さ10m以下($qu < 0.35 \text{ Kg/cm}^2$)でドリルパイプ方式がやや大きく、それ以上は逆の傾向を示しているが、いずれもその差は顕著ではない。

良質なボーリングの目的は孔底附近、すなわち採取試料の最上部の土をいかに乱さないかにある。サンプリングチューブ最上部の土(上部から12cm)の qu 値について両方式の比較を行なうと(b)図のようになる。(a)図と同じ傾向で、しかも両方式の差は僅かであり、これらの比較だけでは両者に優劣をつけ難い。

このようにドリルパイプ方式とコアチューブ方式とは採取試料の乱れに及ぼす影響では優劣をつけ難いが、孔壁の保護、サンプリングの鉛直性、土質の判定、サンプリングのスピード化など、前述の利点を考慮すれば実用的にはド

リルパイプ方式が好ましいと云えよう。反面、ドリルパイプの重量や送水ポンプの流量が大きいため装置が大がかりになる欠点は忍ばなければならない。

6.3 サンプリング方法の影響

6.3.1 シンウォールチューブの形状の影響

(1) チューブ直径

図-6.3および付図-Aに示した一軸圧縮強度の深度分布からシンウォールチューブの直径が異なる3例を採り上げ、最小自乗法による平均直線を比較すると図-6.7が得られる。平均的な深さGL-10.5mにおける qu 値は内径50mmの場合が最も大きく、次いで100mm、75mmの順となっている。一方、平均直線に関する qu 値の標準偏差 σ_{qu} は100mmの場合が最も大きく、次いで50mm、75mmの順となつている。この結果から、内径50mmの場合最も乱れが小さく、次いで75mm、100mmの順に乱れが大きいと云えようである。しかし、これら3つのケースで他のサンプリング条件は同じであるが、シンウォールチューブの肉厚がそれぞれ異っているため、その影響も混入していると思われる。したがって上の結論を断定することはできない。いずれにしても3者の差は僅かであり、チューブ直径の影響はこの範囲ではあまり大きくないと云えよう。

ISSMFE(1965)によれば、ノルウェーにおける調査で内径40~54mmの場合と内径104mmの場合とを比較した結果、著しい相異は認められなかったと云う。しかし、大多数の意見として50mm未満の内径は不かく乱試料の採取に不適当であるとしている。

一方、Berre, et al.(1969)は直径54mmのシンウォールチューブと95mmのチューブで採取したノルウェーの軟弱海成粘土について圧密試験を行ない、Casagrande法によって求めた先行圧密圧力 P_0 と土被り圧 $\Delta r/h$ との比 $P_0/\Delta r/h$ および圧縮指数 C_c と体積比 $(1+e_0)$ との比 $C_c/(1+e_0)$ のばらつきが後者で小さいことから直径の大きい方が乱れの少ないことを指摘している。

実用上の立場から見るとあまり大きい直径の場合にはボーリングやサンプリングの操作が大がかりになって不経済であり、逆に小さい直径の場合には圧密試験や一面せん断試験に用いる標準供試体を確保できないことがある。以上を総合すると、現在普通に採用されている内径75mmのシンウォールチューブが好都合であり、50mm以下のものは避けるべきであると云えよう。また、100mm以上のものは操作が大がかりになるので特殊な場合に限られよう。

(2) チューブ長さ

シンウォールチューブにより一度に長い試料を採取できれば採取回数も減って能率的であり、粘土層の微細な変動

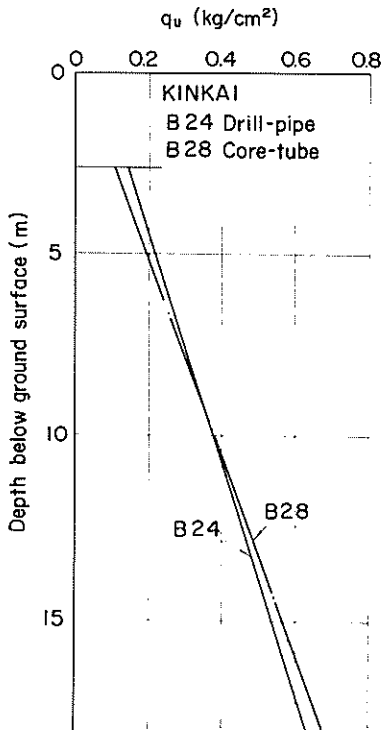


図-6.6 ドリルパイプ方式とコアチューブ方式との比較
(a) 全試料

も捉えられて便利である。しかし、チューブ長さが大きい程、チューブ内面と試料との摩擦も増大して試料の乱れの原因となる。

図-6.8はチューブ長さ50cm、100cm、および200cmの結果を比較した例である(藤下、松本、堀江、1966a)。この結果によれば、チューブ長さ50cmの場合が最も q_u 値が大きく、次いで200cm、100cmの順となっている。一方、 q_u 値のばらつき σ_{q_u} は長さ200cmの場合が最も小さく、次いで100cm、50cmの順となっている。以上からこの場合には200cmのものが最も乱れが小さく、次いで50cm、100cmの順に乱れが大きいと云えそうである。しかし、これら3つのケースのうち50cmのものについてはチューブの材質がステンレススチールであり、また運研61年型工法の特徴である追切りを行っており、後述のように乱れを少なくする要因2個を含んでい

る。したがって、この実験からはシンウォールチューブの長さが大きいほど乱れが少ないという結果が得られたと考えられ、少なくともこの範囲ではチューブ内壁の摩擦による著しい乱れは起らなかったと云えよう。

(3) 径長比

以上で述べたようにシンウォールチューブの直径は大きいものほど、チューブの長さは長いものほど乱れが小さい傾向はあるものの、それらの影響はあまり目立たず、上の傾向を断定するには至らない。これに対し、径長比(Length to diameter ratio)と呼ばれる指標(〔長さ〕÷〔直径])は両者の影響が総合されたものとして、より判然とした影響が見出せるものと期待できる。

図-6.9は図-6.7および6.8に示した結果をまとめ、径長比を変数として表わしたものである。図から判るように径長比の大きいものほど q_u 値のばらつきが小さく、 q_u

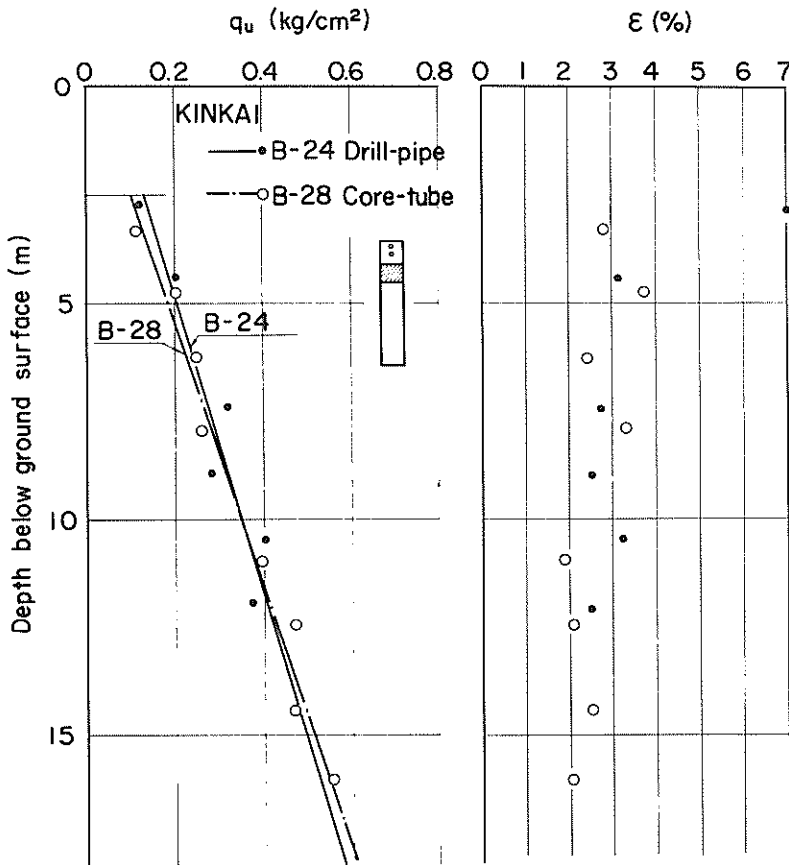


図-6.6 ドリルパイプ方式とコアチューブ方式との比較
(b) 最上部

値も僅かながら小さくなる傾向を示している。

ISSMFE (1965) は許容最大径長比として表-6.2 を与えている。表によれば、鋭敏比 S_t の高い粘土ほど、また緩い砂ほど径長比を大きく採っても良いことになる。このことは鋭敏比の高い粘土ほどチューブ内壁との摩擦による強度低下が大きく、抵抗なくチューブが押し込めるといふ理由に基づくものとしてその妥当性はうなずけるが、提案値そのものにはっきりした根拠はなく今後の検討を必要としよう。ちなみに粘土試料の場合、チューブ両端から 2 De まで (ボーリングをしないサンプリングでは 3 De まで) は乱れが大きく、かく乱試料とは云えないとしている (図-6.10 参照)。したがって、例えば鋭敏比 5 以下

の粘土では両端部を除いて 6 De (ボーリングなしのサンプリングでは 4 De) 分だけが試験し得るかく乱試料であることになり、あまり合理的な規定とは思われない。

いずれにしても我国沖積粘土地盤のように軟弱で鋭敏比の高い土では径長比がよほど大きくなければむしろ径長比が大きいほど乱れも小さい傾向があり、この問題に関してそれほど神経を使う必要はなさそうである。

(4) 断面積比

シンウォールチューブの実断面積が大きいと押し込みの際に排除すべき土の体積が大きくなり、試料のかく乱は激しくなると考えられる。Hvorslev (1969) は断面積比として 10 ~ 15 以下を提案し、深度が大きい程

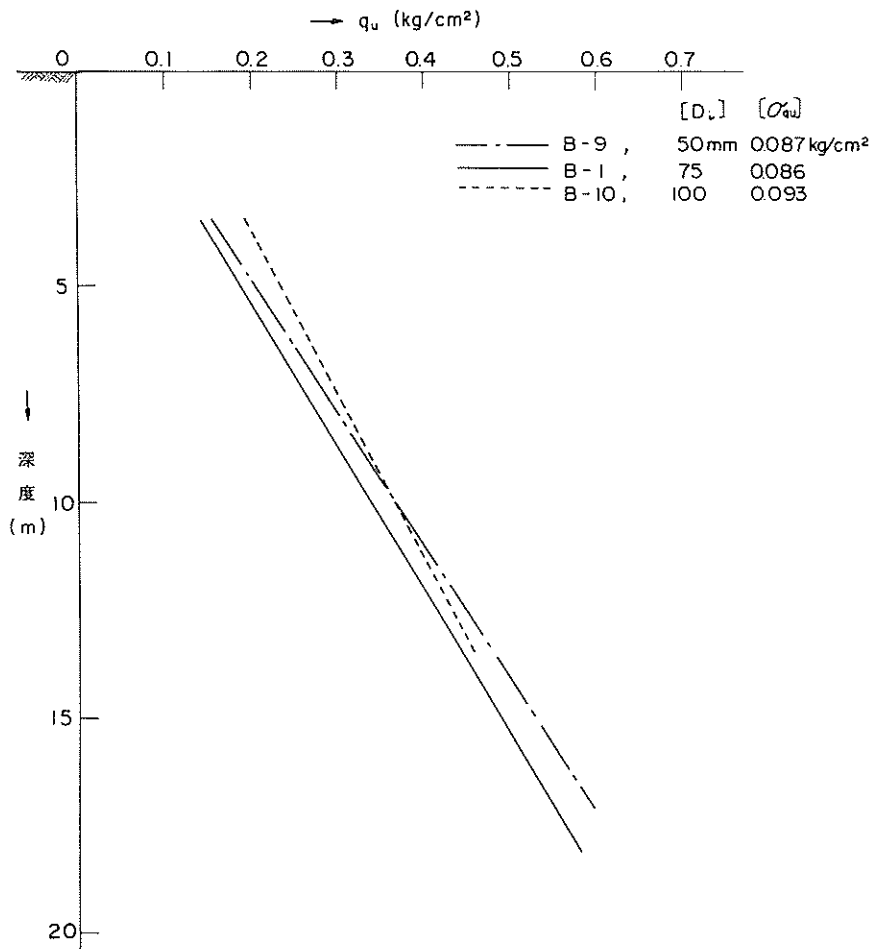


図-6.7 チューブ直径の影響 (錦海粘土)

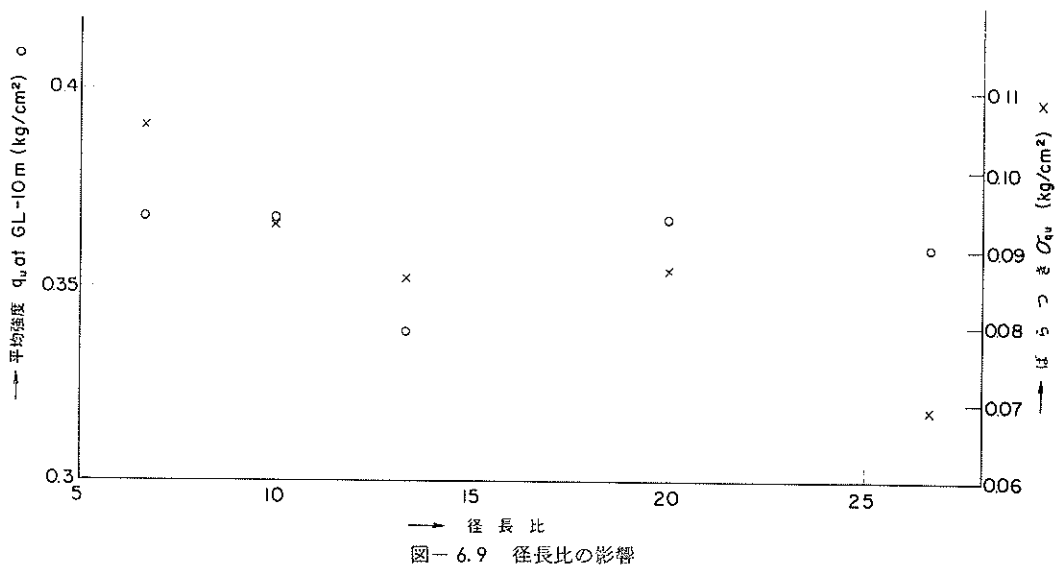
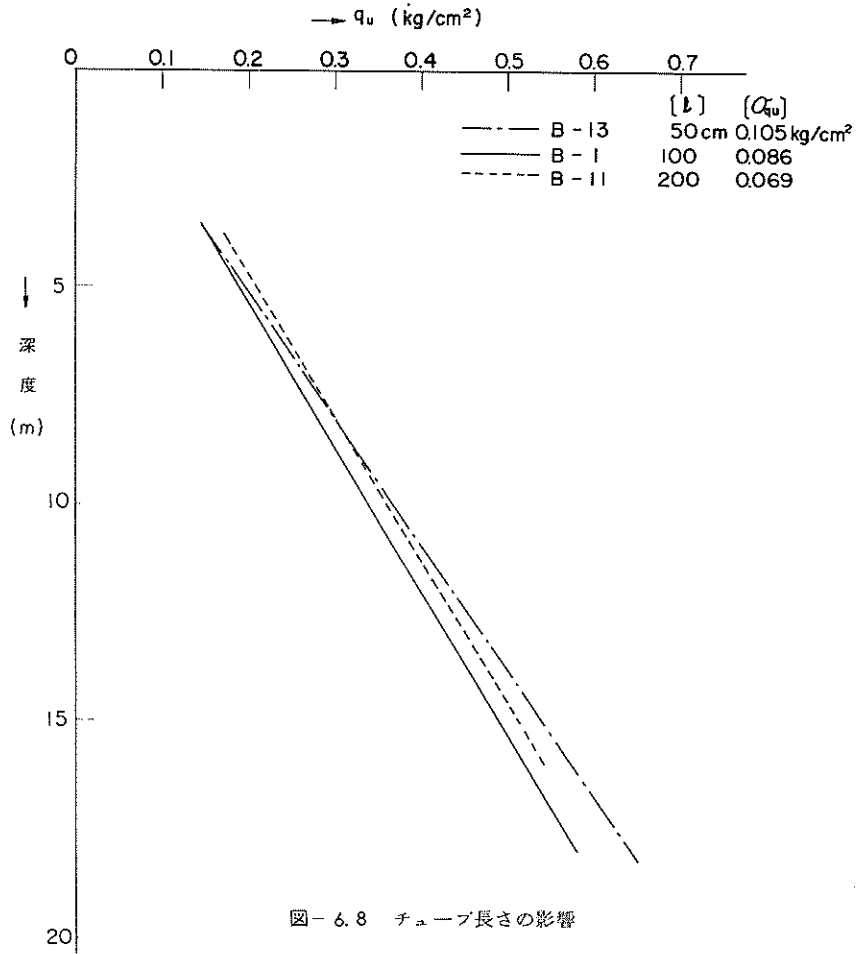


表- 6.2 不かく乱試料採取に許される最大径長比
(ISSMFE, 1965)

土の種類	最大径長比
粘土 (St > 30)	20
粘土 (30 > St > 5)	12
粘土 (St < 5)	10
緩い砂質土	12
やや緩い砂質土	6

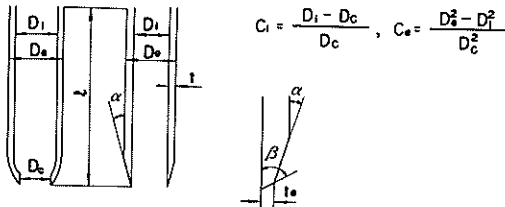


図- 6.10 シンウォールチューブの諸元

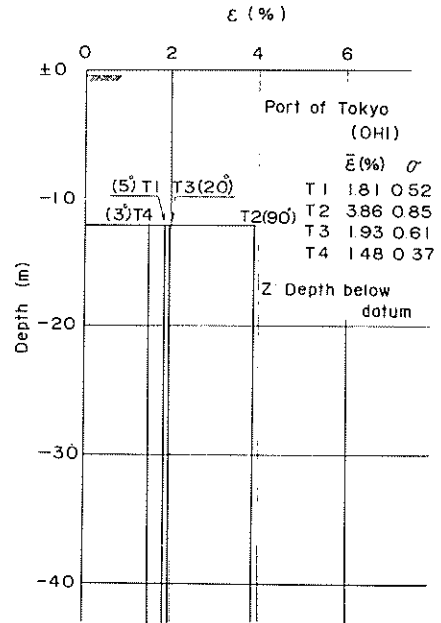


図- 6.11 刃先角度の影響
(b) 破壊ひずみ

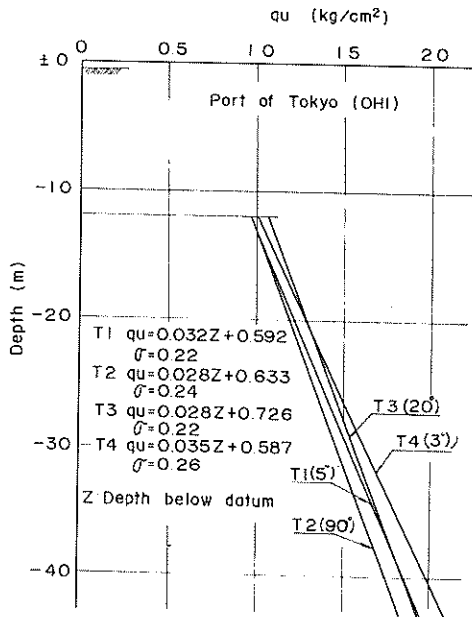


図- 6.11 刃先角度の影響
(a) 一軸圧縮強度の深度分布

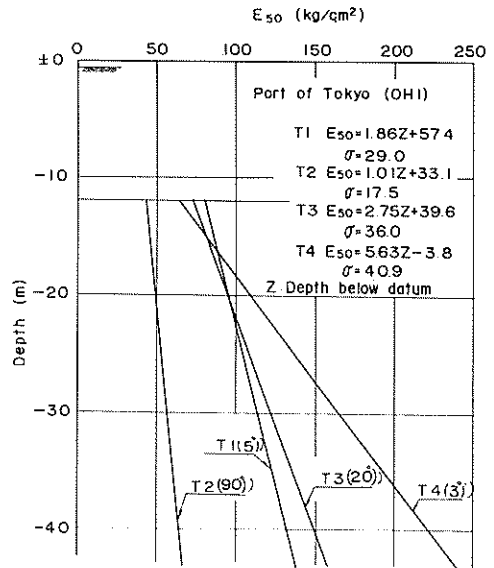


図- 6.11 刃先角度の影響
(c) 変形係数の深度分布

ど乱れに及ぼす影響も大きいと述べている。一方、Kallstenius (1958) は (5) に述べる刃先角度が小さければ断面積比は殆んど乱れに影響しないと述べている。

筆者等の実験研究は表-6.1で判るように大部分のケースがHvorslevの提案の範囲内にあり、しかもあまり大きな変化はないので、その影響を知るには至らない。

通常、我国の沖積粘土盤に適用されるシンウォールチューブの断面積比は表-6.1の範囲程度であり、さして問題とするに至らないと考えられる。むしろ、6.3.2に述べるチューブ剛性に関連した影響を重視すべきであろう。

(5) 刃先角度、刃先肉厚

シンウォールチューブは刃先の鋭いものほど押し込みに伴う抵抗が少なく、試料の乱れも小さく考えられる。Kallstenius (1958) は塑性理論に基づいてチューブの押し込みに伴う土の乱れを考察し、刃先肉厚 t_e (図-6.10参照) として 0.25mm、刃先角度 α として 5° 以下を提案している。しかし、上述の考察にはいくつかの仮定があり、また、使用した土質常数もスウェーデンの粘土についてのものであって、必ずしも我国の沖積粘土に適用できるとは限らない。

筆者等は 6.1.2 で述べたように、東京港大井埠頭において刃先角度の影響を調べるサンプリング実験を行なった(松本、堀江、奥村、1970)。図-6.3~6.5および付図に示した一軸圧縮試験の結果から刃先角度の影響をまとめると図-6.11が得られる。(a) 図から判るように、刃先角度が最も鋭い $\alpha = 3^\circ$ の場合が最も大きい q_u 値を示し、刃先角度のない ($\alpha = 90^\circ$) 場合に当然ながら最も小さい値となる。またその差は深さ方向にほぼ一様で、約 10% の強度低下がかなり明瞭に現れている。一方、これらの中間的な刃先角度である $\alpha = 5^\circ$ 、および $\alpha = 20^\circ$ の場合は上述の両ケースのほぼ中間にあり、両者に明瞭な差異は認められない。(b) 図に示した破壊ひずみからも同じ傾向が認められる。すなわち、刃先角度が大きくなるにしたがってひずみが大きくなり、乱れの程度が激しいことを示している。特に刃先角度のないチューブで採取した試料によるひずみは $\alpha = 3^\circ$ のそれに較べると約 25 倍のびており、刃先角度の重要性を如実に現わしている。さらに、(c) 図に示した変形係数についても同様の傾向が認められ、 $\alpha = 3^\circ$ の場合が最も大きい値となっている。この値を 100 とし、他のケースの変形係数を見ると $\alpha = 5^\circ$ および $\alpha = 20^\circ$ の場合には 15~25%、 $\alpha = 90^\circ$ の場合には 50% 程度の低下を示し、刃先角度の相異なるによる乱れの影響が明らかである。

上述の傾向を一層はっきりさせるために、サンプリングの平均深さ、-2.6mにおける一軸圧縮強度 q_u 、破壊ひずみ ϵ_f 、および変形係数 E_{50} の値を刃先角度の対数に

対してプロットすると図-6.12のようになる。いずれの値についてもほぼ直線的な関係が得られ、刃先角度の増大とともに乱れが大きくなることを示している。一方、各強度常数の最小自乗直線に対する標準偏差は図-6.13のようである。(b) 図に示す破壊ひずみについては刃先角度が大きい程ばらつきも大きい結果となっているが、(a) 図に示す q_u 値のばらつきでは傾向がはっきりせず、(c) 図に

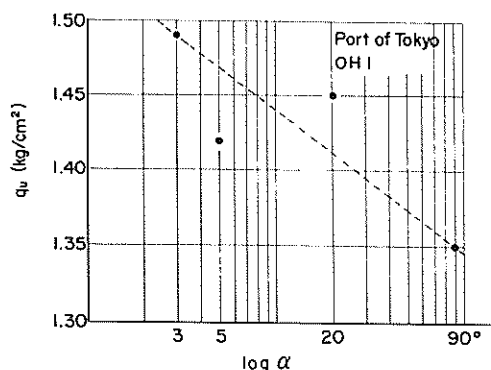


図-6.12 刃先角度と平均強度常数との関係
(a) 一軸圧縮強度

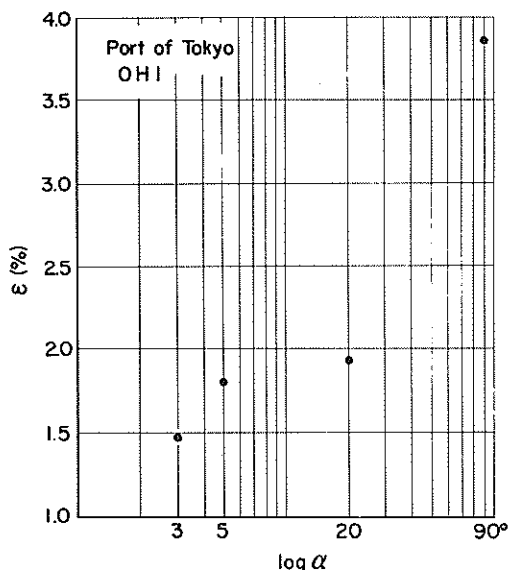


図-6.12 刃先角度と平均強度常数との関係
(b) 破壊ひずみ

示す変形係数については逆に刃先角度が大きいほどばらつきが小さくなっている。しかしながら、総合的には刃先角度の大きい程、乱れも大きいことは明瞭であると云えよう。

Kallstenius (1958) の調査結果を図-6.12と同様に片対数紙上で再現すると図-6.14になる。刃先角度が 7° までの範囲ではあるが、筆者等の実験結果と同様に角度が小さいほど乱れも少ないことを示しており、さらに角度の小さい方が一層良好な結果をもたらすことを示唆している。

ISSMFE (1965) は面積比が大きいものほど刃先角度を小さく採るべきだとし、図-6.15に○印で示す値

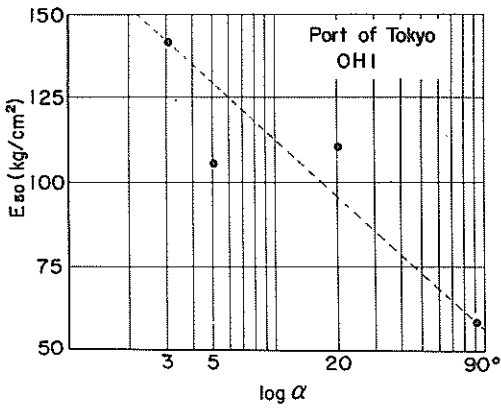


図-6.12 刃先角度と平均強度常数との関係
(c) 変形係数

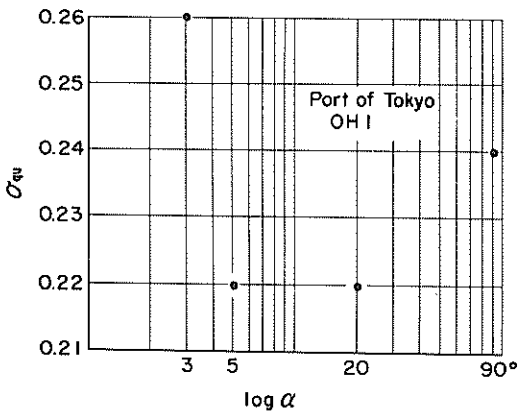


図-6.13 刃先角度とばらつきとの関係
(a) 一軸圧縮強度

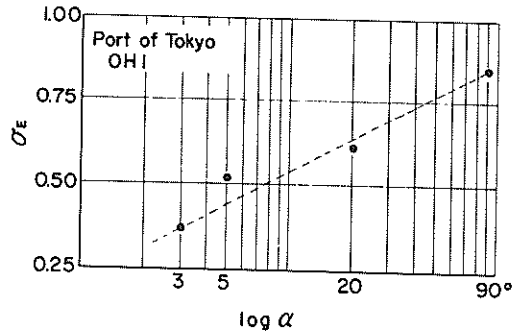


図-6.13 刃先角度とばらつきとの関係
(b) 破壊ひずみ

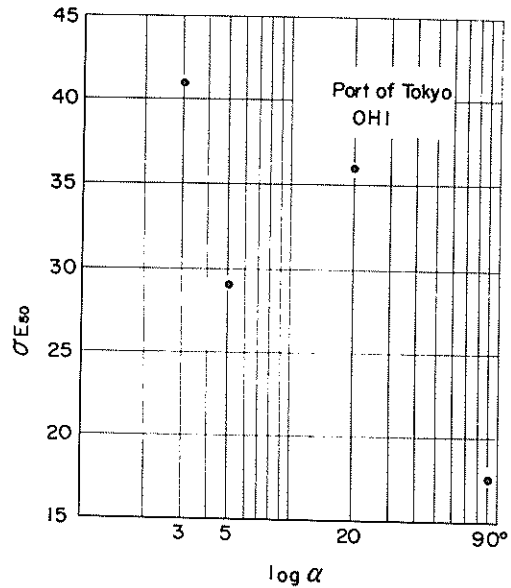


図-6.13 刃先角度とばらつきとの関係
(c) 変形係数

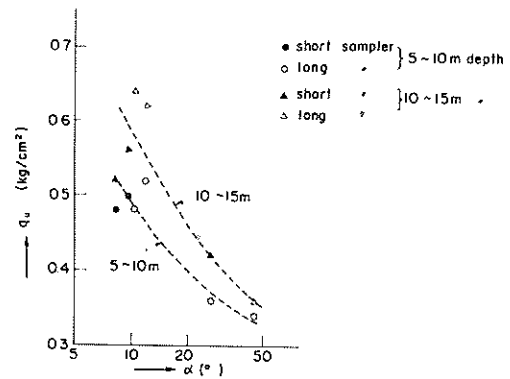


図-6.14 刃先角度と一軸圧縮強度との関係
(Kallstenius, 1958)

を与えている。また、刃先の先端角度 β (図-6.10参照) として 60° を、先端部の厚さ t_e として 0.3 mm または試料土の 10 多粒径 D_{10} を推薦している。ただし、これらの根拠については定かでない面があり、経験的なものであると云えよう。また、Hvorslev (1969) は断面積比 44% の場合について $\alpha < 10^\circ$ を推薦しているが、その根拠はHvorslev (1949) であると思われ、より小さい角度の方が好ましいことは Kallstenius (1958) の結果からも明らかであろう。

以上の資料を総合して考察すれば、少なくとも我国の沖積粘土地盤については刃先角度が小さいほど乱れも少ないと考えられ、 $\alpha = 3^\circ$ 程度が好ましいと云える。ただし、真鍮のような軟い材質のチューブでは加工がむずかしいこと、貝殻などの異物によって刃先が折れ曲りやすいことなどの理由から実際には適用が困難である。土質工学会基準案(サンプリング研究委員会、1972)で $\alpha = 5 \sim 7^\circ$ と定めているのもこのためであろう。しかしながら、より高い品質の試料を採取するためにはステンレススチールのような剛性の高い材料を使用し、刃先角度を 3° 以下に押えることが望ましいと考えられる。

(6) 内径比

シンウォールチューブを土中に押し込む際、チューブ内

壁と試料との間には摩擦が働いて乱れの要因となる。これを避けるためには内壁が滑らかであり、清潔であることが必要なのは云うまでもない。これと併行してチューブの形状にも工夫がこらされている。すなわち、図-6.10に示すように刃先部分で内径をしぼり、上部で摩擦が働かないようにする内面間隙 (inside clearance) がこれで、しぼりの程度を表わす指標に内径比 (inside clearance ratio) $C_i = (D_i - D_c) / D_c$ が用いられている。

内面間隙は摩擦の軽減という長所を持つ反面、いくつかの短所を有している。すなわち、チューブとの間に隙間があるため、サンプラーを引き上げる際に試料が落下しやすく、あるいは試料が変形して乱れの原因となる。また、内面間隙は試料の膨張を助ける働きがあるので、気泡を含んだ土や膨潤性のある土の場合には強度低下が著しくなる。

筆者等は東京港大井埠頭において内径比 2% の場合と内径比のない場合との比較を行なった(松本、堀江、奥村、1970)。図-6.16は比較実験の結果であるが、T-5は内径比 2% 、刃先角度 5° の場合であり、T-1は内径比 0 、刃先角度 5° の場合、T-4は内径比 0 、刃先角度 3° の場合である。(a) 図に示す一軸圧縮強度と破壊ひずみの

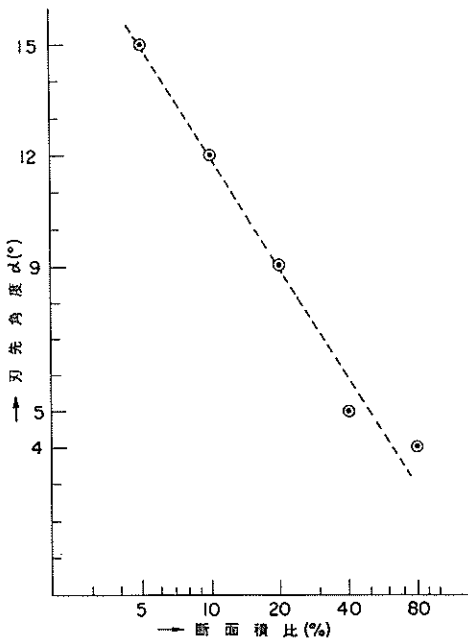


図-6.15 断面積比と最適刃先角度との関係 (ISSMFE, 1965)

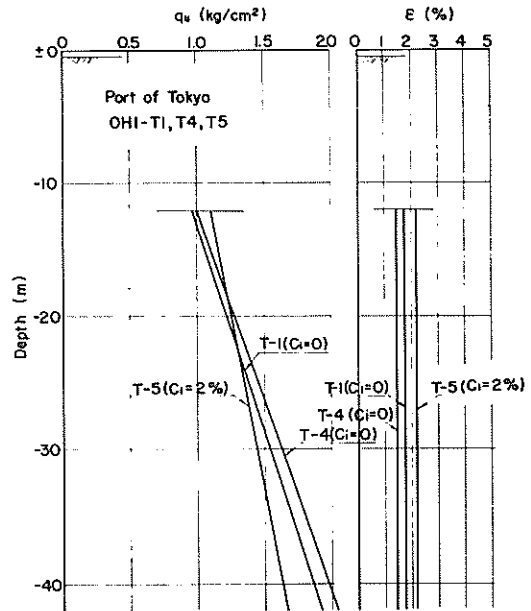


図-6.16 内径比の影響 (a) 一軸圧縮強度、破壊ひずみの深度分布

ずみの深度分布で見られるように、内径比のある方が強度は小さく、ひずみは大きくなっており、内面間隙がcaえて乱れを大きくする要因であることを物語っている。また、(b) 図に示す変形係数の深度分布でも同様に内径比のある方が乱れを大きくして変形係数を低下させている。なお、内径比2%の場合には無数のクラックが認められ、この点でも好ましくないものと考えられる。

ISSMFE (1965) によれば膨潤性のない通常の粘性土に対し深度20 mまでのサンプリングでは内径比を0.5~1.0%にするのが良い。1~3%以上の内径比では試料の変形、亀裂の拡大、気泡を含む場合の膨脹など悪い影響の方が多く、好ましくないとしている。

Hvorslev (1969) は最近内径比がしだいに小さくなっており、0.5~1.0%が好まれるようになって来たが、内径比が0ではチューブ直径のせいぜい2倍ぐらいの長さしか良好な試料を取り得ないとしている。

一方、我国においても小川、藤田、横田(1960)は内径比2%が適当であると報告している。しかし、福岡、中神(1960)の報告では0.5%程度の内径比がむしろ悪い結果を生ずる傾向を示している。

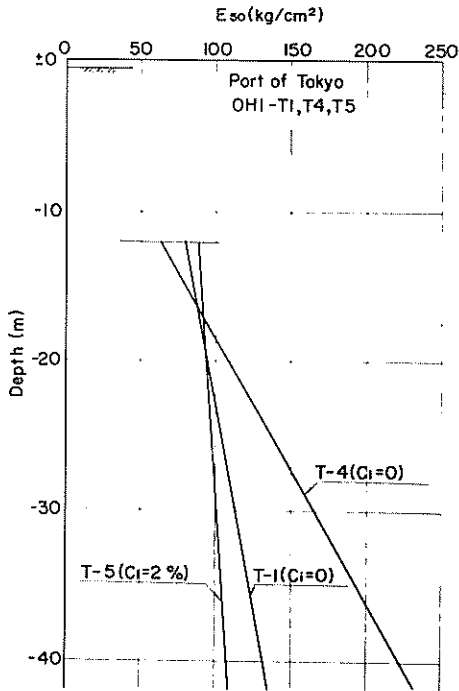


図-6.16 内径比の影響
(b) 変形係数の深度分布

以上の点を総合して考慮すれば、我国の粘土地盤のように軟弱で鋭敏比の高い土質ではむしろ内径比のない方が実際的であり無難であると云えよう。

6.3.2 シンウォールチューブの剛性の影響

(1) チューブ肉厚

一般にシンウォールチューブの肉厚は薄ければ薄いほど押込みに伴う抵抗が少なく、採取試料の乱れも少ないと考えられて来た。そもそもシンウォールサンプリングが今日のように盛んになって来たのはこの理由によるものである。しかし、最近では肉厚があまりにも薄くなり過ぎて剛性が不足し、かえってその欠点が見られるようになり、甚しい場合にはチューブが永久変形を起して試料自体も変形する例が見られるようになってきた。果してどの程度の肉厚のチューブが最適なのかは現在最も大きな問題の一つとなっている。

筆者等は錦海湾および衣浦港において肉厚の影響を調べるサンプリング実験を行なった(奥村、松本、堀江、1967a, b; 松本、堀江、奥村、1970)。図-6.3~6.5および附図に示した実験結果のうち肉厚に関して比較したものをまとめると図-6.17のようである。(a)~(c)図に示した錦海湾の場合には特に著しい傾向は認められないが、(d)図に示した衣浦港の場合には肉厚1.5mmのものが一軸圧縮強度も大きく破壊ひずみも小さい。

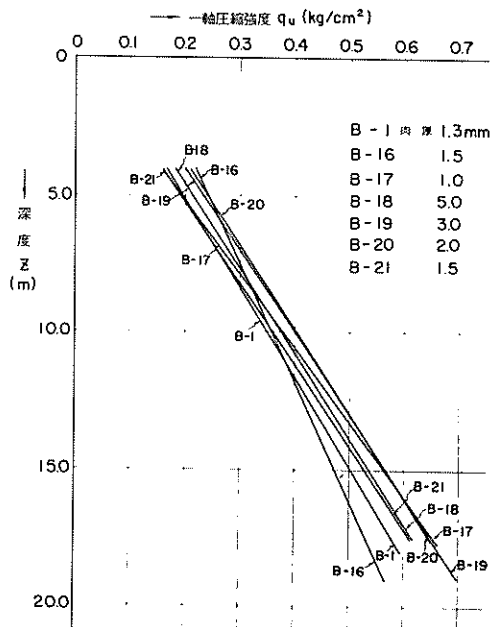


図-6.17 肉厚の影響
(a) 一軸圧縮強度の深度分布(錦海湾)

試料の乱れに及ぼす肉厚の影響を判りやすく見るため、錦海湾におけるサンプリングの中心深さ（GL - 11 m）での強度諸常数を肉厚との関係でプロットすると図-6.18のようになる。(a) 図の一軸圧縮強度、(e) 図の破壊ひずみ等からみると肉厚 2 mm の場合が最も良く、極端に厚肉のもの（5 mm）や薄肉のもの（1 mm）では総合的に見て好ましくない結果が得られている。一方、錦海湾の土では採取試料に多くのクラックが観察されたので、クラックの総延長を試料の総延長に対する比（クラック度）で表わし、肉厚との関係でプロットすると図-6.19のようになる。この図からは肉厚 1.5 mm で最も良い試料が得られることが判る。結局、総合的に見て、錦海湾の場合には肉厚 1.5 ~ 2.0 mm のものが最も良好であり、極端に厚肉のものや薄肉のものでは良い不かく乱試料は得られないと云うことができよう。

衣浦港の中心深さにおける強度諸常数を肉厚と対比すると図-6.20のようである。(a) 図の一軸圧縮強度、(c) 図の破壊ひずみから判定して、この場合には肉厚 1.5 mm で最も良好な結果が得られた。

以上を総合して結局、我国の沖積粘土地盤においてはシンウォールチューブの肉厚は 1.5 ~ 2.0 mm 程度が最も適しており、極端に厚肉のものや薄過ぎるものはかえって乱れを大きくする原因となると云えよう。

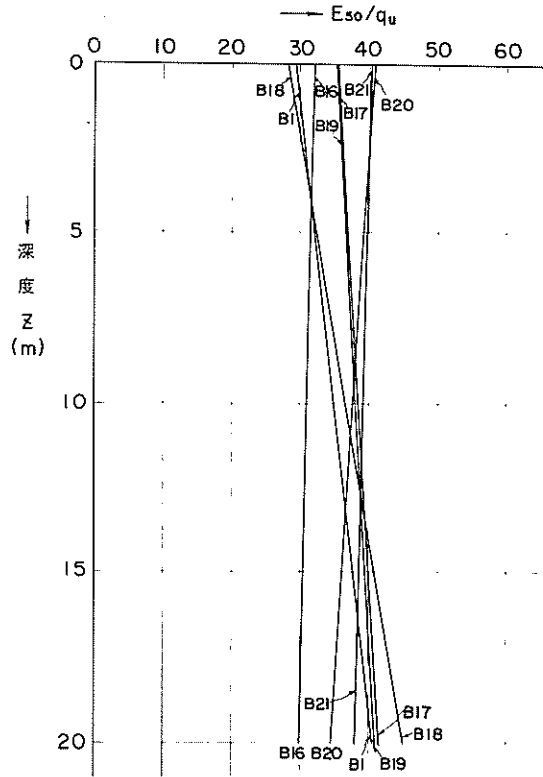


図-6.17 肉厚の影響

(c) E_{50} / q_u の深度分布 (錦海湾)

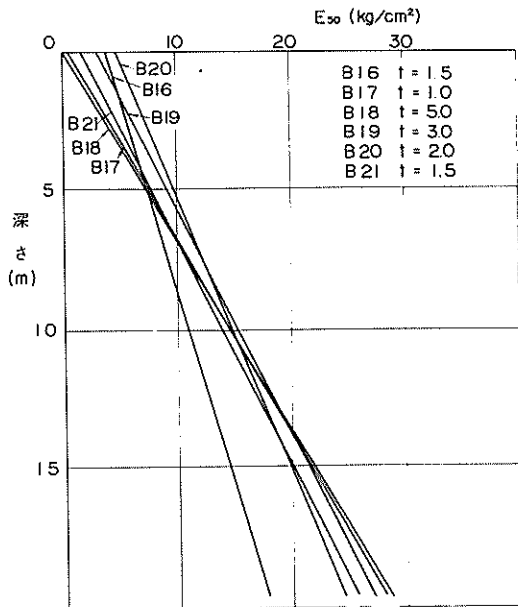


図-6.17 肉厚の影響

(b) 変形係数の深度分布 (錦海湾)

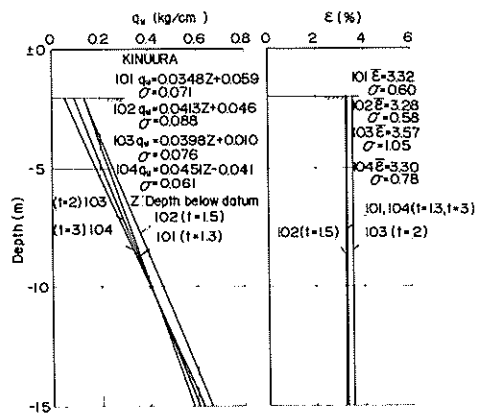


図-6.17 肉厚の影響

(d) 一軸圧縮強度および破壊ひずみの、深度分布 (衣浦港)

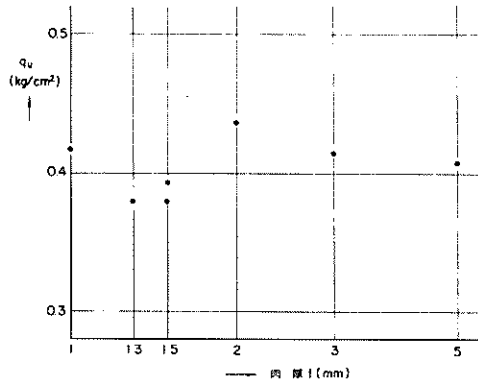


図- 6.1 8 平均強度定数と肉厚との関係(錦海湾) (a) 一軸圧縮強度

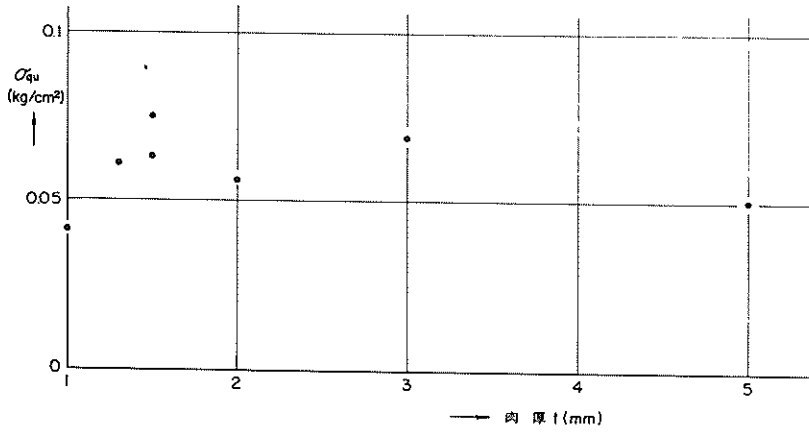


図- 6.1 8 平均強度定数と肉厚との関係(錦海湾) (b) 一軸圧縮強度のばらつき

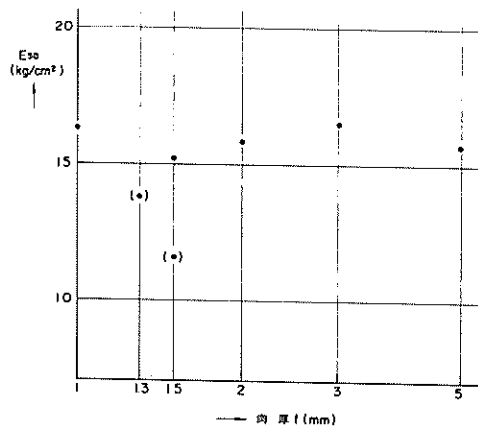


図- 6.1 8 平均強度定数と肉厚との関係(錦海湾) (c) 変形係数

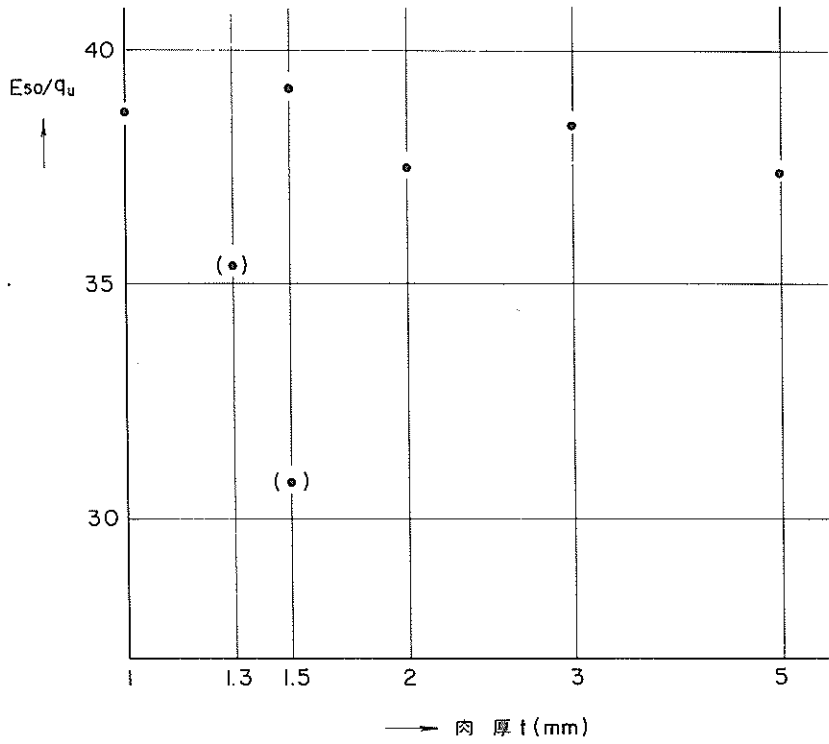


図-6.18 平均強度定数と肉厚との関係(錦海湾) (d) E_{50}/q_u

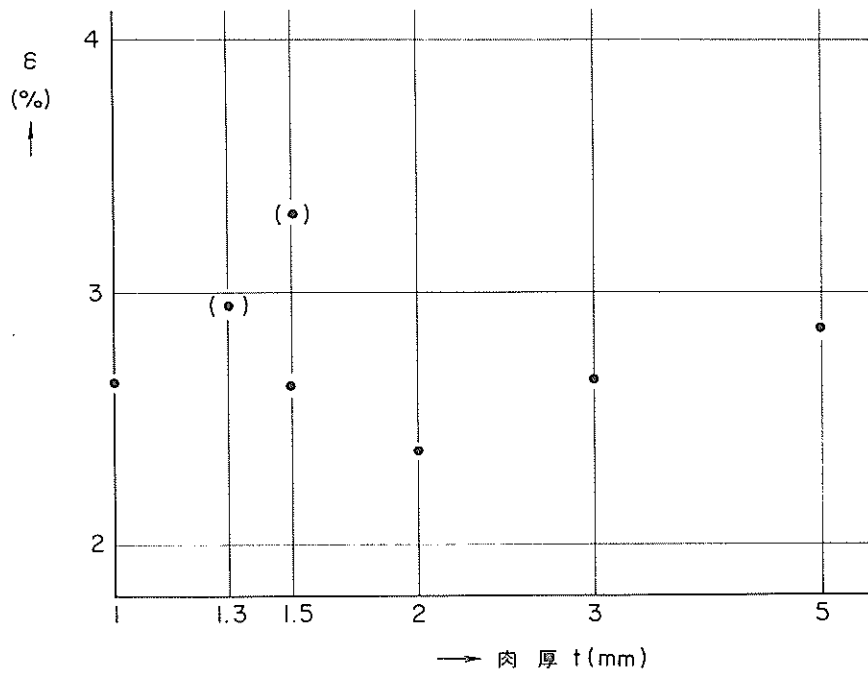


図-6.18 平均強度定数と肉厚との関係(錦海湾) (e) 破壊ひずみ

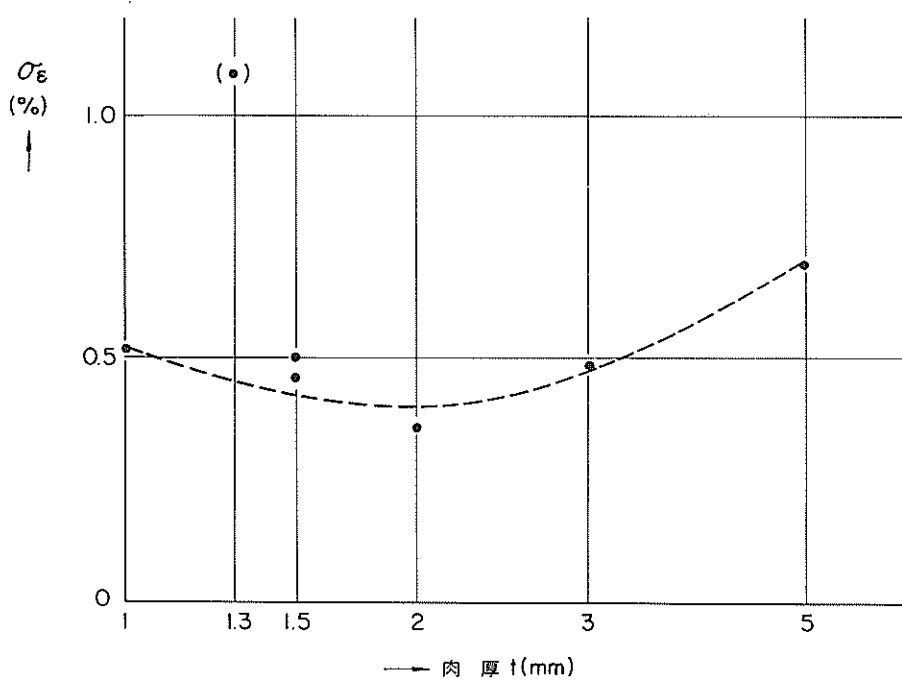


図-6.18 平均強度常数と肉厚との関係(錦海湾)
 (f) 破壊ひずみのばらつき

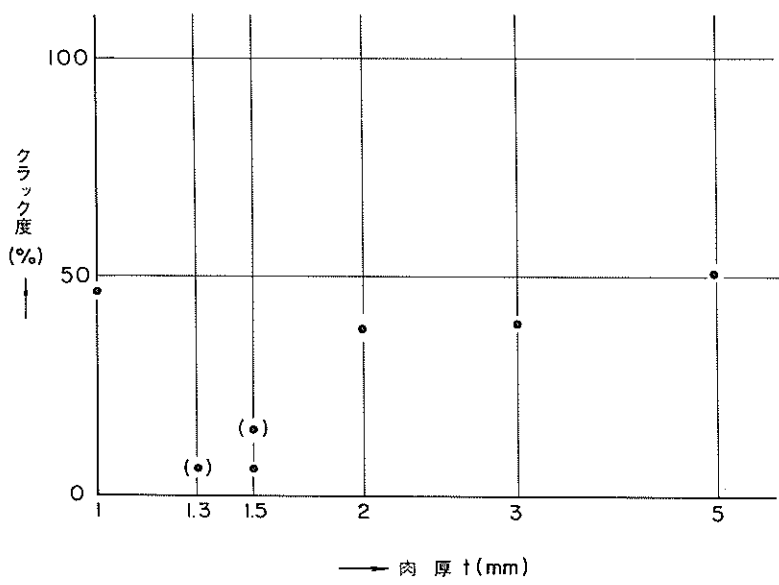


図-6.19 クラックの割合と肉厚との関係(錦海湾)

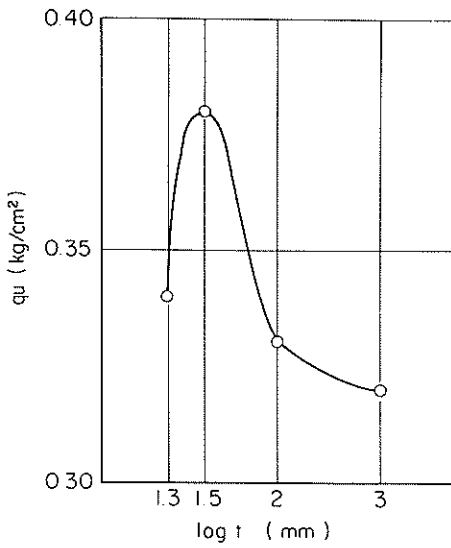


図-6.2.0 平均強度常数と肉厚との関係(衣浦港)
(a) 一軸圧縮強度

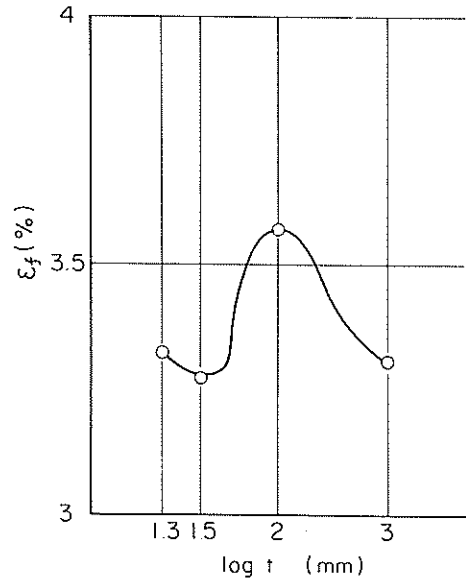


図-6.2.0 平均強度常数と肉厚との関係(衣浦港)
(c) 破壊ひずみ

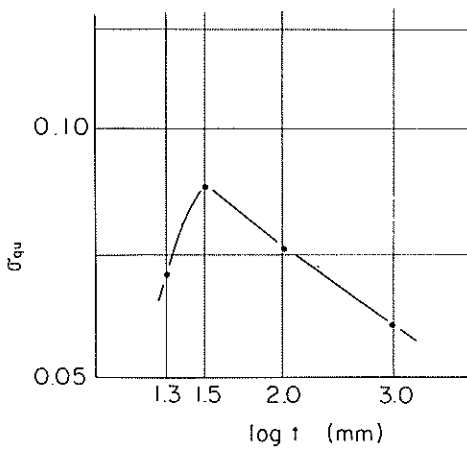


図-6.2.0 平均強度常数と肉厚との関係(衣浦港)
(b) 一軸圧縮強度のばらつき

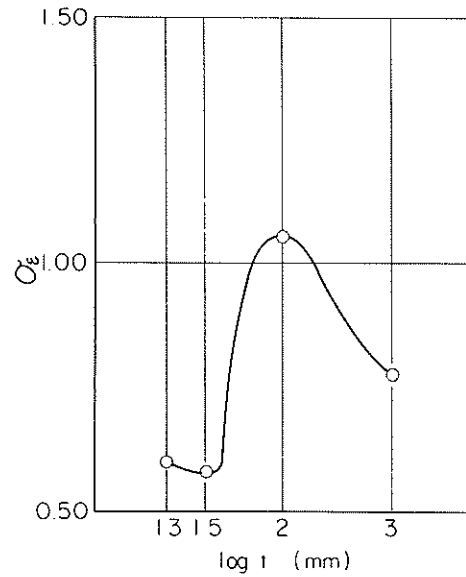


図-6.2.0 平均強度常数と肉厚との関係(衣浦港)
(d) 破壊ひずみのばらつき

(2) チューブ材質

前述のように、シンウォールチューブの肉厚は薄ければ薄いほど良いと云うものではなく、薄過ぎるとかえって採取試料の乱れが大きくなることが判った。その原因として薄肉のチューブでは剛性の不足が考えられる。サンプリングに伴ってチューブの内外に働く力は決して均一なものではなく、特にボーリングロッドなどが曲っている場合には偏心荷重を受けてチューブに変形の跡が見られることも多い。しかも、外力の不均一性は単純なものではなく、解析的に調査することは非常に困難であるが、いずれにしてもシンウォールチューブに剛性を持たせることで採取試料の乱れを軽減することができると考えられる。

図-6.3および附図-Aに示した実験結果のうち、純粋に剛性の相異の影響を比較できるものとしてシンウォールチューブの材質のみが異なる例を取り出したものが図-6.21である。図から明らかなように、剛性の高いステンレス鋼の場合には得られた一軸圧縮強度が大きく、破壊ひずみは小さい。しかも、その差は深い所ほど大きい。これは、地盤強度が大きいほど、また、サンプリングの深度が大きいほど剛性の影響が大きくなるためと考えられ、実際のサンプリングにおけるシンウォールチューブの剛性の重要性を表わしている。

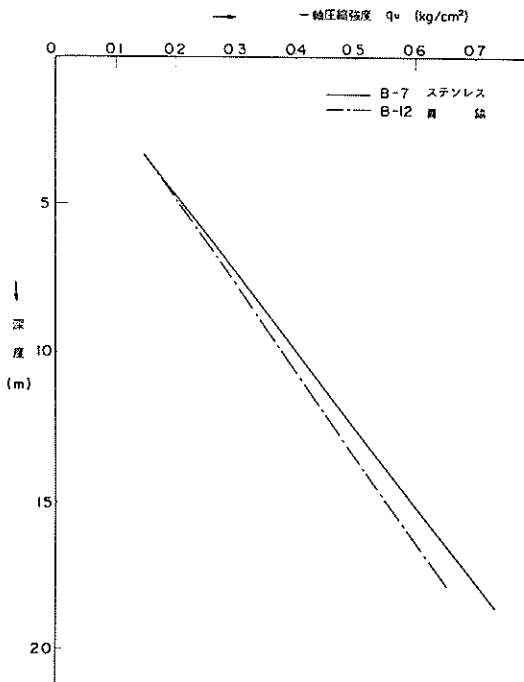


図-6.21 チューブ材質の影響

(3) チューブ剛性

前2項で述べたようにシンウォールチューブの肉厚や材質は採取試料の品質に大きな影響を及ぼすが、その主たる要因はチューブの剛性であると考えられる。ここでは前述の実験データをチューブ剛性の関数として整理し、その相関性を調べてみよう。

チューブの剛性を何で表わすかは一概に決められない。例えば試料の乱れがサンプラー引き上げ前の緑切りのための回転に大きく支配されると考えるならば振り剛性GJをパラメーターにとるのがよいことになる。しかし、実際にはこの場合でもむしろ不均等外力による曲げの影響が大きいと考えられ、一般には偏心荷重による曲げ変形を重視すべきであろう。また、サンプリングチューブの挫屈という要素を考えても、長さの項を除外すれば、一般の曲げ剛性EIをパラメーターにとるのが妥当と考えられる。

図-6.22は曲げ剛性EIを変数として錦海湾における実験結果を比較したものである。(a)図に示したGL-11mにおける一軸圧縮強度では定まった傾向は認められないものの、 $EI = 3.6 \times 10^6 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$ において最大値を示している。また、(b)図に示した平均破壊ひずみでは同一のEIにおいて最小値となる曲線形状が認められる。これらの結果から曲げ剛性EIの値として $3 \times 10^7 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$ 以上のシンウォールチューブが好ましいと云えそうである。

一方、衣浦港において調査した結果からは図-6.23が得られる。この場合には $EI = 2.6 \times 10^6 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$ において一軸圧縮強度は最大に、破壊ひずみは最小になっている。この結果からも $EI = 3 \times 10^7 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$ 以上のチューブが好ましいと云える。

以上の結果から、我国の沖積粘土地盤においては曲げ剛性EIが $3 \times 10^7 \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$ 以上で、しかもできるだけ薄いシンウォールチューブを使用するのが好ましいと云えよう。

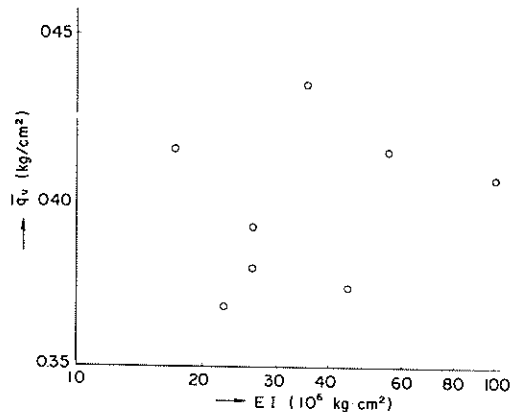


図-6.22 チューブ剛性の影響 (錦海湾)
(a) 一軸圧縮強度

この曲げ剛性の値は内径 75 mm のパイプの場合、真鍮製のチューブでは肉厚 1.7 mm、ステンレス鋼製のチューブでは肉厚 0.9 mm に相当する。

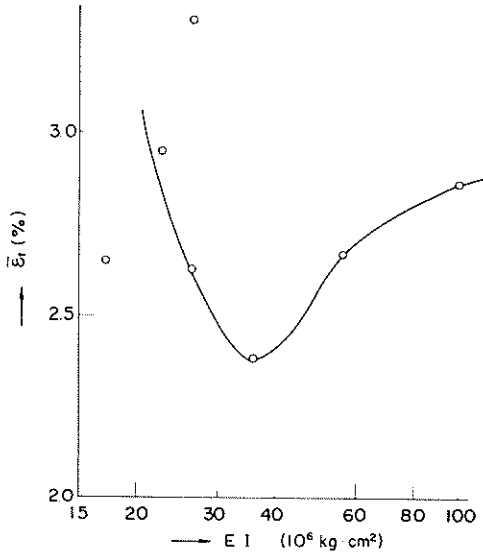


図-6.2.2 チューブ剛性の影響 (錦海湾)
(b) 破壊ひずみ

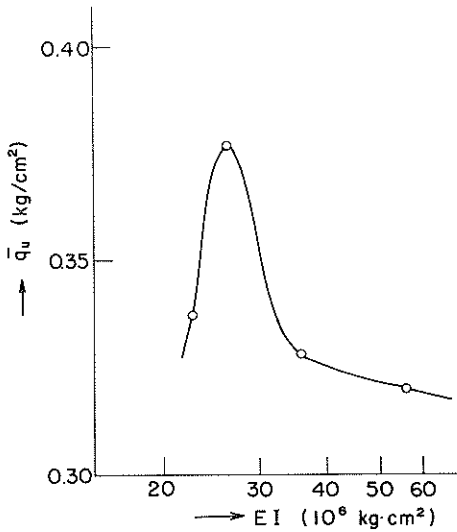


図-6.2.3 チューブ剛性の影響 (衣浦港)
(a) 一軸圧縮強度

6.3.3 サンプラー押込み方法の影響

(1) 押込みの様式

サンプラーを押込む方法にはいろいろあるが、一般に用いられるのは次のものである。

- i) パイレンチおよびテコによって人力で押込む。
- ii) ウィンチまたはチェーンブロックなどで押込む。
- iii) ボーリングマシンのスピンドルを利用して押込む。
- iv) 長いストロークを有する油圧装置によって押込む。

これらのうち iii) の方法は押込みがどうしても断続的となり、i) の方法でも連続的な押込みはむずかしい。ii) の方法はアンカーの固定や押込み操作が煩雑なため現場では嫌われているが、十分な注意を怠らなければ一様で連続的な押込みを行なうことができる。

サンプラーの押込みは連続的に一様な速度で行なうことが望ましいとされているが、本当の意味での連続押込みは iv) の方法、すなわちオイルフィード型式の長ストロークマシンによる他はない。実際の現場では iii) または i) の方法によって行なわれることが多く、押込みの断続性が採取試料の品質に悪影響を及ぼしているのではないかと考えられる。そこで筆者等は 150 cm のストロークを有するオイルフィード型式の自走式ボーリングマシンによってその影響を調査した (松本、堀江、奥村、1969)。

図-6.3および附図-Aに示した一軸圧縮強度のうち、押込みをわざと 10 cm ずつに区切って断続的に行なった場合 (B-36) と 20 cm/sec の速度で一様に押込んだ場合 (B-39)

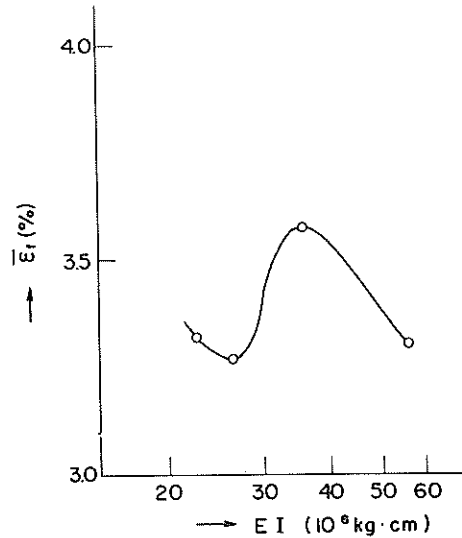


図-6.2.3 チューブ剛性の影響 (衣浦港)
(b) 破壊ひずみ

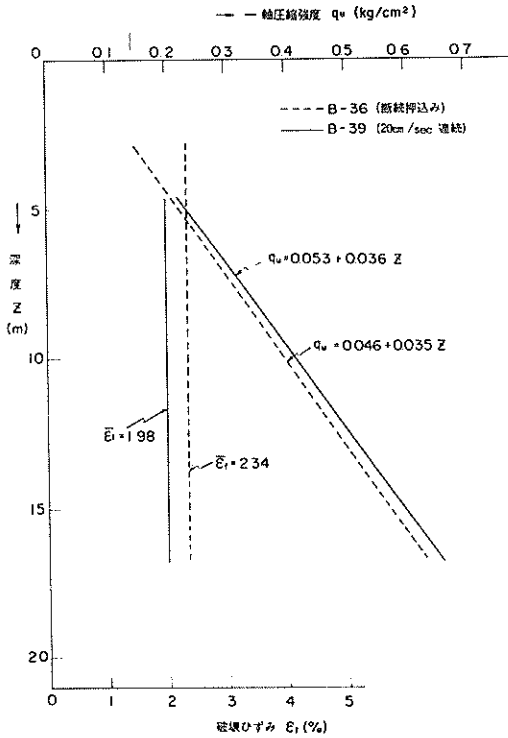


図-6.2.4 連続押込みと断続押込みとの比較
(a) 一軸圧縮強度と破壊ひずみの深度分布

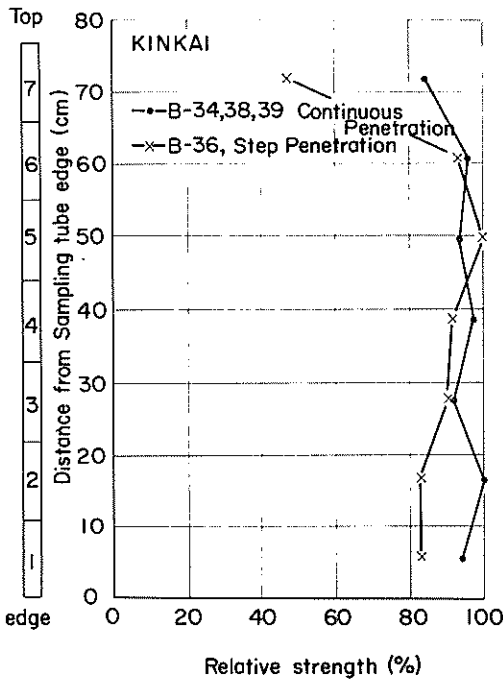


図-6.2.4 連続押込みと断続押込みとの比較
(b) サンプルングチューブ内の強さ分布

とを比較したものが図-6.2.4である。図から明らかなように断続的に押込んだものは一様に押込んだものより強度や変形係数が小さく、破壊ひずみが大きくなっており乱れの程度が激しいと云える。

筆者等の実験では断続押込みとは云うものの、オイルフィードによる連続押込みを一時休止したに過ぎないものであるが、通常のスピンドルを利用した押込みでは断続の際に僅かながらもロッドが引き上げられ、試料に引張り力の加わる危険性も考えられるので、試料の乱れは一層大きくなるものと思われる。

(2) 押込み速度

前述のように理想的なサンプラー押込み方法は連続かつ一様な速度によって行なうことであるが、この速度の大きさについては明確な基準がない。ISSMFE (1965)はサンプラー押込み時に予めチューブ内にあった空気や水が容易に流出すべきだとの観点から 2 m/min (3 cm/sec) の押込み速度を提案している。しかし、水の流出が阻害されてチューブ内の水圧が高まったとしても、問題となるのは

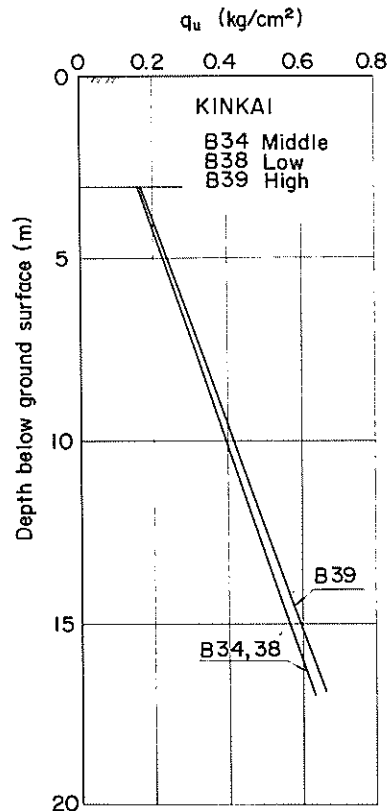


図-6.2.5 押込み速度の影響
(a) 一軸圧縮強度

主として押込力、殊にピストンロッドにかかる張力が増大すること、および、ピストンのバックキングから試料中に水が洩れ出すことであると考えられ、極端な場合を除けば試料の乱れにとってむしろ二次的な意義しか持たないと思われる。また、水の流出については水抜き孔の大きさを調節することでも解決の途はあろう。

したがって、押込み速度が試料のかく乱れに及ぼす影響はチューブ先が土中に入り込む速度の問題として捉えるべきであると思われ、この点からはむしろ大きき速度が好ましいと考えられる。例えば、海成粘土に多い貝殻などの異物を刃先が切断する場合を考えても緩い貫入速度ではその下部の土を乱すことが多いであろう。

筆者等は押込み速度の影響を調査するため岡山県錦海湾においてサンプリング実験を行なった(松本、堀江、奥村 1969)。図-6.3~6.5および附図に示した実験結果から押込み速度の影響をまとめてみると図-6.25のようになる。(a) 図に示す一軸圧縮強度の深度分布から判るように低速(1cm/sec)および中速(5cm/sec)ではほとんど差異が認められないが、高速(20cm/sec)の場合には前2者にくらべ深い部分で試験強度が大きい。(b) 図に示す変形係数の深度分布は〔中速〕<〔低速〕<〔高速〕となってお

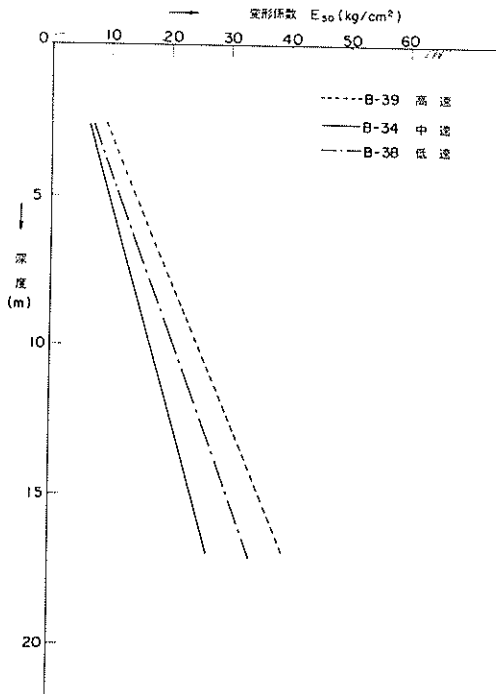


図-6.25 押込速さの影響
(a) 変形係数

り、破壊ひずみについても同様の傾向が認められる(図-6.4および附図-B参照)。以上の結果から当地のような条件では20cm/sec以上の高速押込みが最も有効であることが判り、前述の考察が妥当であったと云えよう。

6.3.4 サンプラー引抜き方法の影響

(1) 縁切りの可否

ボーリング孔底に押込んだサンプラーを直ちにそのまま引上げるのは抵抗が大きくて作業に困難を感じるものである。これはシンウォールチューブの外周面と地盤との付着力が大きいためだけではなく、試料の下端と地盤との引張抵抗およびこの面に発生する真空による抵抗が重なるためであると考えられる。引張抵抗を減少させ、併せて外周面との摩擦を軽減するために「縁切り」という回転を加えた後にサンプラーを引き上げることが従来一般に行なわれて来た。しかし、実際に用いられるボーリングロッドは多少とも曲っているのが普通であり、縁切りの際の回転中心が常にシンウォールチューブの中心に一致しているとは考えられない。このためチューブには不均等な土圧が作用して変形を起し、内部の試料も乱される恐れがある。また、た

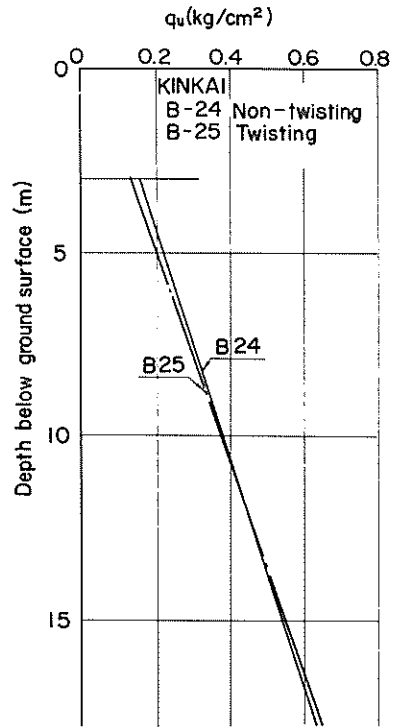


図-6.26 サンプラーの回転と非回転との比較
(a) 全試料

とえ回転中心がチューブの中心線と一致していても、ねじりせん断に伴う乱れが考えられる。これらのことは小泉、

酒井、大槻(1962)、小泉、大槻、伊藤(1964)の研究によっても明らかである。したがって、サンプラー引抜き時の緑切りはむしろ行わず、回転しないでそのまま引き上げる方が良いのではないかと考えられる。

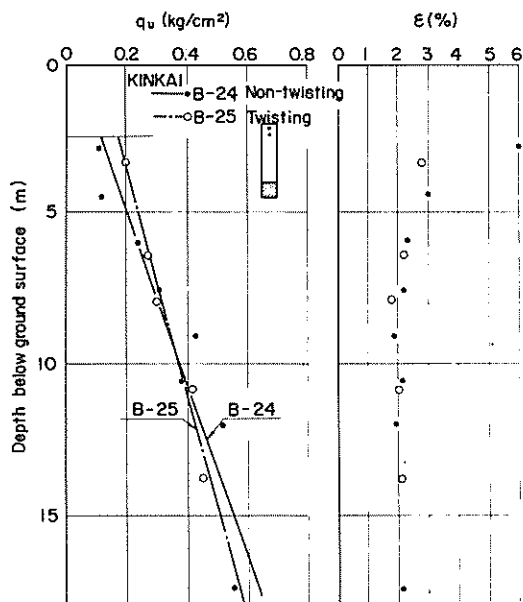


図-6.2.6 サンプラーの回転と非回転との比較
(b) 最下端

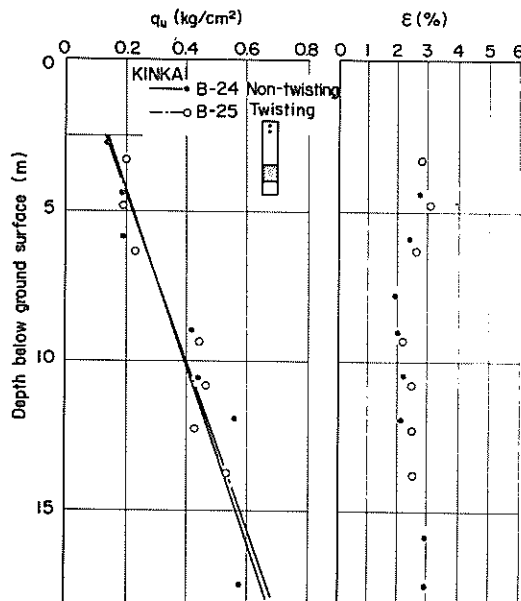


図-6.2.6 サンプラーの回転と非回転との比較
(c) 下端より2番目

図-6.3および附図-Aに示した一軸圧縮強度の深度分布から緑切りを行なったものと回転しないでそのまま引き上げたものとを採り上げて比較すると図-6.2.6が得られる。この実験で非回転の場合は押し込み後、直ちに4 cm/secの速度で引抜き、回転の場合はボーリングロッドを36°回転させてから4 cm/secの速度で引抜いた。また、ボーリングロッドは曲りのない新品を使用したので、實際上最も回転の影響の少ない場合を検証したことになる。

図-6.2.6から判るように両者に明瞭な差は認められない。このことから、實際上最も良好な緑切りでも引張りを伴う非回転引抜きより優れているとは云えないことが判る。普通に行なうサンプリングではボーリングロッドにある程度の曲りがあり、不均等土圧の影響が避けられないので、緑切りを行わない非回転引抜きが一般には優れていると云えよう。

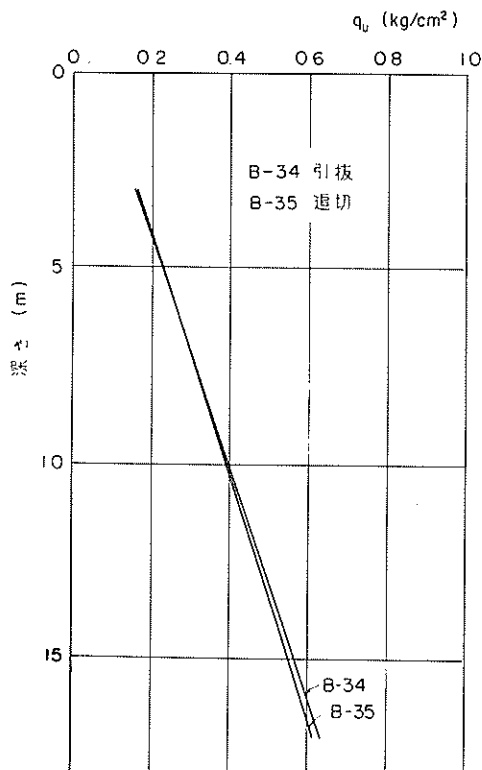


図-6.2.7 引抜きと追切りの q_u 直による比較
(a) 深度分布

(2) 追切りの効果

サンプラーの引抜きを容易にするため従来一般に行なわれていた緑切りが、むしろ乱れを大きくする不適当な方法であるとすれば、これを解決する方策の一つとして考えられるのがサンプラーを引き抜く前にシンウォールチューブの周りを洗い流すいわゆる「追切り」方式である。運研61年型工法はドリルパイプ方式とこの追切り方式とを組み合わせたものであるが、シンウォールチューブと地盤との摩擦を取り去るばかりでなく、引き抜きの際に働く負圧を除き、ねじりせん断による乱れを防ぐことから最も良好な試料を採取できる方法であろうと思われる。

図-6.3および附図-Aに示した一軸圧縮強度の深度分布から追切り方式によるものと緑切り方式によるものを取り上げて比較すると、剛度の異なるステンレススチール製および真鍮製のいずれのチューブを用いた場合でも明らかに前者の強度が大きく、追切りの効果が現れている。例えば、追切りを行なったB-7の平均深さ(-11m)における一軸圧縮強度は 0.44 Kg/cm^2 であるのに対し、他は同じ条件で緑切りを行なったB-5では 0.37 Kg/cm^2 で、前者の方が18%大きい。

実際の現場では、しかし、追切り方式はかなり熟練した技術を要するものであり、技術の拙劣さからかえって良くない結果を出している例もあるので注意が必要であろう(図-6.2.7参照)。

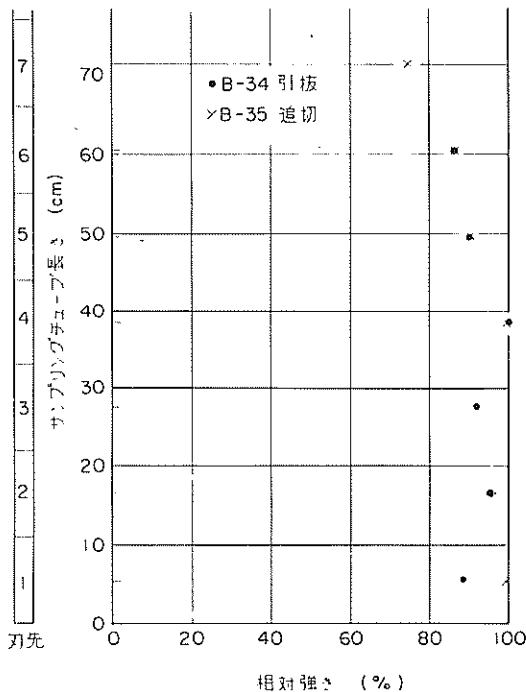


図-6.2.7 引抜きと追切りの qu 値による比較

(a) サンプリングチューブ内の相対強さ分布

6.3.5 シンウォールサンプリングと他の方法との比較

(1) ブロックサンプリングとの比較

地下鉄掘削の現場などから土の塊を直接切り出すブロックサンプリングは簡便で乱れの少ないサンプリング方法としてしばしば用いられて来た。もちろん、この場合にも応力解除によるかく乱は避けられず、また切り出しや試験に伴うかく乱も僅かとは云え、無い筈はない。しかし、ブロックサンプリングが最も乱れの少ないサンプリング方法であることは多くの実測例によって示されている。

Milovic (1970) はカナダの鋭敏粘土地盤で深さ2.2~2.3mの位置から採取した試料についてブロックサンプリング、固定ピストン式シンウォールサンプリング(ノルウェー型)、およびシェルビーチューブサンプリングの比較を行なっている。これをシンウォールサンプリングに対する比率の形で表わすと表-6.3のようになる。すなわち、一軸圧縮強度ではブロックサンプリングの方が14~46%大きな値となり、変形係数についても31~39%大きい。逆に破壊ひずみは12%程小さな値となっている。一方、土被り圧まで圧密したCIU試験ではブロックサンプリングの方が圧縮強度で11~16%大きく、変形係数で19~24%大きな値が得られ、破壊ひずみで5~9%小さくなっている。また圧密試験から得られた先行圧密圧力(Casagrande法)はブロックサンプリングの方がシンウォールサンプリングより8~12%大きい。

(2) フォイルサンプリングとの比較

フォイルサンプリングは数mないし十数mに及ぶ連続試料を乱さない状態で採取できる方法として近年次第に活用されるようになって来た。連続試料が採取できる利点は粘土層中の微細な変化、例えばサンドシームなどを見逃がさないことにあり、サンドドレーンなどの効果を検討する上でも重要な意味を持つ。このため、フォイルサンプリングは今後も益々広く使用される傾向にある。

しかし、フォイルサンプリングを海上での土質調査に適用しようとするれば、次のような欠点もある。

- i) 装置が大型で足場檣上への搬入、組立が困難である。
- ii) 陸上の場合に較べて押込み反力がとりにくい。
- iii) 水深部分だけ余分のガイドパイプが必要になる。
- iv) 陸上部での作業よりさらに熟達した技術が必要になる。

一方、フォイルサンプリングによって採取した試料はシンウォールサンプリングによるものよりも乱れが少ないとも云われているが、操作の複雑さとこれに附随するかく乱要素の多さを考慮すれば必ずしもそうとは云い切れないうであろう。筆者等はこの点を確認するため岡山県錦海湾に

において比較実験を行なった（松本、堀江、奥村、1969）。

図-6.28はフォイルサンプリングによって得た試料の一軸圧縮強度である。このうち(a)図は深さ50cm毎に直径3.5cm、高さ8cmの標準供試体に成形して試験した値で

あり、(b)図は残りの試料について成形を行わず（直径6.6cm、高さ8cmに切断して試験したものである。いずれの場合にもおよそ一定した間隔毎に q_u 値が減ずる傾向を示しているが、この減少している深さはガイドパイプ接

表-6.3 サンプリング3方法の比較 (Milovic, 1970)

採取地	方法	一軸圧縮			三軸圧縮 (CIU)			圧密			
		試験個数	q_u	ϵ_f	E_{50}	試験個数	$q_1 - \sigma_3$	ϵ_f	E_{50}	試験個数	P_c
St-Simon	Block	7	146	88	139	3	116	91	119	6	112
	Piston	7	100	100	100	3	100	100	100	5	100
	Shelby	4	61	119	56	3	83	114	86	5	75
Nicolet	Block	4	114	88	131	7	111	95	124	5	108
	Piston	4	100	100	100	3	100	100	100	4	100
	Shelby	4	79	188	34	3	76	152	56	4	75

註) 値はPiston (固定ピストン式シンウォールサンプリング) に対する比率 (%)

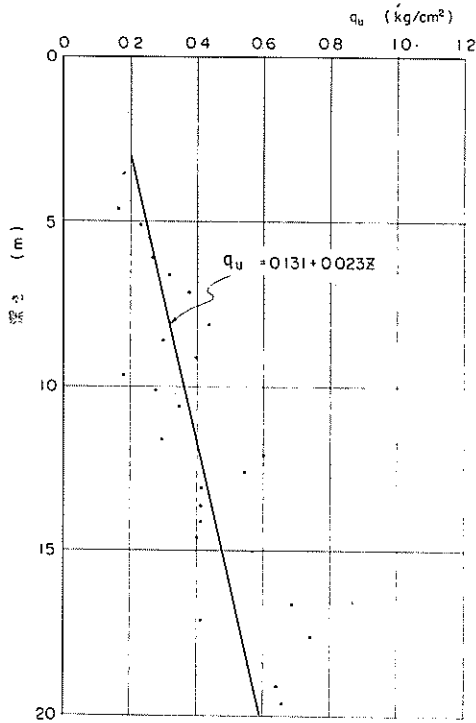


図-6.28 フォイルサンプリングによる q_u の深さ分布
(a) 成形試料

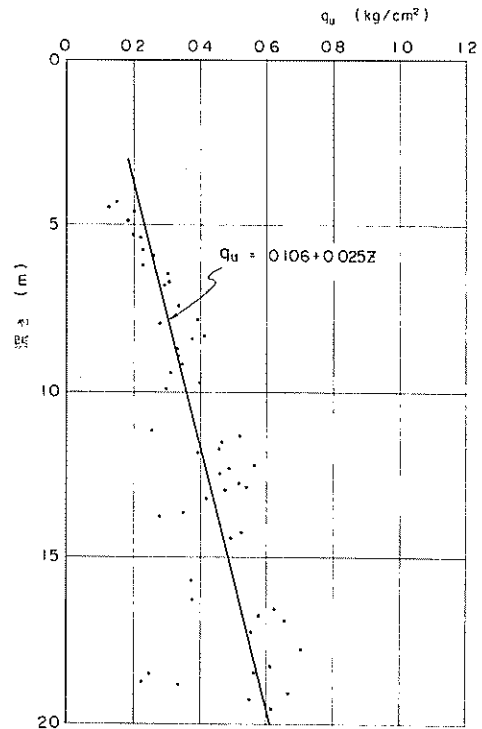


図-6.28 フォイルサンプリングによる q_u の深さ分布
(b) 非成形試料

続のために押込みを休止した位置にはほぼ一致している。したがって q_u 値のサイクリックな減少は押込みの断続とこれに伴うビストンやフォイルのゆるみ、あるいは引揚時のパイプの切り離し作業に伴う継目附近の乱れ等の原因によるものと考えられる。

このようにフォイルサンプリングではガイドパイプの継目附近の強度が特に著しく低下する欠点のあることが判った。

図-6.28に示したフォイルサンプリングの q_u 値を同時に行なったシンウォールサンプリングの q_u 値と比較すれば図-6.29のようになる。フォイルサンプリングによる q_u は成形・非成形にかかわらずほぼ同じ値を示している。

るが、シンウォールサンプリングの結果に較べると10~20%小さい。これは上述の原因のほかにも試料引出しの際に生じがちな曲げや引張りなどが影響しているためと考えられ、フォイルサンプリングが必ずしも最良のサンプリング方法ではないことを表わしている。

(3) ベーン試験との比較

ベーンせん断試験は通常の試料採取のようにサンプリングや試験に伴う乱れがなく、土のせん断強度を求める理論的根拠も比較的是っきりしているので(柴田, 1967)、最も優れた原位置試験法の一つとして活用されている。将来、原位置強度に関してはサンプリングによる方法を廃止し、ベーン試験を全面的に採用すべきだとの考え方も充分うなずける。

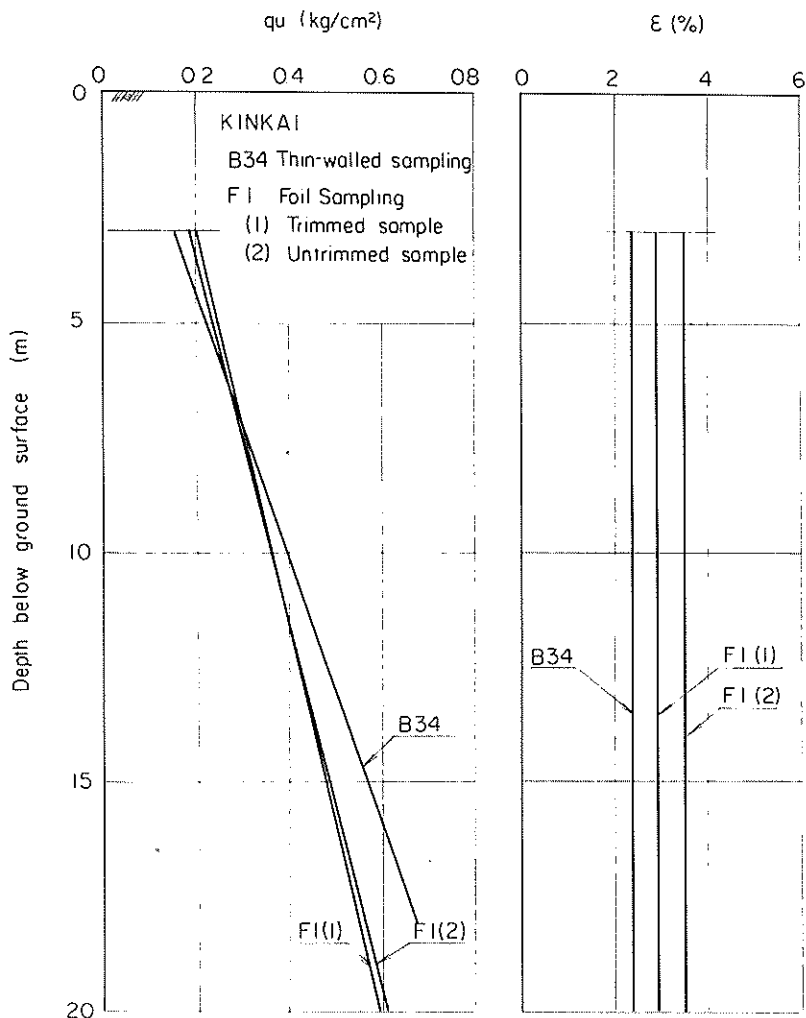


図-6.29 シンウォールサンプリングとフォイルサンプリングとの比較

しかし、ベーン試験にも問題がない訳ではない。第1はボーリングに伴う応力解除と機械的かく乱の影響が完全に避けられないことである。このため、普通にはボーリング孔底より30 cm程度ベーンを押し込んでから試験したり、二重管構造のものを用いてボーリングを行なわないうで試験したりしている。しかし、この場合にも厳密にはベーンシャフトに働く付着力の影響を補正する必要がある。第2はベーンの押し込みに伴い、ある程度のかく乱が避けられないことである。このため、ベーンはなるべく薄いものを用いているが、剛度が不足しては意味がないので、自ら限界がある。第3はロッドの曲りによって回転の中心とベーンの中心とが必ずしも一致しないことである。このため、ベ-

ン全体が偏土圧に打ち克って公転運動をすることになり、せん断抵抗を過大評価する恐れがある。ロッドの曲りの影響は古いものを使うほど、また試験位置が深いほど一般には大きいと考えられ、試験に際しては充分の注意が必要であろう。なおその他にも破壊面を強制することによる応力集中の問題、鉛直面と水平面とで強度の異なる異方性の問題、破壊円筒端面における強度分布の問題等若干の理論的な課題も残されている(紫田、1967)。

筆者等は岡山県錦海湾においてベーン試験と一軸圧縮試験との比較を行なった(奥村、松本、堀江、1967；松本、堀江、山村、1968；松本、堀江、奥村、1969)。試験機は抵抗翼が5 cm×10 cmのギヤ巻取方式のものであり、孔底からの押し込み深さは35 cm、回転角速度は

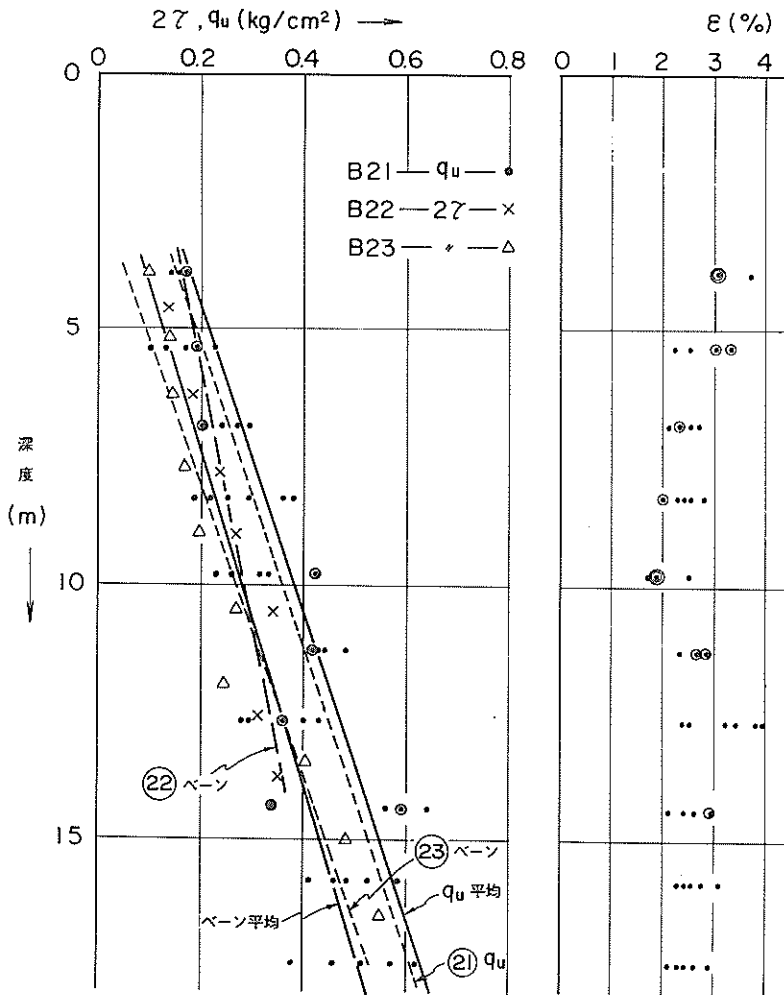


図-6.30 ベーン試験とシンウォールサンプリングとの比較

(a) 昭和41年度

0.1 deg/sec で、押込み後直ちに試験した。結果を図-6.30に示す。(a) 図は昭和41年度に行なった実験結果でドリルパイプ方式によるボーリングの孔底で行なったベーン試験と同年度の一軸圧縮試験とを比較したものである。図から明らかなように、ベーンせん断強度は一軸圧縮強度よりも小さい。この原因としては破壊円筒端面における抵抗分布を短形型としたこと(誤差約7%)やベーンの押込みに伴うかく乱の影響等も考えられるが、内径96.4mmのドリルパイプで掘削したことによりボーリング孔底の乱れが大きくなり、孔底より35cmの位置では未だその影響が強く残っているためではないかと思われる。

図-6.30 (b)、(c) は昭和42年度に行なった実験の

結果である。ここではベーン試験をサンプリングと交互に行ない、サンプリングした後の孔にベーンを押込んで試験している。(b) 図は(a) 図と同じドリルパイプ方式でボーリングしたものであり、(a) 図と同様にベーンせん断強度が一軸圧縮強度より小さいとは言うものの、その開きは(a) 図ほど大きくない。このことはボーリングによる孔底の乱れよりも、サンプリングによる孔底の乱れの方が小さいことを表すものとして興味深い。(c) 図はコアチューブ方式でボーリングしたもので、○印が測定値、●印が摩擦を補正する前の測定値を示す。摩擦の補正はロッドを1m程引上げて、孔壁との接触摩擦を測定し、生の測定値から差し引いて行なったが、ドリルパイプ方式では殆んど常に0であ

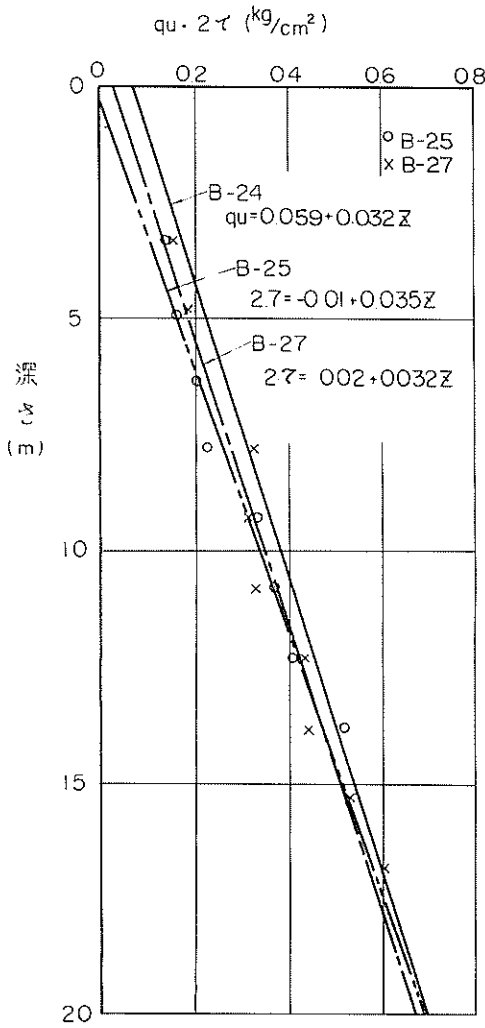


図-6.30 ベーン試験とシンウォールサンプリングとの比較
(b) 昭和42年度、ドリルパイプ方式

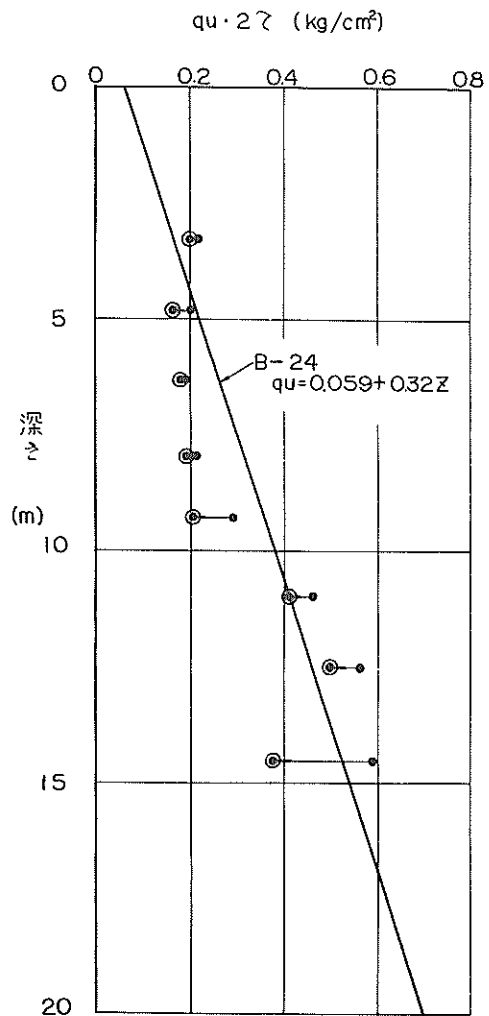


図-6.30 ベーン試験とシンウォールサンプリングとの比較
(c) 昭和42年度、コアチューブ方式

った。これに対し、コアチューブ方式の場合には孔径が小さい(チューブ外径 85 mm)上に不規則であるためか、図示のような大きな値となっている。(c) 図のベーンせん断強度は全般に小さいばかりでなく、甚だしいばらつきを示し、深さに対する直線性さえ判然としなない。この原因としては、摩擦測定の際 1 m 程引上げる為に孔壁との接触位置が変り、試験時に受けていた摩擦を必ずしも測定していないためであると思われる。このことから、ベーン試験は孔壁の摩擦の少ないドリルパイプまたはケーシング方式のボーリングにより行なうのが良いと考えられる。

図-6.30 (d) は昭和 43 年度に行なった実験結果である。ここでは一般的に行なわれるボーリング孔底での試験(B-41)とサンプリング後の試験(B-40)との差が一層判然として、(a)、(b) 両図の差の意味を明らかにしている。こうしてみると、ベーン試験はサンプリング後の孔底に押し込んで行なうのが最もよい結果を与えることが判る。しかし、この場合でも一般に云われているように $2\tau > q_u$ とはなっていない。この原因の一つとして、当地の粘土は一軸圧縮試験の破壊ひずみが普通より小さい($\epsilon_f = 2\%$)ことから推定されるように、変形に対して非常に敏感であり、ベーンの挿入によるかく乱の影響が大きく現れるためではないかと思われる。

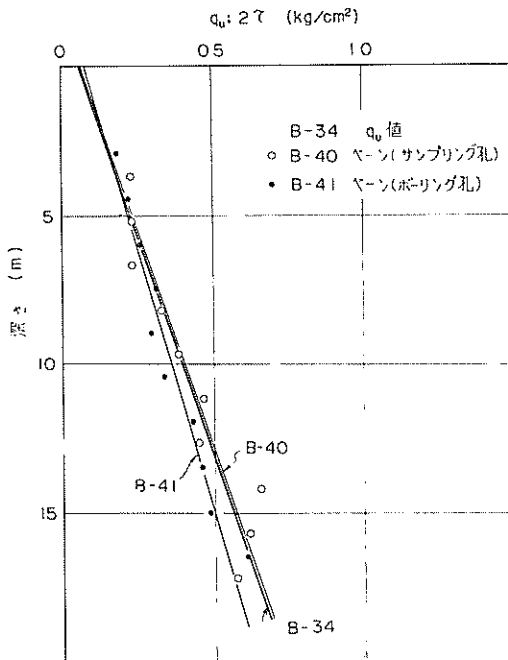


図-6.30 ベーン試験とシンウォールサンプリングとの比較
(d) 昭和 43 年度

Aas (1965) によればベーン挿入 1 日後の強度は挿入直後のそれより 4 割程度大きくなっているが、これはベーンの挿入等によるかく乱とその後の回復を示すものと考えられ、ベーン試験に伴うかく乱の影響が無視できないことを表わしている。

以上の結果を総合して結論的に云えば、ベーン試験は原位置強度を測定する最良の方法の一つではあるが、次の諸原因から、必ずしも一軸圧縮試験より優れた方法であると云えない。

- i) ベーンの押込みによるかく乱の影響が無視できない。
- ii) ボーリング孔底の乱れの影響が無視できない。これを避けるためにベーンの押込み深さを大きくとれば、ベーンシャフトに働く付着力を無視できない。
- iii) ベーンに接続するロッドの孔壁との摩擦が、場合によっては非常に大きい。
- iv) 一方、ロッドの曲りによる公転運動のため、原位置強度を過大評価する恐れがある。

6.4 サンプリング方法の改善と統一

前節までに述べた研究成果から現行のサンプリング方法には幾つか改善すべき点が指摘できる。すなわち、

- i) 従来行なわれているボーリング方法としてのコアチューブ方式は、孔壁の保護、サンプリングの鉛直性、土質の判定、サンプリングのスピード化などの諸点から、新しく開発されたドリルパイプ方式に改めた方が好ましい。
- ii) シンウォールチューブの刃先角度は従来 $5 \sim 7^\circ$ となっているが、剛性の高い材料で 3° 以下の角度を持つチューブを使用すればより良い品質の試料が得られよう。
- iii) 2% 以内の内径比を持つシンウォールチューブが時々使用されているが、我国の粘性土地盤のように軟弱で鋭敏な土質ではむしろ内径比が零の方がよい。
- iv) シンウォールチューブの材質は真鍮が多く、ステンレス鋼はあまり使用されていないが、上述の刃先角度やチューブの曲げ剛性などの諸点から後者の方がより好ましい。
- v) シンウォールチューブの肉厚として真鍮製で 1.2~1.3 mm のものが使用されている例もあるが、剛性の不足が目立つので、ステンレス鋼製で 1.5 mm 程度のものに改めるべきであろう。
- vi) サンプラーの押込みは一様に、しかも高速度で行なうのが良い。従来行なわれている方式を改め、オイルフィード方式により 20 cm/sec 程度の一様速度にすべきであろう。
- vii) サンプラーの引抜きに際して従来行なわれている縁切りは有害であり、そのまま引抜くか、ある程度硬い地盤では追切りを行なってから引抜くよう改めるべきであろう。

しかしながら、以上の諸点を改善しても理想的なサンプリングには到達しない。将来、さらに研究が進み、サンプリング方法の改善が行なわれても、完全に乱さない試料を採取することは所詮不可能である。したがって、現実的にはサンプリング方法を基準化し、統一をはかって、何時でも誰でも同一の品質の試料が得られるようにすることがより大切な事柄であると云えよう。得られた結果が常に同じ信頼度であるならば、これを補正し、あるいは一定の安全率を規定し、構造物の設計などに利用することは比較的容易であり、現場の問題の解決には極めて便利である。

幸い、サンプリング方法の基準化は最近徐々に進みつつある。表-6.4に示した港湾工事共通仕様書（運輸省港湾局、1970）および土質工学会基準案（サンプリング研

究委員会、1972）のサンプリングチューブ寸法規格は従来のものを幾つか改善して基準化した好例である。しかし、将来はさらに方法を改善し、きめの細かい基準化をはかる必要のあることは言うまでもない。前述の研究成果に基づき、サンプリング方法の改善すべき諸点を盛り込んで、筆者の一私案として提示すれば表-6.5のようになる。

6.5 結 言

本章においては沖積粘土地盤におけるサンプリングの方法が採取試料の乱れに及ぼす影響を実験的に研究し、従来行なわれているサンプリング方法について改善すべき諸点を見出した。初めに6.1節では従来の研究成果と筆者等の研究経過を述べ、6.2節ではボーリング方法の影響に触れた。次に6.3節ではサンプリング方法について論じ、シン

表-6.4 サンプリングチューブ寸法規格

(a) 港湾工事共通仕様書

名 称	記 号	示 様
材 質		ステンレススチール (SUS-27) または黄銅 (引抜きパイプ)
内 径	D_i	75 mm
肉 厚	t	1.5 ~ 2.0 mm
刃 先 角 度	α	約 5°
刃 先 肉 厚	t_e	0.1 ~ 0.2 mm
長 さ	L	1,000 mm
内 径 比	C_i	0% ($D_i = D_c$)
偏 平 度		$D_e(\max) - D_e(\min) < 1.0$ mm
ただし、 $D_e(\max)$ 、 $D_e(\min)$ はそれぞれ任意の断面における最大外径、最小外径を示す。		

(b) 土質工学会基準(案)

名 称	記 号	示 様
材 質		ステンレススチール (SUS-27) または黄銅 (引抜きパイプ)
内 径	D_i	75 mm \pm 0.5 mm
肉 厚	t	ステンレススチール製 1.5 mm \pm 0.1 mm、黄銅製 2.0 mm \pm 0.1 mm
刃 先 角 度	α	$6^\circ \pm 1^\circ$
刃 先 肉 厚	t_e	0.2 mm \pm 0.05 mm
長 さ	L	1,000 mm
内 径 比	C_i	0% ($D_i = D_e$)
偏 平 度		$D_e(\max) - D_e(\min) < 1.5$ mm
ただし、 $D_e(\max)$ 、 $D_e(\min)$ はそれぞれ任意の断面における最大外径、最小外径を示す。		

ウォールチューブの形状と剛性、サンプラーの押込みおよび引き抜き方法などの要因が試料の乱れに及ぼす影響を述べ、また、シンウォールサンプリングと他の方法との比較論を行なった。最後に、6.4節では上述の研究成果に基づいてサンプリング方法の改善策を提示した。以上の内容から結論的に云えることの主な点を記せば以下のようである。

- i) 従来行なわれているボーリング方法としてのコアチューブ方式と新しく開発されたドリルパイプ方式とを比較すると、採取試料の品質では優劣をつけ難いが、孔壁の保護、サンプリングの鉛直性、土質の判定、サンプリングのスピード化などの諸点からは後者が優れていると云えよう。
- ii) シンウォールチューブの直径は従来行なわれている75 mmで差し支えない。
- iii) シンウォールチューブの長さは通常用いられる100 cmで差し支えなく、不必要に短くする必要はない。
- iv) シンウォールチューブの刃先角度は通常5~7°となっているが、剛性の高い材料で3°以下の角度を持つチューブを使用すれば、よりよい品質の試料が得られる。
- v) シンウォールチューブの内径比は我国の粘性土地盤のように軟弱で鋭敏化の高い土質ではむしろ無い方がよい。

vi) シンウォールチューブの肉厚は1.5~2.0 mm程度が最も適しており、チューブの材質はステンレススチールのような硬質のものが好ましい。チューブの曲げ剛性としては直径75 mmの場合、 $3 \times 10^7 \text{ Kg/cm}^2$ 程度以上を目安と考えてよい。

vii) サンプラーの押込みは一概に、しかも高速度(20 cm/sec程度)で行なうのがよい。

viii) サンプラーの引抜きに際して縁切り(回転引抜き)を行なうのは有害であり、そのまま引き抜くか、または追切りを行なうのがより良い方法である。

ix) 各種のサンプリング方法のうち最も良いのはブロックサンプリングであると云われるが、対象は主に表層土に限られる。フォイルサンプリングによってシンウォールサンプリングより良質の試料を得ることはむづかしい。また、ベーン試験もシンウォールサンプリングより良結果を得るとは必ずしも云えない。

x) 現行のサンプリング方法を改善して、より良い品質の試料を採取する努力はもちろん必要であるが、完全に乱さない試料を得ることは所詮不可能である。したがって、現実的にはサンプリング方法を基準化し、統一をはかることがより大切であると云えよう。

表-6.5 サンプリング基準の一提案

項目	細目	示 様	備 考
ボ リ ン グ		ドリルパイプ方式	
サ ン プ リ ン グ チ ュ ー ブ	材 質	ステンレススチール(SUS-27)	土質工学会基準案の1
	内 径	75 ± 0.5 mm	土質工学会基準案に同じ
	肉 厚	1.5 ± 0.1 mm	"
	刃 先 角 度	3 ± 0.5°	
	刃 先 肉 厚	0.2 ± 0.05 mm	土質工学会基準案に同じ
	長 さ	1,000 mm	"
	内 径 比	0% ($D_i = D_c$)	"
	偏 平 度	$D_e(\text{max}) - D_e(\text{min}) < 1.0 \text{ mm}$	港湾工事共通仕様書に同じ
サ ン プ リ ン グ	サンプラー押込方法	オイルフィード方式(スピンドルによる)	
	サンプラー押込速度	20 cm/sec	
	サンプラー引抜き方法	非回転引抜き ($q_u \leq 1 \text{ Kg/cm}^2$) 追 切 り ($q_u > 1 \text{ Kg/cm}^2$)	

参 考 文 献

- 1) Aas, G. (1965): A Study of the Effect of Vane Shape and Rate of Strain on the Measurement of In-Situ Shear Strength of Clays, Proc. 6 ICSMFE, Vol. 1, p. p. 141~145
- 2) ASTM (1970): Sampling of Soil and Rock, Special Tech. Publ. 483
- 3) Berre, T., Schjetne, K. and Sollie, S. (1969): Sampling Disturbance of Soft Marine Clays, Soil Sampling, Proc. Specialty Session No 1, 7th ICSMFE, p. p. 21~24
- 4) 土質工学会 (1960): 基礎地盤のサンプリング、土と基礎特集号、No 2, p. p. 52~107
- 5) 土質工学会 (1967): 土のサンプリングシンポジウム論文集、67 p.
- 6) 土質工学会 (1968): 土のサンプリングシンポジウム論文集
- 7) 藤下利男、松本一明、堀江宏保 (1966 a): 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究、港湾技術研究所報告、5巻、4号、34 p.
- 8) 藤下利男、松本一明、堀江宏保 (1966 b): チェウ積粘土のサンプリングに関する研究 (第1報)、土と基礎、14巻、6号 (100号)、p. p. 7~13
- 9) 福岡正巳、中神正彦 (1960): 粘土の乱さない試料採取に関する2、3の試験について、土と基礎特集号 No 2、p. p. 64~68
- 10) Hvorslev, M. J. (1949): Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes, Waterways Experiment Station, 521p.
- 11) Hvorslev, M. J. (1969): Needed Research on Fundamental Problems in Soil Sampling - Discussion Statement, Soil Sampling, Proc. Specialty Session No 1, 7 ICSMFE, p. p. 87~88
- 12) IGOSS (1969): Soil Sampling, Proc. of Specialty Session No 1, 7th Int. Conf. on S.M.F.E., International Group on Soil Sampling, 110p.
- 13) IGOSS (1971): Quality in Soil Sampling, Proc. Specialty Session, 4th Asian Conf. ISSMFE, 96 p.
- 14) ISSMFE (1965): Appendix II, Report of the Subcommittee on Problems and Practices of Soil Sampling, Proc. 6 ICSMFE, Vol. 3, p. p. 64~71
- 15) Jakobson, B. (1954): Influence of Sampler Type and Testing Method on Shear Strength of Clay Samples, Proc. Royal S.G.I., No 8
- 16) Kallstenius, T. (1958): Mechanical Disturbance in Clay Samples Taken with Piston Sampler, Proc. Royal S. G. I. No 16, 75p.
- 17) Kallstenius, T. (1961): Standard Piston Sampling, A Report by the Swedish Committee on Piston Sampling, Proc. Royal S.G.I., No 19
- 18) Kallstenius, T. (1963): Studies on Clay Samples Taken with Standard Piston Sampler, Proc. Royal S.G. I., No 21, 210p.
- 19) 小泉安則、大槻朝雄、伊藤幸爾郎 (1964): サンプリングに関する研究 (その2)、シンウォールサンプリング中に生ずる試料のネジレ、土と基礎、12巻、12号 (82号)、p. p. 17~23
- 20) 小泉安則、酒井佐武郎、大槻朝雄 (1962): サンプリングに関する研究 (その1)、シンウォールサンプリング中に生ずるサンブラーの変形について、土と基礎、10巻、2号 (50号)、p. p. 3~13
- 21) 松本一明、堀江宏保、奥村樹郎 (1969): 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第4報)、港湾技術研究所報告、8巻、2号、p. p. 3~20
- 22) 松本一明、堀江宏保、奥村樹郎 (1970): 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第5報)、港湾技術研究所報告、9巻、4号、p. p. 43~63
- 23) 松本一明、堀江宏保、山村真佐明 (1968): 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第3報)、港湾技術研究所報告、7巻、2号、p. p. 95~113
- 24) 松本一明、奥村樹郎、堀江宏保 (1970): 沖積粘土におけるサンプリング方法が土の一軸圧縮強さに及ぼす影響について、サンプリングシンポジウム - ソイルサンプリングに関する土質学力的考察 - 論文集、p. p. 43~62、土質工学会
- 25) 松尾稔、黒田勝彦 (1971): 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究、土木学会論文報告集、No 196、p. p. 75~86

- 26) 松尾稔、黒田勝彦(1972) : 盛土の破壊確率を考慮した土質調査の規模決定法について、土木学会論文報告集、№198、p.p. 69~81
- 27) Milovic, D.M. (1970) : Effect of Sampling on Some Soil Characteristics, ASTM, STP483 (Sampling of Soil and Rock), p.p. 164~179
- 28) 小川泰恵、藤田則之、横田正夫(1960) : 八郎瀨におけるサンプリング試験について、土と基礎特集号、№2、p.p. 58~63
- 29) 奥村樹郎、松本一明、堀江宏保(1967 a) : サンプリングチューブに関する2、3の問題、土のサンプリングシンポジウム論文集、p.p. 41~48
- 30) 奥村樹郎、松本一明、堀江宏保(1967 b) : 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究(第2報) — 特にサンプリングチューブの肉厚について、港湾技術研究所報告、6巻、8号、24 p.
- 31) 大矢暁、関信雄、鈴木勝男(1968) : サンプリングチューブの材質について、土と基礎、16巻、8号(126号)、p.p. 3~7
- 32) サンプリング研究委員会(1970) : サンプリングシンポジウム — ソイルサンプリングに関する土質力学的考察 —、82 p. 土質工学会
- 33) サンプリング研究委員会(1972) : サンプリング、土質調者法(第1回改訂版)、第7章、土質工学会
- 34) 佐藤勇、相宮邦利、牧省吾(1960) : 試料採取に伴う乱れについての考察、土と基礎、8巻、5号(41号)、p.p. 4~9
- 35) 柴田 徹(1967) : 粘土のベーンせん断強度に関する研究、土木学会論文集、138号、p.p. 39~48
- 36) Terzaghi, K. (1941) : Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays, Contribution to Soil Mechanics 1941~1953, BSCE, p.p. 45~
- 37) 運輸省港湾局(1970) : 港湾工事共通示様書、日本港湾協会

結 論

本論文は筆者が数年来行なって来た粘土試料のかく乱に関する研究、および沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究の成果をまとめ、さらに若干の考察を加えたものである。前半では初めに粘土のかく乱に関する一般的考察を行なって、かく乱における有効応力の変化の重

要性を説き、次にかく乱に伴う力学特性の変化を示し、また、温度変化および土中の空気分の影響を考察し、最後に完全なく乱状態への補正法を提案した。後半では実際のサンプリングにおけるかく乱とその要因を考察し、サンプリングの方法が採取試料の乱れに及ぼす影響を示し、標準的ななく乱試料のサンプリング方法を提示した。以上の内容から結論的に云えることの主な点を記せば以下のとおりである。

i) 粘土の微細構造はかく乱によって綿毛構造から分數構造に変化し、これに伴って粒子間の有効応力に変化して粘土の力学特性を変える。

ii) かく乱を受けた粘土のシキントロビーによる回復効果は実際上あまり大きいものではなく、むしろ再圧密による構造の変化が重要である。

iii) かく乱は広い意味では「粘土の構造の変化により力学特性が変化する現象」を指し、狭い意味では「等温等体積の条件において土に生ずる変形に伴ない土の構造が変化し、その力学特性が変る現象」を指すと云うことができる。

iv) かく乱を起させる外部的な要因、すなわちかく乱行為と、かく乱による内部的な応答、すなわちかく乱効果とははっきり区別した上で両者の相互関係を追求する必要がある。

v) かく乱の度合を表示するには試料の残留有効応力を用いる式(1.8)の形が便利である。

vi) 粘土のかく乱には局部的なものが重要な意味を持ち、それが全体に及ぼす影響を追跡する必要がある。

vii) かく乱に伴う強度低下をかく乱比とかく乱強度比との関係で整理すると、圧密圧力や試験方法にかかわらず一義的な関係が得られる。

viii) かく乱に伴う破壊ひずみまたは50%ひずみの増大は圧密圧力にかかわらず一義的であり、かく乱比およびかく乱強度比との間に一定の相関性がある。

ix) かく乱に伴う変形係数の低下は他の特性の変化より著しく、圧密圧力に比例し、かく乱比とほぼ直線的な関係にあり、また、かく乱強度比との間にも片対数紙上で直線的な関係がある。

x) 破壊時の間げき係数は圧密圧力や試験方法にかかわらず、かく乱とともに一義的に減少する。

xi) かく乱の程度が大きい場合、Hvorslevのパラメーターもまた変化し、有効粘着力 C_e の減少と有効摩擦角 ϕ_e の増大が認められ、極端に乱されると粘着成分が消え去る傾向がある。しかし、実用的な見地からは有効応力の変化が、より重要な意味を持つ。

xii) 乱された粘土を再圧密する場合、再圧密比と間げき

減少比との間には先行圧密圧力やかく乱の程度にかかわらず一義的な関係があり、これより、乱された試料が正規圧密に到達する再圧密圧力は先行圧密圧力の「かく乱比」倍であると云える。

XIII) 乱された試料の圧密降伏応力はその求め方によっても異なるが、通常の方法では、かく乱比が10ぐらいで真の値の1.3倍となり、これより乱れが大きくても小さくても見掛け上小さな値が得られる。

XIV) 乱された試料の体積圧縮係数と再圧密圧力との積は再圧密比と一義的であり、先行圧密圧力やかく乱の程度にかかわらず比例的な関係がある。

XV) 乱された試料の圧密係数は先行圧密圧力との比を掛けた形で再圧密比と一義的な関係にあり、先行圧密圧力やかく乱の程度によらない。

XVI) 乱された試料の透水係数と先行圧密圧力との積は再圧密比と一義的な関係にあり、先行圧密圧力や乱れの程度によらない。

XVII) 温度変化がかく乱に及ぼす影響は決して無視することはできないが、実用上の重要性はさほど大きくない。

XVIII) 完全に飽和した粘土の応力解除によるかく乱はこれまでにほぼ解明されたと云ってよく、また、その影響も小さい。これに対し、間げき中に空気が含まれる実際の土試料では応力解除による有効応力の低下が非常に大きい。

XIX) 乱された粘土試料の強度および圧密特性を完全なく乱状態へ補正する方法には従来から幾つかの提案があるが、その根拠や手数の点で問題が多い。筆者の提案した方法では室内実験に根拠をおきながらも、これらの点を大巾に改善することができる。なお、空気分の影響を取り除くことも容易である。

XX) 採取試料の品質に影響する要因は数多くあるが、実際問題としてはこれらのうち機械的にかく乱の影響が最も大きい。

XXI) 採取試料の乱れの程度を判定する方法にはせん断試験、圧密試験、残留間げき水圧測定などがあるが、現状では幾つかの方法から総合的に判断せざるを得ない。

XXII) 現地におけるサンプリング実験の結果から、従来行なわれているサンプリング方法のうち幾つか改善すべき点が見出された。すなわち、①ボーリング方法はコアチューブ方式よりもドリルパイプ方式の方が好ましい。②シンウォールチューブの刃先角度は従来の5~7°よりも剛性の高い材料で3°程度とする方がよい。③シンウォールチューブの内径比は、我国の沖積粘土地盤の場合、無い方がよい。④シンウォールチューブの材質は真鍮よりもステンレススチールの方がよい。⑤シンウォールチューブの肉厚はステンレススチール製で1.5mm程度に改めるべきである。

⑥サンブラーの押込みはオイルフィード方式などにより一様性を確保し、その速度は20cm/sec程度が好ましい。⑦サンブラーの引抜きに伴う縁切りは有害であり、むしろそのまま引抜くか、ある程度硬い地盤では追切りを行なうべきである。

XXIII) サンプリング方法を改善する努力はもちろん必要であるが、完全に乱さない試料を得ることは所詮不可能である。したがって、現実的にはサンプリング方法の規準化、統一化をはかり、同一品質、同一信頼度の試料が得られるようにする努力が必要である。

謝 辞

筆者が粘土試料のかく乱に関する研究を始めたのはアメリカ合衆国マサチューセッツ工科大学留学中にProf. C. C. Laddの下でDr. E. B. Kinnerの協力を得て繰り返し三軸圧縮破壊試験を行なった時である。その後、港湾技術研究所土質部土質試験課、梅田裕史、成田実両技官の協力を得て繰り返し破壊試験を続行した。併行して、同所土質試験課、松本一明、堀江宏保、小川富美子各技官が中心となって現地におけるサンプリング実験を実施した。この間、同所、土質部長中瀬明男博士、元土質試験課長藤下利男氏の指導を受けた。

本論文をまとめるに当っては京都大学、村山朔郎教授、赤井浩一教授、柴田徹教授の諸先生に懇切な指導を受けた。

以上の諸氏に筆者は深甚なる謝意を表する次第である。

記号表

- A : Skempton の間げき圧係数
Ā : サンプリングに伴う平均間げき圧係数
A_f : 破壊時の間げき圧係数
A_p : 完全サンプリングにおける平均間げき圧係数
B : Skempton の間げき圧係数
C_c : 圧縮指数
C'_c : 0.1 + 0.25 C_c
C_i : (D_i - D_c) / D_c, 内径比 (inside clearance ratio)
CIU : 等方圧密非排水三軸圧縮試験
CK₀ : K₀ 圧密
CK₀PU : K₀ 圧密、完全サンプリング、非排水三軸圧縮試験 (間げき水圧測定)
CK₀RK₀U : K₀ 圧密、K₀ 膨潤、非排水三軸圧縮試験 (間げき水圧測定)
CK₀RK₀SU : K₀ 圧密、K₀ 膨潤、サンプリング、非排水三軸圧縮試験
CK₀SU : K₀ 圧密、サンプリング、非排水三軸圧縮

試験

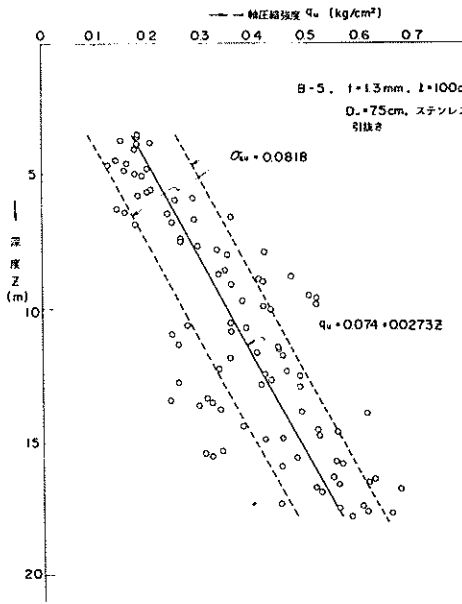
$\overline{CK_0U}$: K_0 圧密非排水三軸圧縮試験(間げき水圧測定)

- C_e : Hvorslev の有効粘着力 (Kg/cm^2)
 C_v : 圧密係数 (cm^2/min)
 D : かく乱度 (Degree of Disturbance)
 D_i : シンウォールチューブの内径 (mm)
 D_c : シンウォールチューブ先端部の内径 (mm)
 D_e : シンウォールチューブの外径 (mm)
 E_{50} : 変形係数、 $qu/(2\epsilon_{50})$ (Kg/cm^2)
 EI : シンウォールチューブの曲げ剛性 ($Kg \cdot cm$)
 E_n : 内部エネルギーの増加(または減少)量 ($Kg \cdot cm$)
 E_{np} : 不かく乱試料がある程度乱されるまでのエネルギー ($Kg \cdot cm$)
 E_{nu} : 不かく乱試料が完全に乱されるまでのエネルギー (Ultimate Energy, $Kg \cdot cm$)
 e : 間げき比
 \bar{e} : 平均間げき比
 e_o : 先行圧密圧力における間げき比、または、原位置間げき比
 e_u : 処女圧密曲線上の間げき比
 Δe : 間げき比の差
 Δe_o : 処女圧密曲線と再圧密曲線との先行圧密圧力における間げき比の差、または、原位置間げき比と採取試料の間げき比との圧密降伏応力における差
 Δe_c : 圧密による間げき比の減少量
 Δe_n : 原位置間げき比と繰り返し試料の間げき比との圧密降伏応力における差
 Δe_{max} : 残留鉛直有効応力における処女圧密曲線とかく乱線との縦距(間げき比の差)
 Δe_s : 膨張による間げき比の増加量
 H : Henry の溶解係数、 $20^\circ C$ で約 0.02
 h : 土層の厚さ (m)
 K_0 : 静止土圧係数
 k : 透水係数 (cm/min)
 m_f : 気泡を含む間げき水の体積圧縮係数 (cm^3/Kg)
 m_s : 土粒子骨格の体積圧縮係数 (cm^3/Kg)
 m_v : 土の体積圧縮係数 (cm^3/Kg)、 m_s に同じ
 N : 気泡の数
 n : 土の間げき率
 OCR : 過圧密比
 P_0 : Casagrande 法における先行圧密圧力 (Kg/cm^2)
 P_1 : 不かく乱試料の $e \sim \log \sigma_v'$ 曲線の直線部分が原位置間げき比と交わる圧力 (Kg/cm^2)

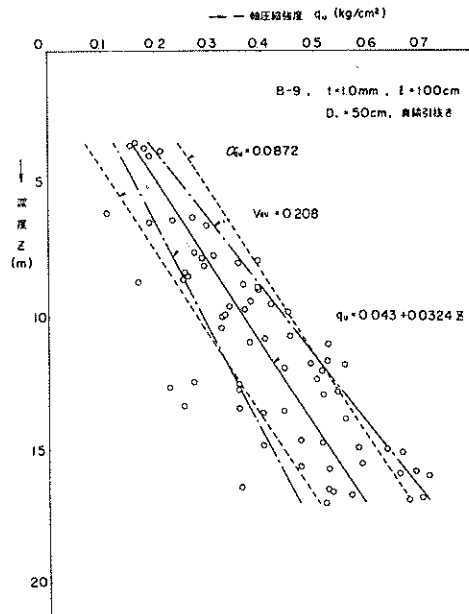
- P_r : 繰り返し試料についての交叉圧力 (Kg/cm^2)
 P_s : Schmertman 法で補正した $e \sim \log \sigma_v'$ 曲線の直線部分が原位置間げき比と交わる圧力 (Kg/cm^2)
 P_y : 三笠の方法による圧密降伏応力 (Kg/cm^2)
 P_o : 真空基準で表わした大気圧、 1.03 (Kg/cm^2)
 q : 間げき水の表面張力、約 7.4×10^{-5} (Kg/cm)
 qu : 一軸圧縮強度、または非排水圧縮強度、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (Kg/cm^2)
 R : かく乱比 (σ_p'/σ_r' または $\sigma_v o'/\sigma_v r'$)
 RCR : 再圧密比 (Reconsolidation Ratio) ($\log \sigma_v u'/\sigma_v r'$) / ($\log \sigma_v o'/\sigma_v r'$)
 r : 気泡の半径 (cm)
 r_o : 原位置での気泡の初期半径 (cm)
 r_i : 試料採取直後の気泡半径 (cm)
 r_s : 試料の半径 (cm)
 r_u : UU 試験における気泡の初期半径 (cm)
 S : 試料の飽和度
 S_0 : 原位置での初期飽和度
 S_d : かく乱度を表わす目安
 S_p : 完全試料の飽和度
 S_t : 鋭敏比
 S_u : UU 試験供試体の初期飽和度
 s_u : 非排水強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2$ (Kg/cm^2)
 s_{ur} : 乱された試料の非排水強度 (Kg/cm^2)
 s_{up} : 完全不かく乱強度 (Kg/cm^2)
 t : 試料の完全に乱された範囲の厚さ (cm)、または、シンウォールチューブの肉厚 (mm)
 UU : 非圧密非排水三軸圧縮試験
 u : 間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_0 : 原位置における初期間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_a : 間げき空気圧 (Kg/cm^2)
 u_{a0} : 原位置での初期気泡圧 (Kg/cm^2)
 u_c : UU 試験における限界間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_d : $20^\circ C$ 、 $1 Kg/cm^2$ 、 $r = \infty$ での飽和蒸気圧、大気圧基準で約 1.01 (Kg/cm^2)
 u'_d : 一般の飽和蒸気圧 (Kg/cm^2)
 u_e : 保存試料の間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_i : 試料採取直後の間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_p : 完全試料の残留間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_{pp} : 完全飽和完全試料の残留間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_u : UU 試験における初期間げき水圧 (Kg/cm^2)
 u_v : 間げき流体圧 (Kg/cm^2)
 V : 土試料の体積、 $[V_a + V_w + V_s]$ (cm^3)
 V_0 : 原位置における試料の初期体積 (cm^3)

- V_a : 気泡の体積 (cm^3)
 V_{ac} : 初期飽和試料のサンプリングに伴う限界気泡体積 (cm^3)
 $V_{ac'}$: UU 試験における限界気泡体積 (cm^3)
 V_{ae} : 保存試料の気泡体積 (cm^3)
 V_{ai} : 試料採取直後の気泡体積 (cm^3)
 V_{ao} : 原位置における気泡の初期体積 (cm^3)
 V_{ap} : 完全試料の気泡体積 (cm^3)
 V_{au} : UU 試験における気泡の初期体積 (cm^3)
 V_c : UU 試験における限界状態での供試体体積 (cm^3)
 V_d : 飽和溶解空気をその時の気泡圧力に換算した容積、
[$V_d = H V_w$] (cm^3)
 V_e : 保存試料の全体積 (cm^3)
 V_i : 試料採取直後の全体積 (cm^3)
 V_p : 完全試料の全体積 (cm^3)
 V_{qu} : 一軸圧縮強度の変動係数
 V_s : 土粒子の体積 (cm^3)
 V_u : UU 試験供試体の初期体積 (cm^3)
 V_v : 間げきの体積 (cm^3)
 V_w : 間げき水の体積 (cm^3)
VDR : 間げき減少比 (Void Decrease Ratio)
 w : 含水比
 X : かく乱係数
 Z : 深さ (m)
 α : RCR = 1 における $m_v \cdot \sigma'_v$ の値、または、
 $E_{50} / (qu / 2)$ 、または、シンウォールチューブ
の刃先角度 ($^\circ$)
 β : RCR = 0 における $m_v \cdot \sigma'_v$ の値、または、シン
ウォールチューブ刃先の先端角度 ($^\circ$)
 γ' : 土の水中単位体積重量 (t/m^3)
 ϵ : 軸ひずみ
 ϵ_{50} : 50 % ひずみ、破壊強度の 1 / 2 に対応するひずみ
 ϵ_f : 破壊ひずみ
 ϵ_h : 水平せん断ひずみ [(変位) / (試料高)]
 ζ, η : 再圧密比と圧密係数との関係における比例常数
(2.14 式)
 κ : Hvorslev の粘着力係数
 λ, μ : 再圧密比と透水係数との関係における比例常数
(2.16 式)
 $\Sigma \gamma'_h$: 土被り圧 (Kg/cm^2)
 σ : UU 試験における拘束圧 (Kg/cm^2)
 σ' : UU 試験における残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_1 : 最大全主応力 (Kg/cm^2)
 $\sigma_1 - \sigma_3$: 軸差応力 (Kg/cm^2)
 σ_1^0 : 原位置における最大全主応力 (Kg/cm^2)
 σ_3 : 最小全主応力 (Kg/cm^2)
 σ_3^0 : 原位置における最小全主応力 (Kg/cm^2)
 σ_3' : 最小有効主応力 (Kg/cm^2)
 σ_{3f}' : 破壊時の最小有効主応力 (Kg/cm^2)
 σ_c : UU 試験における限界拘束圧 (Kg/cm^2)
 σ_e' : 保存試料の残留有効応力、または、Hvorslev の
等価圧密圧力 (Kg/cm^2)
 σ_f : UU 試験における最終拘束圧 (Kg/cm^2)
 σ_f' : UU 試験における最終残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_h : 原位置での水平全応力 (Kg/cm^2)
 σ_h' : 原位置での水平有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_m' : 平均有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_p' : 完全試料の残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_{pp}' : 完全飽和完全試料の残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_{qu}' : 一軸圧縮強度の最小自乗直線の周りの標準偏差
(Kg/cm^2)
 σ_r' : ある程度乱された試料の残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_{r0}' : かく乱直後の残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_{re}' : 平衡後の残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_s' : 採取試料の残留有効応力 (Kg/cm^2)
 σ_v : 原位置での鉛直応力 (Kg/cm^2)
 σ_v' : 圧密圧力、または、原位置での鉛直有効応力
(Kg/cm^2)
 σ_{v0}' : 先行圧密圧力、または、最大圧密圧力 (Kg/cm^2)
 σ_{v1}' : 乱された試料がせん断力を受けない状態での残留鉛
直有効応力 (Kg/cm^2)
 ϕ_e : Hvorslev の有効摩擦角 ($^\circ$)

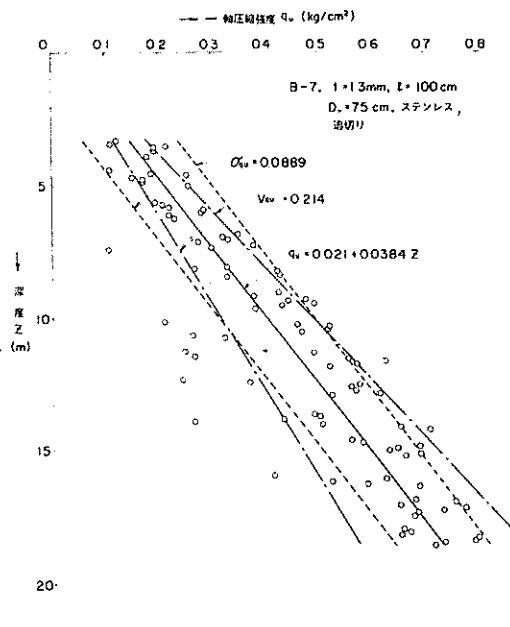
附図-A 一軸圧縮強度の深度分布例



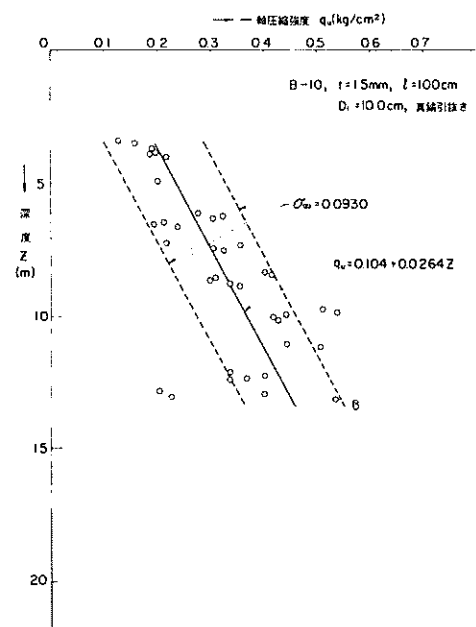
A-1 錦海湾 B-5



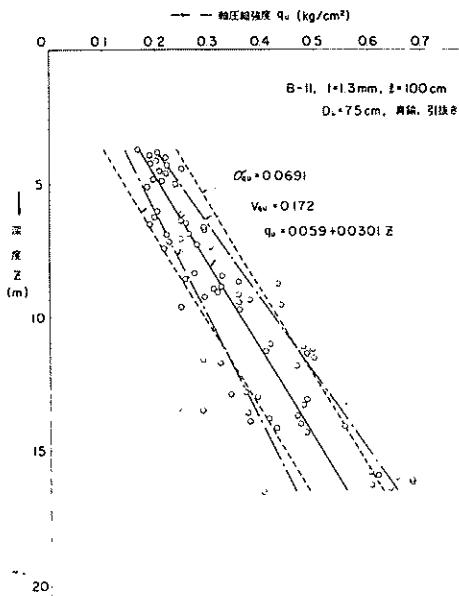
A-3 錦海湾 B-9



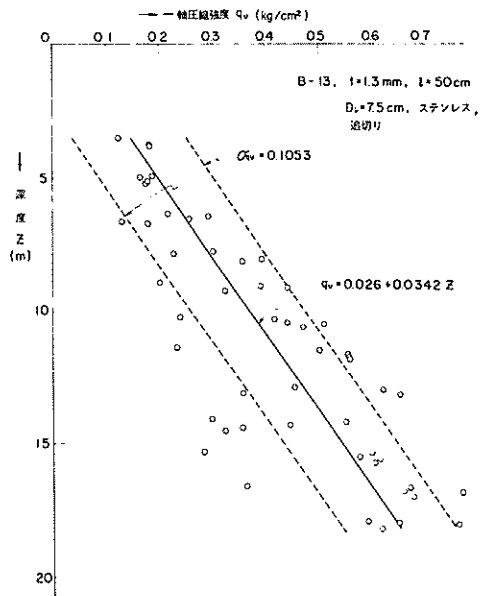
A-2 錦海湾 B-7



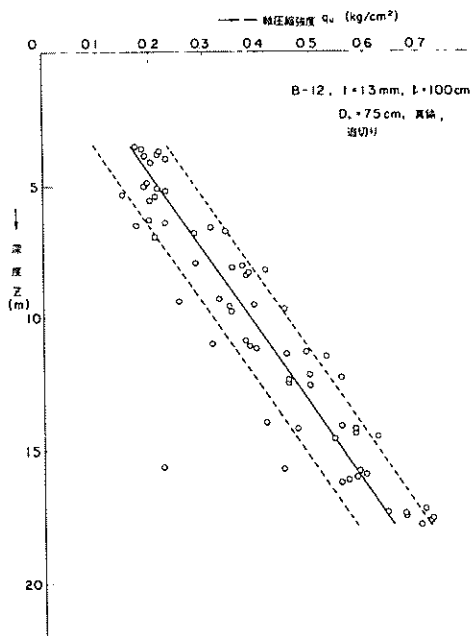
A-4 錦海湾 B-10



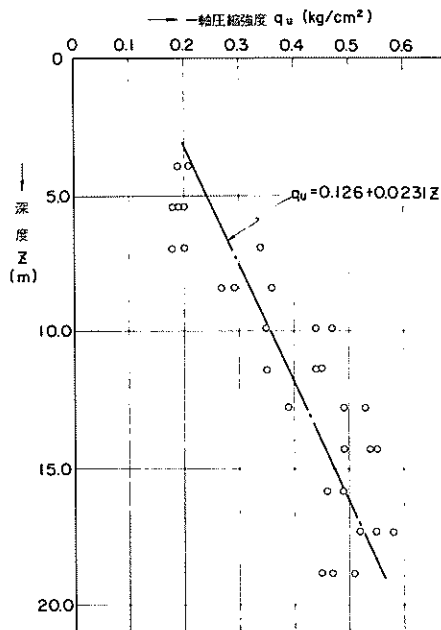
A-5 錦海湾 B-11



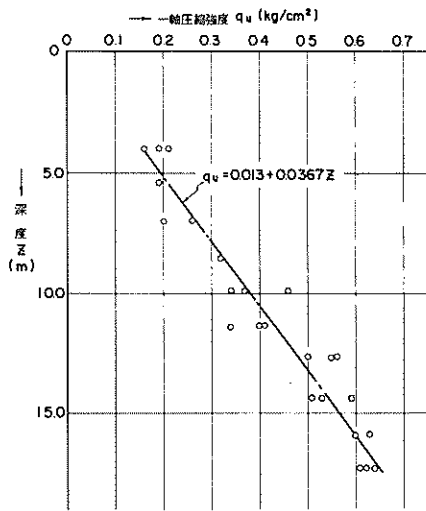
A-7 錦海湾 B-13



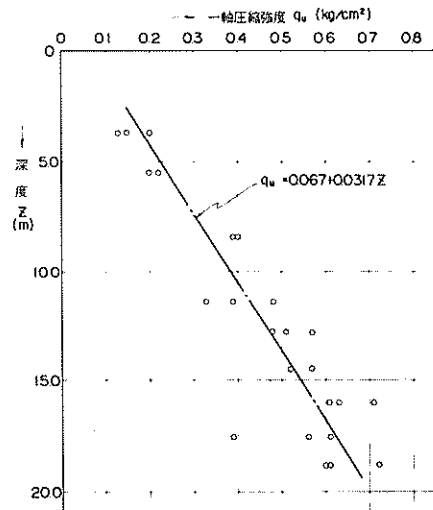
A-6 錦海湾 B-12



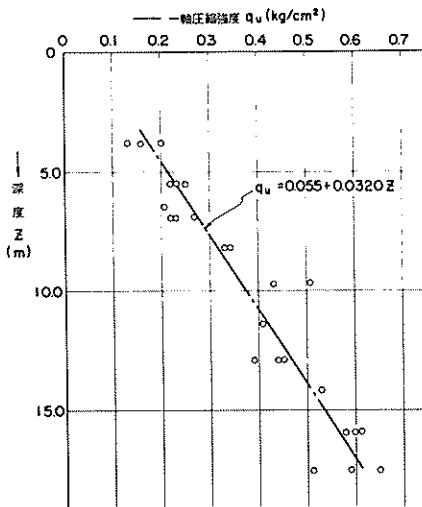
A-8 錦海湾 B-16



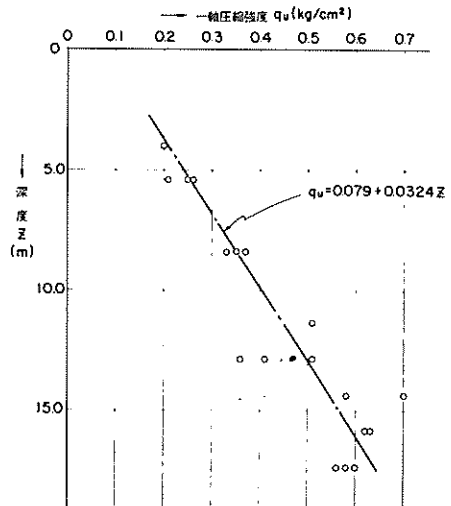
A-9 錦海湾 B-17



A-11 錦海湾 B-19

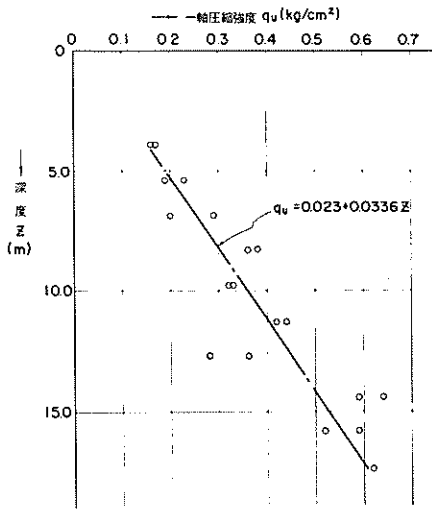


A-10 錦海湾 B-18

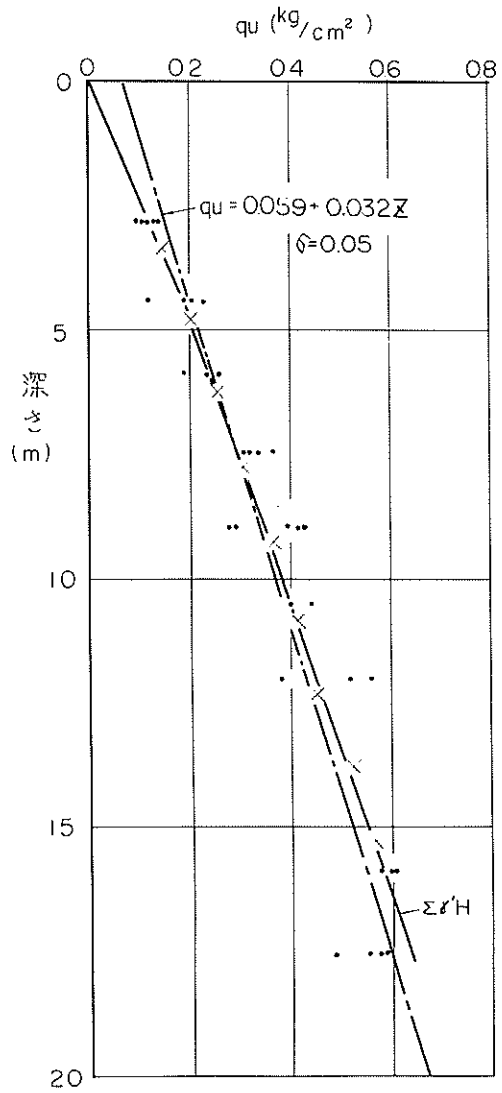


A-12 錦海湾 B-20

B-24 $t=13$, $\phi=75$, $l=1000$, ステンレススチール

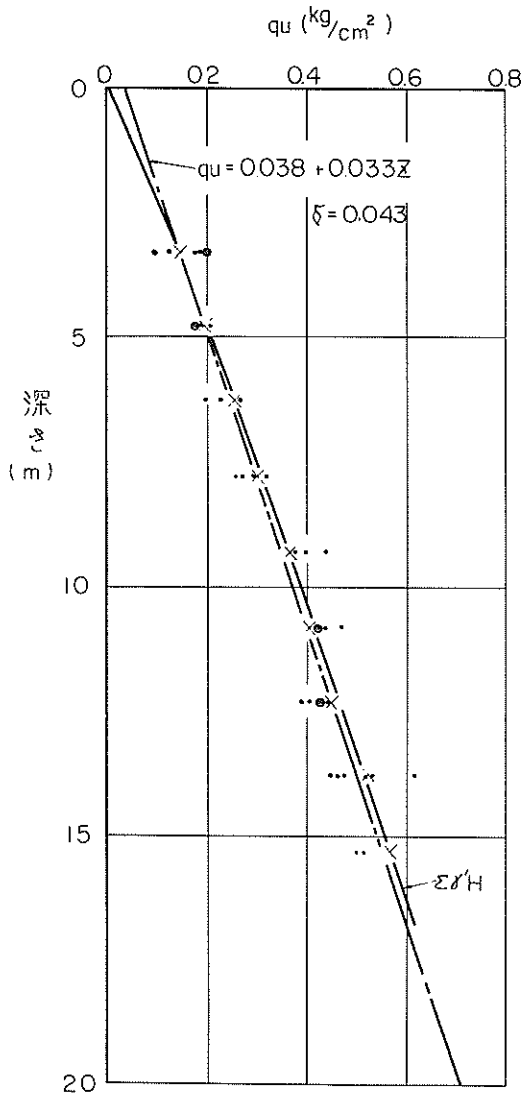


A-13 錦海浜 B-21



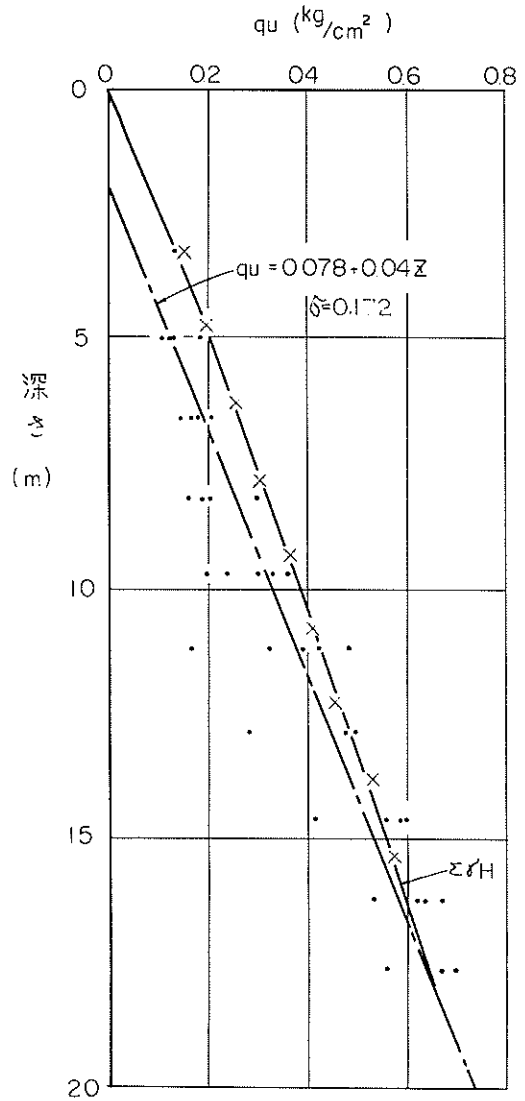
A-14 錦海浜 B-24

B-25. $t=1.3$, $\phi=75$, $\iota=1000$ ステンレス



A-15 錦海湾 B-25

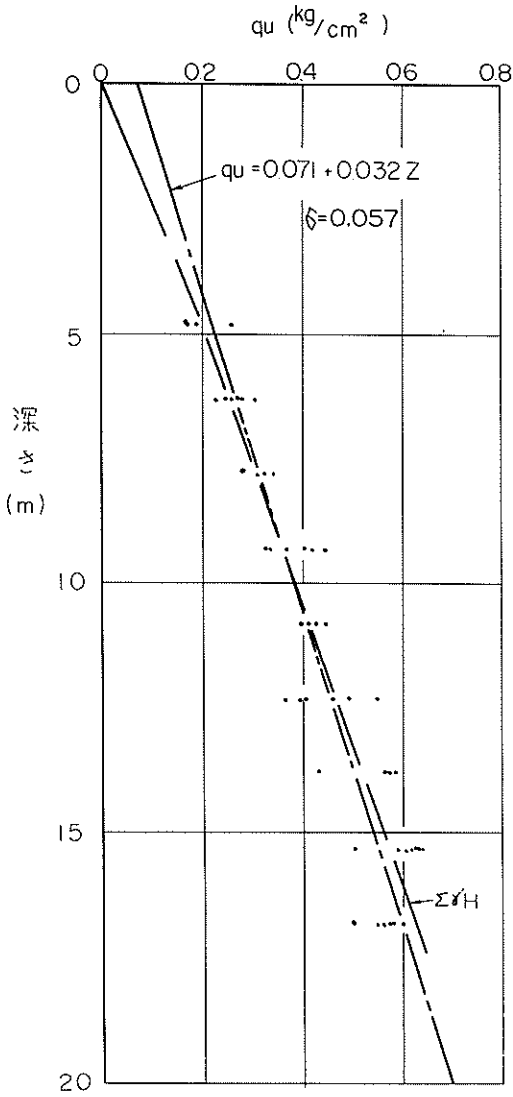
B-26 $t=1.3$, $\phi=75$, $\iota=1200$ ステンレスチール



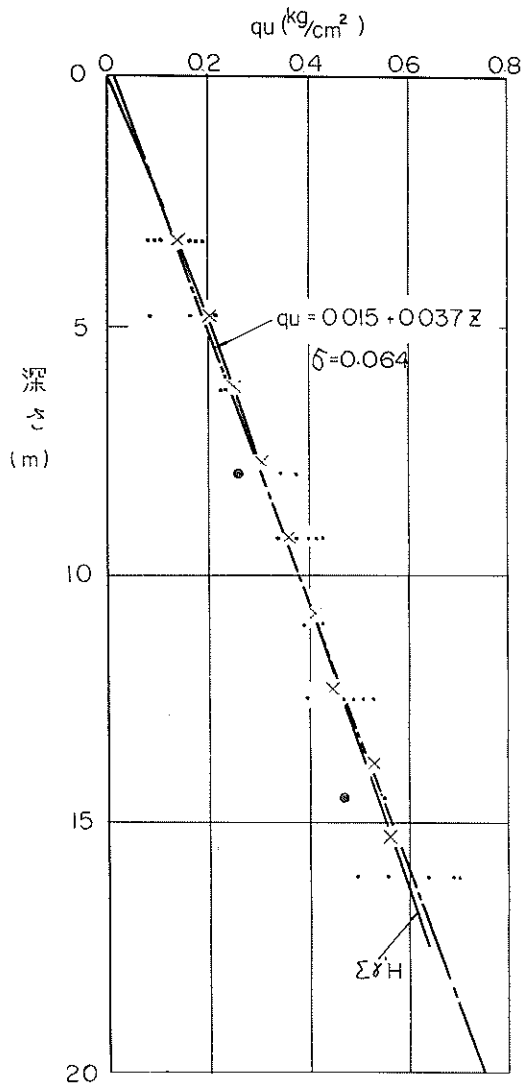
A-16 錦海湾 B-26

B-27 $t=1.3$, $\phi=75$, $l=1000$ ステンレススチール

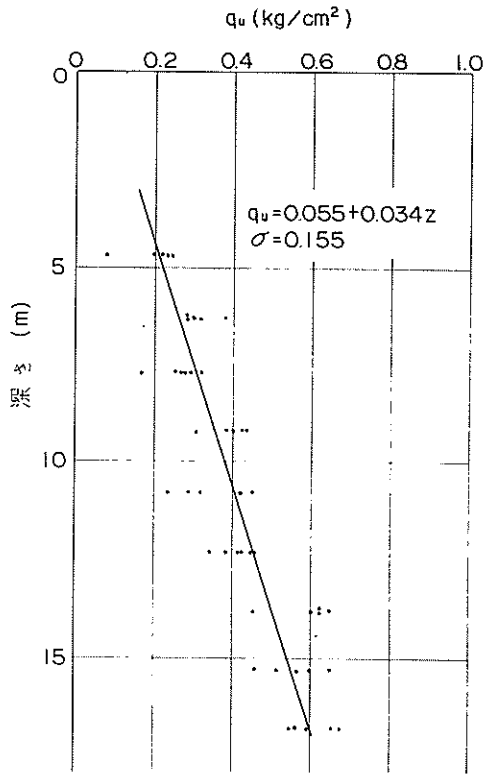
B-28 $t=1.3$, $\phi=75$, $l=1000$ ステンレススチール



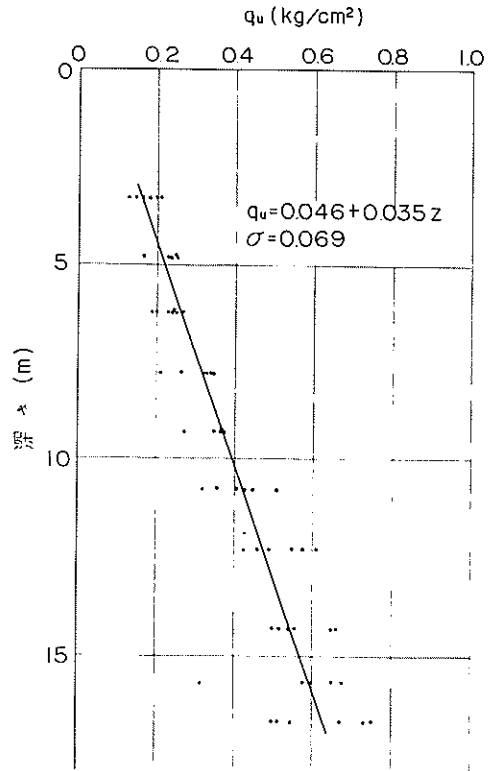
A-17 錦海湾 B-27



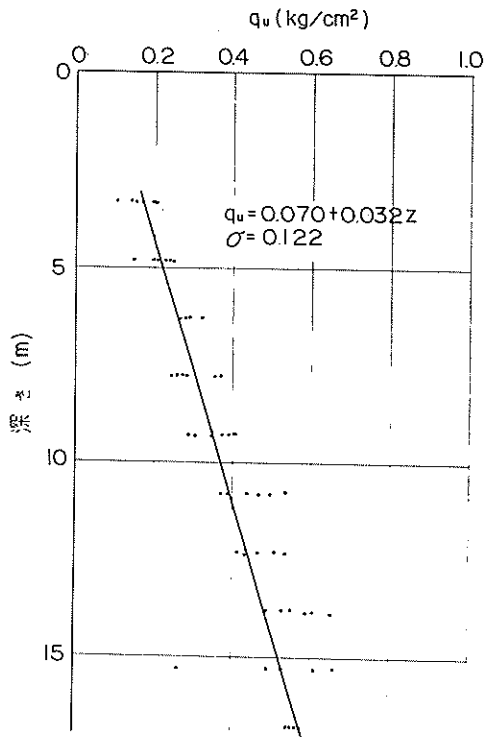
A-18 錦海湾 B-28



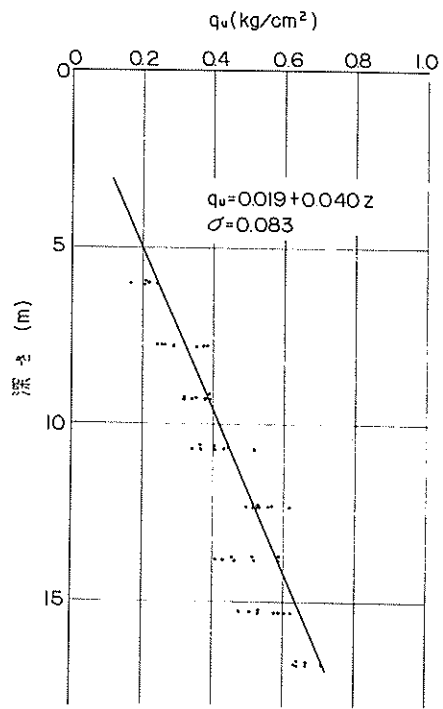
A-19 錦海湾 B-34



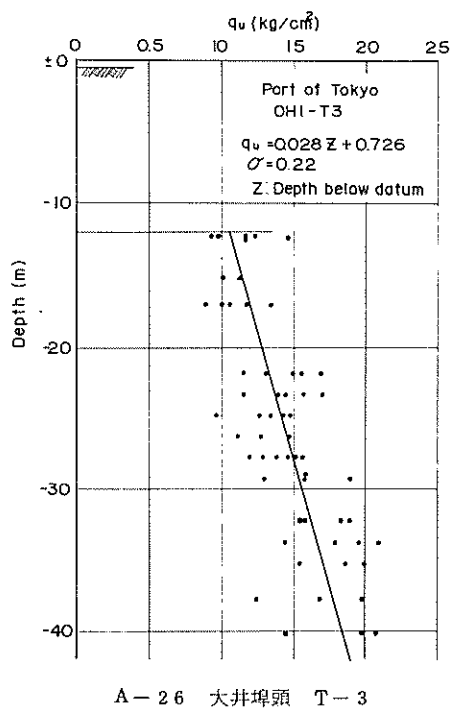
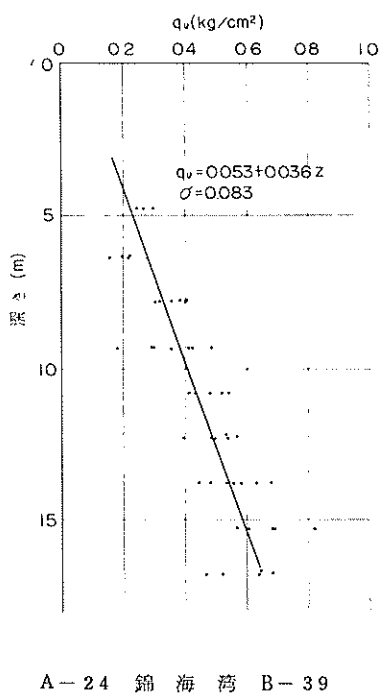
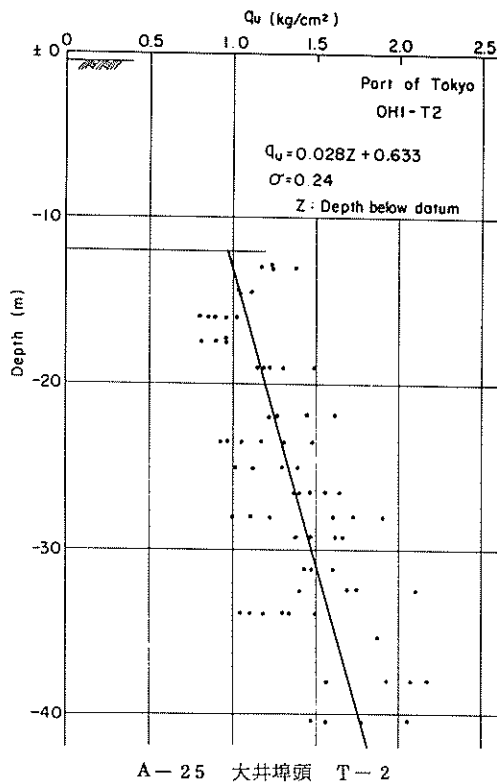
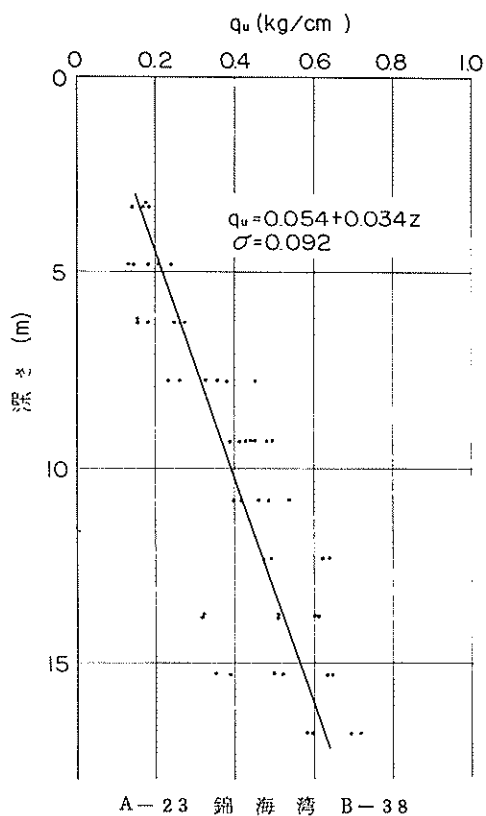
A-21 錦海湾 B-36

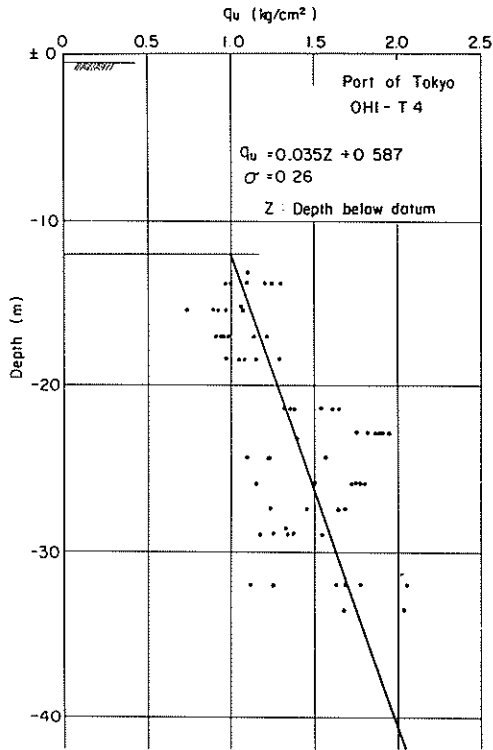


A-20 錦海湾 B-35

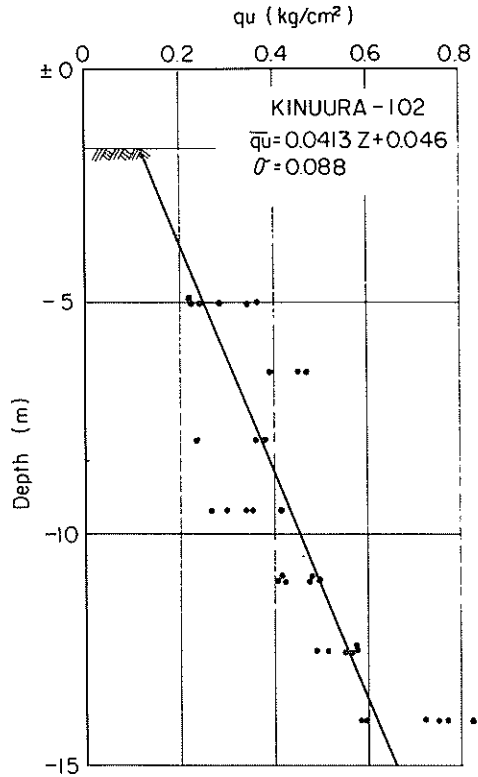


A-22 錦海湾 B-37

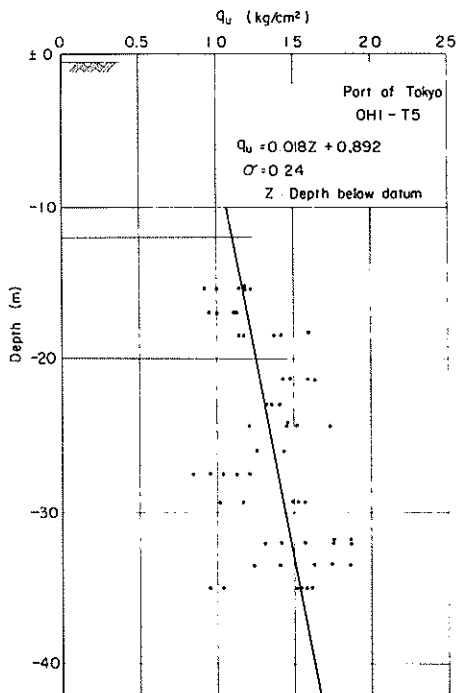




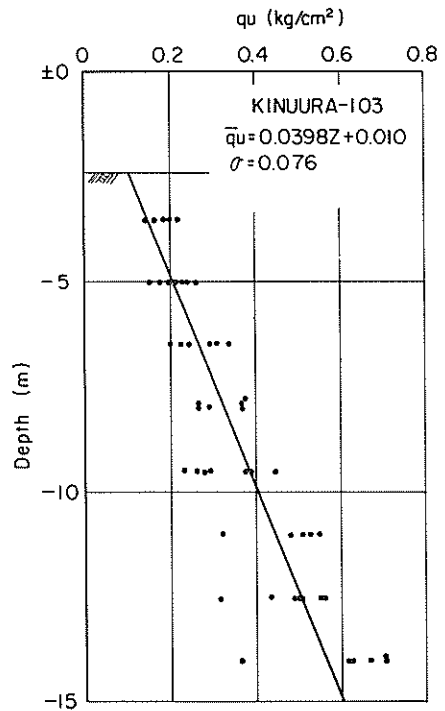
A-27 大井埠頭 T-4



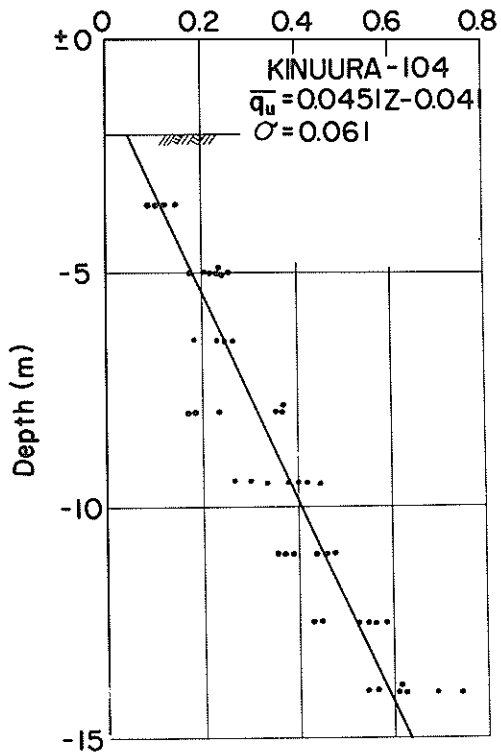
A-29 衣浦港 B-102



A-28 大井埠頭 T-5



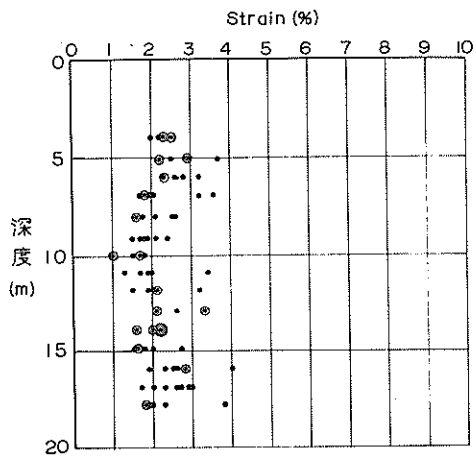
A-30 衣浦港 B-103



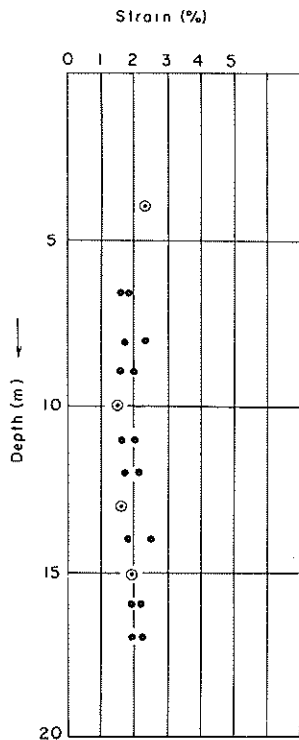
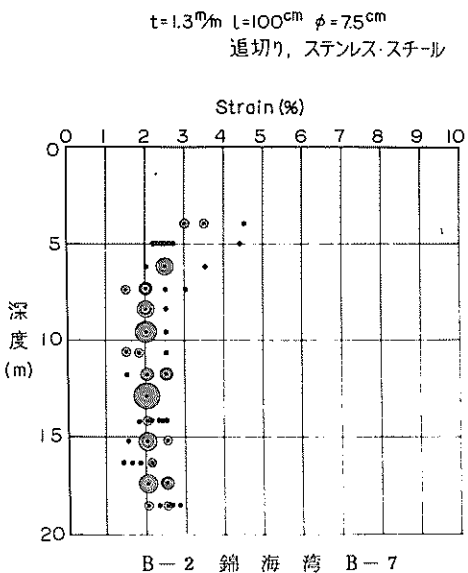
A-31 衣浦港 B-104

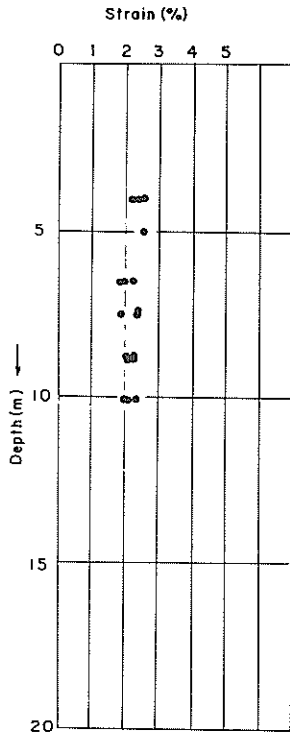
附図-B 破壊ひずみの深度分布例

B5 $t = 1.3^m$ $l = 100^m$ $\phi = 75^m$
 引抜き, ステンレス・スチール

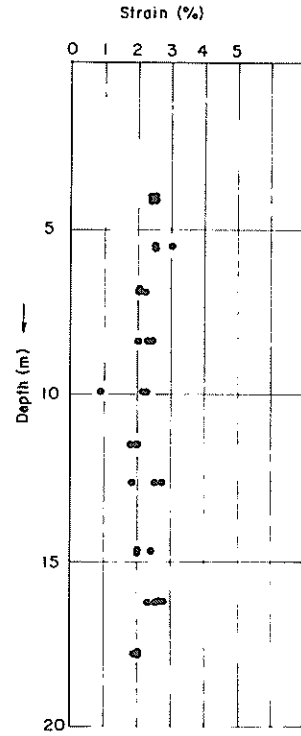


B-1 錦海湾 B-5

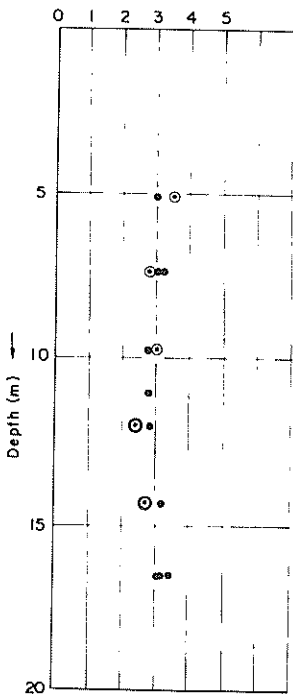




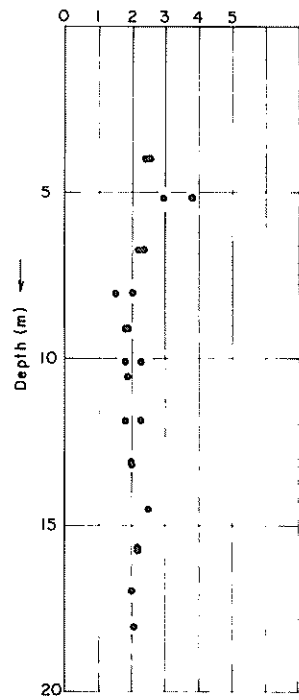
B-4 錦海湾 B-10
Strain (%)



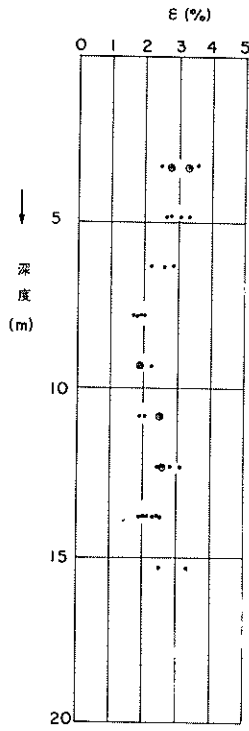
B-6 錦海湾 B-12
Strain (%)



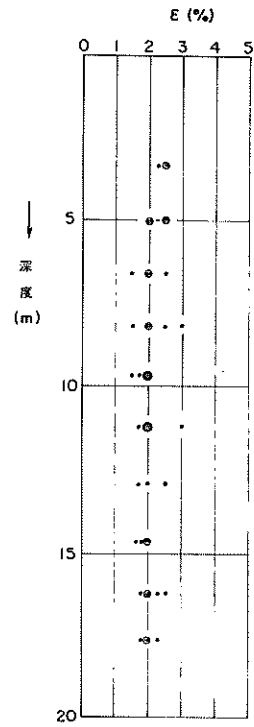
B-5 錦海湾 B-11



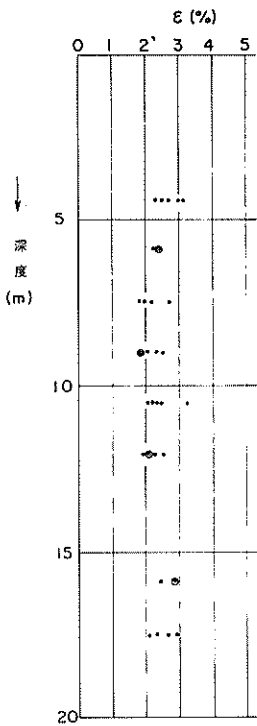
B-7 錦海湾 B-13



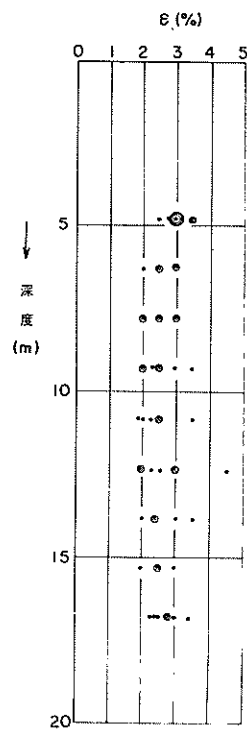
B-8 錦海灣 B-24



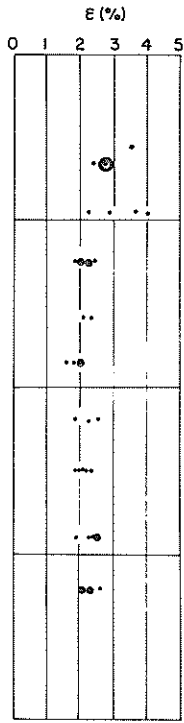
B-10 錦海灣 B-26



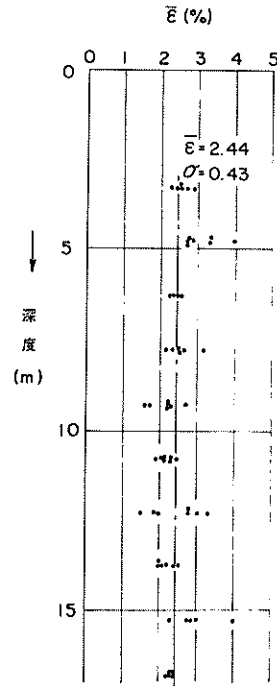
B-9 錦海灣 B-25



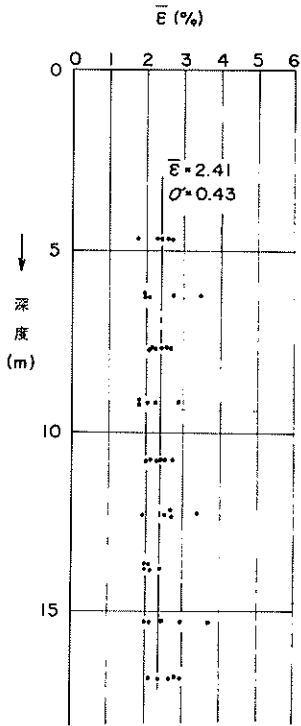
B-11 錦海灣 B-27



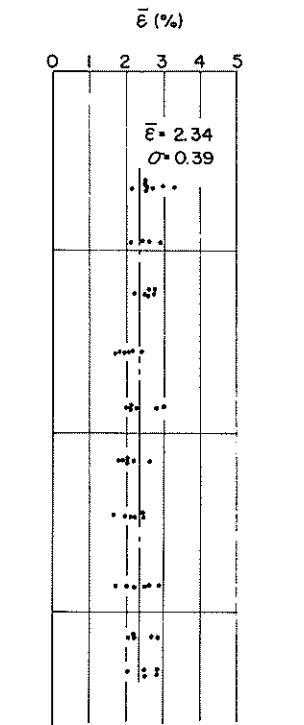
B-12 錦海湾 B-28



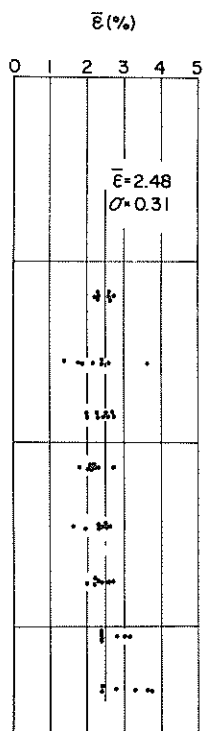
B-14 錦海湾 B-35



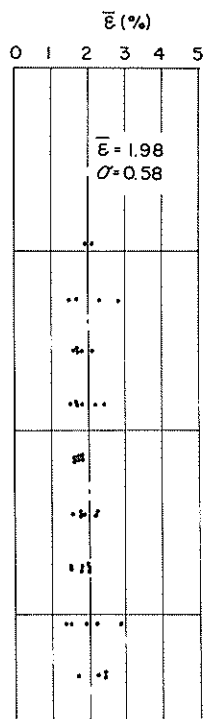
B-13 錦海湾 B-34



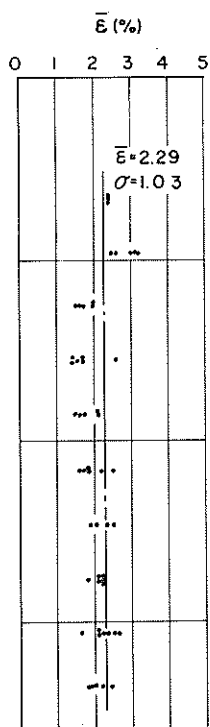
B-15 錦海湾 B-36



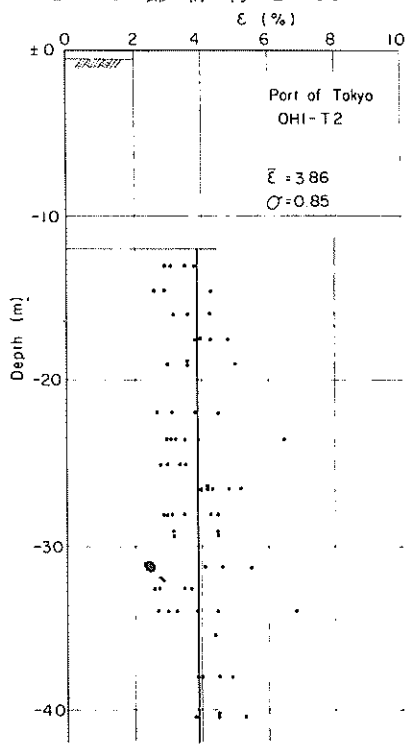
B-16 錦海湾 B-37



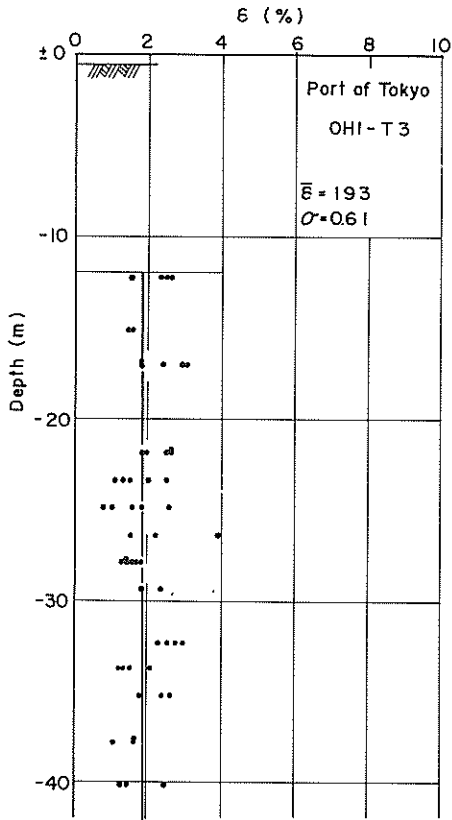
B-18 錦海湾 B-39



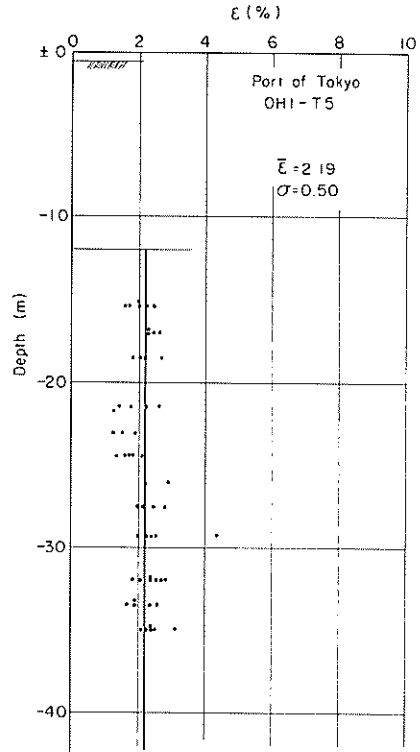
B-17 錦海湾 B-38



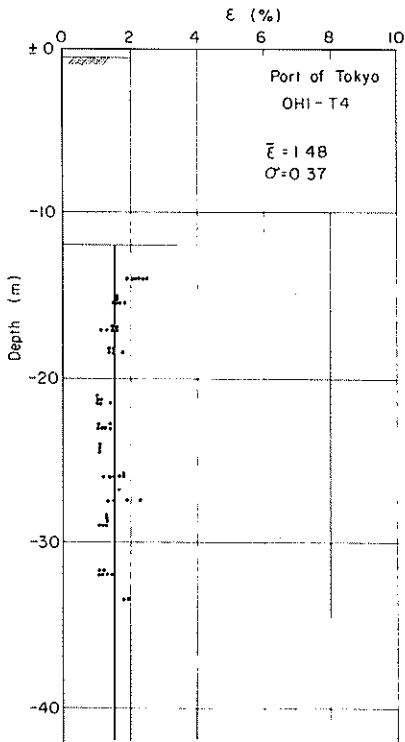
B-19 大井埠頭 T-2



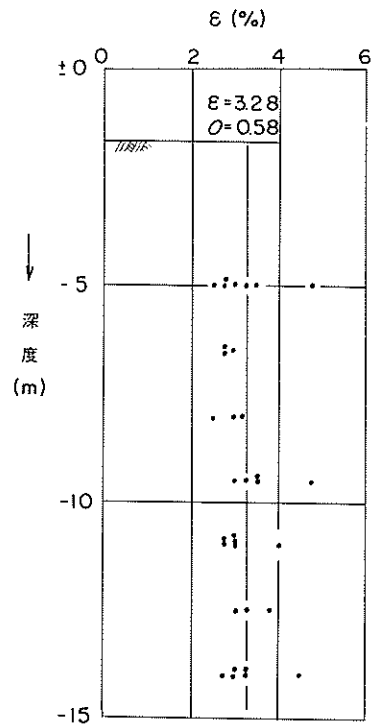
B-20 大井埠頭 T-3



B-22 大井埠頭 T-5

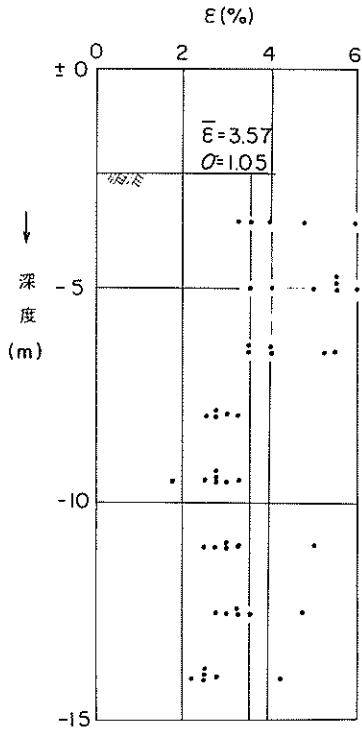


B-21 大井埠頭 T-4

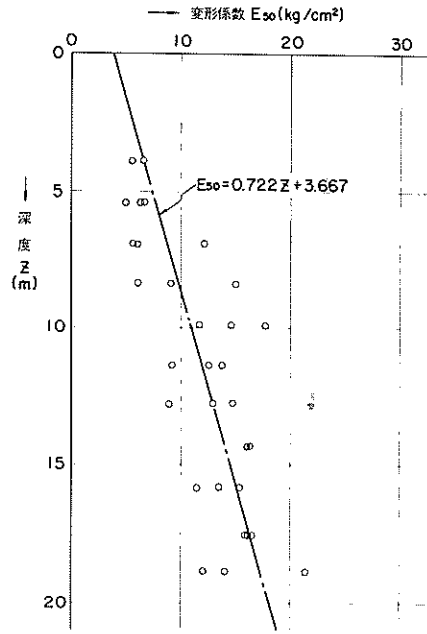


B-23 衣浦港 B-102

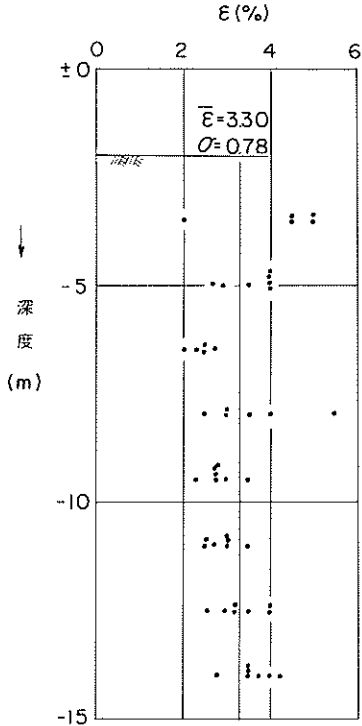
附図一C 変形係数 E_{50} の深度分布例



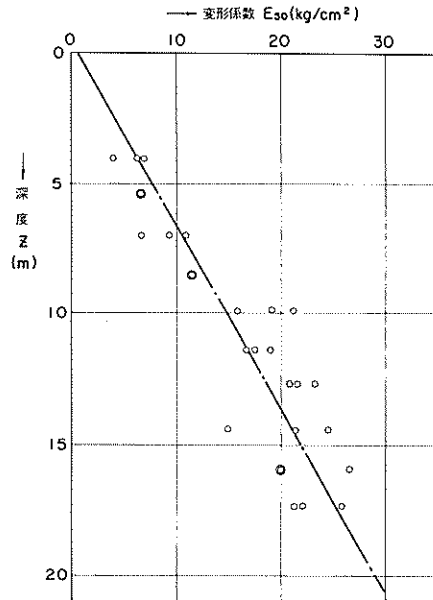
B-24 衣浦港 B-103
 ϵ (%)



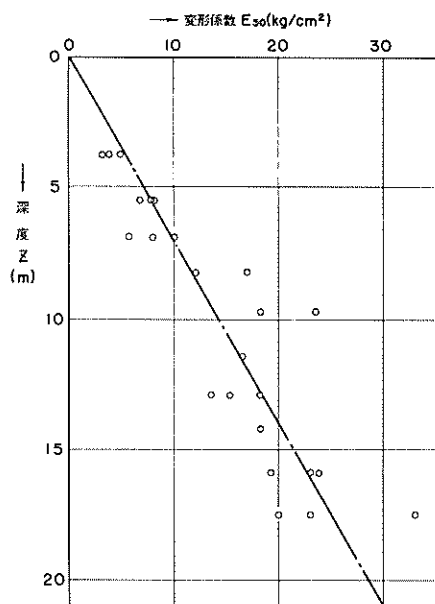
C-1 錦海湾 B-16



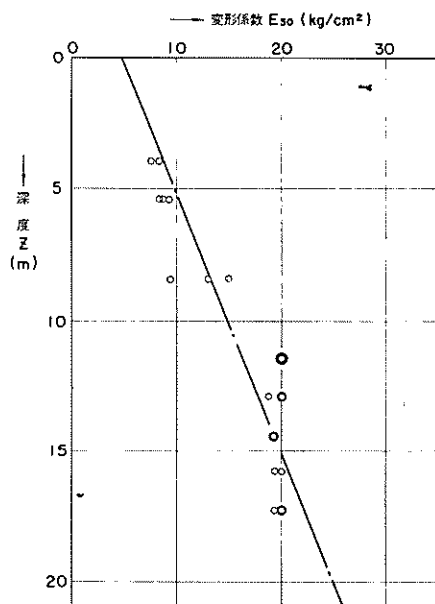
B-25 衣浦港 B-104



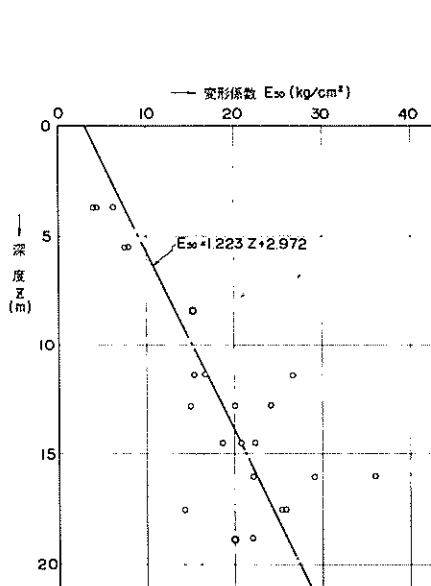
C-2 錦海湾 B-17



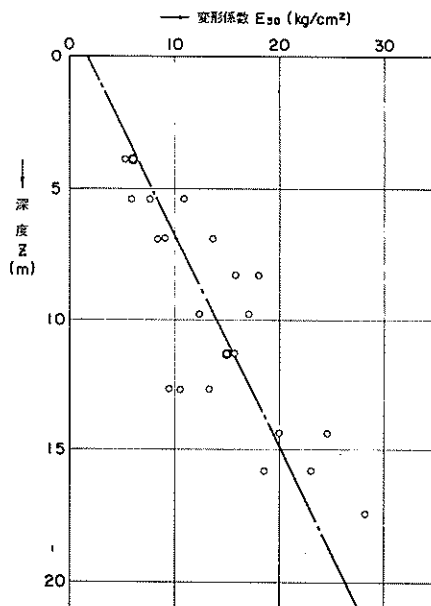
C-3 錦海湾 B-18



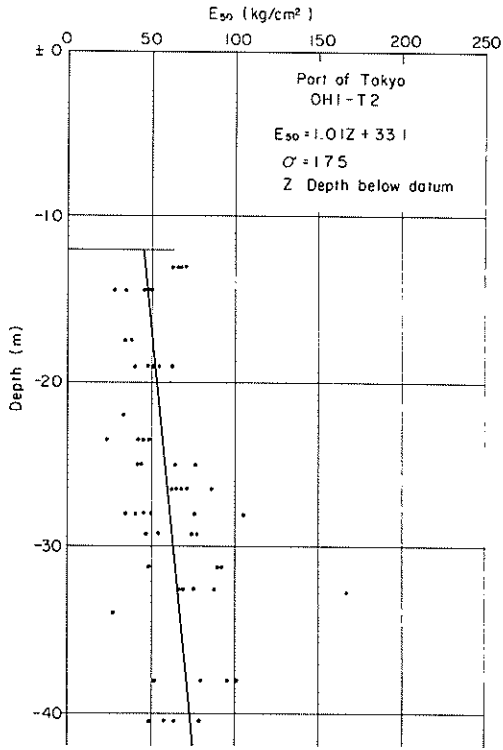
C-5 錦海湾 B-20



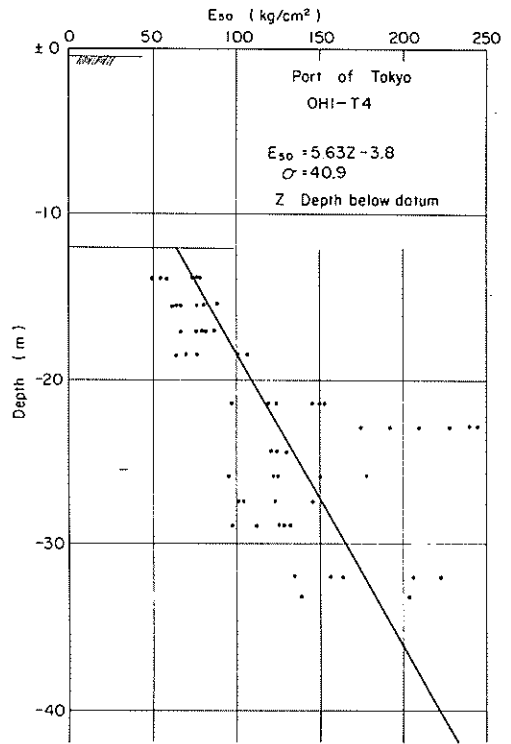
C-4 錦海湾 B-19



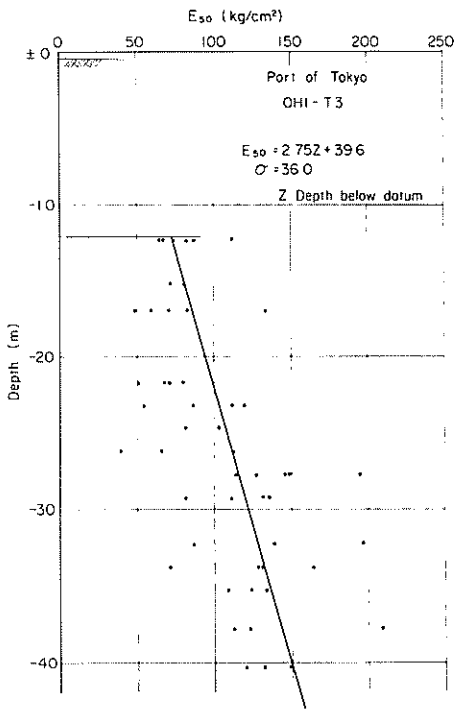
C-6 錦海湾 B-21



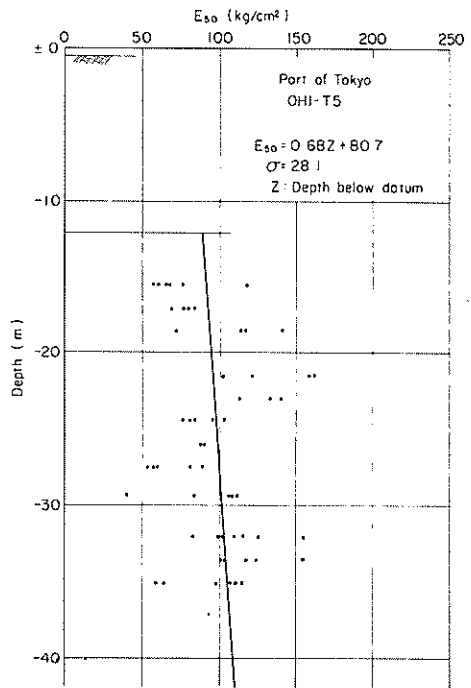
C-7 大井埠頭 T-2



C-9 大井埠頭 T-4



C-8 大井埠頭 T-3



C-10 大井埠頭 T-5

港湾技研資料 No. 193

1974・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.